



**НИЦ строительство**  
научно-исследовательский центр

# ВЕСТНИК

НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»

№ 1(48)2026

## НАУЧНЫЙ ПОТЕНЦИАЛ СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ

Издается с 1932 г. под названием «Исследования по теории сооружений»,  
с 2009 г. – ВЕСТНИК ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко «Исследования по теории сооружений»,  
с 2010 г. – ВЕСТНИК НИЦ «Строительство»  
Выходит четыре раза в год

Журнал в «БЕЛОМ СПИСКЕ» научных изданий.

Вестник НИЦ «Строительство» включен в перечень ВАК с 03.10.2019 г. по научным специальностям:

- 2.1.1 – Строительные конструкции, здания и сооружения;
- 2.1.2 – Основания и фундаменты, подземные сооружения;
- 2.1.5 – Строительные материалы и изделия.

Учредитель и издатель: АО «НИЦ «Строительство»

Адрес: 109428, г. Москва, ул. 2-я Институтская, дом 6  
тел.: +7 (495) 602-00-70, доб. 1022/1023  
e-mail: [vestnikstroy@list.ru](mailto:vestnikstroy@list.ru)

При цитировании ссылка обязательна.  
Перепечатка материалов допускается только с письменного разрешения редакции.

Фото на обложке: автор В.В. Брыксин.  
Публикуется с разрешения автора.





**RESEARCH CENTER  
OF CONSTRUCTION**  
Joint Stock Company

# BULLETIN

of Science and Research Center  
of Construction

No. 1(48)2026

## SCIENTIFIC POTENTIAL OF THE CONSTRUCTION INDUSTRY

Since 1932, the Journal had been published under the title Studies into the Theory of Constructions;  
since 2009 – under the title Bulletin of Kucherenko Scientific and Research Center of Constructions.  
Since 2010, the Journal has been published under the title Bulletin of Science and Research Center of Construction  
Frequency: Quarterly

The journal is on the "WHITE LIST" of scientific publications.

Since 2019, Bulletin of Science and Research Center of Construction has been included into the List of the Higher Attestation Commission in the following branches of science:

- 2.1.1 – Building constructions, buildings and structures;
- 2.1.2 – Foundations, underground structures;
- 2.1.5 – Building materials and products.

Founder and publisher: JSC Research Center of Construction

Address: 6, 2nd Institutskaya st., Moscow, 109428, Russian Federation  
Tel. +7 (495) 602-00-70 add. 1022/1023  
E-mail: [vestnikstroy@list.ru](mailto:vestnikstroy@list.ru)

When citing a reference is required  
Reprinting of materials is allowed only with the written permission of the Journal

Cover photo: author V.V. Bryksin.  
Published with the author's permission.



**Главный редактор**

**ЗВЕЗДОВ Андрей Иванович**, д-р техн. наук, профессор

**Научный редактор**

**СМИРНОВА Любовь Николаевна**, канд. техн. наук

**БАЖЕНОВ Валентин Георгиевич**, академик АИН, д-р физ.-мат. наук, профессор НИИМ ННГУ им. Лобачевского, Нижний Новгород, Российская Федерация

**БРУШКОВ Анатолий Викторович**, д-р геолого-минералогических наук, ФГБОУ ВО «МГУ им. М.В. Ломоносова», Москва, Российская Федерация

**VAL Dimitri V.**, Dr., Professor  
School of the Built Environment, Edinburgh, UK

**ВОЛКОВ Андрей Анатольевич**, д-р техн. наук, профессор АО «НИЦ «Строительство», Москва, Российская Федерация

**ВЕДЯКОВ Иван Иванович**, д-р техн. наук, профессор, член-корреспондент РААСН, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва, Российская Федерация

**ГУСЕВ Борис Владимирович**, д-р техн. наук, профессор, президент Российской инженерной академии (РИА), президент Международной инженерной академии (МИА), член-корреспондент РАН, Москва, Российская Федерация

**ДАВИДЮК Алексей Николаевич**, д-р техн. наук  
ГК «КТБ», Москва, Российская Федерация

**КОЛЫБИН Игорь Вячеславович**, канд. техн. наук  
НИИОСП им. Н.М. Герсеева  
АО «НИЦ «Строительство», Москва, Российская Федерация

**КОНДРАТЬЕВА Лидия Никитовна**, д-р техн. наук, профессор  
СПбГАСУ, Санкт-Петербург, Российская Федерация

**КУЗЕВАНОВ Дмитрий Владимирович**, канд. техн. наук  
НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», Москва, Российская Федерация

**КУРБАЦКИЙ Евгений Николаевич**, д-р техн. наук, профессор  
РУТ МИИТ, Москва, Российская Федерация

**LYAMIN Andrei**, Dr., Professor  
School of Engineering, Callaghan, Australia

**МАИЛЯН Дмитрий Рафаэлович**, д-р техн. наук, профессор  
ФГБОУ ВО «Донской государственный технический университет», Ростов-на-Дону, Российская Федерация

**МАНГУШЕВ Рашид Абдуллович**, д-р техн. наук, профессор, член-корреспондент Российской академии архитектуры и строительных наук (РААСН) ГОУ ВПО «СПбГАСУ», Санкт-Петербург, Российская Федерация

**МИРСЯПОВ Илизар Талгатович**, д-р техн. наук, профессор, член-корреспондент Российской академии архитектуры и строительных наук (РААСН) ФГБОУ ВО «КазГАСУ», Казань, Российская Федерация

**МОНДРУС Владимир Львович**, д-р техн. наук, профессор  
ФГБОУ ВО «НИУ МГСУ», Москва, Российская Федерация

**МОХОВ Андрей Игоревич**, д-р техн. наук, профессор, академик Российской академии естественных наук (РАЕН) Некоммерческое партнерство «Энергоэффект», Москва, Российская Федерация

**НЕМЧИНОВ Юрий Иванович**, академик АИН, АСУ, д-р техн. наук, профессор  
ГП НИИСК, Киев, Украина

**НЕСВЕТАЕВ Григорий Васильевич**, д-р техн. наук, профессор  
ФГБОУ ВО «Донской государственный технический университет», Ростов-на-Дону, Российская Федерация

**ОБОЗОВ Владимир Иванович**, д-р техн. наук, профессор  
ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва, Российская Федерация

**PUZRIN Alexander**, Dr., Professor Institute for Geotechnical Engineering, Zurich, Switzerland

**ПЯТИКРЕСТОВСКИЙ Константин Пантелеевич**, д-р техн. наук, профессор  
ФГБОУ ВО «НИУ МГСУ», Москва, Российская Федерация

**ТАМРАЗЯН Ашот Георгиевич**, д-р техн. наук, профессор  
ФГБОУ ВО «НИУ МГСУ», Москва, Российская Федерация

**ТЕР-МАТИРОСЯН Армен Завенович**, д-р техн. наук  
ФГБОУ ВО «НИУ МГСУ», Москва, Российская Федерация

**ТРАВУШ Владимир Ильич**, вице-президент РААСН, д-р техн. наук, профессор ЗАО «Горпроект», Москва, Российская Федерация

**ФАРФЕЛЬ Михаил Иосифович**, канд. техн. наук  
ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва, Российская Федерация

**ФЕДЮК Роман Сергеевич**, д-р техн. наук, доцент  
Дальневосточный федеральный университет, Владивосток, Российская Федерация

**ХАЧИЯН Эдуард Ефремович**, академик НАН РА, д-р техн. наук, профессор  
Национальный университет архитектуры и строительства Армении, Ереван, Республика Армения

**ЧЕЛЫШКОВ Павел Дмитриевич**, д-р техн. наук, доцент  
АО «НИЦ «Строительство», Москва, Российская Федерация

**ЧЕРЕВЕВ Виктор Григорьевич**, д-р геолого-минералогических наук, ФГБОУ ВО «МГУ им. М.В. Ломоносова», Москва, Российская Федерация

**ШУЛЯТЬЕВ Олег Александрович**, д-р техн. наук, НИИОСП им. Н.М. Герсеева  
АО «НИЦ «Строительство», Москва, Российская Федерация

**Вестник НИЦ «Строительство»  
Научный потенциал строительной отрасли**

Вып. 1(48) / под ред. А.И. Звездова. – М.: АО «НИЦ «Строительство», 2026. – 240 с.  
ISSN 2224-9494 (Print) ISSN 2782-3938 (Online)  
DOI журнала: <https://doi.org/10.37538/2224-9494>  
DOI выпуска: [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1\(48\)](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1(48))

**В действующем Перечне ВАК от 10.04.2026 г. под номером 628.**

Зарегистрирован Федеральной службой по надзору в сфере связи, информационных технологий и массовых коммуникаций (Роскомнадзор).  
Свидетельство о регистрации средства массовой информации ПИ № ФС77-75188 от 22 февраля 2019 г.

Свидетельство о регистрации средства массовой информации Эл № ФС77-82129 от 18 октября 2021 г.

Содержит статьи, посвященные актуальным проблемам и перспективам строительной науки, непосредственно связанным с решением практических задач.

Для научных работников, инженеров-проектировщиков, преподавателей, аспирантов.

ISSN 2224-9494 (Print)  
ISSN 2782-3938 (Online)

© АО «НИЦ «Строительство»,  
«Вестник НИЦ «Строительство», 2026

## EDITORIAL BOARD

UDC 69; 624; 55; 550.34; 531.01; 531.03

### Editor in Chief

**ZVEZDOV Andrey I., Dr. Sci. (Engineering), Professor**

### Scientific Editor

**SMIRNOVA Lyubov' N., Cand. Sci. (Engineering)**

**BAZHENOV Valentin G.,** Academician of AES, Dr. Sci. (Physical and Mathematical), Professor  
Lobachevsky State University of Nizhny Novgorod (UNN),  
Nizhni Novgorod, Russian Federation

**BROUCHKOV Anatoly V.,** Dr. Sci. (Geology and Mineralogy),  
Lomonosov Moscow State University, Moscow, Russian Federation

**VAL Dimitri V.,** Dr., Professor  
School of the Built Environment, Edinburgh, UK

**VOLKOV Andrey A.,** Dr. Sci. (Engineering), Professor  
JSC Research Center of Construction,  
Moscow, Russian Federation

**VEDYAKOV Ivan I.,** Dr. Sci. (Engineering), Professor,  
Corresponding Member of the RAASN, Research Institute of  
Building Constructions named after V.A. Koucherenko, JSC  
Research Center of Construction, Moscow, Russian Federation

**GUSEV Boris V.,** Dr. Sci. (Engineering), Professor, President  
of Russian Academy of Engineering (RAE), President  
of International Academy of Engineering (IAE), Corresponding  
Member of the Academy of Sciences  
of the Russian Federation, Moscow, Russian Federation

**DAVIDYUK Aleksey N.,** Dr. Sci. (Engineering)  
KTB Beton Group, Moscow, Russian Federation

**KOLYBIN Igor V.,** Cand. Sci. (Engineering)  
Research Institute of Bases and Underground Structures named  
after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction,  
Moscow, Russian Federation

**KONDRAT'EVA Lidia N.,** Dr. Sci. (Engineering), Professor  
Saint Petersburg State University of Architecture and Civil  
Engineering, Saint Petersburg, Russian Federation

**KUZEVANOV Dmitry V.,** Cand. Sci. (Engineering)  
Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete  
named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction,  
Moscow, Russian Federation

**KURBATSKY Evgeny N.,** Dr. Sci. (Engineering), Professor  
Russian University of Transport (MIIT),  
Moscow, Russian Federation

**LYAMIN Andrei,** Dr., Professor  
School of Engineering, Callaghan, Australia

**MAILYAN Dmitry R.,** Dr. Sci. (Engineering), Professor  
Don State Technical University (DSTU),  
Rostov-on-Don, Russian Federation

**MANGUSHEV Rashid A.,** Dr. Sci. (Engineering), Professor,  
Corresponding Member of the RAASN, Saint Petersburg State  
University of Architecture and Civil Engineering (SPbGASU), Saint  
Petersburg, Russian Federation

**MIRSAYAPOV Ilyazar T.,** Dr. Sci. (Engineering), Professor,  
Corresponding Member of the RAASN, Kazan State University  
of Architecture and Civil Engineering (KazGASU),  
Kazan, Russian Federation

**MONDRUS Vladimir L.,** Dr. Sci. (Engineering), Professor  
Moscow State University of Civil Engineering  
(National Research University), Moscow, Russian Federation

**MOKHOV Andrey I.,** Dr. Sci. (Engineering), Professor, Academician  
of the Russian Academy of Natural Sciences (RANS) Non-profit  
partnership "Energoeffekt",  
Moscow, Russian Federation

**NEMCHINOV Yury I.,** Academician of AES, Dr. Sci. (Engineering),  
Professor State Enterprise "State Research Institute of Building  
Constructions", Kyiv, Ukraine

**NESVETAEV Grigoriy V.,** Dr. Sci. (Engineering), Professor  
Don State Technical University (DSTU),  
Rostov-on-Don, Russian Federation

**OBOZOV Vladimir I.,** Dr. Sci. (Engineering), Professor  
Research Institute of Building Constructions named after  
V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction,  
Moscow, Russian Federation

**PUZRIN Alexander,** Dr., Professor  
Institute for Geotechnical Engineering, Zurich, Switzerland

**PYATIKRESTOVSKY Konstantin P.,** Dr. Sci. (Engineering),  
Professor Moscow State University of Civil Engineering  
(National Research University),  
Moscow, Russian Federation

**TAMRAZIAN Ashot G.,** Dr. Sci. (Engineering), Professor  
Moscow State University of Civil Engineering  
(National Research University), Moscow, Russian Federation

**TER-MARTIROSYAN Armen Z.,** Dr. Sci. (Engineering)  
Moscow State University of Civil Engineering  
(National Research University), Moscow, Russian Federation

**TRAVUSH Vladimir I.,** vice president RAASN,  
Dr. Sci. (Engineering), Professor  
CJSC "Gorproject", Moscow, Russian Federation

**FARFEL Mikhail I.,** Cand. Sci. (Engineering)  
Research Institute of Building Constructions named after  
V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction,  
Moscow, Russian Federation

**FEDIUK Roman S.,** Dr. Sci. (Engineering), Associate Professor  
Far Eastern Federal University,  
Vladivostok, Russian Federation

**KHACHIYAN Eduard E.,** Dr. Sci. (Engineering),  
Academician of NAN RA, Professor  
National University of Architecture and Construction of Armenia,  
Yerevan, Republic of Armenia

**CHELISHKOV Pavel D.,** Dr. Sci. (Engineering), Associate  
Professor, JSC Research Center of Construction,  
Moscow, Russian Federation

**CHEVEREV Viktor G.,** Dr. Sci. (Geology and Mineralogy),  
Lomonosov Moscow State University, Moscow, Russian Federation

**SHULYATYEV Oleg A.,** Dr. Sci. (Engineering),  
Research Institute of Bases and Underground Structures named  
after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction,  
Moscow, Russian Federation

### Bulletin of Science and Research Center of Construction Scientific potential of the construction industry

Issue 1(48) / edited by A.I. Zvezdov. –

M.: JSC Research Center of Construction, 2026. – 240 p.

ISSN 2224-9494 (Print) ISSN 2782-3938 (Online)

DOI journal <https://doi.org/10.37538/2224-9494>

DOI issue [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1\(48\)](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1(48))

**In the current version of List of HAC from April 10, 2026  
our journal has a number 628.**

Registered by the Federal Service for Supervision  
of Communications and Information Technologies and mass  
communications (ROSKOMNADZOR).

Mass media registration certificate PI No. FS77-75188 dated  
February 22, 2019.

Mass media registration certificate EI No. FS77-82129 dated  
October 18, 2021.

Publishes research articles on current problems and prospects of  
construction science, directly related to the solution of practical  
tasks. For scientists, engineers, teachers, postgraduate students.

ISSN 2224-9494 (Print)

ISSN 2782-3938 (Online)

© JSC Research Center of Construction, Bulletin of Science  
and Research Center of Construction, 2026

## Содержание

### СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ

#### **Арленинов П.Д.**

Применимость нормативного подхода снижения модуля упругости при непродолжительных воздействиях для высокопрочных бетонов .....7

#### **Бударин А.М., Редикульцев Е.А., Зенин С.А.**

Оценка точности различных нормативных методик расчета прочности наклонных сечений железобетонных конструкций на действие поперечных сил .....21

#### **Гизятуллин И.Р.**

Аналитическое представление изменения модуля сдвига сейсмоизолирующих резинометаллических опор эксплуатируемых зданий по данным ускоренного старения .....39

#### **Ильюшенков А.О.**

Коэффициент градиента эквивалентного момента при плоской форме потери устойчивости балок двутаврового сечения с переменной высотой стенки .....56

#### **Ищук Е.М., Ищук М.К., Ласьков Н.Н.**

Экспериментальные исследования эффективности усиления кладки инъекцией раствора .....74

#### **Кириллов И.А.**

О риск-информированном подходе для обеспечения механической безопасности гражданских зданий .....98

#### **Лебедева И.В., Арутюнян Л.М.**

Методика оценки рисков опасных климатических явлений для зданий и сооружений .....111

#### **Широков В.С., Белаш Т.А.**

Влияние жесткости внутримодульных узлов на напряженно-деформированное состояние конструкций модульных зданий .....126

### ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ, ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

#### **Исаев О.Н.**

Теплофизическая модель определения коэффициента теплопроводности грунта конусным зондом постоянной мощности нагрева .....146

#### **Маковецкий О.А., Рубцова С.С., Самойлов Д.И., Зувев С.С.**

Геотехнические вопросы строительства в зоне распространения многолетнемерзлых грунтов ....156

#### **Полищук А.И., Петухов А.А., Семенов И.В.**

Усиление фундаментов инъекционными сваями при реконструкции зданий .....168

#### **Зорин Д.В., Сазонов П.М., Хмызов В.В., Горбачева Т.С.**

Разработка технологии струйной цементации для многолетнемерзлых грунтов, используемых по принципу II .....183

#### **Сазонов П.М., Попсуенко И.К., Дымченко И.А., Щербакова А.А., Сафронов Е.В.**

Автоматическая компенсация деформаций фундаментов на неравномерно-сжимаемых мерзлых основаниях путем применения пневмомембран .....202

### СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ И ИЗДЕЛИЯ

#### **Комарова М.А., Шалабин М.В.**

Анализ термического разложения огнезащитного вспучивающегося покрытия на основе окисленного графита .....213

#### **Никонова О.Н.**

Прогнозирование эксплуатационных свойств щебеночно-мастичных асфальтобетонов .....226

# CONTENTS

## BUILDING CONSTRUCTIONS, BUILDINGS AND STRUCTURES

### **P.D. Arlenin**

Applicability of the regulatory approach for reducing the modulus of elasticity under short-term actions for high-strength concretes ..... 7

### **A.M. Budarin, E.A. Redikultsev, S.A. Zenin**

Accuracy assessment of various regulatory methods for calculating the strength of inclined sections of reinforced concrete structures under the action of shear force ..... 21

### **I.R. Giziatullin**

Analytical modeling of shear modulus evolution in seismic isolation elastomeric bearings of in-service buildings based on accelerated aging tests ..... 39

### **A.O. Ilyushenkov**

Equivalent moment gradient factor for lateral-torsional buckling of web-tapered i-section beams ..... 56

### **E.M. Ishchuk, M.K. Ishchuk, N.N. Laskov**

Experimental studies of the effectiveness of masonry reinforcement by mortar injection ..... 74

### **I.A. Kirillov**

On risk-informed approach for mechanical safety provision of the civic buildings ..... 98

### **I.V. Lebedeva, L.M. Arutyunyan**

Methodology for assessing the risks of dangerous climatic phenomena for buildings and structures .. 111

### **V.S. Shirokov, T.A. Belash**

Influence of intramodular joints stiffness to the stress-strain behavior of modular buildings constructions ..... 126

## FOUNDATIONS, UNDERGROUND STRUCTURES

### **O.N. Isaev**

Thermophysical model for determining the thermal conductivity coefficient of soil by a cone probe of constant heating power ..... 146

### **O.A. Makovetskiy, S.S. Rubtsova, D.I. Samoylov, S.S. Zuev**

Geotechnical issues of construction in permanently frozen zones ..... 156

### **A.I. Polishchuk, A.A. Petukhov, I.V. Semenov**

Foundations strengthening with injection piles during buildings reconstruction ..... 168

### **D.V. Zorin, P.M. Sazonov, V.V. Khmyzov, T.S. Gorbacheva**

Development of jet cementation technology for permafrost soils used according to principle II ..... 183

### **P.M. Sazonov, I.K. Popsuenko, I.A. Dymshenko, A.A. Shcherbakova, E.V. Safronov**

Automatic compensation of foundation deformations on unevenly-compressed frozen soils by using pneumomembranes ..... 202

## BUILDING MATERIALS AND PRODUCTS

### **M.A. Komarova, M.V. Shalabin**

Analysis of the thermal decomposition of a fire-retardant intumescent coating based on oxidized graphite ..... 213

### **O.N. Nikonova**

Predicting performance properties of stone-mastic asphalt concrete ..... 226

# ПРИМЕНИМОСТЬ НОРМАТИВНОГО ПОДХОДА СНИЖЕНИЯ МОДУЛЯ УПРУГОСТИ ПРИ НЕПРОДОЛЖИТЕЛЬНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ ДЛЯ ВЫСОКОПРОЧНЫХ БЕТОНОВ

П.Д. АРЛЕНИНОВ<sup>1,2</sup>

<sup>1</sup> Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона им. А.А. Гвоздева, Москва, Россия

<sup>2</sup> Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва, Россия

## Аннотация

**Введение.** Согласно СП 63.13330.2018, при расчете по второй группе предельных состояний на кратковременные нагрузки модуль упругости бетона принимается с понижающим коэффициентом 0,85. Данный коэффициент исторически учитывал неупругие деформации и кратковременную ползучесть. Однако его обоснованность для современных высокопрочных и модифицированных бетонов, а также сталежелезобетонных конструкций экспериментально не подтверждена.

**Цель.** Экспериментально-теоретическая оценка применимости коэффициента 0,85 к начальному модулю упругости высокопрочных модифицированных бетонов при кратковременных воздействиях на предварительно загруженные конструкции.

**Материалы и методы.** Испытано более 100 образцов из самоуплотняющегося бетона класса В90–В100 с модулем упругости 55 ГПа: призмы, цилиндры, сталежелезобетонные призмы с листовым армированием и керны из обжатых колонн. Реализованы сценарии: стандартные испытания, увеличенные выдержки, повышенные уровни напряжений (до 80 %), длительное предварительное обжатие (более 3 месяцев) с догрузением, а также испытания кернов, отобранных из ранее нагруженных конструкций. Модуль упругости определялся по ГОСТ и по специально разработанной методике (между ступенями нагружения).

**Результаты.** Деформирование исследуемого бетона – практически линейное до разрушения, с минимальными микротрещинами и ползучестью. Максимальное снижение модуля упругости по всем сценариям не превысило 10 %, для эталонных призм – не более 7 %, что ниже нормативных 15 %. Подтверждена применимость выводов для сталежелезобетона и возможность оценки модуля упругости по кернам.

**Выводы.** Для высокопрочных модифицированных бетонов обосновано применение понижающего коэффициента 0,9 вместо 0,85 при кратковременных нагрузках, что позволяет снизить расчетные горизонтальные перемещения высотных зданий на 5–10 %.

**Ключевые слова:** модуль упругости, ползучесть бетона, сталежелезобетонная конструкция, листовое армирование

**Для цитирования:** Арленинов П.Д. Применимость нормативного подхода снижения модуля упругости при непродолжительных воздействиях для высокопрочных бетонов // Вестник НИЦ «Строительство». 2026. 1(48). С. 07–20. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1\(48\)-07-20](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1(48)-07-20)

## Вклад автора

Автор берет на себя ответственность за все аспекты работы над статьей.

## Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки.

## Конфликт интересов

Автор заявляет об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 14.01.2026

Поступила после рецензирования 20.02.2026

Принята к публикации 27.02.2026

## APPLICABILITY OF THE REGULATORY APPROACH FOR REDUCING THE MODULUS OF ELASTICITY UNDER SHORT-TERM ACTIONS FOR HIGH-STRENGTH CONCRETES

P.D. ARLENINOV<sup>1,2</sup>

<sup>1</sup> JSC Research Center of Construction, NIIZHB named after A.A. Gvozdev, Moscow, Russia

<sup>2</sup> National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

### Abstract

*Introduction.* According to SP 63.13330.2018, when calculating the second group of limit states for short-term loads, the modulus of elasticity of concrete is taken with a reduction factor of 0.85. Historically, this factor accounted for inelastic deformations and short-term creep. However, its validity for modern high-strength (B80–B100 and higher) and modified concretes, as well as for steel-concrete composite structures, has not been experimentally confirmed.

*Aim.* An experimental and theoretical assessment of the applicability of the 0.85 factor to the initial modulus of elasticity of high-strength modified concretes under short-term actions on pre-loaded structures.

*Materials and methods.* More than 100 specimens of self-compacting concrete class B90–B100 with a modulus of elasticity of 55 GPa were tested: prisms, cylinders, steel-concrete composite prisms with steel plates, and cores extracted from pre-compressed columns. The following scenarios were implemented: standard tests, increased load holding times, elevated stress levels (up to 80 %), long-term pre-compression (over 3 months) followed by additional loading, and core tests. The modulus of elasticity was determined according to GOST standards and by a developed methodology (between loading stages).

*Results.* The deformation behavior of the concrete under study was almost linear up to failure, with minimal microcracking and creep. The maximum reduction in the modulus of elasticity across all scenarios did not exceed 10 %, and for reference prisms it was no more than 7 %, which is lower than the standard 15 %. The applicability of the findings to steel-concrete composite structures and the feasibility of estimating the modulus of elasticity from core samples were confirmed.

*Conclusions.* For high-strength modified concretes, the application of a reduction factor of 0.9 instead of 0.85 under short-term loads is justified, which allows for a reduction in the design horizontal displacements of high-rise buildings by 5–10 %.

**Keywords:** modulus of elasticity, concrete creep, steel-concrete composite structure, steel plate reinforcement

**For citation:** Arleninov P.D. Applicability of the regulatory approach for reducing the modulus of elasticity under short-term actions for high-strength concretes. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*, 2026, no. 1(48), pp. 07–20. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1\(48\)-07-20](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1(48)-07-20)

### Author contribution statement

The author takes responsibility for all aspects of the paper.

### Funding

No funding support was obtained for the research.

### Conflict of interest

The author declares no conflict of interest.

Received 14.01.2026

Revised 20.02.2026

Accepted 27.02.2026

## Введение

При расчете по второй группе предельных состояний в соответствии с действующим сводом правил СП63.13330.2018 при непродолжительном действии нагрузки (кратковременном воздействии) для определения жесткости элемента конструкции модуль упругости бетона определяется по формуле (1). Какое-либо обоснование применимости данного коэффициента отсутствует как в самом своде правил, так и производных от него документах СП 430.1325800, СП 266.1325800 и всевозможных пособиях и рекомендациях. Особенно интересна обоснованность применения данного коэффициента к современным железобетонным и сталежелезобетонным конструкциям из высокопрочных бетонов.

$$E_{b1} = 0,85 E_b \quad (1)$$

где:  $E_b$  – начальный модуль упругости бетона.

По результатам анализа литературных источников, включающих экспериментальные и теоретические исследования [1–4], а также серии собственных испытаний на бетонах различных классов по прочности установлено историческое происхождение коэффициента 0,85, а также факторы, из-за которых такое снижение возможно. Ниже приведена трансформация физического смысла этого коэффициента в понимании его научным сообществом нашей страны.

В отечественной технической литературе одно из первых упоминаний данного редуцирующего коэффициента ( $k_n$ ) было отражено в работе Гвоздева А.А. [5] в 1962 году, используемого при определении изгибной жесткости железобетонных конструкций при отсутствии трещин и непродолжительном (кратковременном) действии нагрузок (2). В описании коэффициента 0,85 указывалось, что он учитывает развитие неупругих деформаций за время приложения и действия кратковременной нагрузки:

$$D = k_n \cdot E_b \cdot I_{red}, \quad (2)$$

где:  $I_{red}$  – момент инерции приведенного поперечного сечения железобетонного элемента.

При этом в 1978 году Гвоздевым А.А. [6] в своей работе было опубликовано, что при определении кривизны железобетонных элементов  $r$  при непродолжительном действии нагрузок, коэффициентом  $k_n$  учитывается уже влияние на деформации элемента кратковременной ползучести бетона, проявляющейся при непродолжительном времени приложения нагрузок. При этом этот коэффициент, в зависимости от вида бетона, равен либо 0,85, либо 0,7.

Залесовым А.С. и Кодышем Э.Н. в 1988 году в работе [7] было установлено, что при определении кривизны железобетонных элементов на участках без трещин в растянутой зоне при непродолжительном действии нагрузок коэффициент  $k_n$  не является постоянной величиной, а уменьшается по мере увеличения нагрузки. Так, для изгибаемых ненапрягаемых элементов в начале нагружения коэффициент  $k_n$  близок к единице. Но с ростом нагружения все заметнее начинают проявляться неупругие деформации (кратковременная ползучесть бетона), при этом в растянутом бетоне, начиная с определенного уровня нагружения, образуются и развиваются микротрещины. Авторы отмечают, что учесть в расчетах все эти процессы весьма сложно, поэтому в результате анализа данных по испытаниям изгибаемых элементов конструкций из тяжелого бетона предлагается учитывать все эти эффекты при помощи коэффициента  $k_n$  равного 0,85. При этом в этой же работе указывается, что во внецентренно сжатых элементах, нагруженных значительными сжимающими силами  $N$ ,

процесс развития неупругих деформаций начинается еще до приложения изгибающих моментов. Авторы отмечают, что для таких элементов коэффициент  $k_n$  может быть менее 0,85.

Значительно позже в 2008 году в работе Иванова А. [8] было предложено определение жёсткостных характеристик элементов при сжатии по двухлинейной диаграмме «усилия–деформации».

В соответствии с современными представлениями, коэффициентом 0,85 описывается снижение модуля упругости бетона при определении кривизны изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов во время приложения к зданию, уже нагруженному длительно действующей нагрузкой, дополнительного непродолжительного (кратковременного) воздействия (ветрового, применительно к высотным зданиям).

В зарубежных нормативных документах, в частности в разделе 6.6.3 ACI 318-19, учет снижения жесткости железобетонных элементов в изгибаемых и внецентренно сжатых элементах за счет образования трещин или эффектов ползучести допускается выполнять за счет понижающих коэффициентов, которые применяются к моменту инерции и площади сечений (в зависимости от вида НДС) при выполнении расчетов в упругой стадии. Так, при выполнении расчетов по первой группе предельных состояний при нагрузках, близких к предельным, изгибные жесткости (момент инерции приведенного сечения) в зависимости от типа элемента снижаются до:

– Колонны:  $I'_{red} = 0.7 \cdot I_{red}$  ;

– Стены при отсутствии трещин:  $I'_{red} = 0.7 \cdot I_{red}$  ;

– Стены при наличии трещин:  $I'_{red} = 0.35 \cdot I_{red}$  ;

– Балки:  $I'_{red} = 0.35 \cdot I_{red}$  ;

– Плиты безбалочных перекрытий:  $I'_{red} = 0.35 \cdot I_{red}$  .

Указанные коэффициенты получены путем умножения своих базовых значений (более высоких) на дополнительный коэффициент запаса 0,875, учитывающий естественный разброс в свойствах материалов, точности соблюдения геометрических размеров, и других факторов, влияющих на реальную жесткость конструкции. При этом, согласно этому же разделу, ACI 318-19, осевые жесткости элементов (центральное сжатие) не снижаются в зависимости от типа элемента, а также и при наличии трещин, это свидетельствует о определенном запасе заложенном в данный коэффициент, поскольку общая жесткость сжатого железобетонного сечения складывается из жесткостей бетонной части и арматуры, а предлагается использовать только площадь бетона, часть жесткости, которая дает арматура, по логике документа, примерно компенсирует потерю жесткости из-за микротрещин и нелинейности бетона.

Принципиальное отличие ACI от действующих российских норм, что по указанным выше коэффициентам нет дифференциации в зависимости от времени действия нагрузки и документ не разделяет нагрузки на кратковременные и длительные, подразумевается, что все нагрузки длительные.

Деформирование современных высокопрочных бетонов (под современным в данном случае подразумеваются самоуплотняющиеся бетоны с модифицированной структурой) значительно отличается от бетонов обычной структуры и прочностей до В60, на основе испытаний которых и разработано большая часть разделов действующих нормативных документов [9, 10], также появились новые сталежелезобетонные конструкции с жесткой арматурой [11–13] и листовым армированием [14, 15], данных по деформированию такого композитного материала под длительно действующей нагрузкой за исключением отдельных работ [16, 17] практически нет.

В связи с этим, была проведена комплексная экспериментально-теоретическая работа по исследованию всех возможных факторов, которые могут оказать влияние на величину модуля упругости при непродолжительном воздействии уже эксплуатируемых зданий и сооружений, то есть оценить правомерность применения снижающего коэффициента, 0,85 о котором было сказано выше (в данной работе в режиме сжатия).

## Материалы и методы испытаний

В рамках эксперимента из бетона одного состава (модифицированный самоуплотняющийся бетон класса В90–В100 с повышенным проектным модулем упругости 55ГПа, было подготовлено более 100 бетонных и железобетонных образцов различных типоразмеров (рисунок 1). Состав с модифицированным модулем упругости относительно приведенного в СП 63.13330 был выбран не случайно, поскольку бетоны классов выше В80 обычно применяются в высотном строительстве, где значений модуля упругости практически всегда критично и использования бетонов таких классов с обычным модулем упругости не совсем рационально [18, 19]. В данном бетоне использовались добавки Sika, но бетон с аналогичными свойствами можно получить с использованием других добавок и микронаполнителей [18]. Были подготовлены следующие типы образцов:

- образцы призмы  $150 \times 150 \times 600$  мм и  $100 \times 100 \times 400$  мм.
- образцы цилиндры  $\varnothing 100 \times 200$  мм;  $\varnothing 100 \times 400$  мм;  $\varnothing 150 \times 300$  мм;  $\varnothing 150 \times 600$  мм;
- сталежелезобетонные образцы призмы с внешним листовым армированием  $150 \times 150 \times 600$  мм, схема армирования аналогична приведённой в работе [18];
- образцы колонны  $400 \times 400 \times 1600$  мм для последующего отбора образцов кернов  $\varnothing 70$  и  $\varnothing 100$  мм.

Образцы испытывались по следующим сценариям:

А. Проведение стандартных испытаний по ГОСТ 24452-2023, а также с измененными режимами нагружения в соответствии с иностранными стандартами BS EN 12390, ASTM C469, ISO 1920 и их комбинациями [20].

Б. Проведение испытаний по определению модуля упругости при повышенных выдержках (до 2-х часов) для более полного учета быстро натекающей ползучести.

В. Проведение испытаний по определению модуля упругости при повышенных уровнях напряжений (до 80 % от разрушающей нагрузки – выше расчетного сопротивления бетона).

Г. Проведение испытаний по определению модуля упругости на образцах предварительно нагруженных длительно действующей нагрузкой (более трех месяцев, чтобы выбрать большую часть деформаций ползучести) в пружинных установках (20 % от разрушающей) с догрузением еще на 10 % без предварительной разгрузки в этих же установках. Повторение испытаний при повышенных уровнях нагрузки 30 % → 40 %.

Д. Проведение испытаний по определению модуля упругости на образцах кернах различного диаметра, выбуренных из образцов колонн после их предварительного обжатия до уровня напряжений 0,3 (П1) и 0,8 (П4) от разрушающей нагрузки (рисунок 1) в тысячных прессах, а также контрольных ненагруженных образцах (П0). Данный сценарий испытаний моделировал изъятие керна из реальной нагруженной вертикальной конструкции, причем правильно ориентированный (кern испытывается нагрузкой ортогональной, реально действующей в конструкции). Схемы испытаний приведены на рисунке 2.

Е. Проведение оценочных испытаний образцов призм низких классов бетона (В20–В30) для возможности построения совместных графиков деформирования с высокопрочным модифицированным бетоном, на котором проводилась основная серия испытаний.

Ж. Дополнительно проводились испытания при определении модуля упругости при предварительном воздействии сверх высоких напряжений близких к пределу прочности образца, результаты этих испытаний в данной работе не приведены и будут опубликованы отдельно.



Рис. 1. Процесс испытания образцов по сценариям А, Г, Д  
 Fig.1. The process of testing samples according to scenarios A, G, D

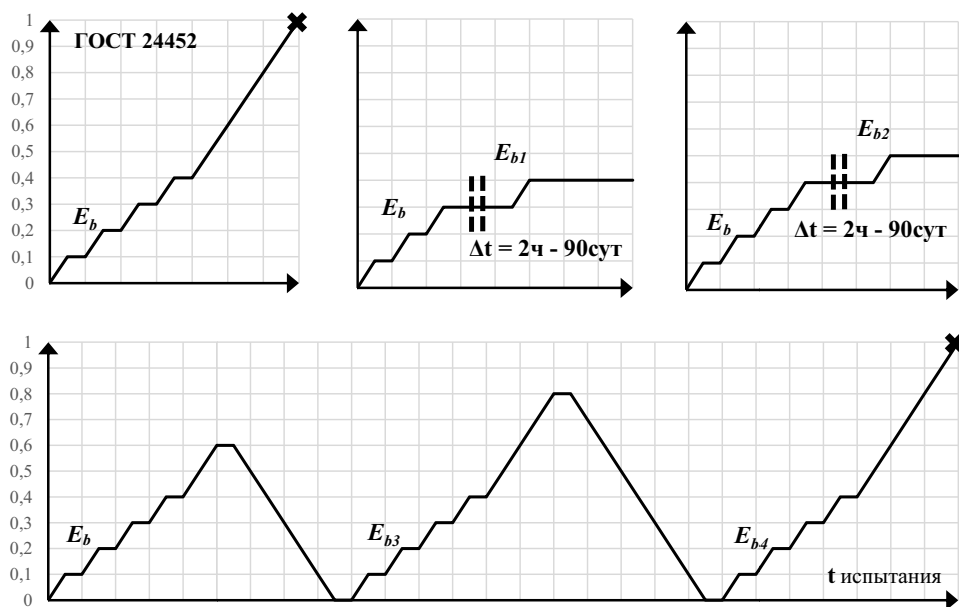
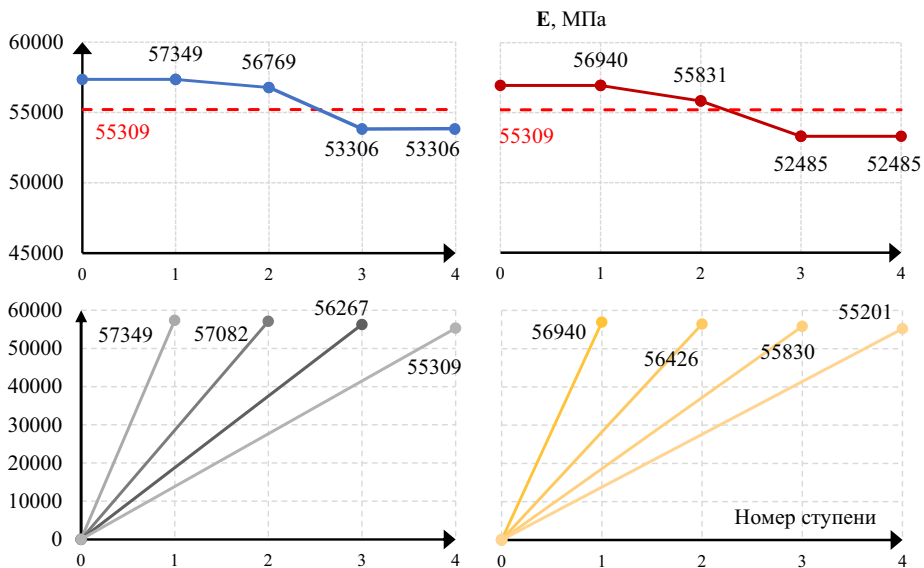


Рис. 2. Схемы испытаний по различным сценариям  
 Fig. 2. Test schemes for various scenarios

## Результаты и обсуждение

Расчет модуля упругости на основе всех результатов испытаний помимо стандартного подхода ГОСТ 24452-2023 дополнительно выполнялся еще следующим образом по специально разработанной методике – рассчитывались модули упругости между ступенями нагружения (с различной конфигурацией расчетного диапазона) с учетом и без учета быстронатекающей ползучести. Для примера на рисунке 3 графическом виде показаны посчитанные значения модуля упругости для образца призмы  $150 \times 150 \times 600$  мм. Данный рисунок следует читать следующим образом: на верхней группе графиков приведены значения модуля упругости, посчитанные между ступенями нагружения, пунктиром показан результат определения модуля упругости по ГОСТ24452-2023. Видно, что с каждой последующей ступенью значение модуля несколько снижается, но одновременно асимптотически приближается к горизонтали (каждая ступень соответствует 10 % от разрушающей нагрузки). На нижней группе графиков лучами показаны значения модуля, рассчитанные в диапазоне от начала загрузки до значения, полученного на каждой ступени. Слева и справа соответственно приведены результаты с вычетом деформаций быстронатекающей ползучести и без вычета. При этом ожидаемо без вычета деформаций быстронатекающей ползучести значения модуля несколько ниже, однако это снижение минимальное, в связи с практически линейным деформированием исследуемого высокопрочного бетона и совсем малых деформаций ползучести при каждой выдержке. Приведенная методика позволяет оценивать влияние на модуль упругости как быстронатекающей ползучести, так и неупругих деформаций – именно эти два фактора являлись причиной снижения модуля упругости при кратковременной нагрузке на 15 % (рассматриваемый коэффициент 0,85) в первых редакциях нормативных документах в соответствии с [5, 6].



**Рис. 3.** Результаты расчета модуля упругости бетона разными способами  
**Fig. 3.** Results of calculating the modulus of elasticity of concrete using different methods

Сводные результаты испытаний приведены в таблице 1 (средние значения по серии выделены жирным, цветом выделены средние результаты для эталонного образца). Средние разбросы составляют до 9,6 % для армированных образцов и 7,8 для бетонных, однако, на об-

разцах-призмах 150 × 150 × 600 мм, которые являются эталонными, была зафиксированы максимальная разница не более 6 % в среднем по серии и не более 7 % – для наихудшего образца.

Таблица 1

**Сводные результаты испытаний по всем типам моделей**

Table 1

**Summary test results for all model types**

Наименование модели	E, МПа ГОСТ 24452	E min, Мпа		E, МПа после догрузки длит. нагрузкой
		С вычетом быстронатек. полз.	Без вычета быстронатек. полз.	
Бетонные призмы 150 × 150 × 600 мм	55817 (+0.08 %)	54437(-2.47 %)	54008 (-3.24 %)	
	55688 (-0.15 %)	53468(-3.99 %)	51558 (-7.42 %)	
	55309 (-0.8%)	53306 (-3.43 %)	52485 (-4.92 %)	
	56990 (+2.18 %)	54276(-4.76 %)	53868 (-5.48 %)	
	55164 (-1.09 %)	52148 (-5.47 %)	51387 (-6.85 %)	
	<b>55772 (100 %)</b>	<b>53527 (-4.03 %)</b>	<b>52661 (-5.58 %)</b>	
СЖБ призмы 150 × 150 × 600 мм	58685 (+0,35 %)	56583 (-3,58 %)	55191 (-5,95 %)	
	58982 (+0,86 %)	58871 (-0,19 %)	58871 (-0,19 %)	
	58176 (-0,52 %)	58871 (+1,19 %)	57921 (-0,44 %)	
	59815 (+2,29 %)	60245 (+0,72 %)	59751 (-0,11 %)	
	56734 (-2,98 %)	56437 (-0,52 %)	55993 (-1,31%)	
	<b>58478 (100 %)</b>	<b>58201 (-0,47 %)</b>	<b>57545 (-1,6 %)</b>	
Бетонные призмы 100 × 100 × 400 мм	54785 (+0,05 %)	53764 (-1,86 %)	52477 (-4,21 %)	
	55144 (+0,7 %)	52320 (-5,12 %)	51386 (-6,81 %)	
	56621 (+3,4 %)	51645 (-8,79 %)	50739 (-10,39 %)	
	52668 (-3,82 %)	50143 (-4,79 %)	49263 (-6,47 %)	
	54578 (-0,33 %)	51527 (-5,59 %)	50607 (-7,28 %)	
	<b>54759 (100 %)</b>	<b>51880 (-5,26 %)</b>	<b>50894 (-7,06 %)</b>	
Бетонные цилиндры 150 × 300 мм	48101(-10,5 %)	45095 (-6,25 %)	44564 (-7,35 %)	
	54835 (+2,03 %)	51311(-6,43 %)	49410 (-9,89 %)	
	52335 (-2,62 %)	49323 (-5,76 %)	48714 (-6,92 %)	
	54314 (+1,06 %)	51919 (-4,41 %)	50587 (-6,86 %)	
	59141(+10,04 %)	55988 (-5,33 %)	54514 (-7,82 %)	
	<b>53745 (100 %)</b>	<b>50727 (-5,62 %)</b>	<b>49558 (-7,79 %)</b>	
Бетонные цилиндры 150 × 600 мм	58736 (+8,65 %)	56389 (-4 %)	54411 (-7,36 %)	
	52655 (-2,6 %)	50741 (-3,63 %)	49295 (-6,38 %)	
	52893 (-2,16 %)	50290 (-4,92 %)	49165 (-7,05 %)	
	53415 (-1,19 %)	51125 (-4,29 %)	49641 (-7,07%)	
	52594 (-2,71 %)	50455 (-4,07 %)	49641 (-5,61 %)	
	<b>54059 (100 %)</b>	<b>51800 (-4,18%)</b>	<b>50431 (-6,71 %)</b>	
Бетонные цилиндры 100 × 400 мм	45407 (-15,12 %)	43005 (-5,29 %)	40567 (-10,66 %)	
	54783 (+2,4 %)	52169 (-4,77 %)	51901 (-5,26 %)	
	47111 (-11,94 %)	44782 (-4,94 %)	42704 (-9,35 %)	
	61048 (+14,11%)	58407 (-4,33 %)	57417 (-5,95 %)	
	59138 (+10,54 %)	59552 (+0,7 %)	59095 (-0,07 %)	
	<b>53497 (100 %)</b>	<b>51583 (-3,58 %)</b>	<b>50337 (-5,91 %)</b>	

Наименование модели	E, МПа ГОСТ 24452	E min, Мпа		E, МПа после догрузки длит. нагрузкой
		С учетом быстронатек. полз.	Без вычета быстронатек. полз.	
Бетонные призмы 150 × 150 × 600 мм (длительные испытания)	53991 [-1.15 %]	52936 [-1.95 %]	52788 [-2.23 %]	52641 [-2.5 %]
	55251 [+1.15 %]	53084 [-3.92 %]	52641 [-4.72 %]	53534 [-3.11 %]
	54621 [100 %]	53010 [-2.95 %]	52715 [-3.49 %]	53088 [-2.81 %]
	53653 [-0.79 %]	53445 [-0.39 %]	53238 [-0.77 %]	52522 [-2.11 %]
	54503 [+0.79 %]	53758 [-1.37 %]	53135 [-2.51 %]	53084 [-2.6 %]
	<b>54078 (100 %)</b>	<b>53602 (-0.88 %)</b>	<b>53187 (-1.65 %)</b>	<b>52803 (-2.36 %)</b>
СЖБ призмы 150 × 150 × 600 мм (длительные испытания)	59594 [-1.11 %]	57954 [-2.75 %]	56402 [-5.36 %]	53084 [-10.92 %]
	60935 [+1.11 %]	58854 [-3.42 %]	58311 [-4.31 %]	57297 [-5.97 %]
	60265 [100 %]	58404 [-3.09 %]	57357 [-4.83 %]	55191 [-8.42 %]
	60790 [+0.1 %]	58745 [-3.36 %]	58908 [-3.1 %]	56097 [-7.72 %]
	60674 [-0.1 %]	58261 [-3.98 %]	58261 [-3.98 %]	53771 [-11.38 %]
	<b>60732 (100 %)</b>	<b>58503 (-3.67 %)</b>	<b>58585 (-3.54 %)</b>	<b>54934 (-9.55 %)</b>
Бетонные керны 100 × 400 мм из модели колонны П0	54384 [5.25 %]	50344 [-7.43 %]	49259 [-9.42 %]	
	48959 [-5.25 %]	45436 [-7.2 %]	45216 [-7.65 %]	
	<b>51672 (100 %)</b>	<b>47890 (-7.32 %)</b>	<b>47238 (-8.58 %)</b>	
Бетонные керны 100 × 400 мм из модели колонны П1	53277 [+2.68 %]	52814 [-0.87 %]	51803 [-2.77 %]	
	51911 [+0.04 %]	50491 [-2.74 %]	49652 [-4.35 %]	
	48903 [-5.75 %]	46313 [-5.3 %]	45537 [-6.88 %]	
	50397 [-2.87 %]	49983 [-0.82 %]	48880 [-3.01 %]	
	54955 [+5.91 %]	52689 [-4.12 %]	51091 [-7.03 %]	
	<b>51889 (100 %)</b>	<b>50458 (-2.76 %)</b>	<b>49393 (-4.81 %)</b>	
Бетонные керны 70 × 280 мм из модели колонны П1	54784 [+1.45 %]	54452 [-0.61 %]	53479 [-2.38 %]	
	54701 [+1.3 %]	54395 [-0.56 %]	54093 [-1.11 %]	
	54964 [+1.79 %]	54004 [-1.75 %]	53316 [-3 %]	
	53175 [-1.53 %]	52250 [-1.74 %]	51577 [-3.01 %]	
	52371 [-3.01 %]	52159 [-0.4 %]	51948 [-0.81 %]	
	<b>53999 (100 %)</b>	<b>53452 (-1.01 %)</b>	<b>52883 (-2.07 %)</b>	
Бетонные керны 100 × 400 мм из модели колонны П4	52368 [+3.23 %]	50676 [-3.23 %]	50676 [-3.23 %]	
	52358 [+3.21 %]	49596 [-5.28 %]	48566 [-7.24 %]	
	47465 [-6.44 %]	45767 [-3.58 %]	45011 [-5.17 %]	
	<b>50730 (100 %)</b>	<b>48680 (-4.04 %)</b>	<b>48084 (-5.22 %)</b>	

Резюмируя: при всех возможных рассмотренных сценариях работы бетона под нагрузкой разной длительности не удалось зафиксировать эффект снижения модуля упругости к величине близкой к 15 % для рассматриваемого состава бетона, это свидетельствует о принципиально другом деформировании высокопрочных бетонов и особенно бетонов с модифицированной структурой. Это хорошо видно на сравнительных графиках в координатах  $\sigma$ - $\epsilon$  исследуемого бетона и обычного бетона класса В25 (для корректности результатов такие испытания были проведены на одном прессовом оборудовании, одинаковом размере призм 150 × 150 × 600 и в одном возрасте), результаты приведены на рисунке 4.

На рисунке 5 приведены кривые нормативных значений начального модуля упругости в зависимости от класса бетона, с учетом снижения на 15 % в соответствии с СП 63.13330.2018, а также на основе полученных результатов. Для бетонов классов от В60 до В100 кривая построена на основе интерполяции.

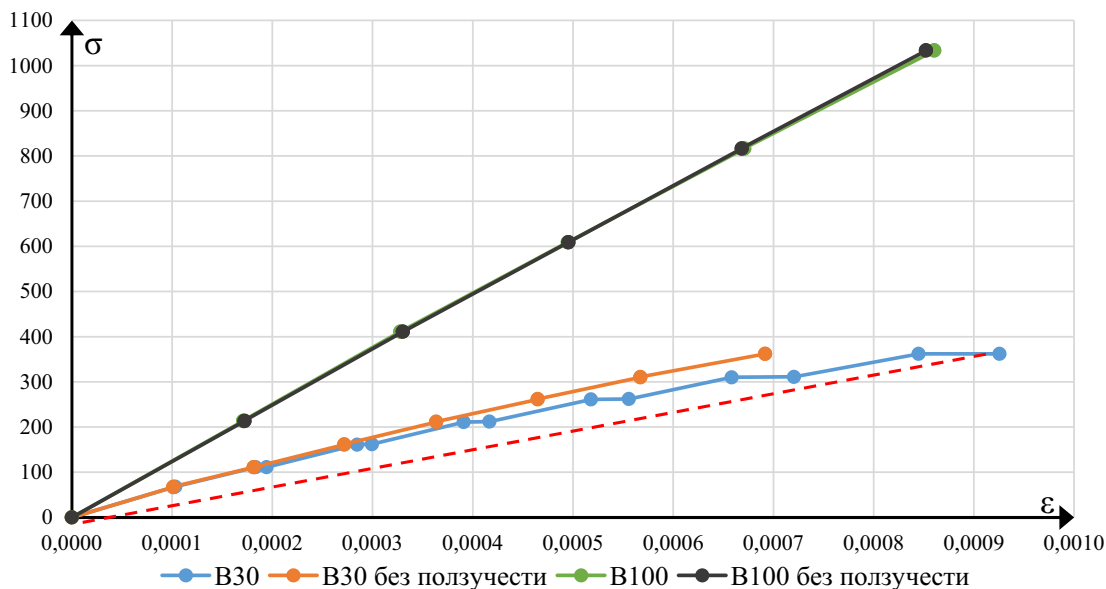


Рис. 4. Сравнительные графики деформирования бетонов В100 и В25  
 Fig. 4. Comparative graphs of deformation of concrete B100 and B25

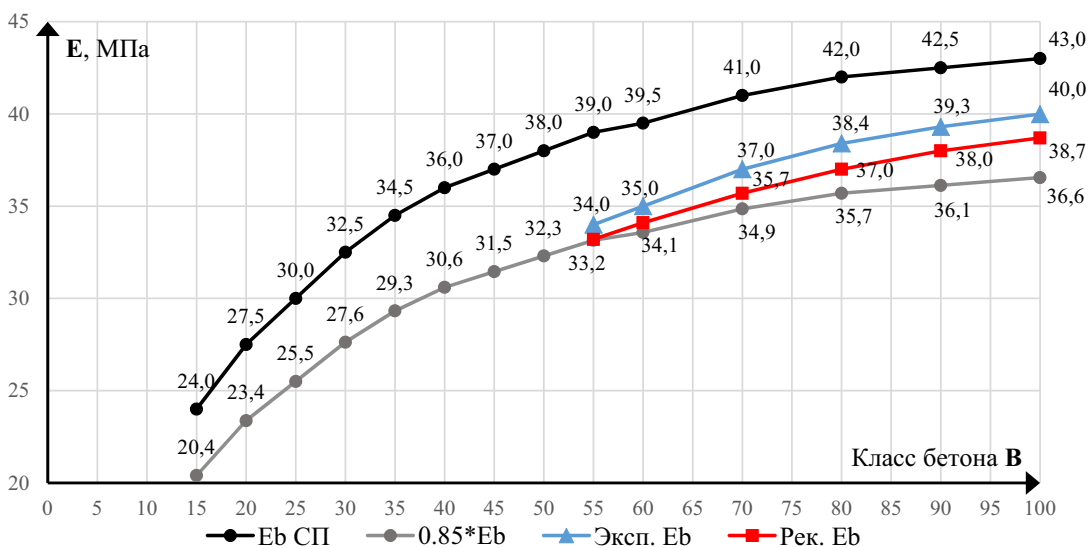


Рис. 5. Графики зависимости модуля упругости от класса бетона  
 Fig. 5. Graphs of the dependence of the modulus of elasticity on the concrete class

## Заключение

1. Для оценки применимости коэффициента 0,85, снижающего в соответствии с СП 63.13330.2018 начальный модуль упругости, к высокопрочным бетонам, была проведена комплексная экспериментально теоретическая работа, рассматривающая все возможные сценарии, при котором такое снижение возможно:

- влияние быстроснатекающей ползучести;
- влияние неупругих деформаций на разных этапах нагружения;
- влияние накопленных длительных деформаций за время эксплуатации здания при догружении кратковременным воздействием;
- влияние формы, размеров образцов и различные варианты нагружения при экспериментальном определении модуля упругости;
- влияние различных методик расчета модуля упругости на основе полученных экспериментальных данных.

2. В соответствии с разработанной программой работ были проведены экспериментальные исследования бетонных образцов-призм и цилиндров разных размеров, а также образцов-призм с внешним листовым армированием на одноосное сжатие по различным сценариям, описанным выше. По результатам проведенных испытаний, установлено:

- деформирование высокопрочных модифицированных самоуплотняющихся бетонов (B90–B100) с увеличенным значением начального модуля упругости, отличается от деформирования бетонов классов по прочности на сжатие от B15 до B55, широко исследовавшихся ранее и характеризуется практически линейной работой до разрушения образца, минимальным количеством накопленных внутренних микротрещин, что делает не в полной мере применимым к ним классических теорий деформирования и микротрещинообразования;

- наибольшее снижение модуля упругости, которое было зафиксировано при проведении различных испытаний на сжатие по различным сценариям, находилось в пределах 10 %, то есть минимальный коэффициент снижения модуля упругости бетона при действии кратковременных нагрузок составил 0,9 к начальному модулю упругости, что перекрывается действующим нормативным коэффициентом 0,85, для стандартных образцов (призмы  $150 \times 150 \times 600$ ) было зафиксировано снижение модуля упругости не более 7 % по отдельным образцам и в пределах 6 % если оценивать по среднему значению;

- результаты испытания призм с внешним листовым армированием, подтверждает применимость выводов, сделанных выше по результатам испытания бетонных образцов, к сталежелезобетону;

- разница значений начального модуля упругости образцов кернов, отобранных из конструкции и контрольных образцов цилиндров, составила до 5 %, что позволяет оценивать фактический модуль упругости по образцам, отобранным из конструкции.

3. Полученные результаты позволяют с достаточной обоснованностью при использовании в конструкциях высокопрочных модифицированных бетонов принимать снижающий коэффициент к модулю упругости сжатых элементов при непродолжительном воздействии 0,9 вместо 0,85, что позволит снизить горизонтальные перемещения высоких и сверхвысоких зданий как минимум на 5 %. Также необходимо отметить, что для зданий с разными конструктивными системами эта величина также будет отличаться и расчетные значения горизонтальных перемещений могут быть в диапазоне уже 5–10 %. Такой результат, разумеется, справедлив только для рассматриваемого состава бетона, однако с большой вероятностью близкие значения будут получены и для большей части высокопрочных бетонов, отличающихся линейным деформированием практически до разрушения.

## Список литературы

1. Берг О.Я., Щербаков Е.Н., Писанко Г.Н. Высокопрочный бетон. М.: Издательство литературы по строительству. 1971. 208 с.
2. Travush V.I. et al. The stiffness of steel-plate composite structures for short-term loads. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*, 2024, vol. 20, no. 4, pp. 105–118. doi: 10.22337/2587-9618-2024-20-4-105-118
3. Taube C., Flohr A., Morgenthal G. Experimental investigations on the influence of the short-term load history on the creep behaviour of normal concrete. *Construction and Building Materials*, 2025, no. 473(1), Article 121073.
4. Mustafa E. Mithaiwala, Prof. Amol A. Patil, Dr. Navnath V. Khadake. A Review on Effect of Different Set of Stiffness Modifiers Varying Through Height of Structure on Analysis of Multi-Story R.C.C. Structure. *International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET)*, 2020.
5. Гвоздев А.А., Дмитриев С.А., Немировский Я.М. О расчете перемещений (прогибов) железобетонных конструкций по проекту новых норм (СНиП II-V.1-62) // *Бетон и железобетон*. 1962. № 6. С. 245–250.
6. Гвоздев А.А., Дмитриев С.А., Гуца Ю.П., Залесов А.С., Мулин Н.М., Чистяков Е.А. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций. М.: Стройиздат, 1978. 208 с.
7. Залесов А.С., Кодыш Э.Н., Лемыш Л.Л., Никитин И. К. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям. Москва: Стройиздат, 1988. 320 с.
8. Иванов А. Развитие теории и прикладных методов оценки силового сопротивления монолитных гражданских зданий с учетом нелинейности деформирования: дис. д-ра тех. наук: 05.23.01 / Иванов Акрам. М., 2008. 361 с.
9. Каприелов С.С., Арленинов П.Д., Шейнфельд А.В., Калмакова П.С. Влияние относительной влажности воздуха на коэффициент ползучести высокопрочных самоуплотняющихся бетонов // *Строительные материалы*. 2025. № 10. С. 25–35. <https://doi.org/10.31659/0585-430X-2025-840-10-25-35>
10. Arleninov P. Short-term and long-term testing of beams made of high-strength concrete with different types of reinforcement; 2025; *Construction of Unique Buildings and Structures*; 120 Article No 12006. doi: 10.4123/CUBS.120.6
11. Мартиросян А.С., Травуш В.И., Кашеварова Г.Г. Исследование влияния геометрии жесткой арматуры на распределение нагрузки в элементах сталежелезобетонной конструкции // *Вестник ПНИПУ. Прикладная экология. Урбанистика*. 2017. № 1. С. 147–158. DOI: 10.15593/2409-5125/2017.01.13
12. Травуш В.И., Каприелов С.С., Конин Д.В., Крылов А.С., Чилин И.А. Экспериментальные исследования сталежелезобетонных конструкций, работающих на изгиб // *Строительство и реконструкция*. 2017;(4):63–71.
13. Тамразян А.Г., Арутюнян С.Н. К оценке надежности сталежелезобетонных плит перекрытий с профилированными настилами // *Вестник гражданских инженеров*. 2015. № 6(53). С. 52–57.
14. Varma A.N., Malushte S.R., Sener K.C., Lai Z. Steel-Plate Composite (SC) Walls for Safety Related Nuclear Facilities: Design for In-Plane Force and Out-of-Plane Moments. *Nuclear Engineering and Design*, 2014, vol. 269, pp. 240–249.
15. Travush V.I. et al. Static bearing capacity of steel-plate composite walls. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*, 2023, vol. 19, no. 4, pp. 166–181. doi: 10.22337/2587-9618-2023-19-4-166-181
16. Травуш В.И., Конин Д.В., Крылов А.С., Арленинов П.Д. [и др.]. Прочность и деформативность изгибаемых сталежелезобетонных элементов с листовым армированием с учетом трещин // *Строительство и реконструкция*. 2025. № 5(121). С. 42–56. DOI 10.33979/2073-7416-2025-121-5-42-56
17. Травуш В.И., Арленинов П.Д., Десяткин М.А. [и др.] Исследование ползучести сталежелезобетонных образцов // *Строительство и реконструкция*. 2024. № 1(111). С. 49–63. DOI 10.33979/2073-7416-2024-111-1-49-63. EDN AETEPS.
18. Kaprielov S.S. Control of Heavy Concrete Characteristics Affecting Structural Stiffness / S.S. Kaprielov, A.V. Sheinfeld, N.M. Selyutin. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2022, vol. 18, no. 1, pp. 24–39. DOI 10.22337/2587-9618-2022-18-1-24-39. EDN DWQHTT.
19. Kolchunov V., Fedorov S. Serviceability limit state parameters for high strength concrete structures. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*, 2024, vol. 20, no. 3, pp. 145–158. DOI: 10.22337/2587-9618-2024-20-3-145-158/
20. Крылов С.Б., Арленинов П.Д., Калмакова П.С. Сравнение методов испытаний на модуль упругости бетона по российским и зарубежным нормативным документам // *Строительные материалы*. 2022. № 9. С. 4–9. DOI 10.31659/0585-430X-2022-806-9-4-9. EDN KOHZOS.

## References

1. Berg O.Ya., Shcherbakov E.N., Pisanko G.N. High-Strength Concrete. Moscow, Publishing House of Literature on Construction, 1971, 208 p. (In Russian)
2. Travush V.I., et al. The stiffness of steel-plate composite structures for short-term loads. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*, 2024, vol. 20, no. 4, pp. 105–118. doi: 10.22337/2587-9618-2024-20-4-105-118
3. Taube C., Flohr A., Morgenthal G. Experimental investigations on the influence of the short-term load history on the creep behaviour of normal concrete. *Construction and Building Materials*, 2025, no. 473(1), Article 121073.
4. Mithaiwala M.E., Patil A.A., Khadake N.V. A review on effect of different set of stiffness modifiers varying through height of structure on analysis of multi-story R.C.C. structure. *International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET)*, 2020, vol. 7, issue 6, pp. 2395–0056.
5. Gvozdev A.A., Dmitriev S.A., Nemirovsky Ya.M. On the calculation of displacements (deflections) of reinforced concrete structures according to the draft of new codes (SNiP II-B.I-62). *Concrete and Reinforced Concrete*, 1962, no. 6, pp. 245–250. (In Russian)
6. Gvozdev A.A., Dmitriev S.A., Gushcha Yu.P., Zalesov A.S., Mulin N.M., Chistyakov E.A. New developments in the design of concrete and reinforced concrete structures. Moscow, Stroyizdat Publ., 1978. 208 p. (In Russian)
7. Zalesov A.S., Kodysh E.N., Lemysh L.L., Nikitin I.K. Analysis of reinforced concrete structures for strength, crack resistance and deformations. Moscow, Stroyizdat Publ., 1988. 320 p. (In Russian)
8. Ivanov A. Development of theory and applied methods for assessing the strength resistance of monolithic civil buildings considering nonlinear deformation. Doctoral thesis in Technical Sciences: 05.23.01. Moscow, 2008. 361 p. (In Russian)
9. Kaprielov S.S., Arleninov P.D., Sheinfeld A.V., Kalmakova P.S. Influence of relative air humidity on the creep coefficient of high-strength self-compacting concretes. *Construction Materials*, 2025, no. 10, pp. 25–35. (In Russian). doi: 10.31659/0585-430X-2025-840-10-25-35.
10. Arleninov P. Short-term and long-term testing of beams made of high-strength concrete with different types of reinforcement. *Construction of Unique Buildings and Structures*, 2025, vol. 120, Article 12006. doi: 10.4123/CUBS.120.6
11. Martirosyan A.S., Travush V.I., Kashevarova G.G. Study of the influence of rigid reinforcement geometry on load distribution in elements of steel-concrete composite structure. *PNRPU Bulletin. Applied Ecology. Urban Development*, 2017, no. 1, pp. 147–158. (In Russian). doi: 10.15593/2409-5125/2017.01.13
12. Travush V.I., Kaprielov S.S., Konin D.V., Krylov A.S., Chilin I.A. Experimental studies of steel-reinforced concrete structures under bending. *Building and Reconstruction*, 2017, no. 4, pp. 63–71. (In Russian).
13. Tamrazyan A.G., Arutyunyan S.N. On the reliability assessment of steel-concrete composite floor slabs with profiled sheeting. *Bulletin of Civil Engineers*, 2015, no. 6 (53), pp. 52–57. (In Russian).
14. Varma A.H., Malushte S.R., Sener K.C., Lai Z. Steel-plate composite (SC) walls for safety related nuclear facilities: Design for in-plane forces and out-of-plane moments. *Nuclear Engineering and Design*, 2014, vol. 269, pp. 240–249. doi: 10.1016/j.nucengdes.2013.09.019.
15. Travush V.I., et al. Static bearing capacity of steel-plate composite walls. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*, 2023, vol. 19, no. 4, pp. 166–181. doi: 10.22337/2587-9618-2023-19-4-166-181
16. Travush V.I., Konin D.V., Krylov A.S., Arleninov P.D., et al. Strength and deformability of bent steel-concrete composite elements with steel plates considering cracks. *Building and Reconstruction*, 2025, no. 5 (121), pp. 42–56. (In Russian). doi: 10.33979/2073-7416-2025-121-5-42-56.
17. Travush V.I., Arleninov P.D., Desyatkin M.A., et al. Investigation of creep of steel-concrete composite specimens. *Building and Reconstruction*, 2024, no. 1 (111), pp. 49–63. (In Russian). doi: 10.33979/2073-7416-2024-111-1-49-63.
18. Kaprielov S.S., Sheinfeld A.V., Selyutin N.M. Control of heavy concrete characteristics affecting structural stiffness. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*, 2022, vol. 18, no. 1, pp. 24–39. doi: 10.22337/2587-9618-2022-18-1-24-39.
19. Kolchunov V., Fedorov S. Serviceability limit state parameters for high strength concrete structures. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*, 2024, vol. 20, no. 3, pp. 145–158. doi: 10.22337/2587-9618-2024-20-3-145-158
20. Krylov S.B., Arleninov P.D., Kalmakova P.S. Comparison of test methods for concrete modulus of elasticity according to Russian and foreign normative documents. *Construction Materials*, 2022, no. 9, pp. 4–9. (In Russian). doi: 10.31659/0585-430X-2022-806-9-4-9.

## **Сведения об авторе / Information about author**

**Арленинов Петр Дмитриевич**, кандидат технических наук, заместитель заведующего лаборатории механики железобетона. Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона (НИИЖБ) им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», Россия, г. Москва, 2-я Институтская ул., д. 6, к. 5, 109428.

Доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций (ЖБК) ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), Россия, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26, г., 129337, arleninoff@gmail.com

**Arleninov Petr D.**, Candidate of Technical Sciences, Deputy Head of the Reinforced Concrete Mechanics Laboratory A.A. Gvozdev Research, Design and Technological Institute of Concrete and Reinforced Concrete (NIIZhB) JSC Research Center of Construction, Russian Federation, Moscow, 2nd Institutskaya str., 6, bld. 5, 109428.

Associate Professor of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures (RCS) FGBOU VO "National Research Moscow State Construction University" (NIU MSCU), Russian Federation, Moscow, Yaroslavskoye Shosse, 26, Moscow, 129337, arleninoff@gmail.com

# ОЦЕНКА ТОЧНОСТИ РАЗЛИЧНЫХ НОРМАТИВНЫХ МЕТОДИК РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

А.М. БУДАРИН<sup>1\*</sup>

Е.А. РЕДИКУЛЬЦЕВ<sup>2</sup>

С.А. ЗЕНИН<sup>3</sup>, канд. техн. наук

<sup>1</sup> АО «Институт Гидропроект», Волоколамское шоссе, д. 2, г. Москва, 125993, Российская Федерация

<sup>2</sup> ФГАОУ ВО «Уральский федеральный университет имени первого Президента России Б.Н. Ельцина» (УрФУ), ул. Мира, д. 19, г. Екатеринбург, 620002, Российская Федерация

<sup>3</sup> Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона (НИИЖБ) им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, к. 5, г. Москва, 109428, Российская Федерация

## Аннотация

*Введение.* Механизм разрушения железобетонных конструкций при действии поперечной силы является объектом отечественных и зарубежных исследований на протяжении многих десятилетий. К основным параметрам, влияющим на несущую способность конструкции в рамках данного механизма разрушения, можно отнести: форму и размеры поперечного сечения конструкции, прочностные характеристики бетона и арматуры, величину относительного пролета среза, содержание продольной арматуры растянутой зоны, интенсивность поперечной арматуры. Некорректный учет данных факторов негативно влияет на точность методики расчета железобетонных конструкций по наклонным сечениям при действии поперечных сил.

*Цель.* Оценка точности методик расчета железобетонных конструкций по наклонным сечениям от действия поперечных сил, представленных в различных нормативных документах.

*Материалы и методы.* Для оценки точности расчетных методик была собрана база, включающая результаты 1183 лабораторных испытаний железобетонных конструкций, разрушение которых произошло по наклонному сечению. Оценка точности выполняется путем сравнения значения величины предельной поперечной силы, полученной в рамках лабораторных испытаний, и теоретического значения, полученного с помощью рассматриваемой расчетной методики.

*Результаты.* В работе представлены результаты сравнения значений предельной поперечной силы, полученных в рамках лабораторных испытаний и с помощью рассматриваемых расчетных методик.

*Выводы.* Сравнительный анализ расчетных методик показал, что в отдельных случаях методика, изложенная в СП 63.13330.2018, имеет меньшую точность, чем методики зарубежных норм. В этой связи задача совершенствования методики расчета железобетонных конструкций по наклонным сечениям, представленной в СП 63.13330.2018, представляется актуальной. Доработка расчетной методики позволит увеличить ее точность и расширить границы применимости.

**Ключевые слова:** железобетон, расчет, прочность, наклонные сечения, поперечная сила, масштабный эффект, поперечная арматура

**Для цитирования:** Бударин А.М., Редикульцев Е.А., Зенин С.А. Оценка точности различных нормативных методик расчета прочности наклонных сечений железобетонных конструкций на действие поперечных сил // *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2026. № 1(48). С. 21–38. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1\(48\)-21-38](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1(48)-21-38)

**Вклад авторов**

Все авторы внесли равноценный вклад в подготовку публикации.

**Финансирование**

Исследование не имело спонсорской поддержки.

**Конфликт интересов**

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

*Поступила в редакцию 11.12.2025*

*Поступила после рецензирования 19.01.2026*

*Принята к публикации: 27.01.2026*

## ACCURACY ASSESSMENT OF VARIOUS REGULATORY METHODS FOR CALCULATING THE STRENGTH OF INCLINED SECTIONS OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES UNDER THE ACTION OF SHEAR FORCE

A.M. BUDARIN<sup>1,\*</sup>

E.A. REDIKULTSEV<sup>2</sup>

S.A. ZENIN<sup>3</sup>, Cand. Sci. (Engineering)

<sup>1</sup> JSC «Institute Hydroproject», Volokolamskoe Shosse, 2, Moscow, 125993, Russian Federation

<sup>2</sup> Ural Federal University named after the First President of Russia B.N. Yeltsin (UrFU), ul. Mira, 19, Yekaterinburg, 620002, Russian Federation

<sup>3</sup> Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, 2nd Institutskaya str., 6, bld. 5, Moscow, 109428, Russian Federation

**Abstract**

*Introduction.* The mechanism of reinforced concrete structures failure under the action of a transverse force has been the subject of domestic and foreign research for many decades. The key factors influencing the bearing capacity of the structure within the framework of this mechanism of destruction are: the shape and dimensions of the cross-section of the structure, the strength characteristics of concrete and reinforcement, the span-to-depth ratio, the amount of longitudinal reinforcement in the tensile zone, and the amount of transverse reinforcement. Incorrect consideration of these factors negatively affects the accuracy of design methods for inclined sections of reinforced concrete structures under the action of transverse forces.

*Aim.* Assessment of the accuracy of methods for calculating reinforced concrete structures in inclined sections from the action of transverse forces presented in various regulatory documents.

*Materials and methods.* To assess the accuracy of the calculation methods, a database was compiled, including the results of 1,183 laboratory tests of reinforced concrete structures, the destruction of which occurred along an inclined section. The accuracy is estimated by comparing the value of the maximum transverse force obtained in laboratory tests and the theoretical value obtained using the calculation method under consideration.

*Results.* The paper presents the results of comparing the values of the ultimate shear force obtained in the framework of laboratory tests and using the considered calculation methods.

*Conclusions.* A comparative analysis of the design methods has shown that in certain cases the methodology set out in SP 63.13330.2018 is less accurate than the methods provided in foreign codes. In this regard, the task of improving

the shear design method for reinforced concrete structures presented in SP 63.13330.2018 appears to be relevant. Refinement of the calculation methodology will increase its accuracy and expand its scope of application.

**Keywords:** reinforced concrete, calculation, strength, inclined sections, shear force, size effect, shear reinforcement

**For citation:** Budarin A.M., Redikultsev E.A., Zenin S.A. Accuracy assessment of various regulatory methods for calculating the strength of inclined sections of reinforced concrete structures under the action of shear force. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*, 2026, 1(48), pp. 21–38. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1\(48\)-21-38](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1(48)-21-38)

#### **Authors contribution statement**

All authors have made an equivalent contribution to the preparation of the publication

#### **Funding**

No funding support was obtained for the research.

#### **Conflict of interest**

The authors declare no conflict of interest.

*Received 11.12.2025*

*Revised 19.01.2026*

*Accepted 27.01.2026*

## **Введение**

Механизм разрушения железобетонных конструкций при действии поперечной силы является объектом отечественных и зарубежных исследований на протяжении многих десятилетий. Данные исследования легли в основу методик расчета железобетонных конструкций на действие поперечной силы, представленных в основных документах по проектированию бетонных и железобетонных конструкций. К таким документам можно отнести отечественные нормы – СП 63.13330.2018 [1], нормы стран Европы – Eurocode 2 [2], Model Code 2020 [3], нормы США – ACI 318-25 [4]. Расчетные модели и подходы, применяемые в нормативных методиках различных стран для оценки несущей способности конструкций, различаются между собой. Кроме того, варьируются факторы и конструктивные параметры, учитываемые в разных расчетных методиках. К факторам, оказывающим существенное влияние на несущую способность конструкции в рамках данного механизма разрушения, можно отнести: геометрические характеристики поперечного сечения конструкции, прочностные характеристики материалов – бетона и арматуры, интенсивность продольной [5] и поперечной арматуры [6], величина пролета среза [7, 8], масштабный энергетический эффект [9, 10]. Отсутствие учета или некорректный учет данных факторов в рамках методик расчета железобетонных конструкций на действие поперечной силы могут негативно повлиять на точность методики.

Учитывая значительный объем накопленных к настоящему времени экспериментальных данных по области исследований прочности бетонных и железобетонных элементов на действие поперечных сил, актуальной является задача оценки точности расчетных методов, принятых в отечественных и зарубежных нормативных документах.

## **Материалы и методы**

Оценка точности результатов, полученных с помощью расчетной методики, может быть выполнена путем их сравнения с результатами лабораторных испытаний. Для ре-

шения данной задачи были собраны результаты испытаний 1407 элементов из тяжелого бетона с прямоугольным поперечным сечением без предварительного напряжения, представленные в работах [5, 7, 8, 11–28]. Сравнение выполнялось по фактическим (средним) характеристикам материалов. Из выборки исключены 224 элемента, разрушение которых произошло в результате действия изгибающего момента ( $M \geq M_{ult}$ ). Для оставшихся 1183 элементов был выполнен расчет на действие поперечных сил с помощью ряда расчетных методик: СП 63.13330.2018 [1], Eurocode 2 [2], Model Code 2020 [3], ACI 318-25 [4]. Нагружение образцов в рамках испытаний выполнялось сосредоточенными силами (1093 образца) и равномерно распределенной нагрузкой (90 образцов). 113 образцов из выборки имели ненулевую продольную силу, из которых 57 образцов были подвержены действию растягивающей продольной силы, 56 – сжимающей. Основные параметры конструкций для оставшихся элементов представлены на рис. 1.

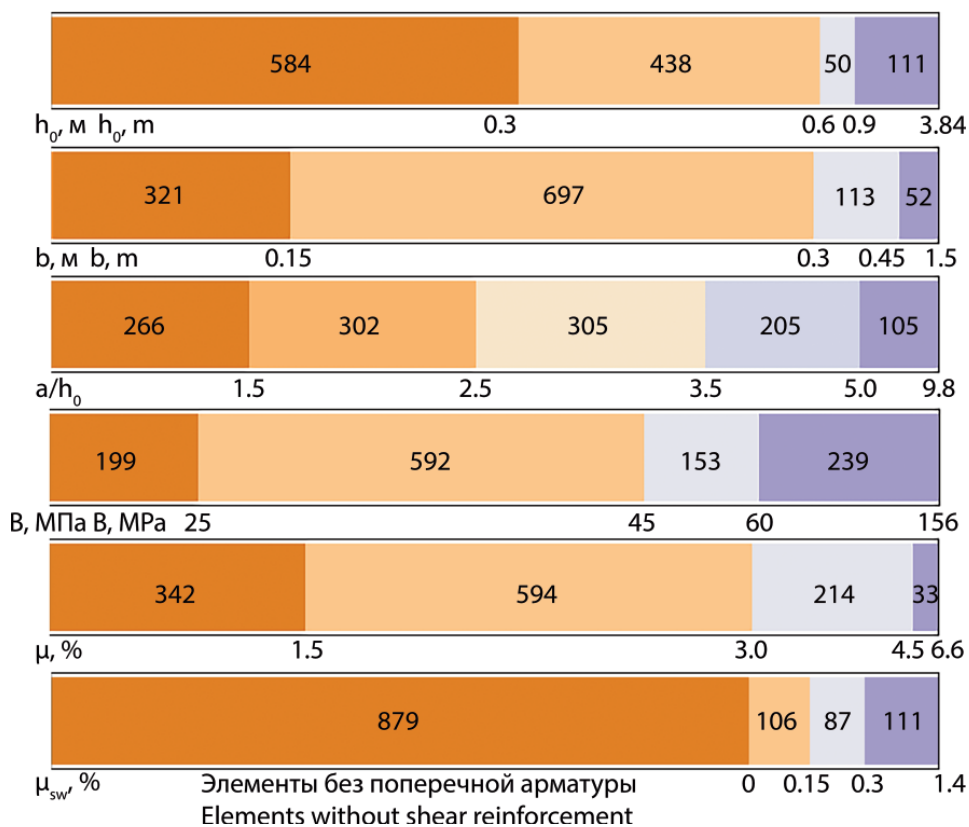


Рис. 1. Параметры конструкций из выборки  
 Fig. 1. Parameters of structures from the dataset

На рис. 1 присутствуют следующие обозначения:  $h_0$  – рабочая высота элемента;  $b$  – ширина элемента;  $a/h_0$  – относительный пролет среза;  $B$  – класс бетона, МПа;  $\mu$  – процент продольного армирования растянутой зоны;  $\mu_{sw}$  – процент поперечного армирования (см. формулу (1)):

$$\mu_{sw} = \frac{A_{sw}}{s_w \times b} \times 100 \% \quad (1)$$

где  $A_{sw}$  – площадь поперечной арматуры;

$s_w$  – шаг поперечной арматуры.

Для получения оценки точности сравнения результатов использовали два показателя: коэффициент детерминации ( $R^2$ ), коэффициент вариации (Coefficient of Variation – CV).

Для определения величины  $Q_{calc}$  для каждого образца для всех рассмотренных нормативных методик выполнялась проверка ряда сечений в промежутке между опорой и сечением, соответствующим пролету среза конструкции (для конструкций, нагруженных равномерной нагрузкой – до середины пролета). Усилия в каждом сечении вычислялись в соответствии с расчетной схемой. Для каждого сечения, в соответствии с рассматриваемой расчетной методикой, вычислялась величина предельной поперечной силы  $Q_{calc,sec}$ . Предельная поперечная сила  $Q_{calc}$ , воспринимаемая конструкцией, определялась как наименьшее среди значений  $Q_{calc,sec}$ .

## Результаты исследования

В Eurocode 2 [2] представлены отдельные методики оценки несущей способности конструкции при действии поперечной силы в зависимости от величины пролета среза. Для конструкций величиной пролета  $3h_0$  и менее предполагается использование ферменной аналогии (см. формулы (2)–(4)):

$$Q_{ult,td} = F_{td} \cdot \tan(\theta_{cs}) = A_s \cdot f_{yd} \cdot \tan(\theta_{cs}) \quad (2)$$

$$Q_{ult,cd} = F_{cd} \cdot \sin(\theta_{cs}) = \sigma_{cd} \cdot b_c \cdot t \cdot \sin(\theta_{cs}) = v(\theta_{cs}) \cdot f_c \cdot b_c \cdot t \cdot \sin(\theta_{cs}) \quad (3)$$

$$\sigma_{nd} = v(\theta_{cs}) \cdot f_c, \quad (4)$$

где  $Q_{ult,td}$ ,  $Q_{ult,cd}$  – величины предельных сил, воспринимаемых раскосом и арматурой растянутого пояса соответственно;

$\sigma_{nd}$  – прочность узла;

$A_s$  – площадь арматуры;

$f_{yd}$  – предел текучести арматуры;

$t$  – толщина раскоса (может быть принята равной ширине стенки конструкции);

$b_c$  – ширина раскоса;

$f_c$  – цилиндрическая прочность бетона на одноосное сжатие;

$v$  – коэффициент, отражающий изменение прочности раскоса или узла в зависимости от вида напряженного состояния. Для сжатого раскоса величина  $v$  вычисляется в зависимости от угла наклона раскоса к горизонтали  $\theta_{cs}$  либо величины главных растягивающих деформаций  $\epsilon_1$ , для узла – на основании вида напряженного состояния.

Для конструкций с величиной пролета  $3h_0$  и более величина предельной поперечной силы может быть вычислена с помощью формулы (5) для конструкций без поперечной арматуры и с помощью формул (6) и (7) для конструкций с поперечной арматурой:

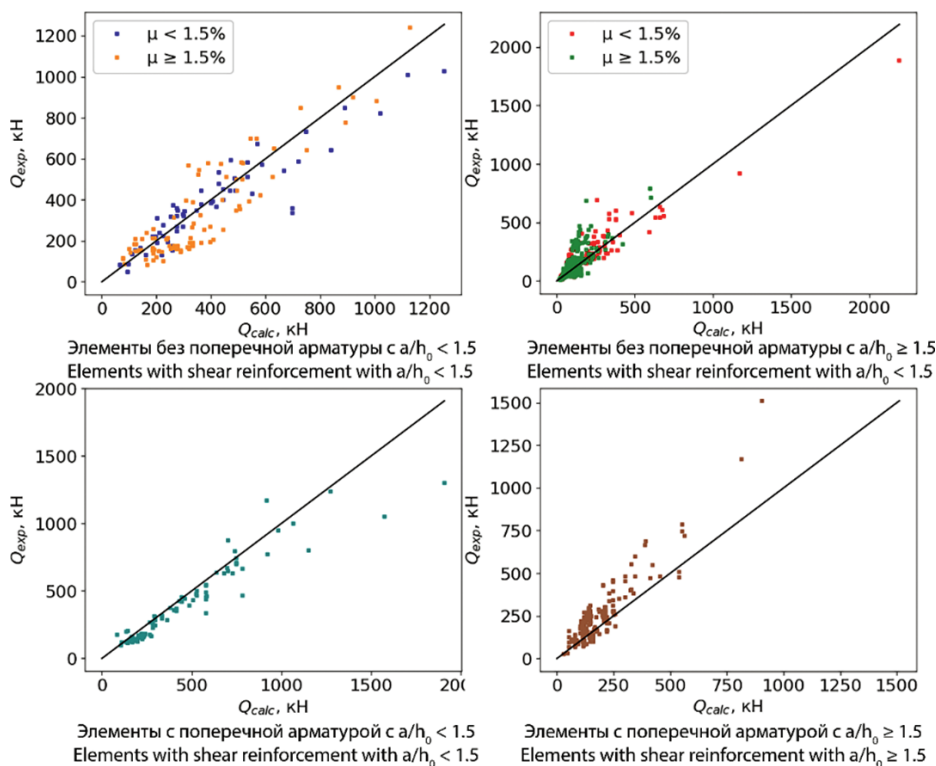
$$Q_{ult}/b \cdot h_0 = \tau_{Rdc} = 0.66 \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_c \cdot d_{ag}/a_v)^{1/3} - k_1 \cdot \sigma_{cp} \quad (5)$$

$$Q_{ult}/b \cdot h_0 = \tau_{Rdc,sy} = \rho_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \leq v_{sy} \cdot f_c \quad (6)$$

$$\sigma_{cd} = \tau(\cot\theta + \tan\theta) \leq v_{sy} \cdot f_c, \quad (7)$$

где  $\rho_l$  – коэффициент продольного армирования растянутой зоны (принимается не более 2 %);  
 $d_{dg}$  – функция, учитывающая шероховатость трещины;  
 $a_v$  – функция, учитывающая пролет среза конструкции;  
 $\sigma_{cp} = N/A_c$  – величина напряжений от действия нормальной силы  $N$ ;  
 $A_c$  – площадь бетона рассматриваемого сечения;  
 $\rho_{sw}$  – коэффициент поперечного армирования;  
 $f_{ywd}$  – предел текучести поперечной арматуры;  
 $v_{sy}$  – понижающий коэффициент, величина которого может быть принята равной 0,5;  
 $\theta$  – угол наклона поверхности разрушения. Величина  $\theta$  выбирается так, чтобы обеспечивать максимально возможную величину  $\tau_{Rd,sy}$  с учетом соблюдения условия (7).

На рис. 2 представлено сравнение величины предельной поперечной силы  $Q_{calc}$ , вычисленной с помощью Eurocode 2 с величиной предельной поперечной силы  $Q_{exp}$ , установленной на основании лабораторных испытаний. В табл. 1 представлены статистические показатели результатов сравнения  $Q_{calc}$  и  $Q_{exp}$ .



**Рис. 2.** Графическое сравнение  $Q_{exp}$  с величиной  $Q_{calc}$ , полученной с помощью [2]  
**Fig. 2.** Graphical comparison of  $Q_{exp}$  with the  $Q_{calc}$  value, obtained using [2]

Можно заключить, что результаты, полученные для конструкций с  $a/h_0 < 1,5$ , имеют хорошее совпадение с опытными данными. Результаты для конструкций без поперечной арматуры с  $a/h_0 < 1,5$ , у которых значение  $a/h_0$  близко к 1,5, имеют тенденцию к занижению несущей способности из-за отсутствия плавного перехода между методиками расчета для конструкций с разными пролетами среза. Для образцов с поперечной арматурой и  $a/h_0 \geq 1,5$  также наблюдается тенденция к занижению несущей способности конструкции.

Наличие подобной тенденции можно объяснить отсутствием учета вклада бетона в принятой в Eurocode 2 [2] методике расчета для конструкций с поперечной арматурой.

Таблица 1

**Статистические показатели результатов сравнения величин  $Q_{exp}$  и  $Q_{calc}$ , полученных с помощью [2]**

Table 1

**Statistical indicators of  $Q_{exp}$  and  $Q_{calc}$ , obtained using [2] comparison results**

Показатель	Элементы без поперечной арматуры				Элементы с поперечной арматурой	
	$a/h_0 < 1.5$		$a/h_0 \geq 1.5$		$a/h_0 < 1,5$	$a/h_0 \geq 1,5$
	$\mu < 1,5 \%$	$\mu \geq 1,5 \%$	$\mu < 1,5 \%$	$\mu \geq 1,5 \%$		
$R^2$	0,80	0,80	0,85	0,52	0,84	0,66
$CV$	0,23	0,36	0,42	0,47	0,22	0,31

В Model Code 2020 [3] представлены отдельные методики оценки несущей способности конструкции при действии поперечной силы в зависимости от величины пролета среза. Для конструкций с малым относительным пролетом среза для вычисления несущей способности предполагается использование ферменной аналогии (см. формулы (2)–(4)). Для конструкций с большой величиной относительного пролета среза используется подход, основанный на упрощенной версии Modified Compression Field Theory (MCFT) [29]. Величина предельной поперечной силы, воспринимаемая конструкцией ( $V_{rd}$ ), состоит из вкладов бетона ( $V_{rd,c}$ ) и поперечной арматуры ( $V_{rd,s}$ ) и может быть определена на основании формул (8)–(11).

$$V_{rd} = V_{rd,c} + V_{rd,s} \leq V_{rd,max} = \frac{1}{1 + 110 \cdot \varepsilon_1} \cdot f_c \cdot b_w \cdot \frac{z}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} \quad (8)$$

$$V_{rd,c} = k_V \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot z \quad (9)$$

$$k_V = \begin{cases} \frac{0.4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000 + 0.7 \cdot k_{dg} \cdot z}, & \text{если } \rho_{sw} = 0 \\ \frac{0.4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x}, & \text{если } \rho_{sw} \geq 0.08 \cdot \sqrt{f_c}/f_{yd} \end{cases} \quad (10)$$

$$V_{rd,s} = A_{sw}/s_w \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta), \quad (11)$$

где  $z = 0,9h_0$  – плечо сил для вычисления касательных напряжений;

$k_V$  – коэффициент, зависящий от величины нормальных деформаций  $\varepsilon_x$  на уровне середины высоты, а также шероховатости магистральной трещины, учитываемой с помощью функции  $k_{dg}$  (увеличение размера крупного заполнителя и уменьшение деформаций ведут к увеличению несущей способности);

$\theta$  – угол между горизонталью и площадкой с главным сжимающими напряжениями (является функцией от  $\varepsilon_x$ );

$\varepsilon_1$  – первые главные деформации.

Величина  $f_c$  в выражении (8) принимается не более 64 МПа для конструкций с  $z \geq 0,8$  м.

Расчетная методика подразумевает несколько уровней уточнения результатов, определяющих содержание формул (8)–(11), при этом использование более высокого уровня позволяет получить более точный результат, но требует больше вычислений. В рамках данной работы использовались формулы уровня IIb.

На рис. 3 представлено сравнение величины предельной поперечной силы  $Q_{calc}$ , вычисленной с помощью Model Code 2020 [3], с величиной предельной поперечной силы  $Q_{exp}$ , установленной на основании лабораторных испытаний. В табл. 2 представлены статистические показатели результатов сравнения  $Q_{calc}$  и  $Q_{exp}$ .

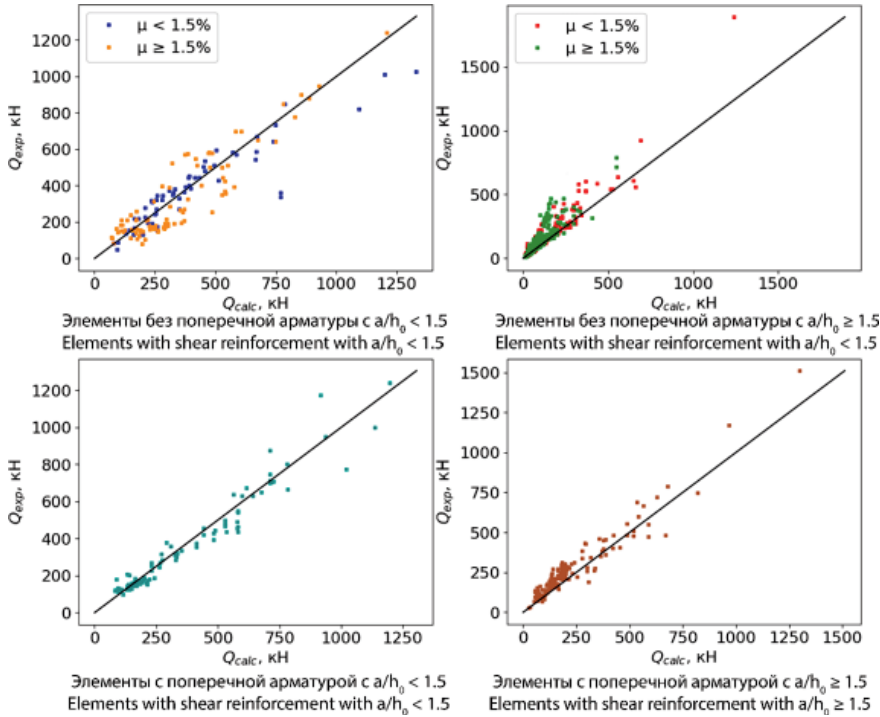


Рис. 3. Графическое сравнение  $Q_{exp}$  с величиной  $Q_{calc}$ , полученной с помощью [3]  
 Fig. 3. Graphical comparison of  $Q_{exp}$  with the  $Q_{calc}$  value, obtained using [3]

Таблица 2

Статистические показатели результатов сравнения  $Q_{exp}$  и  $Q_{calc}$ , полученной с помощью [3]

Table 2

Statistical indicators of  $Q_{exp}$  and  $Q_{calc}$ , obtained using [3] comparison results

Показатель	Элементы без поперечной арматуры				Элементы с поперечной арматурой	
	$a/h_0 < 1,5$		$a/h_0 \ge 1,5$		$a/h_0 < 1,5$	$a/h_0 \ge 1,5$
	$\mu < 1,5 \%$	$\mu \ge 1,5 \%$	$\mu < 1,5 \%$	$\mu \ge 1,5 \%$		
$R^2$	0,75	0,83	0,81	0,58	0,86	0,87
$CV$	0,22	0,26	0,37	0,31	0,23	0,23

Можно заключить, что результаты, полученные для конструкций без поперечной арматуры с  $a/h_0 < 1,5$  по методике [3], имеют хорошее совпадение с опытными данными.

Результаты для конструкций без поперечной арматуры с  $a/h_0 \geq 1,5$  имеют тенденцию к занижению несущей способности относительно результатов опытов, в целом сопоставимую с результатами расчетов по методике [2]. Для конструкций с поперечной арматурой наблюдается высокая степень соответствия результатам опытов.

Согласно АСІ 318–25 [4] для конструкций с пролетом, не превышающим 4 высоты конструкции  $h$  (либо для участков конструкции, где расстояние между опорой и точкой приложения нагрузки менее  $2h$ ), расчет наклонных сечений на действие поперечной силы следует выполнять с помощью ферменной аналогии на основании формул (2), (12), (13).

$$Q_{ult,ns} = F_{ns} \cdot \sin(\theta_{cs}) = (A_{cs} \cdot 0.85 \cdot \beta_c \cdot \beta_s \cdot f_c + A'_s \cdot f'_s) \cdot \sin(\theta_{cs}) \quad (12)$$

$$\sigma_{nd} = 0.85 \cdot \beta_c \cdot \beta_n \cdot f_c, \quad (13)$$

где  $Q_{ult,ns}$  – предельная сила, воспринимаемая сжатым раскосом;

$\sigma_{nd}$  – прочность узла;

$A_{cs}$  – площадь сечения концевой участка рассматриваемого сжатого раскоса;

$A'_s$  – площадь сжатой арматуры вдоль длины раскоса;

$f'_s$  – напряжения в сжатой арматуре при номинальной осевой прочности раскоса;

$\beta_c$  – коэффициент, учитывающий увеличение прочности узла или раскоса в результате действия местного сжатия на опорную поверхность;

$\beta_s$  – коэффициент, учитывающий изменение прочности сжатого раскоса в зависимости от вида напряженного состояния;

$\beta_n$  – коэффициент, учитывающий изменение прочности узла в зависимости вида напряженного состояния.

В остальных случаях предельная поперечная сила согласно [4] может быть вычислена на основании формул (14)–(17):

$$V_n = V_c + V_s \quad (14)$$

$$V_{c,min} \leq V_c = (0.66 \cdot \lambda_s \cdot \rho_w^{1/3} \cdot \sqrt{f_c} + \frac{N_u}{6 \cdot A_g}) \cdot b_w \cdot h_0 \leq V_{c,max} \quad (15)$$

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + h_0/250[\text{мм}]}} \leq 1 \quad (16)$$

$$V_s = A_v/s \cdot h_0 \cdot f_{yt}, \quad (17)$$

где  $V_c$  и  $V_s$  – величина поперечной силы, воспринимаемая бетоном и поперечной арматурой соответственно;

$\lambda_s$  – функция, учитывающая влияние масштабного энергетического эффекта, полученная на основании уравнения баланса энергии при росте трещины в конструкции [10] (закон масштабного эффекта З. Бажанта);

$\rho_w = A_s/b_w/h_0$  – коэффициент продольного армирования растянутой зоны конструкции;

$A_g$  – площадь сечения бетона;

$N_u$  – продольная сила, действующая в конструкции;

$s$  – шаг поперечной арматуры;

$A_v$  – площадь поперечной арматуры в пределах шага  $s$ ;  
 $f_{yt}$  – предел текучести поперечной арматуры.

Величина  $f_c$  в формуле (15) принимается не более 68,9 МПа, что объясняется отсутствием достаточного количества испытаний конструкций, изготовленных из бетонов с  $f_c \geq 70$  МПа.

На рис. 4 представлено сравнение величины предельной поперечной силы  $Q_{calc}$ , вычисленной с помощью ACI 318-25 [4], с величиной предельной поперечной силы  $Q_{exp}$ , установленной на основании лабораторных испытаний. В табл. 3 представлены статистические показатели результатов сравнения  $Q_{calc}$  и  $Q_{exp}$ .

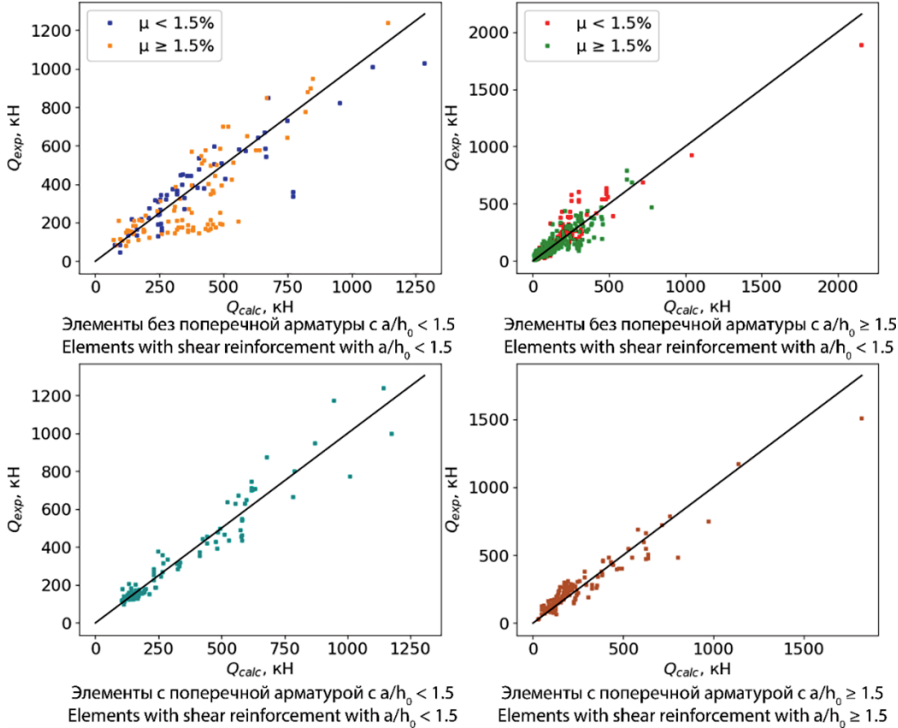


Рис. 4. Графическое сравнение  $Q_{exp}$  с величиной  $Q_{calc}$ , полученной с помощью [4]  
 Fig. 4. Graphical comparison of  $Q_{exp}$  with the  $Q_{calc}$  value, obtained using [4]

Таблица 3

**Статистические показатели результатов сравнения величин  $Q_{exp}$  и  $Q_{calc}$ , полученной с помощью [4]**

Table 3

**Statistical indicators of  $Q_{exp}$  and  $Q_{calc}$ , obtained using [4] comparison results**

Показатель	Элементы без поперечной арматуры				Элементы с поперечной арматурой	
	$a/h_0 < 1,5$		$a/h_0 \geq 1,5$		$a/h_0 < 1,5$	$a/h_0 \geq 1,5$
	$\mu < 1,5 \%$	$\mu \geq 1,5 \%$	$\mu < 1,5 \%$	$\mu \geq 1,5 \%$		
$R^2$	0,75	0,64	0,87	0,66	0,83	0,82
$CV$	0,24	0,41	0,36	0,35	0,23	0,27

Для конструкций без поперечной арматуры с  $\mu < 1,5$  % наблюдается хорошее совпадение с результатами лабораторных испытаний. Результаты, полученные для конструкций без поперечной арматуры с  $\mu \geq 1,5$  %, демонстрируют более низкую степень соответствия результатам опытов, что можно объяснить отсутствием верхней границы значения величины  $\rho_w$  в формуле (15). При этом для конструкций без поперечной арматуры с  $a/h_0 \geq 1,5$  сходимость методики АСІ 318-25 [4] с опытными данными выше, чем методик Eurocode 2 [2] и Model Code 2020 [3]. Для конструкций с поперечной арматурой наблюдается высокая степень соответствия опытным данным.

Методика расчета железобетонных конструкций на действие поперечных сил, представленная в СП 63.133330.2018 [1], основана на работах М.С. Боришанского и А.А. Гвоздева [30–32] и получила развитие в рамках работ А.С. Залесова [33, 34], М.С. Торяника [35], О.Ф. Ильина [36] и др. Согласно данной методике, должны быть обеспечены прочность элемента по полосе между наклонными сечениям (формула (18)), по наклонному сечению на действие поперечных сил (формулы (19)–(21)) и по наклонному сечению на действие изгибающего момента (формула (22)). Таким образом, несущая способность и приоритетный механизм разрушения определяется на основании наименьшей величины несущей способности, обеспечиваемой условиями (18), (19) и (22).

$$Q_{ult} = 0.3 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 \quad (18)$$

$$Q_{ult} = Q_b + Q_{sw} \quad (19)$$

$$Q_{b,min} \leq Q_b = \varphi_{b2} \cdot \varphi_n \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 \cdot \frac{h_0}{C} \leq Q_{b,max} \quad (20)$$

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} \cdot q_{sw} \cdot C_{sw} \quad (21)$$

$$M_{ult} = M_s + M_{sw} \quad (22)$$

где  $R_{bt}$  – прочность бетона на одноосное растяжение;

$C$  – длина проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента;

$R_{sw}$  – предел текучести поперечной арматуры;

$A_{sw}$  – площадь поперечной арматуры;

$s_w$  – шаг поперечной арматуры;

$C_{sw}$  – длина проекции наклонной трещины для учета вклада поперечной арматуры, принимаемая в диапазоне  $h_0-2h_0$ ;

$\varphi_n$  – функция, учитывающая влияние продольных напряжений в элементе;

$\varphi_{b2}$  – эмпирический коэффициент, обеспечивающий приближение расчетных и опытных значений прочности и принимаемый равным 1,5;

$\varphi_{sw} = 0,75$  – коэффициент, учитывающий дискретность расположения стержней поперечной арматуры.

На рис. 5 представлено сравнение величины предельной поперечной силы  $Q_{calc}$ , вычисленной с помощью СП 63.133330.2018 [1], с величиной предельной поперечной силы  $Q_{exp}$ , установленной на основании лабораторных испытаний. В табл. 4 представлены статистические показатели результатов сравнения  $Q_{calc}$  и  $Q_{exp}$ .

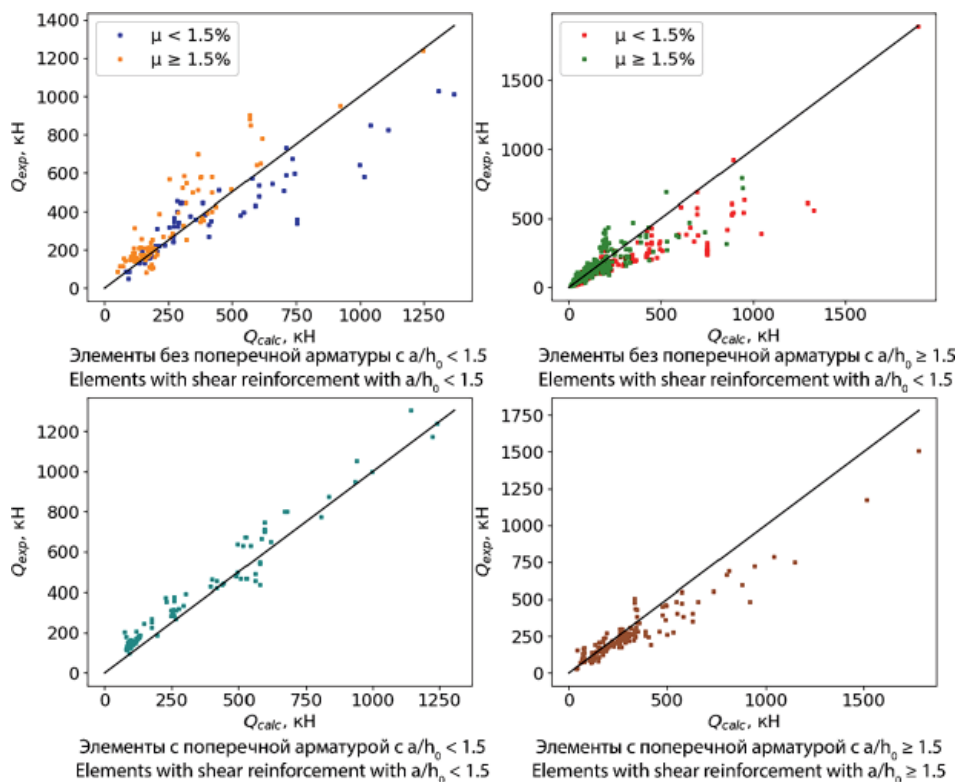


Рис. 5. Графическое сравнение  $Q_{exp}$  с величиной  $Q_{calc}$ , полученной с помощью [1]  
 Fig. 5. Graphical comparison of  $Q_{exp}$  with the  $Q_{calc}$  value, obtained using [1]

Таблица 4

Статистические показатели результатов сравнения  $Q_{exp}$  и  $Q_{calc}$ , полученной с помощью [1]

Table 4

Statistical indicators of  $Q_{exp}$  and  $Q_{calc}$ , obtained using [1] comparison results

Показатель	Элементы без поперечной арматуры				Элементы с поперечной арматурой	
	$a/h_0 < 1,5$		$a/h_0 \geq 1,5$		$a/h_0 < 1,5$	$a/h_0 \geq 1,5$
	$\mu < 1,5\%$	$\mu \geq 1,5\%$	$\mu < 1,5\%$	$\mu \geq 1,5\%$		
$R^2$	0,54	0,75	0,28	0,64	0,93	0,72
$CV$	0,26	0,30	0,31	0,30	0,22	0,37

Сравнительный анализ показывает, что методика СП 63.13330.2018 [1] имеет очень высокую сходимость с опытными данными для элементов с поперечной арматурой, особенно при  $a/h_0 < 1,5$  – самая высокая сходимость из всех рассмотренных методик. Анализ также показал, что имеются следующие особенности методики отечественных норм. Для элементов без поперечной арматуры при  $a/h_0 \geq 1,5$  и  $\mu < 1,5\%$  наблюдаются тенденции к завышению теоретической несущей способности. Аналогичная тенденция, но в меньшей степени, наблюдается для элементов с поперечной арматурой при  $a/h_0 \geq 1,5$ . Указанные особенности проанализируем ниже.

В рамках представленной выборки из 1183 результатов испытаний разрушение по наклонному сечению от действия поперечной силы было определяющим механизмом

разрушения для 958 образцов (около 81 %), разрушение по наклонному сечению от действия изгибающего момента – для 212 образцов (порядка 18 %), разрушение по бетонной полосе между наклонными сечениями – для 13 образцов (чуть выше 1 %). Последний механизм разрушения был характерным для образцов, имеющих малую ширину  $b$ , низкий класс бетона по прочности на одноосное сжатие и процент продольного армирования  $\mu \geq 1,5$  %.

Можно предположить, что результаты, полученные для конструкций без поперечной арматуры с  $a/h_0 \geq 1,5$  при использовании методики [1], для которых определяющим механизмом разрушения является разрушение по наклонному сечению от действия поперечной силы, обладают тенденцией к завышению несущей способности с ростом рабочей высоты  $h_0$  из-за отсутствия учета масштабного энергетического эффекта, в частности в рамках формулы (20). Это можно увидеть на рис. 6, где представлена зависимость относительной несущей способности образца от рабочей высоты  $h_0$ , построенная на основании опытов из выборки для конструкций без поперечной арматуры.

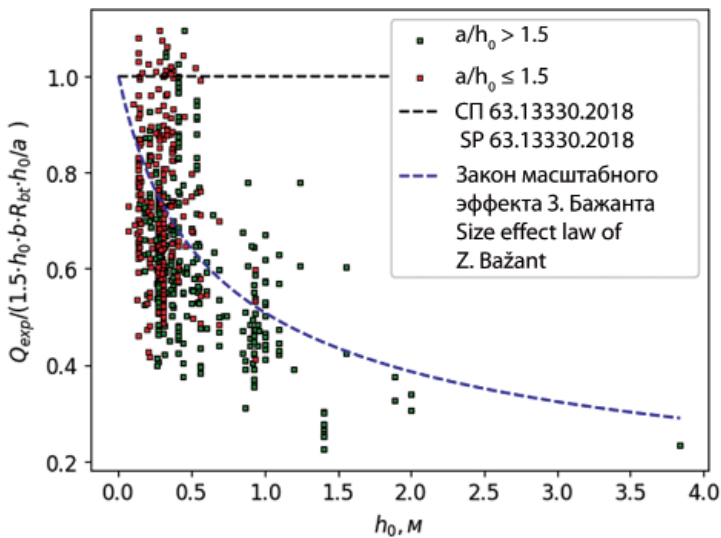
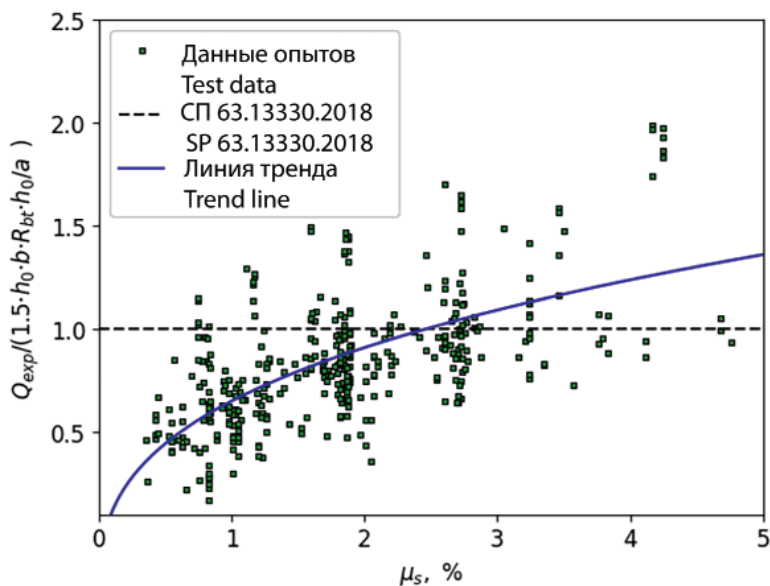


Рис. 6. Зависимость относительной несущей способности от рабочей высоты  $h_0$  для конструкций без поперечной арматуры

Fig. 6. Relationship between relative bearing capacity and effective depth  $h_0$  for structures without shear reinforcement

Как было указано выше, элементы с поперечной арматурой и  $a/h_0 \geq 1,5$  при расчете по методике [1] также обладают тенденцией к завышению теоретической несущей способности. При этом данная тенденция является менее выраженной, чем для элементов без поперечной арматуры, что объясняется участием поперечной арматуры в уравнении энергетического баланса при росте трещины [37]. На основании полученных статистических показателей можно сделать вывод о том, что тенденция с завышением несущей способности для образцов без поперечной арматуры с  $a/h_0 \geq 1,5$  является более ярко выраженной у конструкций с  $\mu < 1,5$  %. Данную тенденцию можно объяснить отсутствием учета влияния содержания продольной арматуры в рамках формулы (20). На рис. 7 представлена зависимость относительной несущей способности образца от величины  $\mu$ , построенная на основании опытов из выборки для конструкций без поперечной арматуры с  $a/h_0 \geq 1,5$ .



**Рис. 7.** Зависимость относительной несущей способности от коэффициента продольного армирования  $\mu$  для конструкций без поперечной арматуры и  $a/h_0 \geq 1,5$   
**Fig. 7.** Relationship between relative bearing capacity and reinforcement ratio  $\mu$  for structures without shear reinforcement and  $a/h_0 \geq 1.5$

## Заключение и обсуждение

На основании значений статистических показателей ( $R^2$ ,  $CV$ ) можно заключить, что методика расчета железобетонных конструкций по наклонным сечениям, представленная в [1], имеет лучшее совпадение с опытными данными среди рассмотренных расчетных методик для конструкций с поперечной арматурой и  $a/h_0 < 1,5$ . При этом для конструкций с поперечной арматурой при  $a/h_0 \geq 1,5$  расчетная методика из СП 63.13330.2018 [1] уступает в точности методикам из ACI 318-2025 [4] и Model Code 2020 [3], что можно связать с отсутствием учета в отечественных нормах масштабного энергетического эффекта и содержания продольной арматуры на вклад бетона  $Q_b$  (формула (20)). Кроме того, можно отметить тенденцию отечественных норм к некоторому завышению несущей способности наклонных сечений для элементов без поперечной арматуры при  $a/h_0 \geq 1,5$  и  $\mu < 1,5$  %.

Таким образом, актуальной является задача совершенствования методики расчета железобетонных конструкций по наклонным сечениям, представленная в [1]. Представляется, что методика может быть доработана путем учета влияния масштабного энергетического эффекта и процента продольного армирования на вклад бетона  $Q_b$  (формула (20)). Функция, учитывающая вклад масштабного эффекта, также должна учитывать влияние пролета среза конструкции (влияние данного эффекта уменьшается при малых величинах  $a/h_0$ ). Дополнительно может быть выполнено уточнение минимальной и максимальной величин вклада бетона  $Q_b$ . В общем случае методика должна предусматривать возможность оценки несущей способности конструкций, изготовленных из различных видов бетонов (обычный и высокопрочный тяжелый бетон, легкий бетон на различных заполнителях), и конструкций, имеющих форму сечений, отличную от прямоугольной, а также других факторов. Подобная модификация позволит повысить точность методики и расширить границы ее применения.

## Список литературы

1. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Москва: Минстрой России; 2018.
2. EN 1992-1-1:2023. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures.
3. fib Model Code for Concrete Structures 2020. fib Lausanne: Ernst & Sohn; 2020.
4. Building code requirements for structural concrete and commentary (ACI 318-25). Reported BY ACI committee 318. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute; 2025.
5. Cavagnis F., Fernández Ruiz M., Muttoni A. An analysis of the shear-transfer actions in reinforced concrete members without transverse reinforcement based on refined experimental measurements. *Structural Concrete*, 2015;103:157–173. <https://doi.org/10.1002/suco.201700145>.
6. Залесов А.С., Климов Ю.А. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил. Киев: Будивельник; 1989.
7. Leonhardt F., Walther R. The Stuttgart Shear Tests, 1961. C.&C.A. Library Translation No.III. London: Cement and Concrete Association; 1964. Available at: [https://openlibrary.org/books/OL17289655M/The\\_Stuttgart\\_shear\\_tests\\_1961](https://openlibrary.org/books/OL17289655M/The_Stuttgart_shear_tests_1961).
8. Jin-Keun K., Yon-Dong P. Shear strength of reinforced high strength concrete beam without web reinforcement. *Magazine of Concrete Research*, 1994;46(166):7–16. <https://doi.org/10.1680/mac.1994.46.166.7>.
9. Bažant Z., Oh B.H. Crack band theory for fracture of concrete. *Materials and Structures*, 1983;16:155–177. <https://doi.org/10.1007/BF02486267>.
10. Bažant Z., Planas J. Fracture and size effect in concrete and other quasibrittle materials. Boca Raton: C.R.C.; 1998. <https://doi.org/10.1201/9780203756799>.
11. Leonhardt F., Walther R. Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung. DAfStb H.151. Berlin; 1962.
12. Польской П.П. Прочность и трещиностойкость наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов при различных видах бетона и формах сечения [диссертация]. Ростов-на-Дону; 1998.
13. Игнатович С. Исследование прочности железобетонных прямоугольных и тавровых балок по наклонному сечению [диссертация]. Вильнюс; 1973.
14. Шеина С.Г. Прочность и трещиностойкость наклонных сечений железобетонных элементов при совместном действии продольных сжимающих и поперечных сил: диссертация [диссертация]. Ростов-на-Дону; 1984.
15. Ismai K.S. Shear Behaviour of Reinforced Concrete Deep Beams: Ph.D. Thesis. Sheffield, 2016. Available at: <https://theses.whiterose.ac.uk/id/eprint/12600/>.
16. Силантьев А.С. Сопrotивление изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям с учетом влияния продольного армирования [диссертация]. Москва; 2012.
17. Watstein D., Mathey R.G. Strains in beams having diagonal cracks. *ACI Journal Proceedings*, 1958;55(6):717–728. <https://doi.org/10.14359/11384>.
18. de Paiva H.R., Siess C.P. Strength and behavior of deep beams in shear. *Journal of the Structural Division*, 1965;91(5):19–41. <https://doi.org/10.1061/JSDEAG.0001329>.
19. Lehwalter N. Bearing Capacity of Concrete Compression Struts in Truss Systems, Exemplified by the Case of Short Beams: PhD thesis. Darmstadt; 1988.
20. Tan K.H., Kong F.K., Teng S., Guan L. High-strength concrete deep beams with effective span and shear span variations. *ACI Structural Journal*, 1995;92(4):395–405. <https://doi.org/10.14359/991>.
21. Tan K., Lu H. Shear behavior of large reinforced concrete deep beams and code comparisons. *ACI Structural Journal*, 1999;96(5):836–845. <https://doi.org/10.14359/738>.
22. Oh J.-K., Shin S.-W. Shear strength of reinforced high-strength concrete deep beams. *ACI Structural Journal*, 2001;98(2):164–173.
23. Tan K., Cheng G., Cheong H. Size effect in shear strength of large beams-behavior and finite element modelling. *Magazine of Concrete Research*, 2005;57(8):497–509. <https://doi.org/10.1680/mac.2005.57.8.497>.
24. Tan K.-H., Cheng G.-H., Zhang N. Experiment to mitigate size effect on deep beams. *Magazine of Concrete Research*, 2008;60(10):709–723. <https://doi.org/10.1680/mac.2007.00030>.
25. Kong F.K., Robins P.J., Cole D.F. Web reinforcement effects on deep beams. *ACI Journal Proceedings*, 1970;67(12):1010–1017. <https://doi.org/10.14359/11247>.

26. Subedi N., Vardy A.E., Kubotat N. Reinforced concrete deep beams some test results. *Magazine of Concrete Research*, 1986;38(137):206–219. <https://doi.org/10.1680/macrc.1986.38.137.206>.
27. Tan K.H., Kong F.K., Teng S., Weng L.W. Effect of web reinforcement on high-strength concrete deep beams. *ACI Structural Journal*, 1997;94(5):572–581.
28. Foster S.J., Gilbert R.I. Experimental studies on high-strength concrete. *Structural Journal*, 1998;95(4):382–390. <https://doi.org/10.14359/9747>.
29. Bentz E.C., Vecchio F.J., Collins M.P. Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements. *ACI Structural Journal*, 2006;103(4):614–624.
30. Боришанский М.С. Расчет отогнутых стержней и хомутов по стадии разрушения [диссертация]. Москва; 1942.
31. Боришанский М.С. Расчет железобетонных элементов при действии поперечных сил. Москва: Издательство литературы по строительству; 1964, с. 122–143.
32. Гвоздев А.А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. Москва: Государственное издательство строительной литературы; 1949.
33. Залесов А.С. Новый метод расчета прочности железобетонных элементов по наклонным сечениям. Расчет и конструирование железобетонных конструкций: труды института. Москва; 1977;39:16–28.
34. Залесов А.С., Ильин О.Ф. Опыт построения новой теории прочности балок в зоне действия поперечных сил. Новое о прочности железобетона. Москва: Стройиздат; 1977, с. 115–140.
35. Торяник М.С., Митрофанов В.П. Прочность и деформации железобетонных балок, разрушающихся по наклонной трещине // *Бетон и железобетон*. 1970;(2):39–41.
36. Ильин О.Ф. Исследование железобетонных балок из высокопрочного бетона при действии поперечных сил [диссертация]. Москва; 1973.
37. Бударин А.М., Ушаков О.Ю., Сабитов Л.С. Численное исследование влияния масштабного эффекта на продавливание толстых железобетонных плит // *Академический вестник УралНИИпроект РААСН*. 2025;1(64):72–79. <https://doi.org/10.25628/UNIIP.2025.64.1.029>.

## References

1. SP 63.13330.2018. Concrete and reinforced concrete structures. General provisions. Moscow: Gosstandart of Russia; 2018. (In Russian).
2. EN 1992-1-1:2023. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures.
3. fib Model Code for Concrete Structures 2020. fib Lausanne: Ernst & Sohn; 2020.
4. Building code requirements for structural concrete and commentary (ACI 318-25). Reported BY ACI committee 318. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute; 2025.
5. Cavagnis F., Fernández Ruiz M., Muttoni A. An analysis of the shear-transfer actions in reinforced concrete members without transverse reinforcement based on refined experimental measurements. *Structural Concrete*, 2015;103:157–173. <https://doi.org/10.1002/suco.201700145>.
6. Zalesov A.S., Klimov Yu.A. Strength of reinforced concrete structures under the action of shear forces. Kyiv: Budivelnik; 1989. (In Russian).
7. Leonhardt F., Walther R. The Stuttgart Shear Tests, 1961. C.&C.A. Library Translation No.III. London: Cement and Concrete Association; 1964. Available at: [https://openlibrary.org/books/OL17289655M/The\\_Stuttgart\\_shear\\_tests\\_1961](https://openlibrary.org/books/OL17289655M/The_Stuttgart_shear_tests_1961).
8. Jin-Keun K., Yon-Dong P. Shear strength of reinforced high strength concrete beam without web reinforcement. *Magazine of Concrete Research*, 1994;46(166):7–16. <https://doi.org/10.1680/macrc.1994.46.166.7>.
9. Bažant Z., Oh B.H. Crack band theory for fracture of concrete. *Materials and Structures*, 1983;16:155–177. <https://doi.org/10.1007/BF02486267>.
10. Bažant Z., Planas J. Fracture and size effect in concrete and other quasibrittle materials. Boca Raton: C.R.C.; 1998. <https://doi.org/10.1201/9780203756799>.
11. Leonhardt F., Walther R. Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung. DAFStb H.151. Berlin; 1962.
12. Polskoy P.P. Strength and crack resistance of inclined sections of bending reinforced concrete elements at different types of concrete and section shapes [dissertation]. Rostov-on-Don; 1998. (In Russian).
13. Ignatavičius S. Investigation of strength of reinforced concrete rectangular and T-beams by inclined cross section [dissertation]. Vilnius; 1973. (In Russian).

14. Sheina S.G. Strength and fracture resistance of inclined sections of reinforced concrete elements under the joint action of longitudinal compressive and transverse forces [dissertation]. Rostov-on-Don; 1984. (In Russian).
15. Ismai K.S. Shear Behaviour of Reinforced Concrete Deep Beams: Ph.D. Thesis. Sheffield, 2016. Available at: <https://theses.whiterose.ac.uk/id/eprint/12600/>.
16. Silantiev A.S. Resistance of Bending Reinforced Concrete Elements in Inclined Sections Taking into Account the Influence of Longitudinal Reinforcement [dissertation]. Moscow; 2012. (In Russian).
17. Watstein D., Mathey R.G. Strains in beams having diagonal cracks. *ACI Journal Proceedings*. 1958;55(6):717–728. <https://doi.org/10.14359/11384>.
18. de Paiva H.R., Siess C.P. Strength and behavior of deep beams in shear. *Journal of the Structural Division*, 1965;91(5):19–41. <https://doi.org/10.1061/JSDEAG.0001329>.
19. Lehwalter N. Bearing Capacity of Concrete Compression Struts in Truss Systems, Exemplified by the Case of Short Beams: PhD thesis. Darmstadt; 1988.
20. Tan K.H., Kong F.K., Teng S., Guan L. High-strength concrete deep beams with effective span and shear span variations. *ACI Structural Journal*, 1995;92(4):395–405. <https://doi.org/10.14359/991>.
21. Tan K., Lu H. Shear behavior of large reinforced concrete deep beams and code comparisons. *ACI Structural Journal*, 1999;96(5):836–845. <https://doi.org/10.14359/738>.
22. Oh J.-K., Shin S.-W. Shear strength of reinforced high-strength concrete deep beams. *ACI Structural Journal*, 2001;98(2):164–173.
23. Tan K., Cheng G., Cheong H. Size effect in shear strength of large beams—behavior and finite element modelling. *Magazine of Concrete Research*, 2005;57(8):497–509. <https://doi.org/10.1680/macr.2005.57.8.497>.
24. Tan K.-H., Cheng G.-H., Zhang N. Experiment to mitigate size effect on deep beams. *Magazine of Concrete Research*, 2008;60(10):709–723. <https://doi.org/10.1680/macr.2007.00030>.
25. Kong F.K., Robins P.J., Cole D.F. Web reinforcement effects on deep beams. *ACI Journal Proceedings*, 1970;67(12):1010–1017. <https://doi.org/10.14359/11247>.
26. Subedi N., Vardy A.E., Kubotat N. Reinforced concrete deep beams some test results. *Magazine of Concrete Research*, 1986;38(137):206–219. <https://doi.org/10.1680/macr.1986.38.137.206>.
27. Tan K.H., Kong F.K., Teng S., Weng L.W. Effect of web reinforcement on high-strength concrete deep beams. *ACI Structural Journal*, 1997;94(5):572–581.
28. Foster S.J., Gilbert R.I. Experimental studies on high-strength concrete. *Structural Journal*, 1998;95(4):382–390. <https://doi.org/10.14359/9747>.
29. Bentz E.C., Vecchio F.J., Collins M.P. Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements. *ACI Structural Journal*, 2006;103(4):614–624.
30. Borishansky M.S. Calculation of bent rods and clamps in bending reinforced concrete elements by failure stage [dissertation]. Moscow; 1942. (In Russian).
31. Borishansky M.S. Calculation of reinforced concrete elements under the action of shear forces. Moscow: Publishing house of construction literature; 1964, pp. 122–143. (In Russian).
32. Gvozdev A.A. Calculation of bearing capacity of structures by the method of limit equilibrium. Moscow: State Publishing House of Construction Literature; 1949. (In Russian).
33. Zalesov A.S. New method of calculating the strength of reinforced concrete elements by inclined sections. Calculation and Design of Reinforced Concrete Structures: *Proceedings of the Institute*. Moscow; 1977;39:16–28. (In Russian).
34. Zalesov A.S., Ilyin O.F. Experience of building a new theory of beam strength in the zone of action of transverse forces. New about strength of reinforced concrete. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1977, pp. 115–140. (In Russian).
35. Toryanik M.S., Mitrofanov V.P. Strength and Deformations of Reinforced Concrete Beams Failing by Inclined Crack. *Concrete and Reinforced Concrete*, 1970;(2):39–41. (In Russian).
36. Ilyin O.F. Investigation of Reinforced Concrete Beams of High-Strength Concrete under the Action of shear forces [dissertation]. Moscow; 1973. (In Russian).
37. Budarin A.M., Ushakov O.Yu., Sabitov L.S. Numerical investigation of the size effect influence on punching shear capacity of thick reinforced concrete slabs. *Akademicheskij vestnik UralNIIProekt RAASN*, 2025;1(64):72–79. (In Russian). <https://doi.org/10.25628/UNIIP.2025.64.1.029>.

## **Информация об авторах / Information about the authors**

**Александр Михайлович Бударин\***, главный специалист отдела расчетных обоснований, АО «Институт Гидропроект»; Москва

e-mail: alex.budarin01@gmail.com

**Alexander M. Budarin\***, Chief Specialist of Structural Analysis Department, JSC Hydroproject, Moscow

e-mail: alex.budarin01@gmail.com

**Евгений Александрович Редикутьцев**, аспирант, УрФУ, Екатеринбург

e-mail: e.a.redikultsev@urfu.ru

**Evgeny A. Redikultsev**, graduate student, UrFU, Yekaterinburg

e-mail: e.a.redikultsev@urfu.ru

**Зенин Сергей Алексеевич**, канд. техн. наук, заведующий лабораторией теории железобетона и конструктивных систем, НИИЖБ им. А.А. Гвоздева, АО «НИЦ «Строительство», Москва

e-mail: lab01@mail.ru

**Sergei A. Zenin**, Cand. Sci. (Engineering), Head of the Laboratory of the Theory of Reinforced Concrete Structures and Structural Systems, Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: lab01@mail.ru

\* Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

# АНАЛИТИЧЕСКОЕ ПРЕДСТАВЛЕНИЕ ИЗМЕНЕНИЯ МОДУЛЯ СДВИГА СЕЙСМОИЗОЛИРУЮЩИХ РЕЗИНОМЕТАЛЛИЧЕСКИХ ОПОР ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ ПО ДАННЫМ УСКОРЕННОГО СТАРЕНИЯ

И.Р. ГИЗЯТУЛЛИН<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций (ЦНИИСК) им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, г. Москва, 109428, Россия

## Аннотация

*Введение.* Изменение физико-механических характеристик резинометаллических опор в процессе эксплуатации является одним из определяющих факторов, влияющих на эффективность и долговременную работоспособность систем сейсмоизоляции зданий.

*Цель.* В этой связи актуальной научной задачей является разработка аналитически обоснованных зависимостей на основе экспериментальных данных старения, обеспечивающих количественную оценку изменения модуля сдвига резинометаллических опор в течение расчетного срока их эксплуатации.

*Материалы и методы.* На основе экспериментальных данных ускоренного термического старения резинометаллических опор и принципа температурно-временной суперпозиции по модели Аррениуса, для каждого эквивалентного срока эксплуатации опор определен модуль сдвига. После чего проведена аналитическая обработка экспериментальных данных с построением аппроксимирующей зависимости изменения относительного модуля сдвига во времени. Параметры зависимости идентифицированы методами нелинейной регрессии с последующей статистической оценкой качества аппроксимации.

*Результаты.* Установлено, что изменение модуля сдвига резинометаллических опор в процессе старения представляет собой нелинейный процесс, который может быть описан монотонной экспоненциальной зависимостью асимптотического типа, отражающей кинетику изменения механических свойств эластомерного материала, характеризующуюся интенсивным ростом модуля сдвига на начальной стадии старения и последующим переходом к режиму замедленного изменения по мере исчерпания активных термоокислительных процессов. Показано, что к эквивалентному сроку эксплуатации 50 лет модуль сдвига увеличивается более чем на 28 % по сравнению с исходным состоянием. Полученная аналитическая аппроксимирующая зависимость характеризуется высокими значениями коэффициента детерминации и малыми значениями статистических ошибок, что подтверждает корректность выбранного аналитического представления экспериментальных данных.

*Выводы.* Предложен подход к построению аналитических аппроксимирующих зависимостей изменения модуля сдвига резинометаллических опор на основе ограниченного набора экспериментальных данных, полученных при ускоренном старении опор. Реализация данного подхода обеспечивает возможность количественной оценки изменения модуля сдвига в процессе эксплуатации резинометаллических опор и может быть использована при анализе долговременной эффективности систем сейсмоизоляции, а также при оценке технического состояния и прогнозировании остаточного ресурса резинометаллических опор.

**Ключевые слова:** резинометаллические опоры, сейсмоизоляция, ускоренное старение, экспоненциальная аппроксимация, деградация физико-механических свойств, долговечность, техническое состояние, модуль сдвига

**Для цитирования:** Гизятуллин И.Р. Аналитическое представление изменения модуля сдвига сейсмоизолирующих резинометаллических опор эксплуатируемых зданий по данным ускоренного старения // Вестник НИЦ «Строительство». 2026. 1(48). С. 39–55. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1\(48\)-39-55](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1(48)-39-55)

#### **Благодарности**

Автор выражает искреннюю признательность и благодарность коллегам и сотрудникам Отдела исследований сейсмостойкости сооружений ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», принимавшим участие в проведении экспериментальных исследований и обсуждении полученных результатов, в частности А.А. Бубису, Э.М. Абрекову, Б.И. Щербачеву и М.П. Дойникову.

#### **Вклад автора**

Автор берет на себя ответственность за все аспекты работы над статьей.

#### **Финансирование**

Экспериментальные исследования выполнены в рамках научно-исследовательской и опытно-конструкторской работы по теме: «Исследование и разработка методов оценки технического состояния зданий и сооружений с системами сейсмоизоляции в виде резинометаллических опор на основе результатов динамического мониторинга» по заказу ФАУ «ФЦС» (Пер. № НИОКТР: 122050400049-9).

#### **Конфликт интересов**

Автор заявляет об отсутствии конфликта интересов.

*Поступила в редакцию 12.01.2026*

*Поступила после рецензирования 30.01.2026*

*Принята к публикации: 10.02.2026*

## **ANALYTICAL MODELING OF SHEAR MODULUS EVOLUTION IN SEISMIC ISOLATION ELASTOMERIC BEARINGS OF IN-SERVICE BUILDINGS BASED ON ACCELERATED AGING TESTS**

I.R. GIZIATULLIN<sup>1</sup>

<sup>1</sup>*Research Institute of Building Constructions named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, 2nd Institut'skaya str., 6, Moscow, 109428, Russia*

#### **Abstract**

*Introduction.* Changes in the physical and mechanical properties of rubber bearings during service life represent one of the key factors affecting the efficiency and long-term performance of building seismic isolation systems.

*Aim.* In this context, the development of analytically justified relationships based on experimental aging data, enabling quantitative assessment of shear modulus variation over the design service life of rubber bearings, constitutes an important scientific task.

*Materials and Methods.* Based on experimental data obtained from accelerated thermal aging tests of rubber bearings and the time-temperature superposition principle according to the Arrhenius model, the shear modulus was determined for each equivalent service life. The experimental results were subsequently subjected to analytical processing, and an approximating function describing the evolution of the relative shear modulus over time was derived. The parameters of the proposed function were identified using nonlinear regression techniques, followed by statistical evaluation of the goodness-of-fit.

*Results.* It was established that the variation of the shear modulus of rubber bearings during aging represents a nonlinear process that can be described by a monotonic exponential function of asymptotic type. This function reflects the kinetics of elastomer degradation, characterized by an intensive increase in shear modulus at the initial stage of aging, followed by a transition to a regime of gradual change as thermo-oxidative processes become depleted. The analysis shows that, for an equivalent service life of

50 years, the shear modulus increases by more than 28 % compared to its initial value. The obtained analytical approximation demonstrates a high coefficient of determination and low statistical error values, confirming the adequacy of the selected analytical representation of the experimental data.

*Conclusions.* An approach to constructing analytical approximating functions describing the evolution of the shear modulus of rubber bearings based on a limited set of accelerated aging test data is proposed. The implementation of this approach enables quantitative assessment of shear modulus variation during service life and may be applied in the evaluation of the long-term performance of seismic isolation systems, as well as in technical condition assessment and residual service life prediction of rubber bearings.

**Keywords:** rubber bearings; seismic isolation; accelerated aging; exponential approximation; degradation of physical and mechanical properties; durability; technical condition; shear modulus

**For citation:**

Giziatullin I.R. Analytical modeling of shear modulus evolution in seismic isolation elastomeric bearings of in-service buildings based on accelerated aging tests. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*, 2026, 1(48), pp. 39–55. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1\(48\)-39-55](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1(48)-39-55)

**Acknowledgments**

The author expresses sincere appreciation and gratitude to colleagues and staff of the Seismic Resistance Research Department of TsNIISK named after V.A. Koucherenko (JSC "Research Center of Construction") for their participation in the experimental studies and in the discussion of the obtained results, in particular A.A. Bubis, Z.M. Abrekov, B.I. Shcherbachev, and M.P. Doynikov.

**Author contribution statement**

The author takes responsibility for all aspects of the paper.

**Financing**

The experimental studies were carried out within the framework of a research and development project entitled "Research and development of methods for assessing the technical condition of buildings and structures equipped with base isolation systems using rubber bearings based on dynamic monitoring results," commissioned by the Federal Autonomous Institution "FCS" (Reg. No. NIOKTR: 122050400049-9).

**Conflict of interest**

The author declares that he has no conflict of interest.

*Received 12.01.2026*

*Revised 30.01.2026*

*Accepted 10.02.2026*

## Введение

Системы сейсмоизоляции получили широкое распространение в мировой практике строительства зданий и сооружений, расположенных в сейсмоопасных районах [1, 2]. За последние десятилетия объемы строительства зданий с системами сейсмоизоляции существенно возросли, что обусловлено возрастающими требованиями к обеспечению надежности, механической безопасности и сохранности объектов при воздействии землетрясений расчетной интенсивности. Требования по сохранности и функциональной пригодности зданий после землетрясений расчетной интенсивности, как правило, не могут быть обеспечены исключительно традиционными методами сейсмостойкого проектирования без применения специальных систем сейсмозащиты [3, 4]. Среди различных типов сейсмоизолирующих устройств активное внедрение получили резинометаллические опоры (РМО), используемые как в новом строительстве, так и при реконструкции и усилении существующих объектов.

В процессе длительной эксплуатации физико-механические характеристики резинометаллических опор могут быть подвержены изменениям, обусловленным совокупным

воздействием факторов окружающей среды и эксплуатационных нагрузок. К числу таких факторов относятся температурные колебания, воздействие кислорода и озона, ультрафиолетовое излучение, влияние агрессивных химических сред, радиационные воздействия, а также усталостные и релаксационные процессы в эластомерном материале. Подробный анализ факторов, определяющих деградацию физико-механических свойств резинометаллических опор, приведен в работе [5]. Значимость отдельных факторов и характер их влияния существенно зависят от условий эксплуатации и режимов нагружения изделия.

Старение резинометаллических опор представляет собой сложный физико-химический процесс, приводящий к изменению их жесткостных и демпфирующих характеристик. Увеличение жесткости опор сопровождается ростом инерционных нагрузок, передаваемых на сейсмоизолированную часть здания, тогда как снижение демпфирующих свойств ухудшает способность системы к рассеиванию сейсмической энергии. В совокупности эти изменения оказывают влияние на динамическую реакцию здания в целом и могут приводить к снижению эффективности системы сейсмоизоляции в процессе длительной эксплуатации.

В этой связи ключевое значение приобретает не только экспериментальное исследование процессов старения резинометаллических опор, но и разработка аналитических зависимостей, позволяющих количественно описывать и прогнозировать изменение их механических характеристик во времени в условиях ограниченного набора экспериментальных данных. Наличие таких зависимостей необходимо для корректного учета деградации свойств опор при оценке динамического отклика зданий, анализе их технического состояния и прогнозировании остаточного ресурса систем сейсмоизоляции.

Анализ отечественных и зарубежных исследований показывает, что значительная часть работ посвящена изучению свойств материалов резинометаллических опор в лабораторных условиях, в том числе оценке влияния температуры на механические характеристики изделий [6–9], исследованию термического старения эластомеров [10–12], а также деградации свойств свинцовых сердечников в опорах со свинцовыми вставками при различных режимах нагружения [13]. Существенно меньшее количество публикаций направлено на анализ влияния изменения физико-механических характеристик резинометаллических опор в процессе эксплуатации на динамическую реакцию зданий в целом [14–16]. Дополнительную актуальность данной проблеме придает тот факт, что значительная часть зданий с резинометаллическими опорами эксплуатируется более четырех десятилетий, при этом многие из них подвергались неоднократным сейсмическим воздействиям различной интенсивности.

Несмотря на значительный прогресс в изучении поведения резинометаллических опор при различных режимах нагружения, вопросы их долговечности и изменения эксплуатационных характеристик со временем остаются по-прежнему актуальными. В настоящей статье представлено аналитическое описание изменения модуля сдвига исследуемых резинометаллических опор на основе экспериментальных данных ускоренного старения, ориентированное на применение в широком круге задач, связанных с обеспечением долговременной эффективности систем сейсмоизоляции зданий, оценкой технического состояния резинометаллических опор и прогнозированием их остаточного ресурса.

## **Материалы и методы**

### *Объект исследования*

Объектом исследования являлись масштабные модели резинометаллических опор, выполненные по типовой конструктивной схеме, применяемой в системах сейсмоизоляция-

ции зданий. Эластомерная часть опор изготовлена из резинового компаунда на основе натурального каучука с добавлением стабилизирующих компонентов. Исследуемые образцы имели цилиндрическую форму с внешним диаметром 80 мм и высотой 62 мм. Конструкция опор включала 11 резиновых слоев толщиной 2 мм, армированных стальными пластинами толщиной 2 мм, при толщине наружного резинового слоя 10 мм. В центральной части опор было предусмотрено технологическое отверстие диаметром 12 мм, обеспечивающее равномерное распределение температуры при вулканизации.

В табл. 1 приведены проектные характеристики исследуемых РМО, а на рис. 1 их поперечное сечение и геометрические параметры соответственно.

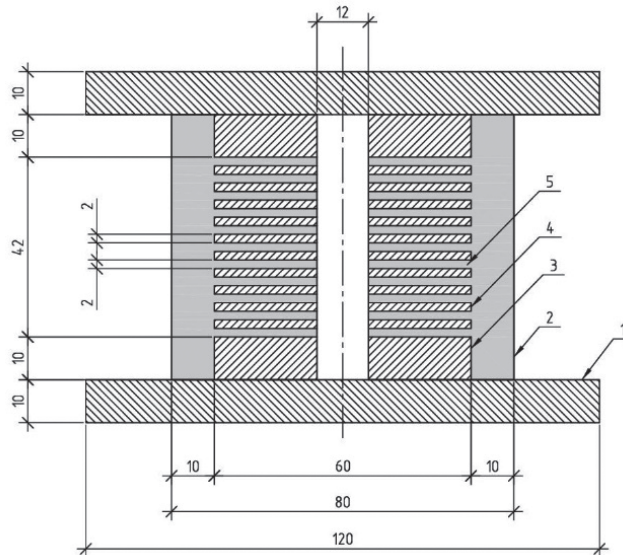
Таблица 1

### Проектные характеристики исследуемых РМО по данным завода-изготовителя

Table 1

#### Design characteristics of the investigated rubber bearings according to the manufacturer's data

Параметр	Значение параметра
Расчетная несущая способность, $P_d$ , кН	25
Расчетные перемещения, $D_d$ , мм	20
Максимальные перемещения, $D_{max}$ , мм	40
Усредненная полная первоначальная толщина резинового слоя резинометаллической опоры, включая верхнее и нижнее покрытия, если у них нет ограничений для сдвига, $T_d$ , мм	22
Условный модуль сдвига ( $Gg$ ) опоры при номинальной температуре $(23 \pm 2)$ °С, МПа	$0,3 \pm 0,05$



**Рис. 1.** Геометрические параметры исследуемых РМО по данным завода изготовителя: 1 – опорные пластины, закрепляемые к несейсмоизолированной и сейсмоизолированной частям здания; 2 – резиновая оболочка, защищающая внутренние слои резины и металла; 3 – стальные пластины опоры, закрепляемые к опорным пластинам; 4 – стальные пластины, расположенные между листами резины; 5 – листы резины

**Fig. 1.** Geometric parameters of the investigated rubber bearings according to the manufacturer's data: 1 – end plates fixed to the non-isolated and base-isolated parts of the building; 2 – rubber cover protecting the internal rubber and steel layers; 3 – steel plates of the bearing connected to the end plates; 4 – steel plates located between rubber layers; 5 – rubber layers

Наименование производителя и марка исследуемых резинометаллических опор намеренно не приводится в статье, поскольку исследование ориентировано на разработку аналитических зависимостей изменения модуля сдвига, подход к построению которой применим и для других РМО, и не ставит целью оценку эксплуатационных характеристик конкретных изделий или сравнительный анализ продукции отдельных производителей.

### ***Цель и задачи исследования***

Целью работы является построение аналитической зависимости изменения модуля сдвига резинометаллических опор систем сейсмоизоляции зданий в процессе эксплуатации на основе экспериментальных данных ускоренного старения, которая может быть использована при формировании прогнозных моделей старения резинометаллических опор, оценке изменения их механических свойств и технического состояния в течение расчетного срока эксплуатации зданий.

Для достижения поставленной цели в рамках проводимого исследования решались следующие задачи:

– ускоренное контролируемое термическое старение РМО в климатической камере, моделирующей различные варианты условных сроков эксплуатации опор (10, 20, 50 лет);

– определение модуля сдвига РМО до и после термического старения в соответствии с ГОСТ Р 57354-2016/EN 1337-3:2005 [17];

– анализ характера изменения модуля сдвига после ускоренного контролируемого термического старения РМО в климатической камере, моделирующей различные варианты условных сроков эксплуатации опор (10, 20, 50 лет);

– обоснование выбора функциональной формы аналитической зависимости, адекватно отражающей изменение механических свойств РМО в процессе эксплуатации при ограниченном объеме экспериментальных данных;

– оценка качества построенной аналитической зависимости на основе статистических показателей точности аппроксимации и устойчивости идентификации параметров при ограниченном объеме экспериментальных данных.

### ***Методы исследования***

#### ***Метод ускоренного старения РМО***

Для формирования экспериментальных данных, отражающих долговременные изменения механических свойств резинометаллических опор систем сейсмоизоляции в процессе их эксплуатации, использован метод ускоренного термического старения в контролируемых условиях. Методология основана на модели Аррениуса, широко применяемой для экстраполяции температурно-зависимых процессов деградации эластомерных материалов на условия длительной эксплуатации. В качестве интегрального параметра, характеризующего изменение физико-механических свойств РМО, принят модуль сдвига.

Связь между скоростью деградационных процессов старения резины и температурой описывается уравнением Аррениуса [18]:

$$k = A \times e^{-\frac{E_a}{R \times T}}, \quad (1)$$

где  $k$  – скорость реакции, единицы измерения зависят от порядка реакции (для реакции 1-го порядка –  $\text{с}^{-1}$ );

$A$  – предэкспоненциальный множитель (фактор частоты), характеризует частоту столкновений реагирующих молекул, размерность совпадает с размерностью (для реакции 1-го порядка –  $\text{с}^{-1}$ );

$e$  – экспонента,  $e \approx 2,71828$ ;

$E_a$  – энергия активации, Дж/моль;

$R$  – универсальная газовая постоянная,  $R \approx 8,31446$  Дж/(моль·К);

$T$  – абсолютная температура, К.

Для практических задач оценки старения резинотехнических изделий уравнение (1) используется в преобразованной форме, позволяющей установить эквивалентность времени старения при различных температурных режимах [19, 20]:

$$\ln \left( \frac{t_{\text{испыт.}}}{t_{\text{экспл.}}} \right) = \frac{E_a}{R} (T_{\text{испыт.}}^{-1} - T_{\text{экспл.}}^{-1}), \quad (2)$$

где  $t_{\text{экспл}}$  – эквивалентное время старения при температуре эксплуатации изделия  $T_{\text{экспл}}$  в реальных условиях, с;

$t_{\text{испыт}}$  – время выдержки при температуре ускоренного старения  $T_{\text{испыт}}$ , с;

$T_{\text{экспл}}, T_{\text{испыт}}$  – температуры эксплуатации и ускоренного старения соответственно, К.

Выражение (2) отражает принцип температурно-временной суперпозиции и показывает, что сравнительно короткие интервалы термического воздействия при повышенной температуре могут соответствовать многолетнему старению изделия в условиях эксплуатации. Энергия активации процессов термического старения эластомеров зависит от типа и состава каучука и, как правило, находится в диапазоне 80–200 кДж/моль. Для исследуемых в настоящей работе резинометаллических опор значение энергии активации резины при термическом старении, по данным завода-изготовителя, составляет в районе 120 кДж/моль.

В соответствии с принципом температурно-временной суперпозиции по модели Аррениуса, ускоренные испытания резинометаллических опор проводились при температуре 70 °С в течение расчетных временных интервалов, эквивалентных различным срокам эксплуатации в реальных условиях. При принятой осредненной температуре эксплуатации 15 °С и энергии активации процессов термического старения резины, равной 120 кДж/моль, выдержка образцов в камере термического старения составляла ~28, 57 и 142 ч, что соответствовало эквивалентным срокам эксплуатации 10, 20 и 50 лет соответственно. Указанные интервалы обеспечивали моделирование долговременных изменений механических свойств резинометаллических опор в сжатые сроки.

Испытания на ускоренное старение проводились в программируемой климатической камере с естественной конвекцией воздуха, обеспечивающей поддержание заданного температурного режима. Образцы резинометаллических опор размещались в камере с соблюдением условий, исключающих взаимное тепловое влияние и влияние стенок камеры: суммарный объем образцов не превышал 10 % объема камеры, расстояние между образцами составляло не менее 10 мм, а расстояние до стенок – не менее 50 мм. Общий вид образцов в процессе испытаний приведен на рис. 2.

После искусственного старения выполнялась выдержка образцов РМО не менее 48 часов до тех пор, пока образцы не стабилизировались.

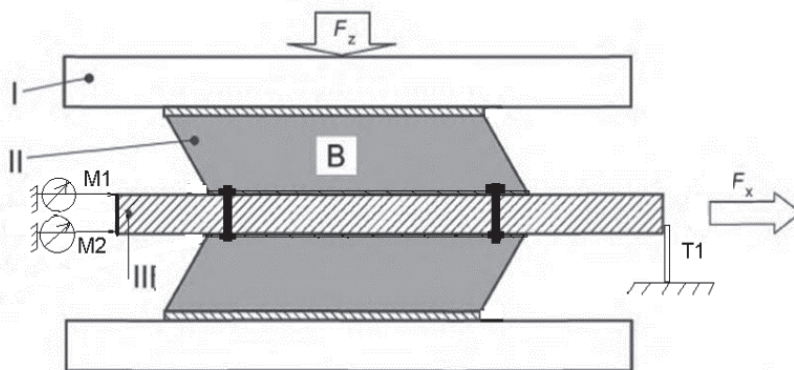


**Рис. 2.** Резинометаллические опоры, расположенные в рабочей зоне климатической камеры, в процессе испытаний на ускоренное старение  
**Fig. 2.** Rubber bearings, located in the working area of the climatic chamber, during accelerated aging tests

### Метод определения модуля сдвига

Определение модуля сдвига резинометаллических опор до и после термического старения выполнялось в соответствии с [17]. Испытания проводились в условиях совместного действия вертикальной сжимающей и горизонтальной сдвиговой нагрузок, прикладываемых с использованием испытательного пресса и гидравлического домкрата соответственно, обеспечивающих контролируемое нагружение образцов.

Испытуемые образцы размещались симметрично относительно подвижной пластины, что обеспечивало реализацию расчетной схемы нагружения, соответствующей нормативным требованиям [17]. Схема нагружения резинометаллических опор приведена на рис. 3.



**Рис. 3.** Схема нагружения образцов резинометаллических опор для определения модуля сдвига:  
I – пластины пресса; II – образец РМО для испытаний; III – подвижная пластина; M1, M2 – прогибомеры;  
T1 – тензорезистивный датчик перемещений

**Fig. 3.** Loading scheme of rubber bearings samples to determine the shear modulus: I – press plates;  
II – test sample; III – movable plate; M1, M2 – deflection gauges; T1 – strain gauge displacement sensor

Процесс испытаний предусматривал пошаговое нагружение пары идентичных резинометаллических опор при контролируемой скорости горизонтального сдвига 150 мм/мин и среднем вертикальном сжимающем давлении в 6 МПа в соответствии с [17]. Нагружение осуществлялось до достижения максимальной горизонтальной деформации, соответствующей диапазону:

$$0,7 T_q \leq v_{xm} \leq 0,9 T_q, \quad (3)$$

после чего выполнялся возврат образцов в исходное нулевое положение.

Здесь  $T_q$  – усредненная полная первоначальная толщина резинового слоя РМО, включая верхнее и нижнее покрытия, если у них нет ограничений для сдвига. Для рассматриваемых в настоящем исследовании РМО значение  $T_q = 22$  мм. После первого цикла нагружения напряжение сжатия было снято, испытуемые образцы оставались без нагрузки в течение 5 мин, а затем нагружение образцов повторялось снова до достижения горизонтального перемещения, равного  $v_{xm}$ . Для исключения проскальзывания опор использовались пластины со специальными упорами. Общий вид образцов резинометаллических опор во время испытаний на определение модуля сдвига представлен на рис. 4.

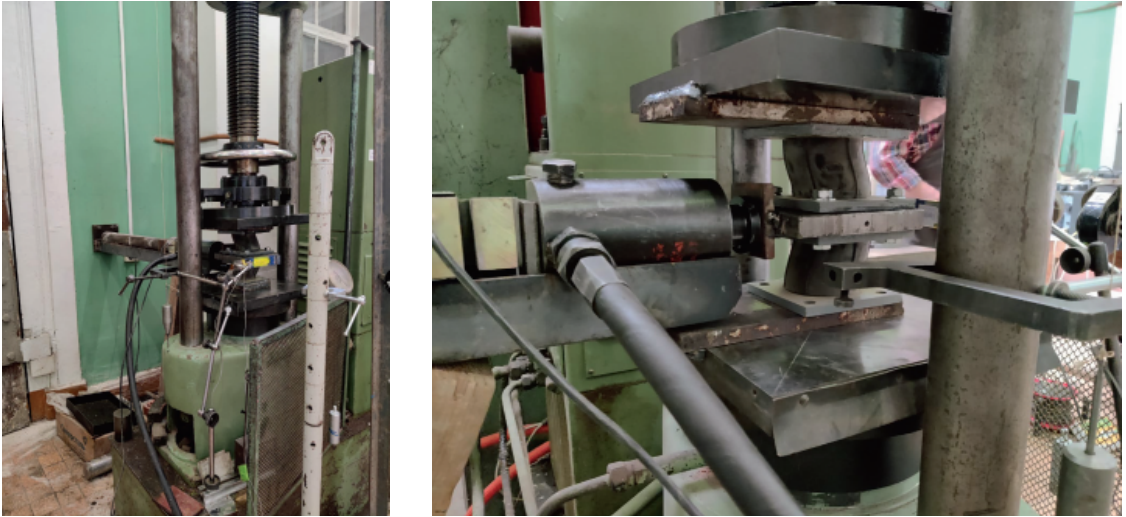


Рис. 4. Общий вид образцов резинометаллических опор во время испытаний на определение модуля сдвига  
Fig. 4. General view of rubber bearings samples during tests to determine the shear modulus

В ходе испытаний регистрировались горизонтальные перемещения контрольных точек образцов и соответствующие значения горизонтальной нагрузки, по результатам которых определялись параметры сдвиговой деформации  $\epsilon_q$  и касательного напряжения  $\tau_s$ . Касательное напряжение вычислялось по выражению:

$$\tau_s = \frac{F_x}{A}, \quad (4)$$

где  $F_x$  – горизонтальная сила, воспринимаемая одной резинометаллической опорой, Н;  
 $A$  – площадь поперечного сечения опоры, мм<sup>2</sup>.

Относительная деформация сдвига  $\epsilon_q$  определялась как:

$$\epsilon_q = \frac{v_x}{T_q}. \quad (5)$$

Полученные значения касательного напряжения и относительной деформации сдвига использовались для построения диаграмм «касательное напряжение – деформация сдвига» и последующего определения модуля сдвига резинометаллических опор в соответствии с нормативной методикой.

## Результаты исследования

Сопоставление зависимостей касательных напряжений от относительных деформаций сдвига, полученных по результатам испытаний серии образцов резинометаллических опор, включая образцы, подвергнутые контролируемому ускоренному старению, приведено на рис. 5.

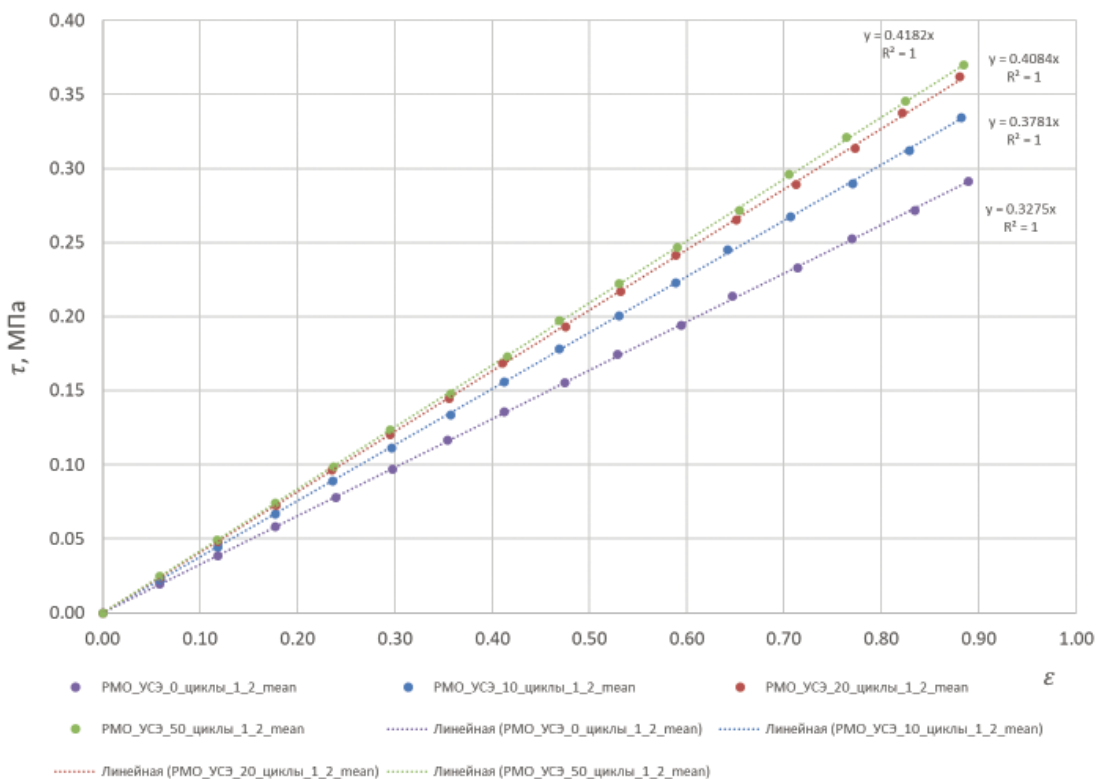


Рис. 5. График зависимости касательных напряжений от относительных деформаций сдвига образцов резинометаллических опор

Fig. 5. Shear stress versus relative shear strain curve for specimens of rubber bearings

По экспериментальным данным были построены линейные аппроксимирующие зависимости, наилучшим образом описывающие соотношение между касательными напряжениями и относительными деформациями сдвига в рассматриваемом диапазоне нагружения. На основании указанных зависимостей модуль сдвига резинометаллических опор определялся как отношение приращения касательного напряжения к соответствующему приращению деформации сдвига по выражению:

$$G_g = \frac{\tau_{s2} - \tau_{s1}}{\varepsilon_{qx2} - \varepsilon_{qx1}}, \quad (6)$$

где  $\tau_{s1}$ ,  $\tau_{s2}$  – значения касательных напряжений, соответствующие относительным деформациям сдвига  $\varepsilon_{qx1}$  и  $\varepsilon_{qx2}$ .

Значения деформаций сдвига определялись при относительных горизонтальных перемещениях резинометаллических опор, заданных соотношениями:

$$v_{x1} = 0,27T_q, \quad (7)$$

$$v_{x2} = 0,58T_q. \quad (8)$$

По результатам проведенных испытаний установлено, что модуль сдвига резинометаллических опор в исходном состоянии составляет 0,33 МПа. После эквивалентного срока эксплуатации в 10 лет значение модуля сдвига увеличивается до 0,38 МПа, а к 20 годам достигает 0,41 МПа. При дальнейшем увеличении эквивалентного срока эксплуатации до 50 лет модуль сдвига возрастает незначительно и составляет 0,42 МПа.

Анализ полученных данных показывает, что изменение модуля сдвига резинометаллических опор в процессе ускоренного термического старения носит выраженный нелинейный характер. Наиболее интенсивный рост модуля сдвига наблюдается на ранних этапах старения: при эквивалентном сроке эксплуатации 10 лет модуль сдвига увеличивается приблизительно на 15 % (с 0,33 до 0,38 МПа), а к 20 годам достигает 0,41 МПа, что соответствует приросту порядка 24 % по сравнению с исходным состоянием. Этот рост обусловлен прогрессирующими термоокислительными процессами, в том числе укрупнением сшитой сетки полимерной матрицы и потерей подвижных фракций (пластификаторов, масел, влаги). В дальнейшем темп изменения модуля сдвига существенно снижается. При эквивалентном сроке эксплуатации в 50 лет значение модуля сдвига составляет 0,42 МПа, что отличается от 20-летнего уровня менее чем на 3 %. Данное поведение указывает на переход материала в стадию стабилизованного состояния, характеризующуюся замедлением процессов термоокислительной деградации и структурной перестройки эластомерной матрицы.

Такая форма поведения типична для процессов термоокислительного старения эластомерных материалов и указывает на наличие некоторого условного предельного уровня изменения механических свойств при длительной эксплуатации. В этой связи в качестве аналитической аппроксимирующей функции была выбрана экспоненциальная зависимость асимптотического типа, позволяющая корректно описать как начальную стадию ускоренного изменения модуля сдвига, так и последующий переход к режиму стабилизации.

В общем виде аналитическая зависимость записывается в виде:

$$\frac{G}{G_0} = k_a + (1 - k_a) \times e^{-\lambda \times t}, \quad (9)$$

где  $G$  – текущий модуль сдвига резинометаллической опоры в момент времени  $t$ , МПа;

$G_0$  – исходное (начальное) значение модуля сдвига, МПа;

$k_a$  – коэффициент, характеризующий предельную относительную степень изменения модуля сдвига;

$\lambda$  – коэффициент скорости изменения свойств;

$t$  – время эксплуатации, годы.

Подобный экспоненциальный характер зависимости отмечен в работах ряда исследователей [21–24], что подтверждает корректность выбранной функции аппроксимации для описания долговременного поведения резинометаллических опор систем сейсмоизоляции.

Идентификация параметров модели  $k_a$  и  $\lambda$  выполнялась методами нелинейной регрессии на основе критерия наименьших квадратов путем минимизации функции невязок:

$$\min_{k_a, \lambda} S(k_a, \lambda) = \sum_{i=1}^n [y_i - (k_a + (1 - k_a)e^{-\lambda t_i})]^2 \quad (10)$$

где  $S(k_a, \lambda)$  – функция невязок (сумма квадратов ошибок);

$y_i \left(\frac{G}{G_0}\right)$  – экспериментальные значения относительного изменения модуля сдвига РМО;

$t_i$  – соответствующие значения времени, годы;

$k_a, \lambda$  – параметры модели, подбираемые регрессией;

$e^{-\lambda t_i}$  – экспоненциальный член, задающий затухающую зависимость.

Асимптотический параметр функции  $k_a$  и коэффициент скорости изменения свойств  $\lambda$  определялись автоматически в ходе регрессионного анализа на основе численной идентификации формы экспериментальной зависимости. Оптимизация параметров модели выполнялась с использованием алгоритма Левенберга – Марквардта, обеспечивающего устойчивую сходимость и корректное нахождение минимума функции ошибок даже при ограниченном объеме экспериментальных данных [25–27]. Качество аппроксимации оценивалось с использованием коэффициента детерминации  $R^2$ , среднеквадратичного отклонения (Root Mean Square Error, *RMSE*) и средней абсолютной ошибки (Mean Absolute Error, *MAE*).

Численная реализация алгоритмов нелинейной регрессии и идентификации параметров аналитической зависимости выполнена с использованием разработанной автором программы для ЭВМ (свидетельство о государственной регистрации № 2026610362 от 21.01.2026 г.) [28], обеспечивающей автоматизированную обработку экспериментальных данных и устойчивую оценку параметров экспоненциальной модели при ограниченном объеме наблюдений.

В результате аппроксимации экспериментальных данных с использованием экспоненциальной функции и численной идентификации параметров по описанному алгоритму получена аналитическая зависимость, описывающая изменение модуля сдвига резинометаллических опор во времени (рис. 6).

Полученная аналитическая зависимость адекватно описывает экспериментальные данные и демонстрирует характерное экспоненциальное поведение изменения модуля сдвига во времени. Высокое значение коэффициента детерминации ( $R^2 = 0,9945$ ) и низкие значения статистических ошибок ( $RMSE = 0,0064$ ;  $MAE = 0,0079$ ) подтверждают корректность выбранного аналитического представления.

По результатам аппроксимации установлено, что при эквивалентном сроке эксплуатации в 50 лет модуль сдвига резинометаллических опор увеличивается приблизительно на 28 % по сравнению с исходным значением. Полученный результат свидетельствует об умеренном увеличении модуля сдвига РМО и соответствует диапазону значений, наблюдаемых в экспериментальных исследованиях долговременного старения РМО [21, 22].

Несмотря на умеренную величину изменения, рост модуля сдвига способен существенно повлиять на динамические характеристики сейсмоизолированных зданий, поскольку собственные периоды колебаний таких систем в значительной степени опреде-

ляются жесткостью сейсмоизолирующих опор. В этой связи корректный учет процессов старения РМО является необходимым для достоверной оценки долговременной эффективности систем сейсмоизоляции и их эксплуатационного ресурса.

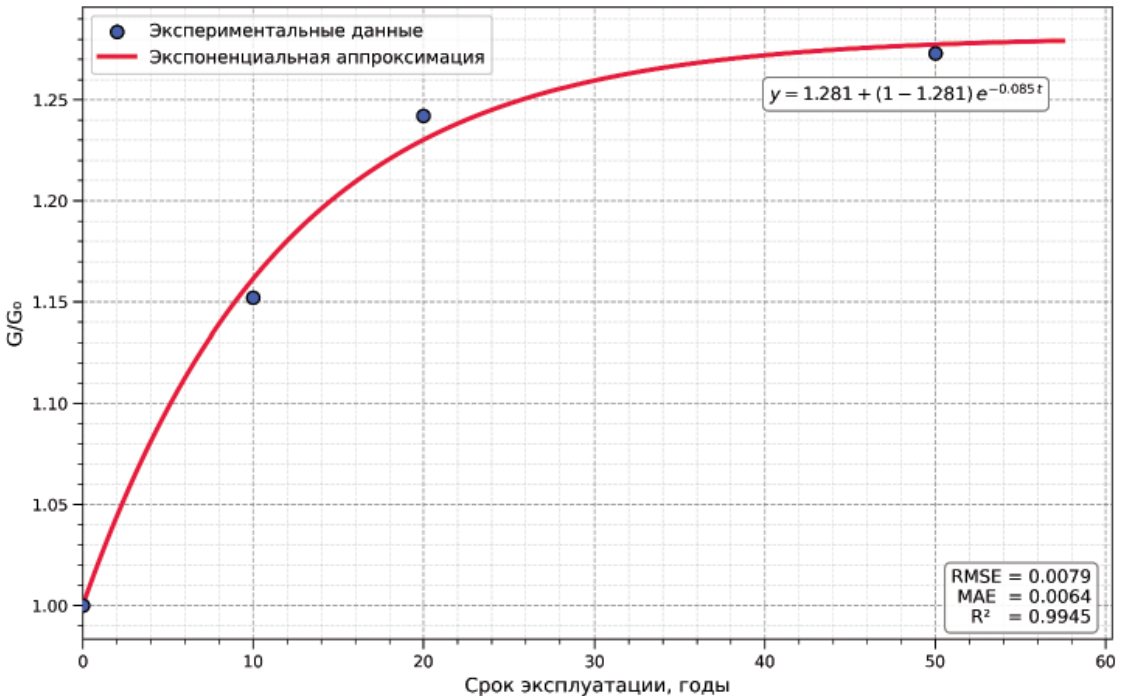


Рис. 6. Зависимость изменения модуля сдвига испытанных экспериментальных образцов резинометаллических опор от условного срока эксплуатации

Fig. 6. Variation of the shear modulus of the tested rubber bearing specimens as a function of the equivalent service life

## Заключение и обсуждение

По результатам проведенных исследований, направленных на изучение изменения модуля сдвига резинометаллических опор систем сейсмоизоляции в процессе старения и разработку методов его аналитического описания, сформулированы следующие основные выводы.

1. В результате проведенных экспериментальных исследований установлено, что модуль сдвига резинометаллических опор систем сейсмоизоляции в процессе эксплуатации изменяется во времени и демонстрирует устойчивую тенденцию к увеличению по мере протекания процессов старения резины.

2. Показано, что изменение модуля сдвига РМО носит выраженный нелинейный характер и характеризуется интенсивным ростом на начальных этапах старения с последующим замедлением темпа изменения и переходом к квазистационарному режиму, что согласуется с физическими представлениями о кинетике термоокислительных процессов в эластомерных материалах.

3. Установлено, что при эквивалентном сроке эксплуатации порядка 50 лет модуль сдвига исследованных резинометаллических опор увеличивается приблизительно на 28 % по сравнению с исходным состоянием. Даже такие умеренные изменения спо-

собны оказывать заметное влияние на динамические характеристики сейсмоизолированных зданий, что подчеркивает необходимость учета процессов старения при оценке долговременной эффективности систем сейсмоизоляции и прогнозировании их эксплуатационного ресурса.

4. На основе экспериментальных данных и методов нелинейной регрессии получено аналитическое представление изменения относительного модуля сдвига резинометаллических опор во времени в виде экспоненциальной зависимости асимптотического типа. Предложенный подход к ее построению обеспечивает устойчивую идентификацию параметров модели даже при ограниченном объеме экспериментальных данных и позволяет формализовать изменение модуля сдвига резинометаллических опор в процессе эксплуатации.

5. Проведенная статистическая оценка качества аппроксимации показала высокую степень согласованности аналитической модели с экспериментальными данными, что подтверждается значениями коэффициента детерминации и малыми значениями ошибок аппроксимации. Это свидетельствует о корректности выбранной функциональной формы и надежности полученных параметров.

6. Установление закономерностей деградации физико-механических свойств резинометаллических опор в процессе эксплуатации является ключевым фактором обеспечения надежности и механической безопасности зданий с системами сейсмоизоляции на протяжении всего жизненного цикла и создает основу для разработки методов оценки и контроля их технического состояния, что позволит снизить эксплуатационные затраты из-за необходимости их преждевременной замены по истечении гарантированного срока службы или после воздействия землетрясений различной интенсивности.

## Список литературы

1. Айзенберг Я.М., Смирнов В.И. Инновационные системы обеспечения сейсмической безопасности сооружений и населения. Инженерные и экономические аспекты // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2014. № 3. С.18–21.
2. Смирнов В.И. Сейсмоизоляция – современная антисейсмическая защита зданий в России // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2013. № 4. С. 41–54.
3. Бубис А.А., Афанасьева Я.В. Обзор основных исторических методов, применяемых для снижения эффекта сейсмического воздействия в мировой практике // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2024. № 6. С. 11–25. <https://doi.org/10.37153/2618-9283-2024-6-11-25>.
4. Белаш Т.А., Бубис А.А., Смирнова Л.Н., Звездов А.И. О реализации систем сейсмоизоляции в сейсмостойком строительстве зданий и сооружений в Российской Федерации // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2024. № 2. С. 8–19. <https://doi.org/10.37153/2618-9283-2024-2-8-19>.
5. Гизятуллин И.Р., Смирнова Л.Н. Деградация физико-механических свойств резинометаллических опор сейсмоизолированных зданий при эксплуатации // *Промышленное и гражданское строительство*. 2024. № 12. С. 17–25. <https://doi.org/10.33622/0869-7019.2024.12.17-25>.
6. Shirazi A. Thermal degradation of the performance of elastomeric bearings for seismic isolation. UC San Diego. 2010:ID: 0033D\_10837. Available at: <https://escholarship.org/uc/item/6j3486gj>.
7. Billah A., Todorov B. Effects of subfreezing temperature on the seismic response of lead rubber bearing isolated bridge. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2019;126:105814. <https://doi.org/10.1016/J.SOILDYN.2019.105814>.
8. Sciascetti A. The effect of temperature on unbonded fiber-reinforced elastomeric isolators. [M.A.Sc. Thesis]. 2017.

9. Zhang Rj., Li Aq. Experimental study on temperature dependence of mechanical properties of scaled high-performance rubber bearings. *Composites Part B: Engineering*, 2020;190(1):107932. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2020.107932>.
10. Gheryani M.H., Razak H.A. Jameel M. Dynamic Response Changes of Seismic Isolated Building Due to Material Degradation of HDRB. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 2015;40:3429–3442. <https://doi.org/10.1007/s13369-015-1794-7>.
11. McVitty W.J., Constantinou M.C. Property Modification Factors for Seismic Isolators: Design Guidance for Buildings. Technical Report MCEER-15-0005. 2015. Available at: <http://hdl.handle.net/10477/42187>.
12. Park J., Choun Y.S., Kim M.K., Hahm D. Reevaluation of the aging property modification factor of lead rubber bearings based on accelerated aging tests and finite element analysis. *Nuclear Engineering and Design*, 2019;347:59–66. <https://doi.org/10.1016/j.nucengdes.2019.03.021>.
13. Kustov S., Golyandin S., Sapozhnikov K., Robinson W.H. Amplitude-dependent internal friction, microplastic strain and recovery of lead at ambient temperature. *Materials Science and Engineering*, 1997;237:191–199. [https://doi.org/10.1016/S0921-5093\(97\)00102-0](https://doi.org/10.1016/S0921-5093(97)00102-0).
14. Choun Y.S., Park J., Choi I.K. Effects of Mechanical Property Variability in Lead Rubber Bearings on the Response of Seismic Isolation System for Different Ground Motions. *Nuclear Engineering and Technology*, 2014;46(5):605–618. <https://doi.org/10.5516/NET.09.2014.718>.
15. Astorga A.L., Gueguen P., Riviere J., Kashima T., Johnson P.A. Recovery of the resonance frequency of buildings following strong seismic deformation as a proxy for structural health. *Structural Health Monitoring*, 2019;18:(5–6):1966–1981. <https://doi.org/10.1177/1475921718820770>.
16. Van Engelen N.C., Kelly J.M. Retest of Neoprene Seismic Isolation Bearings after 30 Years. *Structural Control and Health Monitoring*, 2015;22(1):139–151. <https://doi.org/10.1002/stc.1665>.
17. ГОСТ Р 57354–2016/EN 1337–3:2005. Опоры строительных конструкций. Часть 3. Опоры эластомерные. Технические условия. Москва: Стандартинформ; 2017.
18. Arrhenius S. Über die Reaktionsgeschwindigkeit bei der Inversion von Rohrzucker durch Säuren. *Zeitschrift für Physikalische Chemie*. 1889;4:226–248. <https://doi.org/10.1515/zpch-1889-0416>.
19. Nelson W. Accelerated Testing. New York: J. Wiley & Sons; 1990. Available at: <https://archive.org/details/acceleratedtesti0000nels>.
20. Le Huy M., Evrard G. Methodologies for lifetime predictions of rubber using Arrhenius and WLF models. *Die Angewandte Makromolekulare Chemie*. 1998;261–262(1):135–142. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1522-9505\(19981201\)261-262:1%3C135::AID-APMC135%3E3.0.CO;2-W](https://doi.org/10.1002/(SICI)1522-9505(19981201)261-262:1%3C135::AID-APMC135%3E3.0.CO;2-W)
21. Hiroki H., Yusuke S., Nagahide K. A Study of Aging Effect of Rubber Bearings After About Twenty Years in Use. *AJ Journal of Technology and Design*, 2009;15(30):393–398. <https://doi.org/10.3130/ajjt.15.393>.
22. Itoh Y., Gu H., Satoh K., Kutsuna Y. Experimental Investigation on Ageing Behaviors of Rubbers Used for Bridge Bearings. *Structural Engineering / Earthquake Engineering*, 2006;23(1):17s–31s. <https://doi.org/10.2208/jsceseee.23.17s>.
23. Nelson W. Accelerated Testing: Statistical Models, Test Plans, and Data Analyses. New York: John Wiley & Sons, 1990. Available at: <https://archive.org/details/acceleratedtesti0000nels>.
24. Le Huy M., Evrard G. Methodologies for Lifetime Predictions of Rubber Using Arrhenius and WLF Models. *Angewandte Makromolekulare Chemie*. 1998;261–262(1):135–142. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1522-9505\(19981201\)261-262:1%3C135::AID-APMC135%3E3.0.CO;2-W](https://doi.org/10.1002/(SICI)1522-9505(19981201)261-262:1%3C135::AID-APMC135%3E3.0.CO;2-W).
25. Levenberg K. A Method for the Solution of Certain Problems in Least Squares. *Quarterly of Applied Mathematics*, 1944;2(2):164–168. <https://doi.org/10.1090/qam/10666>.
26. Marquardt D.W. An Algorithm for Least-Squares Estimation of Nonlinear Parameters. *SIAM Journal on Applied Mathematics*, 1963;11(2):431–441. <https://doi.org/10.1137/0111030>.
27. More J.J. The Levenberg–Marquardt Algorithm: Implementation and Theory. In: Watson G.A. (eds.). Numerical Analysis. Lecture Notes in Mathematics. Berlin: Springer; 1978;630:105–116. <https://doi.org/10.1007/BFb0067700>.
28. Гизятуллин И.Р. Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ № 2026611573 Российская Федерация. Программа регрессионного моделирования и прогнозирования изменения модуля сдвига резинометаллических опор систем сейсмоизоляции зданий по данным ускоренного старения «RMO-AGE-FIT»: заявл. 14.01.2026; опублик. 21.01.2026. Режим доступа: <https://www1.fips.ru/iiss/document.xhtml?faces-redirect=true&id=bc2048ad528502b0a0279f52774e1e19>

## References

1. Eisenberg J.M., Smirnov V.I. Innovative systems providing earthquake safety of structures and population, engineering and economic aspects. *Earthquake engineering. Constructions safety*, 2014, no. 3, pp.18–21. (In Russian).
2. Smirnov V.I. Seismic isolation as a current seismic building protection method in Russia. *Earthquake engineering. Constructions safety*, 2013, no. 4, pp. 41–54. (In Russian).
3. Bubis A.A., Afanasieva Ya.V. Review of the main historical methods used to reduce the effect of seismic impact in world practice. *Earthquake engineering. Construction safety*, 2024, no. 6, pp. 11–25. (In Russian). <https://doi.org/10.37153/2618-9283-2024-6-11-25>.
4. Belash T.A., Bubis A.A., Smirnova L.N., Zvezdov A.I. On the implementation of seismic isolation systems in earthquake engineering in the Russian Federation. *Earthquake engineering. Constructions safety*, 2024, no. 2, pp. 8–19. (In Russian). <https://doi.org/10.37153/2618-9283-2024-2-8-19>.
5. Giziatullin I.R., Smirnova L.N. Degradation of Physical and Mechanical Properties of Rubber-Metal Supports of Seismically Insulated Buildings During Operation. *Industrial and Civil Engineering*, 2024;(12):17–25. (In Russian). <https://doi.org/10.33622/0869-7019.2024.12.17-25>.
6. Shirazi A. Thermal degradation of the performance of elastomeric bearings for seismic isolation. UC San Diego. 2010.ID: 0033D\_10837. Available at: <https://escholarship.org/uc/item/6j3486gj>.
7. Billah A., Todorov B. Effects of subfreezing temperature on the seismic response of lead rubber bearing isolated bridge. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2019;126:105814. <https://doi.org/10.1016/j.SOILDYN.2019.105814>.
8. Sciascetti A. The effect of temperature on unbonded fiber-reinforced elastomeric isolators. [M.A.Sc. Thesis]. 2017.
9. Zhang Rj., Li Aq. Experimental study on temperature dependence of mechanical properties of scaled high-performance rubber bearings. *Composites Part B: Engineering*, 2020;190(1):107932. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2020.107932>.
10. Gheryani M.H., Razak H.A. Jameel M. Dynamic Response Changes of Seismic Isolated Building Due to Material Degradation of HDRB. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 2015;40:3429–3442. <https://doi.org/10.1007/s13369-015-1794-7>.
11. McVitty W.J., Constantinou M.C. Property Modification Factors for Seismic Isolators: Design Guidance for Buildings. Technical Report MCEER-15-0005. 2015. Available at: <http://hdl.handle.net/10477/42187>.
12. Park J., Choun Y.S., Kim M.K., Hahm D. Reevaluation of the aging property modification factor of lead rubber bearings based on accelerated aging tests and finite element analysis. *Nuclear Engineering and Design*, 2019;347:59–66. <https://doi.org/10.1016/j.nucengdes.2019.03.021>.
13. Kustov S., Golyandin S., Sapozhnikov K., Robinson W.H. Amplitude-dependent internal friction, microplastic strain and recovery of lead at ambient temperature. *Materials Science and Engineering*, 1997;237:191–199. [https://doi.org/10.1016/S0921-5093\(97\)00102-0](https://doi.org/10.1016/S0921-5093(97)00102-0).
14. Choun Y.S., Park J., Choi I.K. Effects of Mechanical Property Variability in Lead Rubber Bearings on the Response of Seismic Isolation System for Different Ground Motions. *Nuclear Engineering and Technology*, 2014;46(5):605–618. <https://doi.org/10.5516/NET.09.2014.718>.
15. Astorga A.L., Gueguen P., Riviere J., Kashima T., Johnson P.A. Recovery of the resonance frequency of buildings following strong seismic deformation as a proxy for structural health. *Structural Health Monitoring*, 2019;18(5-6):1966–1981. <https://doi.org/10.1177/1475921718820770>.
16. Van Engelen N.C., Kelly J.M. Retest of Neoprene Seismic Isolation Bearings after 30 Years. *Structural Control and Health Monitoring*, 2015;22(1):139–151. <https://doi.org/10.1002/stc.1665>.
17. State Standard R 57354-2016/EN 1337-3:2005. Structural bearings. Part 3 Elastomeric bearings. Specifications. Moscow: Standartinform Publ.; 2017.
18. Arrhenius S. Über die Reaktionsgeschwindigkeit bei der Inversion von Rohrzucker durch Säuren. *Zeitschrift für Physikalische Chemie*, 1889;4:226–248. <https://doi.org/10.1515/zpch-1889-0416>.
19. Nelson W. Accelerated Testing. New York: J. Wiley & Sons; 1990. Available at: <https://archive.org/details/acceleratedtesti0000nels>.
20. Le Huy M., Evrad G. Methodologies for lifetime predictions of rubber using Arrhenius and WLF models. *Die Angewandte Makromolekulare Chemie*, 1998;261–262(1):135–142. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1522-9505\(19981201\)261:1%3C135::AID-APMC135%3E3.0.CO;2-W](https://doi.org/10.1002/(SICI)1522-9505(19981201)261:1%3C135::AID-APMC135%3E3.0.CO;2-W)
21. Hiroki H., Yusuke S., Nagahide K. A Study of Aging Effect of Rubber Bearings After About Twenty Years in Use. *AIJ Journal of Technology and Design*, 2009;15(30):393–398. <https://doi.org/10.3130/aijt.15.393>.

22. Itoh Y., Gu H., Satoh K., Kutsuna Y. Experimental Investigation on Ageing Behaviors of Rubbers Used for Bridge Bearings. *Structural Engineering / Earthquake Engineering*, 2006;23(1):17s–31s. <https://doi.org/10.2208/jscesee.23.17s>.
23. Nelson W. Accelerated Testing: Statistical Models, Test Plans, and Data Analyses. New York: John Wiley & Sons, 1990. Available at: <https://archive.org/details/acceleratedtesti0000nels>.
24. Le Huy M., Evrard G. Methodologies for Lifetime Predictions of Rubber Using Arrhenius and WLF Models. *Angewandte Makromolekulare Chemie*, 1998;261–262(1):135–142. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1522-9505\(19981201\)261-262:1%3C135::AID-APMC135%3E3.0.CO;2-W](https://doi.org/10.1002/(SICI)1522-9505(19981201)261-262:1%3C135::AID-APMC135%3E3.0.CO;2-W).
25. Levenberg K.A Method for the Solution of Certain Problems in Least Squares. *Quarterly of Applied Mathematics*, 1944;2(2):164–168. <https://doi.org/10.1090/qam/10666>.
26. Marquardt D.W. An Algorithm for Least-Squares Estimation of Nonlinear Parameters. *SIAM Journal on Applied Mathematics*, 1963;11(2):431–441. <https://doi.org/10.1137/0111030>.
27. More J.J. The Levenberg–Marquardt Algorithm: Implementation and Theory. In: Watson G.A. (eds.). Numerical Analysis. Lecture Notes in Mathematics. Berlin: Springer; 1978;630:105–116. <https://doi.org/10.1007/BFb0067700>.
28. Giziattullin I.R. Certificate of State Registration of a Computer Program No. 2026611573, Russian Federation. \*"RMO-AGE-FIT": A program for regression modeling and forecasting changes in the shear modulus of rubber bearings in building base isolation systems based on accelerated aging data. Filed on 14 January 2026; published on 21 January 2026. Available at: <https://www1.fips.ru/iiss/document.xhtml?faces-redirect=true&id=bc2048ad528502b0a0279f52774e1e19>. [In Russian].

## Информация об авторе / Information about the author

**Ильнур Раэлевич Гизятуллин**, заместитель руководителя отдела исследований сейсмостойкости сооружений, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», академический советник Российской Инженерной Академии, Москва  
e-mail: [ilnur@seismic-research.ru](mailto:ilnur@seismic-research.ru)

**Ilnur R. Giziattullin**, Deputy Head of the Department for Seismic Resistance Research of Structures, Research Institute of Building Constructions named after V. A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Academic Advisor of the Russian Engineering Academy, Moscow  
e-mail: [ilnur@seismic-research.ru](mailto:ilnur@seismic-research.ru)

# КОЭФФИЦИЕНТ ГРАДИЕНТА ЭКВИВАЛЕНТНОГО МОМЕНТА ПРИ ПЛОСКОЙ ФОРМЕ ПОТЕРИ УСТОЙЧИВОСТИ БАЛОК ДВУТАВРОВОГО СЕЧЕНИЯ С ПЕРЕМЕННОЙ ВЫСОТОЙ СТЕНКИ

А.О. ИЛЬЮШЕНКОВ<sup>1</sup>

<sup>1</sup>АО «Территориальный проектный институт «Хабаровскпромпроект», Уссурийский бульвар, д. 2, г. Хабаровск, 680000, Россия

## Аннотация

*Введение.* Исследуется устойчивость симметричных двутавровых балок с переменной высотой стенки, подверженных действию неравных концевых моментов. Влияние угла конусности, которое играет главную роль в поведении балки с переменной высотой стенки при изгибно-крутильной потере устойчивости, исследовано путем уточнения дифференциальных уравнений технической теории Власова открытых тонкостенных стержней. Аналитические решения уточненных дифференциальных уравнений приводятся на основе метода Бубнова – Галеркина через закон изменения момента инерции поперечного сечения балки вдоль ее оси. Окончательное бифуркационное уравнение упругого критического момента содержит новые члены, включающие коэффициенты редукции поперечного сечения. Эквивалентный коэффициент градиента момента для всего диапазона значений определяется и приводится в замкнутой форме относительно угла наклона поясов. Сравнительные графики показывают согласование аналитических и численных решений. Эти результаты могут быть использованы для формулирования критериев потери устойчивости для призматических и конических двутавровых балок и могут быть интегрированы в текущие методы проектирования.

*Цель.* Разработать единое уравнение для коэффициента градиента эквивалентного момента. Уточнить техническую теорию Власова для балок с конической стенкой двутаврового сечения.

*Материалы и методы.* В работе использована уточненная техническая теория Власова и аналитический метод Бубнова – Галеркина.

*Результаты.* На основе полученных уточнений получено замкнутое решение упругой изгибно-крутильной потери устойчивости двутавровой балки с переменной высотой стенки. Представлен аналитический метод расчета.

Результаты показывают отличное согласие численных и аналитических решений. Уравнения представлены в замкнутом виде, аналогичном случаю постоянного поперечного сечения, но с дополнительными коэффициентами, что позволяет интегрировать разработанное решение в существующие методы расчета.

*Выводы.* В представленной теоретической работе разработан единый метод расчета упругого критического момента и коэффициента градиента эквивалентного момента для балок с конической стенкой двутаврового сечения при изгибно-крутильной потере устойчивости.

**Ключевые слова:** изгибно-крутильная потеря устойчивости, коэффициент градиента момента, редукция, конические элементы, стальные балки, тонкостенные стержни, секториальная характеристическая теория, дифференциальные уравнения, упругий критический изгибающий момент, метод Бубнова – Галеркина

**Для цитирования:** Ильющенков А.О. Коэффициент градиента эквивалентного момента при плоской форме потери устойчивости балок двутаврового сечения с переменной высотой стенки // Вестник НИЦ «Строительство». 2026. № 1 (48). С. 56–73. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1\(48\)-56-73](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1(48)-56-73)

**Вклад автора**

Автор берет на себя ответственность за все аспекты работы над статьей.

**Финансирование**

Исследование не имело спонсорской поддержки.

**Конфликт интересов**

Автор заявляет об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 12.12.2025

Поступила после рецензирования 20.01.2026

Принята к публикации: 27.01.2026

## EQUIVALENT MOMENT GRADIENT FACTOR FOR LATERAL-TORSIONAL BUCKLING OF WEB-TAPERED I-SECTION BEAMS

A.O. ILYUSHENKOV

*Territorial Design Institute Khabarovskpromproekt JSC, Ussuriysky Blvd., 2, Khabarovsk, 680000, Russia*

**Abstract**

*Introduction.* This paper studies the stability of symmetrical web-tapered I-beams subjected to unequal end moments. Taper angle, which plays a main role in the lateral-torsional buckling behavior of web-tapered beams, is investigated through refinement of differential equations of the original Vlasov technical theory for thin-walled bars. Analytical solutions of refined differential equations are given based on the Bubnov – Galerkin method through the law of change of moment of inertia of the cross section of the beam along its axis. The final bifurcation equation of elastic critical moment contains new terms that includes reduction coefficients of cross-section. Equivalent moment gradient factor for the full range of values is determined and given in closed form with respect to taper angle. Comparative graphs show alignment between analytical and numerical solutions. These results can be used to formulate efficient buckling criteria for prismatic and non-prismatic I-section beams and can be integrated into the current design methods.

*Aim.* To develop a unified equation for the equivalent moment gradient factor. Refine Vlasov technical theory for web-tapered I-section members.

*Materials and methods.* Refined Vlasov technical theory and Bubnov – Galerkin method were used in the work.

*Results.* Based on given refinements, a closed form of elastic lateral-torsional buckling solution of a web-tapered beam was obtained. Analytical calculation method is introduced.

*Conclusions.* The presented theoretical work introduces a unified design method for elastic critical moment and equivalent moment gradient factor determining for lateral-torsional buckling of web-tapered I-section beams. Results show an excellent agreement between numerical and analytical solutions. Equations are given in closed form similar to a constant cross-section but with additional factors and coefficients, that makes it possible to integrate the developed solution into existing calculation methods.

**Keywords:** lateral-torsional buckling, moment gradient factor, reduction, web-tapered members, steel beams, thin-walled rods, sectorial characteristic theory, differential equations, elastic critical bending moment, Bubnov – Galerkin method

**For citation:** Ilyushenkov A.O. Equivalent moment gradient factor for lateral-torsional buckling of web-tapered I-section beams. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*, 2026, no. 1(48), pp. 56–73. (In Russian) [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1\(48\)-56-73](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1(48)-56-73)

**Author contribution statement**

The author takes responsibility for all aspects of the paper.

**Funding**

No funding support was obtained for the research.

**Conflict of interest**

The author declares no conflict of interest.

Received 12.12.2025

Revised 20.01.2026

Accepted 27.01.2026

## Введение

При изучении вопроса изгибно-крутильной устойчивости балок возникло направление по возможности учета вида приложенной поперечной нагрузки в форме объединенного коэффициента. Впервые в работе M.G. Salvadori [1] возник подход, согласно которому балка, испытывающая изгиб от действия разных по знаку и значениям изгибающих моментов, может быть рассмотрена с помощью объединенного в одно общее решение коэффициента на основе формулы чистого изгиба балки. Так возник коэффициент влияния градиента изгибающего момента  $C_b$ . В работах J.W. Clark и H.N. Hill [2], D.A. Nethercot и K.C. Rockey [3], D.A. Nethercot и N.S. Trahair [4] вопрос коэффициента градиента эквивалентного момента получил развитие. Это привело к появлению обобщенного уравнения  $C_b$ , опирающегося непосредственно на вид эпюры изгибающего момента. Согласно данному подходу, вычисление увеличивающего коэффициента  $C_b$  производится по четырем точкам на эпюре изгибающих моментов в пределах расчетной длины рассматриваемого стержня. Этот метод получил большое распространение и был многократно апробирован. Он менялся и адаптировался нормами разных стран. И до сих пор является областью дискуссий и новых уточнений [5, 6]. Обобщающая статья [7] позволяет ознакомиться с этапами развития коэффициента и его практическим значением в расчете балок.

Z. Cywinski [8], Z.P. Bazant [9], S. Lonkar [10] и J. Naleszkiewicz [11] распространили техническую теорию В.З. Власова [12] на балки переменной жесткости. Z. Cywinski рассмотрел двутавровые стержни открытого профиля переменного сечения и привёл конечные дифференциальные уравнения, а также уравнения определения внутренних усилий нормальных и касательных напряжений. Z.P. Bazant, ссылаясь на Z. Cywinski, рассмотрел неравномерное кручение тонкостенных стержней открытого и закрытого профилей переменного сечения, в том числе с моносимметрией. S. Lonkar решил задачу изгиба с кручением тонкостенной балки с переменным открытым поперечным сечением методом конечных элементов. C.G. Culver и S.M. Pteg [13] использовали метод конечных разностей для разрешения дифференциального уравнения В.З. Власова для нахождения критического момента балок конической формы. П.И. Алексеев [14] привел решение для нахождения критической нагрузки полосы переменной жесткости при изгибе. N.S. Trahair [15] предложил вычислять упругий критический изгибающий момент балки переменной жесткости путем умножения уравнения упругого критического изгибающего момента при чистом изгибе  $M_{CR}$  балки постоянной жесткости на коэффициент переменности  $C_{br}$  и коэффициент градиента изгибающего момента  $C_b$ . В техническом отчете P. Nelson и T.M. Murray [16] разработаны аналогичные N.S. Trahair коэффициенты влияния изгибающего момента  $C_b$  и коэффициент переменности  $C_a$ , который зависит от угла наклона поясов. В работе подчеркивается сложность определения критического изгибающего момента при потере устойчивости по изгибно-крутильной форме при двойной кривизне. А.В. Веньямина и др. [17] приводят аналитическое решение критического изгибающего момента балки переменной жесткости не только с учетом места приложения поперечной нагрузки по высоте сечения, но и возможного случайного эксцен-

триситета из плоскости. Коэффициенты переменности сформулированы в виде полиномов при крутильной и секториальной жесткостях.

**Материалы и методы**

Текущее исследование начинается с уточнения системы дифференциальных уравнений тонкостенного стержня открытого профиля технической теории В.З. Власова [8]. При деформировании стержня возникают добавочные прогибы в горизонтальной и вертикальной плоскостях. Уравнения, описывающие перемещения по направлению осей  $O_x$ ,  $O_y$  (рис. 1):

$$\begin{cases} u_s = u - (y - \alpha_y)\theta \\ v_s = v + (x - \alpha_x)\theta \end{cases} \quad (1)$$

где  $x$  и  $y$  – координаты поперечного сечения в плоскости и из плоскости

$u$  и  $v$  – трансляционные перемещения по направлению  $x$  и  $y$ ;

$\theta$  – угол закручивания вокруг оси  $z$ ;

$\alpha_y$  и  $\alpha_x$  – координаты центра изгиба (как это показано на рис. 1).

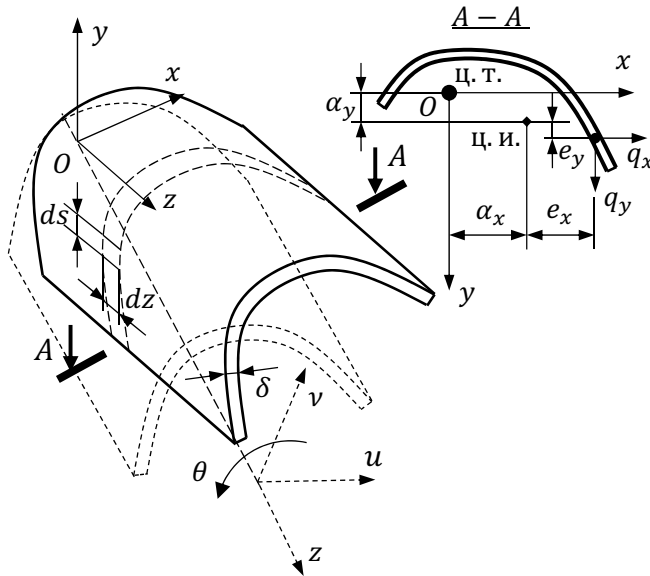


Рис. 1. Тонкостенный стержень открытого профиля  
Fig. 1. Thin-walled rod with open cross-section

Исследование ограничивается рассмотрением симметричного двутавра, поэтому координаты центра изгиба совпадают с центром тяжести. В дальнейшем полагаем  $\alpha_x = \alpha_y = 0$ :

$$\begin{cases} u_s = u - y\theta \\ v_s = v + x\theta \end{cases} \quad (2)$$

Система уравнений (2) справедлива для призматических элементов. Для симметричного двутаврового элемента, у которого линейно изменяется высота стенки по длине (рис. 2), координата  $y$  определяется по закону:

$$y_z = y_1 \left( 1 - \left( 1 - \frac{h_0}{h_1} \right) \frac{z}{l} \right), \tag{3}$$

где  $y_1 = 0,5h_1$ ;  
 $h_1$  и  $h_0$  – высота двутавра на левом и правом концах элемента;  
 $z$  – главная продольная ось;  
 $l$  – длина элемента.

$$\begin{cases} u_s = u - y_1 \left( 1 - \left( 1 - t_h \right) \frac{z}{l} \right) \theta, \\ v_s = v + x\theta, \end{cases} \tag{4}$$

где  $t_h = h_0 / h_1$ .

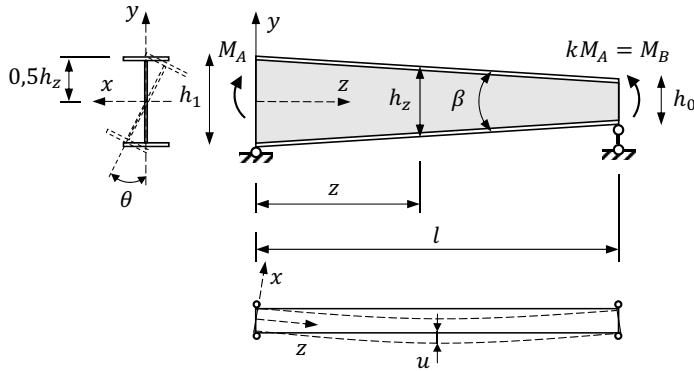


Рис. 2. Двутавровая балка с переменной высотой стенки, подверженная действию разных концевых изгибающих моментов

Fig. 2. Web-tapered I-section beam subjected to unequal end moments

Интенсивность нагрузки  $p_x$  формулируется через вторую производную перемещения  $u_s$ :

$$p_x = \sigma \delta u''_s, \tag{5}$$

где  $\delta$  – толщина оболочки;  
 $\sigma$  – нормальные напряжения.

Подставляя (4) в (5), получим:

$$p_x = \sigma \delta u'' - \sigma \delta (y_z \theta)''. \tag{6}$$

Согласно формуле Лейбница, при вычислении производной произведения в (6) возникает дополнительно слагаемое:

$$p_x = \sigma \delta u'' - \sigma \delta (y'_z \theta + y_z \theta')' = y''_z \theta + 2 y'_z \theta' + y_z \theta'', \tag{7}$$

так как вторая производная  $y''_z \theta = 0$ :

$$p_x = \sigma \delta u'' - 2 \sigma \delta y'_z \theta' - \sigma \delta y_z \theta''. \tag{8}$$

Уравнение (8) отличается от призматического решения наличием члена, содержащего в себе угол конусности элемента  $\beta$ . Так как первая производная  $y_z$  (2):

$$y'_z = -y_1 (1 - t_1) / l = -0,5 (h_1 - h_0) / l = -0,5 \beta, \tag{9}$$

где  $\beta$  – угол конусности элемента (в радианах).

Тогда интенсивность нагрузки  $p_x$  с учетом угла конусности  $\beta$ :

$$p_x = \sigma \delta u'' + \sigma \delta \beta \theta' - \sigma \delta y_z \theta'' \quad (10)$$

Для получения интенсивности погонной поперечной нагрузки  $q_x$  потребуется проинтегрировать интенсивность нагрузки  $p_x$ . Интегралы вычисляются по переменной  $s$  для всего поперечного сечения кривой  $L$ :

$$q_x = u'' \int_L \sigma \delta ds + \theta' \beta \int_L \sigma \delta ds - \theta'' \int_L \sigma \delta y_z ds \quad (11)$$

Подставляя  $\delta ds = dA_z$  в уравнение (11), перейдем к переменной площади тонкостенной оболочки  $dA_z$ :

$$q_x = u'' \int_{A_z} \sigma dA_z + \theta' \beta \int_{A_z} \sigma dA_z - \theta'' \int_{A_z} \sigma y_z dA_z \quad (12)$$

Нормальные напряжения в коническом элементе выражаются трехчленной формулой:

$$\sigma = -\frac{P}{A_z} - \frac{M_y}{I_y} x + \frac{M_x}{I_{x,z}} y_z \quad (13)$$

где  $I_y$  – момент инерции из плоскости наибольшей жесткости, который можно считать постоянным;

$I_{x,z}$  – момент инерции в плоскости наибольшей жесткости, который непрерывно изменяется по параболическому закону;

$P$  – сжимающая сила, действующая вдоль  $z$ ;

$M_y$  и  $M_x$  – изгибающие моменты, действующие относительно  $y$  и  $x$ .

Подставляя нормальные напряжения  $\sigma$  (13) в (12) и учитывая, что интегралы  $I_{x,z} = \int_{A_z} y_z^2 dA_z$ ,  $I_y = \int_{A_z} x^2 dA_z$ , получим:

$$q_x = -Pu'' + P\beta\theta' - M_x\theta'' \quad (14)$$

Другое уточнение следует внести в уравнение приращения крутящего момента  $m_z$  относительно переменной  $s$ . Выражение для приращения крутящего момента включает интенсивности нагрузок  $p_y$  и  $p_x$ :

$$dm_z = [p_y x - p_x y_z] ds \quad (15)$$

где  $p_y = \sigma \delta v'' + \sigma \delta x \theta''$  – интенсивность нагрузки относительно оси  $y$  в неизменном виде как для призматического стержня.

Подставим (10), нормальные напряжения  $\sigma$  (13) и  $\delta ds = dA_z$  в уравнение приращения крутящего момента (15) и проинтегрируем относительно  $dA_z$  с учетом  $r_z^2 = \frac{1}{P} \int_{A_z} \sigma x^2 dA_z + \frac{1}{P} \int_{A_z} \sigma y_z^2 dA_z$ :

$$m_z = -M_x u'' - M_y v'' + M_x \beta \theta' - P r_z^2 \theta'' \quad (16)$$

Уточнения (14) и (16) подставляются в систему дифференциальных уравнений тонкостенного открытого профиля:

$$\begin{cases} EI_y u^{IV} + Pu'' + M_x \theta'' + P\beta\theta' = 0 \\ EI_{x,z} v^{IV} + Pv'' + M_y \theta'' = 0 \\ EI_{\omega,z} \theta^{IV} - GI_{t,z} \theta'' + M_x u'' + M_y v'' + P r_z^2 \theta'' + q_x^0 e_x \theta + q_y^0 e_{y,z} \theta + M_x \beta \theta' = 0 \end{cases} \quad (17)$$

где  $E$  – модуль упругости;  
 $G$  – модуль сдвига;  
 $e_x$  – эксцентриситет, перпендикулярный оси  $x$ ;  
 $e_{y,z}$  – эксцентриситет, перпендикулярный оси  $y$ ;  
 $I_{\omega,z}$  – секториальный момент инерции;  
 $I_{t,z}$  – момент инерции при кручении;  
 $r_z$  – полярный радиус инерции;  
 $\theta' = d\theta/dz$  – касательная деформация.

Переменность высоты стенки ведет к возникновению дополнительных нормальных и касательных напряжений. Нормальные напряжения развиваются по круговой поверхности и перпендикулярны наклону полки.

Из (17) получим дифференциальное уравнение четвертого порядка изгибно-крутильной формы потери устойчивости шарнирно-опертой балки, нагруженной поперечными силами  $Q_y$ ,  $q_y$  и  $M_x$ , с учетом влияния угла конусности  $\beta$ :

$$EI_{\omega,z}\theta^{IV} - GI_{t,z}\theta'' - \frac{M_x^2}{EI_y}\theta + M_x''e_{y,z}\theta + M_x\beta\theta'. \quad (18)$$

Так как исследуется балка, подверженная действию только неравных концевых изгибающих моментов, в дальнейшем подразумеваем  $M_x''e_{y,z}\theta = 0$ .

В аналитическом методе Бубнова – Галеркина вначале следует задаться базисной функцией, которая зависит от кинематических граничных условий. Решение представляется в форме ряда, разложенного по базису:

$$\theta = \sum_{i=1}^n A_i \varphi_i(z), \quad (19)$$

где  $A_i$  – неизвестные постоянные коэффициенты;  
 $\varphi_i(z)$  – функция, удовлетворяющая граничным условиям задачи.

При подстановке ряда (19) в дифференциальное уравнение формы потери устойчивости (18) должно получиться тождество:

$$EI_{\omega,1} \sum_{i=1}^n f_{\omega} A_i \varphi_i^{IV}(z) - GI_{t,1} \sum_{i=1}^n f_t A_i \varphi_i''(z) - \frac{1}{EI_y} \sum_{i=1}^n M_x^2 A_i \varphi_i(z) + \beta \sum_{i=1}^n M_x A_i \varphi_i'(z) = 0, \quad (20)$$

где  $f_{\omega} = (1 - b_{\omega} z)^2$  – функция изменения секториального момента инерции по длине стержня;

$$b_{\omega} = (1 - t_{\omega})/l;$$

$t_{\omega} = \sqrt{(I_{\omega,0}/I_{\omega,1})}$  – коэффициент отношения секториальных моментов инерции по концам стержня, для симметричных двутавров  $t_{\omega} = t_h = h_0/h_1$ ;

$f_t = 1 - b_t z$  – функция изменения момента инерции при кручении по длине стержня;

$$b_t = (1 - t_t)/l;$$

$t_t = \sqrt{(I_{t,0}/I_{t,1})}$  – коэффициент отношения моментов инерции кручения.

Тождество (20) не будет нарушено в том случае, если его умножить на любую функцию  $\varphi_k(z)$  и составить интеграл по всей длине стержня:

$$\int_0^l A_i \left( EI_{\omega,1} \sum_{i=1}^n f_{\omega} \varphi_i^{IV}(z) - GI_{t,1} \sum_{i=1}^n f_t \varphi_i''(z) - \frac{1}{EI_y} \sum_{i=1}^n M_x^2 \varphi_i(z) + \beta \sum_{i=1}^n M_x \varphi_i'(z) \right) \varphi_k(z) dz = 0. \quad (21)$$

Равенство (21) справедливо при любом  $k = 1, 2, \dots, n$ .

В канонической форме:

$$c_{k1}A_1 + c_{k2}A_2 + c_{k3}A_3 + \dots + c_{ki}A_n = 0, \quad (22)$$

$$\text{где } c_{ki} = \int_0^l \left( EI_{\omega,1} f_{\omega} \varphi_i^{IV}(z) - GI_{t,1} f_t \varphi_i''(z) - \frac{M_x^2}{EI_y} \varphi_i(z) + \beta M_x \varphi_i'(z) \right) \varphi_k(z) dz.$$

При интегрировании возникает система из  $n$ -го числа однородных алгебраических уравнений устойчивости при неизвестных коэффициентах:

$$\begin{cases} c_{11}A_1 + c_{12}A_2 + c_{13}A_3 + \dots + c_{1n}A_n = 0 \\ \dots \\ c_{n1}A_1 + c_{n2}A_2 + c_{n3}A_3 + \dots + c_{nn}A_n = 0 \end{cases}, \quad (23)$$

которую решаем путем приравнивания определителя к нулю размером  $[n \times n]$ :

$$D = \begin{vmatrix} c_{11} & \dots & c_{1n} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ c_{n1} & \dots & c_{nn} \end{vmatrix} = 0, \quad (24)$$

Для шарнирно-опертого стержня при возможности свободно закручиваться (без стеснения деформации) за базисную функцию принимаем ряд синуса:

$$\varphi_i(z) = A_1 \sin\left(\frac{\pi z}{l}\right) + A_2 \sin\left(\frac{2\pi z}{l}\right) \dots + A_i \sin\left(\frac{n\pi z}{l}\right). \quad (25)$$

Производные первого, второго и четвертого порядков:  $\varphi_i^{IV} = A_i \frac{n^4 \pi^4}{l^4} \sin\left(\frac{n\pi z}{l}\right)$ ,  $\varphi_i'' = -A_i \frac{n^2 \pi^2}{l^2} \sin\left(\frac{n\pi z}{l}\right)$ ,  $\varphi_i' = A_i \frac{n\pi}{l} \cos\left(\frac{n\pi z}{l}\right)$ .

Коэффициент канонического уравнения при подстановке (25):

$$c_{ki} = \begin{pmatrix} \frac{i^4 \pi^4}{l^4} EI_{\omega,1} \int_0^l (1 - b_{\omega} z)^2 \sin\left(\frac{i\pi z}{l}\right) \sin\left(\frac{n\pi z}{l}\right) dz + \\ + \frac{i^2 \pi^2}{l^2} GI_{t,1} \int_0^l (1 - b_t z) \sin\left(\frac{i\pi z}{l}\right) \sin\left(\frac{n\pi z}{l}\right) dz - \\ - M_A^2 \int_0^l \left(\frac{z}{l}(1+k) - 1\right)^2 \sin\left(\frac{i\pi z}{l}\right) \sin\left(\frac{n\pi z}{l}\right) dz + \\ + \beta M_A \frac{i\pi}{l} \int_0^l \left(\frac{z}{l}(1+k) - 1\right) \cos\left(\frac{i\pi z}{l}\right) \sin\left(\frac{n\pi z}{l}\right) dz \end{pmatrix}, \quad (26)$$

В результате интегрирования (26) получим:

$$c_{ki} = EI_y EI_{\omega,1} \frac{i^2 \pi^2}{l^4} (i^2 \pi^2 a_{\omega i} + \alpha a_{t i}) - M_A^2 a_{k i} \pm \beta M_A \frac{i\pi}{l} a_{k 2 i}, \quad (27)$$

где  $\alpha = GI_{t,1} \times l^2 / EI_{\omega,1}$  – изгибно-крутильная характеристика балки, вычисляемая при наибольшем поперечном сечении балки;

$a_{\omega i} = a_{\omega}^2 + b_{\omega}^2 + c$  – коэффициент редукции при секториальной жесткости;

$a_{i i} = a_{i}^2 + b$  – редуцированный коэффициент при кручении;

$a_{k1i} = ak^2 + bk + c$  – коэффициент влияния изгибающего момента в призматической балке;

$a_{k2i} = ak + b$  – добавочный коэффициент влияния изгибающего момента, возникающий только в конической балке.

Изменение изгибающего момента происходит по линейному закону:

$$M_x = (M_A + M_B) \frac{z}{l} - M_A = M_A \left( \frac{z}{l} (1 + k) - 1 \right), \quad (28)$$

где  $k = M_B/M_A$ .

При этом важно подчеркнуть, что изменение изгибающего момента, как это показано на расчетной схеме (рис. 2), происходит на правом (меньшем) конце балки, и  $k = -1$  считается чистым изгибом.

## Результаты исследования

Удерживая пять членов ряда синуса, получим определитель матрицы  $[5 \times 5]$ , коэффициенты которого записаны в безразмерной форме:

$$D = \begin{vmatrix} m_1 - a_{31} - m_\beta a_{41} & m_2 - a_{32} - m_\beta a_{42} & m_3 - a_{33} + m_\beta a_{43} & m_4 - a_{34} - m_\beta a_{44} & m_5 - a_{35} + m_\beta a_{45} \\ m_6 - a_{32} + m_\beta a_{42} & m_7 - a_{36} - m_\beta a_{41} & m_8 - a_{37} - m_\beta a_{46} & m_9 - a_{38} + m_\beta a_{47} & m_{10} - a_{39} - m_\beta a_{48} \\ m_{11} - a_{33} - m_\beta a_{43} & m_{12} - a_{37} + m_\beta a_{46} & m_{13} - a_{310} - m_\beta a_{41} & m_{14} - a_{311} - m_\beta a_{49} & m_{15} - a_{312} + m_\beta a_{410} \\ m_{16} - a_{34} + m_\beta a_{44} & m_{17} - a_{38} - m_\beta a_{47} & m_{18} - a_{311} + m_\beta a_{49} & m_{19} - a_{313} - m_\beta a_{41} & m_{20} - a_{311} - m_\beta a_{411} \\ m_{21} - a_{35} - m_\beta a_{45} & m_{22} - a_{39} + m_\beta a_{48} & m_{23} - a_{312} + m_\beta a_{410} & m_{24} - a_{311} + m_\beta a_{411} & m_{25} - a_{311} - m_\beta a_{41} \end{vmatrix}, \quad (29)$$

где  $a_{11} = 0,283t_\omega^2 + 0,434t_\omega + 0,283$ ;  $a_{12} = -0,18t_\omega^2 + 0,18$ ;  $a_{13} = 0,038t_\omega^2 - 0,076t_\omega + 0,038$ ;  $a_{14} = -0,0144t_\omega^2 + 0,0144$ ;  $a_{15} = 0,007t_\omega^2 - 0,014t_\omega + 0,007$ ;  $a_{16} = 0,321t_\omega^2 + 0,358t_\omega + 0,321$ ;  $a_{17} = -0,195t_\omega^2 + 0,195$ ;  $a_{18} = 0,045t_\omega^2 - 0,09t_\omega + 0,045$ ;  $a_{19} = -0,0184t_\omega^2 + 0,0184$ ;  $a_{110} = 0,328t_\omega^2 + 0,344t_\omega + 0,328$ ;  $a_{111} = -0,199t_\omega^2 + 0,199$ ;  $a_{112} = 0,048t_\omega^2 - 0,096t_\omega + 0,048$ ;  $a_{113} = 0,33t_\omega^2 + 0,34t_\omega + 0,33$  – коэффициенты редукции секториальной жесткости;

$a_{21} = 0,5t_l + 0,5$ ;  $a_{22} = -0,18t_l + 0,18$ ;  $a_{23} = -0,0144t_l + 0,0144$ ;  $a_{24} = -0,195t_l + 0,195$ ;  $a_{25} = -0,0184t_l + 0,0184$ ;  $a_{26} = -0,199t_l + 0,199$  – коэффициенты редукции крутильной жесткости;

$a_{31} = 0,283k^2 - 0,434k + 0,283$ ;  $a_{32} = -0,18k^2 + 0,18$ ;  $a_{33} = 0,038k^2 + 0,076k + 0,038$ ;  $a_{34} = -0,0144k^2 + 0,0144$ ;  $a_{35} = 0,007k^2 + 0,014k + 0,007$ ;  $a_{36} = 0,321k^2 - 0,358k + 0,321$ ;  $a_{37} = -0,195k^2 + 0,195$ ;  $a_{38} = 0,045k^2 + 0,09k + 0,045$ ;  $a_{39} = -0,0184k^2 + 0,0184$ ;  $a_{310} = 0,328k^2 - 0,344k + 0,328$ ;  $a_{311} = -0,199k^2 + 0,199$ ;  $a_{312} = 0,048k^2 + 0,096k + 0,048$ ;  $a_{313} = 0,33k^2 - 0,34k + 0,33$  – коэффициенты градиента изгибающего момента балки постоянной жесткости;

$a_{41} = 0,5(1 + k)$ ;  $a_{42} = 1,333(k - 1)$ ;  $a_{43} = 0,75(1 + k)$ ;  $a_{44} = 0,533(k - 1)$ ;  $a_{45} = 0,416(1 + k)$ ;  $a_{46} = 2,4(k - 1)$ ;  $a_{47} = 1,333(1 + k)$ ;  $a_{48} = 0,952(k - 1)$ ;  $a_{49} = 3,429(k - 1)$ ;  $a_{410} = 1,875(1 + k)$ ;  $a_{411} = 4,444(k - 1)$  – добавочные коэффициенты градиента изгибающего момента балки переменной жесткости;

$M_{cr,1}^2 = n(\pi^2 a_{11} + \alpha a_{21})$ ;  $M_{cr,2}^2 = n(16\pi^2 a_{12} + 4\alpha a_{22})$ ;  $M_{cr,3}^2 = n(81\pi^2 a_{13} + 0)$ ;  $M_{cr,4}^2 = n(256\pi^2 a_{14} + 16\alpha a_{23})$ ;  $M_{cr,5}^2 = n(625\pi^2 a_{15} + 0)$ ;  $M_{cr,6}^2 = n(\pi^2 a_{16} + \alpha a_{24})$ ;  $M_{cr,7}^2 = n(16\pi^2 a_{17} + 4\alpha a_{25})$ ;  $M_{cr,8}^2 = n(81\pi^2 a_{18} + 9\alpha a_{26})$ ;  $M_{cr,9}^2 = n(256\pi^2 a_{19} + 0)$ ;  $M_{cr,10}^2 = n(625\pi^2 a_{20} + 25\alpha a_{27})$ ;  $M_{cr,11}^2 = n(\pi^2 a_{21} + 0)$ ;  $M_{cr,12}^2 = n(16\pi^2 a_{22} + 4\alpha a_{28})$ ;  $M_{cr,13}^2 = n(81\pi^2 a_{23} + 9\alpha a_{29})$ ;  $M_{cr,14}^2 = n(256\pi^2 a_{24} + 16\alpha a_{30})$ ;  $M_{cr,15}^2 = n(625\pi^2 a_{25} + 0)$ ;  $M_{cr,16}^2 = n(\pi^2 a_{26} + \alpha a_{31})$ ;  $M_{cr,17}^2 = n(16\pi^2 a_{27} + 0)$ ;  $M_{cr,18}^2 = n(81\pi^2 a_{28} + 9\alpha a_{32})$ ;  $M_{cr,19}^2 = n(256\pi^2 a_{29} + 16\alpha a_{33})$ ;  $M_{cr,20}^2 = n(625\pi^2 a_{30} + 25\alpha a_{34})$ ;  $M_{cr,21}^2 = n(\pi^2 a_{31} + 0)$ ;  $M_{cr,22}^2 = n(16\pi^2 a_{32} + 4\alpha a_{35})$ ;

$M_{cr,23}^2 = n(81\pi^2 a_{112} + 0)$ ;  $M_{cr,24}^2 = n(256\pi^2 a_{111} + 16\alpha a_{26})$ ;  $M_{cr,25}^2 = n(625\pi^2 a_{113} + 25\alpha a_{21})$  – упругий критический момент балки переменной жесткости при чистом изгибе;

$$M_\beta = (\beta \times EI_y)/l; m_i = M_{cr,i}^2/M_A^2; m_\beta = M_\beta/M_A; n = \pi^2 EI_{\omega,1}/EI_y l^4; k = M_B/M_A.$$

### Призматическая балка

Сначала разрешим вопрос коэффициента градиента эквивалентного изгибающего момента для балки постоянной жесткости. Для призматической балки в (29):  $m_\beta = 0$ ;  $a_{\omega 1} = a_{i1} = 1$ . Если удерживаем только первое слагаемое в ряде синуса:

$$c_{k1} A_1 = 0, \quad (30)$$

$$a_{31} - m_1 = 0. \quad (31)$$

Откуда находим, что коэффициент, учитывающий дополнительное сопротивление продольному изгибу с кручением, когда нагрузка отличается от чистого изгиба:

$$C_b = \frac{M_A}{M_{cr}} = \sqrt{\frac{1}{a_{31}}} = \sqrt{\frac{1}{0,283k^2 - 0,434k + 0,283}}. \quad (32)$$

В (32) коэффициент  $a_{31}$  имеет табличное решение:

$$a_{k1i} = [a(1 - k)]^2 + [b(1 + k)]^2. \quad (33)$$

Коэффициенты  $a_{k1i}$  в определителе матрицы (27) всегда имеют симметричные числовые коэффициенты  $a$  и  $b$ . Если удерживается пять членов ряда (25), коэффициент (33) будет уточнен в области значений  $k$ , где эпюра изгибающих моментов меняет знаки и балка может потерять устойчивость по двум полуволнам вместо одной. При этом числовые коэффициенты перестают быть симметричными, поэтому их нельзя представить в форме табличного решения как (33), но возможно аппроксимировать.

M.G. Salvadori при рассмотрении задачи методом конечных разностей заметил, что кривые коэффициента  $C_b$  зависят от изгибно-крутильной характеристики балки. Для сортаментных двутавров с типовыми пролётами предсказывается верхняя граница значений  $C_b$ . Балки, у которых секториальная жесткость  $EI_\omega$  мала, а изгибно-крутильная характеристика  $\alpha$  стремится к достаточно большим значениям предсказывается нижняя граница  $C_b$ . Для проверки этого необходимо посчитать два случая: когда  $\alpha$  имеет стандартное значение, и когда  $\alpha$  стремится к очень большим значениям. Для этого рассмотрим прокатную балку 50Б1 и балку-полосу  $660 \times 12$  мм пролетом 7 м. Характеристики балок приведены в табл. 1.

Используя определитель  $[5 \times 5]$ , находим уточнение:

$$a_{k1} = 0,273k^2 - 0,43k + 0,297. \quad (34)$$

Для балки-полосы:

$$a_{k1} = 0,26k^2 - 0,42k + 0,32. \quad (35)$$

На рис. 3а показаны кривые коэффициента  $C_b$  по (32), из определителя  $[5 \times 5]$ , а также значения, полученные методом конечных разностей в работах [18, 19]. Как видно, решение, основанное на  $[1 \times 1]$ , показывает завышенные результаты, но только лишь в определенной области  $k = M_B/M_A$ . Матрица  $[5 \times 5]$  предсказывает значения с достоверной точностью. Для проверки в сводной табл. 2 приведен дополнительный расчет коэффициента в  $C_b$  ЛИРА-САПР. На рис. 3б показаны кривые  $C_b$  для балки-полосы, как видно, определитель  $[5 \times 5]$  показывает серьезную разницу по сравнению с  $[1 \times 1]$  и достигает 12–13 %.

Таблица 1

**Геометрические характеристики балок**

Table 1

**Geometric characteristics of beams**

Профиль	$l, \text{ м}$	$EI_y, \text{ кНм}^2$	$GI_{t,z}, \text{ кНм}^2$	$EI_{\omega,z}, \text{ кНм}^4$	$\alpha$
50Б1	7	3258,8	34,7	185,1	9,2
660 × 12 мм	7	19,58	29,43	0,71	2032

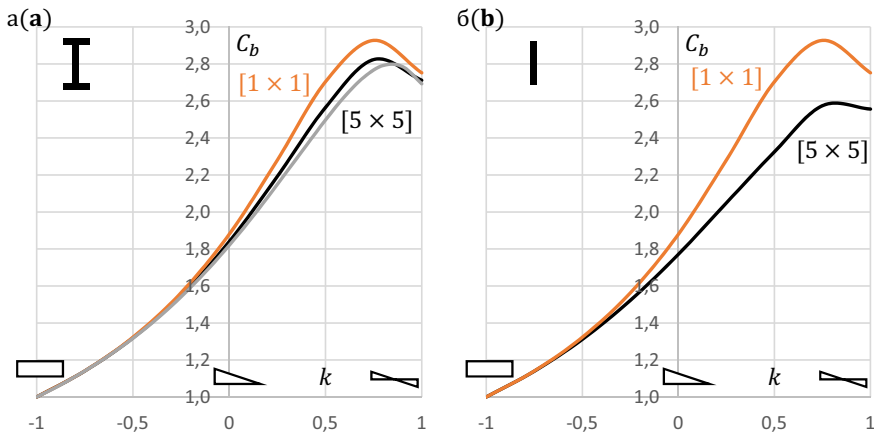
Таблица 2

**Численные и аналитические значения коэффициента  $C_b$**

Table 2

**Numerical and analytical values of the  $C_b$  factor**

$k$	$C_b$					
	Двутавровая балка 50Б1				Балка-полоса 660 × 12 мм	
	ЛИРА-САПР	[1 × 1]	[2 × 2]	[5 × 5]	[1 × 1]	[5 × 5]
-1	1					
-0,75	1,141					
-0,5	1,320					1,311
-0,25	1,550	1,563	1,549	1,549	1,563	1,522
0	1,844	1,879	1,845	1,840	1,880	1,771
0,25	2,200	2,281	2,195	2,192	2,281	2,049
0,5	2,578	2,704	2,576	2,565	2,704	2,325
0,75	2,843	2,927	2,854	2,824	2,927	2,574
1	2,731	2,752	2,713	2,712	2,752	2,556



**Рис. 3.** Градиент эквивалентного изгибающего момента  $C_b$  двутавровой балки (а) и балки-полосы (б)  
**Fig. 3.** Equivalent moment gradient factor  $C_b$  of I-section beam (a) and plate-section beam (b)

Несмотря на незначительные различия в числовых коэффициентах (34) и (35), кривые, которые показаны на рис. 4, демонстрируют существенные различия и, как верно отмечено М.С. Salvadori, образуют верхнюю и нижнюю границы результатов коэффициента градиента эквивалентного изгибающего момента  $C_b$ . Когда рассматривается (30),  $a_{k1}$  никак не связан с изгибно-крутильной характеристикой балки  $\alpha$ . Но по мере увеличения размера определителя поправка от  $\alpha$  становится более весомой, хотя и не демонстрирует особенных отличий в области потери устойчивости балки по одинарной кривизне. В связи с этим М.С. Salvadori определил безопасное значение  $C_{b,lim} = 2,5$  с целью избежать возможных завышений.

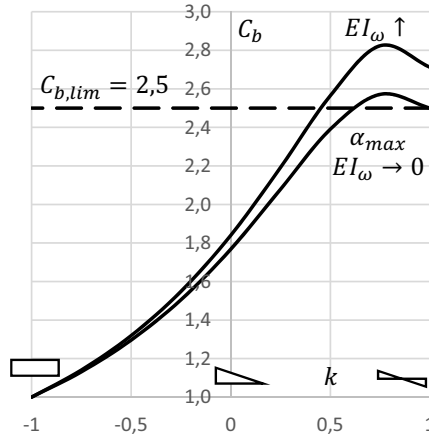


Рис. 4. Коэффициенты  $C_b$  для балки, подверженной неравным конечным моментам  
 Fig. 4.  $C_b$  factors for a beam subjected to unequal end moments

**Коническая балка**

Теперь рассмотрим двутавровую сварную балку, показанную на рис. 2, со следующими принятыми геометрическими размерами:  $t_f = 20$  мм,  $b_f = 200$  мм,  $h_{w,1} = 900$  мм,  $h_{w,0} = 400$  мм,  $t_w = 8$  мм. Пролет балки  $l = 6$  м. Угол наклона поясов  $\beta = 4,77^\circ$ , или 0,083 рад. В табл. 3 приведены геометрические характеристики балки.

Таблица 3

**Геометрические характеристики балки**

Table 3

**Geometric characteristics of the beam**

$h_2, \text{ м}$	$EI_y, \text{ кНм}^2$	$GI_{t,z}, \text{ кНм}^2$	$EI_{\omega,z}, \text{ кНм}^4$	$t_\omega = \frac{h_0}{h_1}$	$t_t = \frac{I_{t,0}}{I_{t,1}}$
$h_1 = 0,4$	5497	97,6	1162,9	0,456	0,93
$h_2 = 0,2$		90,8	242,3		

Проверка осуществляется на оболочечной модели, построенной в ЛИРА-САПР. При расчете на устойчивость возникают локальные эффекты потери местной устойчивости по концам балки, поэтому на опорных участках ставятся вертикальные ребра минимальной толщины. Это приводит к некоторому завышению коэффициента запаса устойчивости. Результаты расчета сведены в табл. 4.

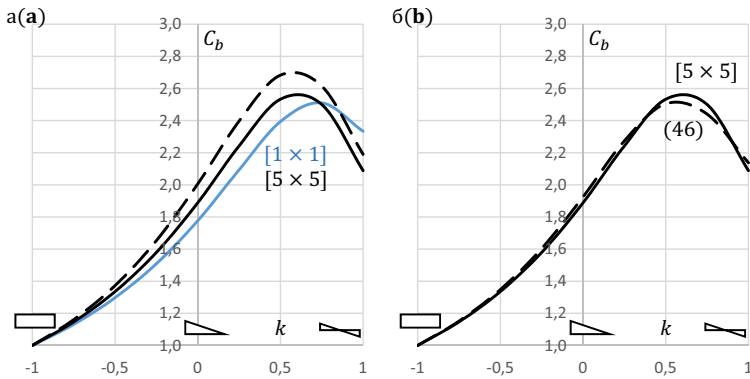
**Численные и аналитические значения коэффициента  $C_b$**

Table 4

**Numerical and analytical values of the  $C_b$  factor**

$k$	$C_b$						
	ЛИРА-САПР	[1 × 1]	[2 × 2]	[3 × 3]	[4 × 4]	[5 × 5]	(46)
-1	1						
-0,75	1,161	1,132	1,147				1,152
-0,5	1,373	1,297	1,336				1,348
-0,25	1,653	1,509	1,580				1,604
0	2,006	1,776	1,899				1,925
0,25	2,397	2,094	2,267	2,246	2,244	2,242	2,274
0,5	2,683	2,394	2,588	2,542	2,537	2,533	2,505
0,75	2,615	2,510	2,614	2,524	2,507	2,500	2,441
1	2,190	2,334	2,222	2,119	2,097	2,089	2,138

На рис. 5а приведены кривые коэффициента градиента эквивалентного изгибающего момента из расчета в ЛИРА-САПР (пунктирная кривая), матрицы [1 × 1] (синяя кривая) и [5 × 5] (сплошная кривая черным цветом). Погрешность между кривыми составляет в среднем 6 %.



**Рис. 5.** Градиент эквивалентного изгибающего момента  $C_b$  балки при  $\beta = 0,083$  рад  
**Fig. 5.** Equivalent moment gradient factor  $C_b$  of a beam with  $\beta = 0,083$  rad

**Уравнение критического изгибающего момента балки с переменной высотой стенки**

Если удерживается только первый член ряда синуса, получим квадратное уравнение:

$$EI_{\omega,1} \frac{\pi^4}{l^4} a_{11} + Gl_{t,1} \frac{\pi^2}{l^2} a_{21} - \frac{M_{cr}^2}{EI_y} a_{31} - M_{cr} \beta \frac{1}{l} a_{41} = 0. \tag{36}$$

Наименьший корень квадратного уравнения (36):

$$M_{cr} = -\beta \frac{EI_y}{l} \frac{a_{41}}{a_{31}} + \sqrt{\left(\beta \frac{EI_y}{l} \frac{a_{41}}{a_{31}}\right)^2 + \frac{1}{a_{31}} \frac{\pi^2}{l^4} EI_{\omega,1} EI_y (\pi^2 a_{11} + \alpha a_{21})}. \tag{37}$$

Сокращенно принято записывать критический изгибающий момент:

$$M_{cr} = C_b M_{0cr}, \tag{38}$$

где  $M_{0cr}$  – критический момент при чистом изгибе.

В (37) дополнительный изгибающий момент, возникающий из-за угла наклона поясов:

$$M_{\beta} = \beta \frac{EI_y}{l}. \quad (39)$$

Дополнительный коэффициент влияния градиента изгибающего момента:

$$C_{\beta} = \frac{a_{41}}{\sqrt{a_{31}}}. \quad (40)$$

Критический изгибающий момент балки переменной жесткости при чистом изгибе:

$$M_{0cr,\beta} = \frac{\pi\sqrt{EI_{\omega,1}EI_y}}{l^2} \sqrt{\pi^2 a_{11} + \alpha a_{21}}. \quad (41)$$

Подставим (39)–(41) в (37) и вынесем  $C_b M_{0cr,\beta}$  из под корня:

$$M_{cr,\beta} = C_b M_{0cr,\beta} \sqrt{1 + \frac{M_{\beta}^2 C_{\beta}^2}{M_{0cr}^2}} - M_{\beta} C_b C_{\beta}. \quad (42)$$

Радикал в (42) раскладываем в степенной ряд, и видим, что вторым слагаемым возможно пренебречь в силу его малого влияния:

$$\sqrt{1+x} = 1 + \frac{x}{2} - \frac{x^2}{8} + \dots = \sqrt{1 + \frac{b}{a^2}} \approx 1 + \frac{b}{2a^2} = 1 + \frac{M_{\beta}^2 C_{\beta}^2}{2M_{0cr}^2} \approx 1. \quad (43)$$

Тогда:

$$M_{cr,\beta} = C_b (M_{0cr,\beta} - M_{\beta} C_{\beta}). \quad (44)$$

### Аппроксимация коэффициента градиента эквивалентного момент

Попробуем интерпретировать уравнение (44) в более простой форме. Пусть:

$$M_{cr,\beta} = C_{b,\beta} M_{0cr} = \sqrt{\frac{1}{a_{k1}^*}} M_{0cr}. \quad (45)$$

Из решения балки постоянной жесткости заимствуем уточненное выражение  $a_{k1}$  (34) и аппроксимируем его с включением в него выражения угла конусности балки  $\beta$ :

$$C_{b,\beta} = \sqrt{\frac{1}{a_{k1}^*}} = \sqrt{\frac{1}{\psi_2 \left( \left( \frac{1}{\psi_2} - 0,727 \right) k^2 - 0,43k + 0,297 \right)}}. \quad (46)$$

В (46) параметр  $\psi_2$  приближено оценен:

$$\psi_2 = 1 - 1,1\beta. \quad (47)$$

Если  $\psi_2 = 1$ , уравнение (46) вернется к виду для балки постоянной жесткости (34).

**Уточнение коэффициента редукиции при секториальной жесткости**

Из определителя (29) отчетливо видно, что коэффициентом редукиции при кручении возможно пренебречь и принять  $a_t = 1$ . Из (41) явно выражаем коэффициент редукиции  $a_\omega$ :

$$a_\omega = \frac{M_{cr}^2 l^4}{\pi^4 E I_y E I_{\omega,1} C_b^2} - \frac{\alpha}{\pi^2} \tag{48}$$

Произвольно выбираем балку и варьируем высоту так, чтобы параметр переменности изменялся  $0 \leq t_\omega \leq 1$ . Для каждого случая вычисляем  $M_{cr}$  и  $C_b$  из определителя  $[5 \times 5]$  и строим зависимость  $a_\omega - t_\omega$ . По результатам такой работы получим аппроксимацию:

$$a_\omega = (0,4 + 0,6t_\omega)^2 = 0,36t_\omega^2 + 0,48t_\omega + 0,16. \tag{49}$$

Вместо (44) получили более компактное уравнение (45):

$$M_{cr,\beta} = \sqrt{\frac{1}{a_{k1}^*}} \times \frac{\pi \sqrt{E I_{\omega,1} E I_y}}{l^2} \times \sqrt{\pi^2 a_\omega + \alpha} \tag{50}$$

Проверим формулу (50) на балке из численного расчета с углом  $\beta = 0,083$  рад.

$$t_\omega = \frac{h_0}{h_1} = 0,456; a_\omega = (0,4 + 0,6 \times 0,456)^2 = 0,454; \alpha = \frac{97,6 \times 6^2}{1162,9} = 3,02.$$

Критический момент при чистом изгибе:

$$M_{0cr} = \frac{\pi \sqrt{1162,9 \times 5497}}{6^2} \sqrt{\pi^2 \times 0,454 + 3,02} = 604 \text{ кНм.}$$

Расчет в ЛИРА-САПР показывает значение при чистом изгибе 599 кНм. На рис. 5б показаны кривые, полученные через аппроксимацию (50) и из решения матрицы  $[5 \times 5]$  (29).

Рассмотрим другую балку, но с большим уклоном поясов  $\beta = 10,48^\circ$  или 0,183 рад. Размеры поперечного сечения балки:  $t_f = 12$  мм,  $b_f = 250$  мм,  $h_{w,1} = 1400$  мм,  $h_{w,0} = 300$  мм,  $t_w = 8$  мм. Пролет балки составляет  $l = 6$  м. При таком угле следует ожидать достаточно сильной редукиции  $a_\omega$ . В табл. 5 приведены геометрические характеристики балки.

Таблица 5

**Геометрические характеристики балки**

Table 5

**Geometric characteristics of the beam**

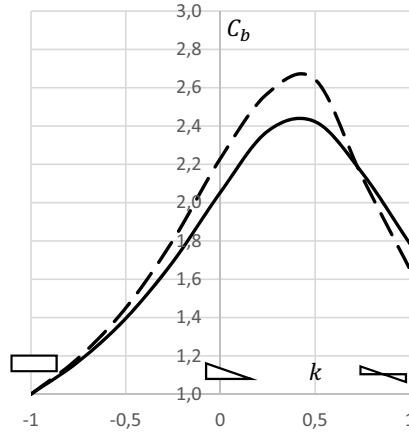
$h_2, \text{ м}$	$E I_y, \text{ кНм}^2$	$G I_{t,2}, \text{ кНм}^2$	$E I_{\omega,2}, \text{ кНм}^4$	$t_\omega = \frac{h_0}{h_1}$	$a_\omega$	$\alpha$
$h_1 = 1,412$	6440	42,2	3209,9	0,221	0,284	0,473
$h_0 = 0,312$		27,1	156,7			

Критический изгибающий момент при чистом изгибе:

$$M_{0cr} = \frac{\pi \sqrt{3209,9 \times 6440}}{6^2} \sqrt{\pi^2 \times 0,284 + 0,473} = 718 \text{ кНм.}$$

Расчет в ЛИРА-САПР показывает значение при чистом изгибе 706 кНм. На рис. 6 приведены кривые, построенные через приближение (50) и из расчета на устойчивость в ЛИРА-САПР. Аппроксимация находится ниже, чем численная кривая. Но как это было

указано, происходит некоторое искажение коэффициента запаса устойчивости, когда балка теряет устойчивость по двум полуволнам. Ребра жесткости вносят определенные коррективы и несколько завышают значения.



**Рис. 6.** Градиент эквивалентного изгибающего момента  $C_b$  балки при  $\beta = 0,183$  рад  
**Fig. 6.** Equivalent moment gradient factor  $C_b$  of a beam with  $\beta = 0,183$  rad

### Инженерный метод расчета конической и призматической балок на общую устойчивость

Расчет на устойчивость двутавровых стальных балок при изгибе в плоскости стенки, совпадающей с плоскостью симметрии сечения, следует выполнять по формуле:

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_x R_y} \leq 1 \tag{51}$$

Коэффициент устойчивости при изгибе для симметричного профиля:

$$\varphi_b = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_T} = \frac{M_{cr} h_1}{2 I_{x,1} R_y} \gamma_c \tag{52}$$

С учетом  $I_{o,1} = I_y h_1^2 / 4$  и подстановки (50) получим:

$$\varphi_b = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_T} = \gamma_c \times \frac{E I_y}{R_y I_{x,1}} \times \frac{h_1^2}{l^2} \times C_{b,\beta} \times \psi_0 \tag{53}$$

где  $\psi_0 = \frac{\pi}{4} \sqrt{\pi^2 a_\omega + \alpha}$ ;

$$C_{b,\beta} = \sqrt{1/a_{k1}^*};$$

$\gamma_c = 0,87$  – коэффициент, учитывающий геометрические несовершенства в бифуркационном решении.

### Заключение

По результатам проделанной работы представлено объединенное уравнение упругого критического момента  $M_{0cr,\beta}$  и коэффициента эквивалентного градиента момента  $C_{b,\beta}$  для

балок постоянной и переменной жесткостей. Уравнения (46) и (50) являются основой для выполнения расчета балок постоянной и переменной жесткостей двутаврового сечения на устойчивость. Решения могут быть интегрированы в нормативный метод расчета балок без нарушений связанности существующей методики.

## Список литературы

1. Salvadori M.G. Lateral buckling of I-beams. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 1955, no. 1(120), pp. 1165–1177. Available at: [https://archive.org/details/sim\\_american-society-of-civil-engineers-transactions\\_1955\\_120/page/1164/mode/2up](https://archive.org/details/sim_american-society-of-civil-engineers-transactions_1955_120/page/1164/mode/2up).
2. Clark J.W., Hill H.N. Lateral buckling of beams. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 1962, no. 2(127), pp. 175–196. <https://doi.org/10.1061/taceat.0008498>.
3. Nethercot D.A., Rockey K.C. A Unified Approach to the Elastic Lateral Buckling of Beams. *Engineering Journal, American Institute of Steel Construction*, 1972, no. 3 (9), pp. 96–107. <https://doi.org/10.62913/engj.v9i3.188>.
4. Nethercot D.A., Trahair N.S. Lateral buckling approximation for elastic beams. *The Structural Engineer*, 1976, no. 6(54), pp.197–204.
5. Wong R., Driver R.G. Critical evaluation of equivalent moment factor. procedures for laterally unsupported beams. *Engineering Journal, American Institute of Steel Construction*, 2010, no. 1(47), pp. 1–20. <https://doi.org/10.62913/engj.v47i4.995>.
6. Nayak N., Anilkumar P., Subramanian L. Lateral-Torsional Buckling Modification Factors in Steel I-Shaped Members: Recommendations Using Energy-Based Formulations. *Engineering Journal, American Institute of Steel Construction*, 2024, no. 3(61), pp. 141–158. <https://doi.org/10.62913/engj.v61i3.1328>.
7. Zoruba S., Dekker B. A Historical and technical overview of the C<sub>b</sub> coefficient in the AISC specifications. *Engineering Journal, American Institute of Steel Construction*, 2005, no. 3(42), pp. 177–187. <https://doi.org/10.62913/engj.v42i3.854>.
8. Cywinski Z. Skrecanie pretow cienkosciennych typu dwuteownika o zmiennej wysokosci srodnika. *Rozprawy Inzynierskie*, 1965, no. 2(13), pp. 269–280.
9. Bazant Z.P. Non-uniform torsion of thin-walled bars of variable cross section. *Association for Bridge and Structural Engineering Publications*, 1965, no. 25, pp. 17–40. Available at: [https://www.researchgate.net/publication/297768535\\_Non-uniform\\_torsion\\_of\\_thin-walled\\_bars\\_of\\_variable\\_section](https://www.researchgate.net/publication/297768535_Non-uniform_torsion_of_thin-walled_bars_of_variable_section).
10. Lonkar S. Bending and torsion of thin walled beams with variable, open cross sections. 1st. ed. The Institute of Structural Engineering ETH Zurich, 1968. <https://doi.org/10.1007/978-3-0348-4143-6>.
11. Naleszkiewicz J. Considerations on bending straight beams of variable cross section under action of external loads. *International Association for Bridge and Structural Engineering Proceedings*, 1948, no. 3, pp. 315–326.
12. Власов В.З. Тонкостенные упругие стержни. Москва: Физматгиз; 1959.
13. Culver C.G., Preg Jr. S.M. Elastic stability of tapered beam-columns. *Journal of the structural division*, 1968, no. 2(94), pp. 455–470. <https://doi.org/10.1061/JSDEAG.0001884>.
14. Алексеев П.И. К определению критической нагрузки при изгибе полосы переменной жесткости // Строительная механика и расчет сооружений. 1963. № 6. С. 37–39.
15. Trahair N.S. Interaction buckling of tapered beams. *Engineering structures*, 2014, no. 62–63, pp. 174–180. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.01.040>.
16. Nelson P., Murray T.M. Development of simplified design methodology for tapered beams. *Progress report*. University of Oklahoma, USA; 1979.
17. Benyamina A.B., Meftah S.A., Mohri F., Daya E.M. Analytical solutions attempt for lateral torsional buckling of doubly symmetric web-tapered I-beams. *Engineering structures*, 2013, no. 56, pp. 1207–1219. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.06.036>.
18. Uzun E.T. Lateral torsional buckling of doubly symmetric I-shaped steel members under linear moment. *Pamukkale University Journal of Engineering Sciences*, 2019, no. 6(25), pp. 635–642. <https://doi.org/10.5505/pajes.2018.46656>.
19. Wang T. Overall Buckling and Ultimate Load of an H-Section Steel Member Under Combined Compression and Bending. *Journal of Asian Architecture and Building Engineering*, 2018, 3(17), pp. 511–518. <https://doi.org/10.3130/jaabe.17.511>.

## References

1. Salvadori M.G. Lateral buckling of I-beams. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 1955, no. 1(120), pp. 1165–1177. Available at: [https://archive.org/details/sim\\_american-society-of-civil-engineers-transactions\\_1955\\_120/page/1164/mode/2up](https://archive.org/details/sim_american-society-of-civil-engineers-transactions_1955_120/page/1164/mode/2up).
2. Clark J.W., Hill H.N. Lateral buckling of beams. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 1962, no. 2(127), pp. 175–196. <https://doi.org/10.1061/taceat.0008498>.
3. Nethercot D.A., Rockey K.C. A Unified Approach to the Elastic Lateral Buckling of Beams. *Engineering Journal, American Institute of Steel Construction*, 1972, no. 3 (9), pp. 96–107. <https://doi.org/10.62913/engj.v9i3.188>.
4. Nethercot D.A., Trahair N.S. Lateral buckling approximation for elastic beams. *The Structural Engineer*, 1976, no. 6(54), pp.197–204.
5. Wong R., Driver R.G. Critical evaluation of equivalent moment factor. procedures for laterally unsupported beams. *Engineering Journal, American Institute of Steel Construction*, 2010, no. 1(47), pp. 1–20. <https://doi.org/10.62913/engj.v47i4.995>.
6. Nayak N., Anilkumar P., Subramanian L. Lateral-Torsional Buckling Modification Factors in Steel I-Shaped Members: Recommendations Using Energy-Based Formulations. *Engineering Journal, American Institute of Steel Construction*, 2024, no. 3(61), pp. 141–158. <https://doi.org/10.62913/engj.v61i3.1328>.
7. Zoruba S., Dekker B. A Historical and technical overview of the Cb coefficient in the AISC specifications. *Engineering Journal, American Institute of Steel Construction*, 2005, no. 3(42), pp. 177–187. <https://doi.org/10.62913/engj.v42i3.854>.
8. Cywinski Z. Skrecanie pretow cienkosciennych typu dwuteownika o zmiennej wysokosci srodnika. *Rozprawy Inzynierskie*, 1965, no. 2(13), pp. 269–280.
9. Bazant Z.P. Non-uniform torsion of thin-walled bars of variable cross section. *Association for Bridge and Structural Engineering Publications*, 1965, no. 25, pp. 17–40. Available at: [https://www.researchgate.net/publication/297768535\\_Non-uniform\\_torsion\\_of\\_thin-walled\\_bars\\_of\\_variable\\_section](https://www.researchgate.net/publication/297768535_Non-uniform_torsion_of_thin-walled_bars_of_variable_section).
10. Lonkar S. Bending and torsion of thin walled beams with variable, open cross sections. 1st. ed. The Institute of Structural Engineering ETH Zurich, 1968. <https://doi.org/10.1007/978-3-0348-4143-6>.
11. Naleszkiewicz J. Considerations on bending straight beams of variable cross section under action of external loads. *International Association for Bridge and Structural Engineering Proceedings*, 1948, no. 3, pp. 315–326.
12. Vlasov V.Z. Thin-Walled Elastic Rods. Moscow: Fizmatgiz Publ.; 1959. (In Russian)
13. Culver C.G., Preg Jr. S.M. Elastic stability of tapered beam-columns. *Journal of the structural division*, 1968, no. 2(94), pp. 455–470. <https://doi.org/10.1061/JSDEAG.0001884>.
14. Alekseev P.I. On the determination of the critical bending load of a plate-section beam with variable cross section. *Structural Mechanics and Analysis of Constructions*, 1963, no. 6, pp. 37–39. (In Russian)
15. Trahair N.S. Interaction buckling of tapered beams. *Engineering structures*, 2014, no. 62–63, pp. 174–180. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.01.040>.
16. Nelson P., Murray T.M. Development of simplified design methodology for tapered beams. *Progress report*. University of Oklahoma, USA; 1979.
17. Benyamina A.B., Meftah S.A., Mohri F., Daya E.M. Analytical solutions attempt for lateral torsional buckling of doubly symmetric web-tapered I-beams. *Engineering structures*, 2013, no. 56, pp. 1207–1219. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.06.036>.
18. Uzun E.T. Lateral torsional buckling of doubly symmetric I-shaped steel members under linear moment. *Pamukkale University Journal of Engineering Sciences*, 2019, no. 6(25), pp. 635–642. <https://doi.org/10.5505/pajes.2018.46656>.
19. Wang T. Overall Buckling and Ultimate Load of an H-Section Steel Member Under Combined Compression and Bending. *Journal of Asian Architecture and Building Engineering*, 2018, 3(17), pp. 511–518. <https://doi.org/10.3130/jaabe.17.511>.

## Информация об авторе / Information about the author

**Александр Олегович Ильюшенко**, инженер промышленного и гражданского строительства, АО «Территориальный проектный институт «Хабаровскпромпроект», Хабаровск  
e-mail: [revivaltree@gmail.com](mailto:revivaltree@gmail.com)

**Alexander O. Ilyushenkov**, Civil and Industrial Engineer, Territorial Design Institute Khabarovskpromproekt JSC, Khabarovsk  
e-mail: [revivaltree@gmail.com](mailto:revivaltree@gmail.com)

# ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЭФФЕКТИВНОСТИ УСИЛЕНИЯ КЛАДКИ ИНЪЕКЦИЕЙ РАСТВОРА

Е.М. ИЩУК<sup>1</sup>

М.К. ИЩУК<sup>1</sup>, д-р техн. наук

Н.Н. ЛАСЬКОВ<sup>2</sup>, д-р техн. наук

<sup>1</sup> Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций (ЦНИИСК) им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», ул. 2-я Институтская, д. 6, к. 1. г. Москва 109428, Россия

<sup>2</sup> Пензенский государственный университет архитектуры и строительства (ПГУАС), ул. Германа Титова, д. 28, к. 1, г. Пенза, 440028, Россия

## Аннотация

*Введение.* Инъекция кладки под давлением является одним из наиболее эффективных методов восстановления ее монолитности на участках с трещинами, расслоением, участках ремонта и сопряжения разнородных кладок. Особую ценность метод инъекции имеет для исторических зданий.

*Цель.* Получение на основе экспериментальных данных коэффициентов, характеризующих эффективность методов усиления кладки инъекцией раствора, в том числе в сочетании с конструктивным косвенным армированием.

*Материалы и методы.* Испытывались образцы, усиленные инъекцией раствора, в том числе с конструктивным армированием, при равномерно распределенной нагрузке и местном сжатии из исторического и современного кирпича, выполненные на растворах различной прочности. Исследовалась совместная работа усиленной кладки на участках ее ремонта с вычинкой и образцов, в которых внутренняя забутовка отличалась по прочности и деформациям от лицевых слоев.

*Результаты.* Получены коэффициенты усиления кладки инъекцией. Результаты исследований использованы при разработке нормативных документов и проектов усиления каменных конструкций.

*Выводы.* В случае имеющихся в кладке трещин, расположенных на расстоянии 10–25 см, возможно повышение несущей способности кладки. Эффективность усиления возрастает для кладок, выполненных на слабых растворах. Наилучший эффект получен в случае инъекции эпоксидной смолы. Применение цементных растворов с добавкой извести позволяет в исторических зданиях восстановить монолитность кладки. Значительный эффект дает комбинированный метод усиления инъекцией в сочетании с косвенным армированием.

**Ключевые слова:** кирпичная кладка, усиление инъекцией, конструктивное косвенное армирование, инъекционный раствор, полимерцементный раствор, известь, эпоксидная смола, метилметакрилат, испытания на центральное и местное сжатие, коэффициент увеличения прочности кладки

**Для цитирования:** Ищук Е.М., Ищук М.К., Ласьков Н.Н. Экспериментальные исследования эффективности усиления кладки инъекцией раствора // Вестник НИЦ «Строительство». 2026. 1(48). С. 74–97. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1\(48\)-74-97](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1(48)-74-97)

## Вклад авторов

Все авторы внесли равноценный вклад в подготовку публикации.

## Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки.

## Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 12.01.2026

Поступила после рецензирования 02.02.2026

Принята к публикации 03.02.2026

## EXPERIMENTAL STUDIES OF THE EFFECTIVENESS OF MASONRY REINFORCEMENT BY MORTAR INJECTION

E.M. ISHCHUK<sup>1</sup>

M.K. ISHCHUK<sup>1</sup>, Dr. Sci. (Engineering)

N.N. LASKOV<sup>2</sup>, Dr. Sci. (Engineering)

<sup>1</sup> Research Institute of Building Constructions named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, 2nd Institut'skaya str., 6, bld. 1, Moscow, 109428, Russia

<sup>2</sup> Penza State University of Architecture and Construction, German Titov str., 28, bld. 1, Penza, 440028, Russia

### Abstract

*Introduction.* Pressure injection of masonry is one of the most effective methods for restoring its integrity in areas with cracks, delamination, repairs, and joints between dissimilar masonry. This injection method is especially valuable for historic buildings.

*Aim.* To obtain experimental data on the strength and deformations of masonry reinforced by pressure injection of mortar.

*Materials and methods.* Tests were conducted on specimens reinforced with mortar injection, including those with structural reinforcement, under uniformly distributed loads and localized compression, using historical and modern solid brick in the form of pillars and walls, constructed with mortars of varying strengths. The combined performance of reinforced masonry in repair sections with filler and specimens in which the inner layer (backfill) differed in strength and deformation from the facing layers was studied.

*Results.* Strengthening coefficients for masonry reinforced by pressure injection were obtained. The research results were used in the development of regulatory documents for masonry structures and recommendations and projects for strengthening masonry structures, including historic buildings.

*Conclusions.* In cases of multiple cracks in masonry spaced 10–25 cm apart, it is possible to increase the load-bearing capacity of the masonry. The effectiveness of reinforcement increases for masonry constructed with weak mortars. The best results are achieved with epoxy resin injection. The use of cement mortars with hydraulic lime allows for the restoration of the integrity of masonry in historic buildings. A combination of injection reinforcement and indirect reinforcement using drilled holes in the masonry produces significant results.

**Keywords:** brickwork, injection reinforcement, structural indirect reinforcement, injection mortar, polymer cement mortar, hydraulic lime, epoxy resin, methyl methacrylate, central and local compression tests, masonry strength increase factor

**For citation:** Ishchuk E.M., Ishchuk M.K., Laskov N.N. Experimental studies of the effectiveness of masonry reinforcement by mortar injection. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*, 2026, 1(48), pp. 74–97. (In Russian) [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1\(48\)-74-97](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1(48)-74-97)

### Authors contribution statement

All authors have contributed equally to the work and this publication.

### Funding

No funding support was obtained for the research.

### Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Received 12.01.2026

Revised 02.02.2026

Accepted 03.02.2026

## Введение

Одним из первых нормативных документов по усилению кладки инъекцией была инструкция, изданная в 1937 г. [1] для гидротехнических сооружений, основанная на практике строительства. Одним из первых исследователей инъекционных растворов для восстановления монолитности кладки на участках с трещинами, расслоениями был Б.Н. Зворыкин [2]. Им же в 1973 г. опубликованы результаты исследований свойств цементных растворов с добавками [3]. Автор высказывает мнение, что для усиления кладки целесообразно применять растворы с более низким модулем упругости. Для инъекции кладки с трещинами автор предлагает вводить тонкомолотые минеральные добавки, а при трещинах шириной более 5 мм дополнительно вводить 5–10 % от веса цемента поливинилацетатную эмульсию (ПВА). Исследований прочности и деформаций кладки, усиленной инъекцией раствором, автором не производилось.

В работе А.И. Мартемьянова и В.В. Ширина [4] кратко описана технология восстановления инъекцией цементных растворов монолитности кладки с трещинами зданий, пострадавших при землетрясениях.

В работе А.А. Шишкина [5] отмечено, что нагнетание раствора для повышения монолитности, водонепроницаемости и долговечности широко применяют при строительстве. При этом уже стали применяться не только цементные, но и полимерцементные и эпоксидные инъекционные растворы. Вместе с тем упрочнение поврежденных трещинами каменных конструкций вместо стальных, железобетонных и растворных обойм или других способов практически не осуществлялось. Автор описывает методику усиления кладки с трещинами, разработанную на основе проведенных в 1972–1974 гг. В.П. Ворониной в ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко исследований [6]. При этом он отмечает, что даже при высоком качестве заполнения пустот и трещин эффект усиления получался неодинаковым. В этой связи им предлагается для кладки усиленной инъекцией цементными растворами не только не учитывать повышение прочности, но в ряде случаев учитывать ее снижение. Им предложено для кладки с трещинами, усиленной инъекцией, следующие величины предела прочности кладки:

- для цементных растворов  $R_y = 0,9 - 1R$ ;
- для полимерцементных растворов (с добавкой ПВА)  $R_y = 1 - 1,2R$ ;
- для растворов на основе эпоксидной смолы  $R_y = 1,3 - 1,5R$ ,

где  $R_y$  и  $R$  – прочность усиленной и неусиленной кладки при сжатии.

На основе проведенных В.П. Ворониной исследований в 1984–1987 гг. разработаны рекомендации по усилению кладки растворами, приготавливаемыми на основе цемента, в ряде случаев с добавками полимеров (ПВА) [7, 8]. Там же даны указания по применению растворов на основе эпоксидной смолы. Применение добавок из молотого песка принималось в зависимости от ширины раскрытия трещин. Указывалось, что «предел прочности кирпичной кладки при сжатии, усиленной инъектированием раствора в трещины, принимается с введением следующих коэффициентов:

- для кладки с трещинами от силовых воздействий и усиленных инъектированием цементными и цементно-песчаными растворами – 1,1;
- то же, при инъектировании цементно-полимерными – 1,3;
- то же, при усилении инъектированием полимерными растворами – 1,5;
- для кладок стен с одиночными трещинами от неравномерной осадки стен или нарушением связи между совместно работающими стенами и усиленных инъектированием цементно-полимерными и полимерными растворами – 1».

В работах М. Малярик исследовались полимерцементные растворы для кладки, улучшающие ее свойства, в том числе сцепление кирпича с раствором [9, 10].

В работе Г.В. Бессонова [11] приведены рекомендации по укреплению инъекцией цементным и сложным раствором распорных сводов, арок. Там же дано краткое описание восстановления монолитности расслоившейся кладки с устройством косвенного армирования.

В [12] приведены разработанные в 1990 г. ТбилЗНИИЭП рекомендации по технологии и составам для инъекции эпоксидного полимерраствора и полимерцементного раствора в трещины в бетонных блоках и панелях при ремонте зданий в районах с сейсмической активностью.

В работе О.Е. Легецкого [13] приведены результаты исследований уплотнения дефектного бетона гидросооружений полимерными композициями пониженной вязкости, в частности на основе метилметакрилата.

В рекомендациях, разработанных под руководством Н.Н. Карева [14], основное внимание уделено применению цементно-известковых растворов для восстановления монолитности кладки с трещинами. При этом указано, что растворы с большим содержанием цемента могут применяться и для повышения несущей способности кладки с трещинами, однако коэффициенты увеличения прочности там не приведены.

В диссертационной работе Н.М. Ханова [15] исследовалась прочность кирпичной кладки, усиливаемой инъекцией растворов фурановой смолы. При прочности кладочного раствора 1–2,5 МПа в зависимости от способа приложения нагрузки увеличение прочности усиленной кладки по сравнению с не усиленной составило 63 %, а при прочности 7,5–11 МПа эффект от усиления составил 37,5 %. Это относилось к усилению образцов кладки как с трещинами, так и без них. В выводах к работе автор рекомендует принять единый коэффициент условий работы для всех случаев нагружения и при разных прочностях кладочного раствора 1,2.

В работе Л.В. Дубровской [16] приведены результаты исследований усиления кладки памятников Казахстана, выполненной из необожженного кирпича на лессовом растворе, инъекцией гипсового раствора.

В работе Д.В. Курлапова и др. [17] приводятся результаты лабораторных исследований по изучению вязкости цементно-полимерных инъекционных растворов, прочности на срез цементированных швов и т. п.

В работе А.А. Шилина [18] приведены рекомендации по составам растворов и методам производства работ по инъекции, в том числе каменной кладки.

Начиная с 2005 г. и по настоящее время авторы проводят комплексные исследования методов усиления кладки инъекцией раствора [19–36 и др.]. В настоящей работе обобщаются результаты исследований кладки, усиленной инъекцией растворов различных составов, в том числе в сочетании с конструктивным косвенным армированием. Проведенные исследования позволили уточнить ряд особенностей работы усиленной кладки на участках ее ремонта с вычинкой, при различных прочностных и деформационных характеристиках лицевых слоев и забутовки, выявить зависимости эффективности усиления кладки от прочности кладочного раствора, характера повреждений в кладке.

Исследования усиления кладки косвенным армированием, учитываемым в расчетах по несущей способности, также были начаты в 2005 г., их анализ будет представлен в отдельной статье.

В последнее время появились работы и других авторов, выполненные по методике ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, в целом подтверждающие результаты проведенных исследований [37, 38]. Также этими же авторами говорится об испытании на сжатие кернов, отобранных из стены из заполненной инъекционным раствором трещины, и кернов, отобранных на неусиленных участках [39]. По результатам испытаний этих кернов авторы делают выводы о прочности кладки в целом на усиленных и неусиленных участках.

В зарубежной литературе достаточно широко освещены методы усиления кладки инъекцией [40–45 и др.], направленные на повышение ее монолитности. Увеличение прочности усиленной инъекцией кладки в нормативных документах не регламентируется.

## **1. Исследования кладки, усиленной инъекцией эпоксидной смолы**

### **1.1. Материалы для кладки. Методики усиления и проведения испытаний кладки**

Для изготовления образцов применялся современный керамический кирпич М75 и М175, а также отобранный при реконструкции Большого театра (БТ) М50 и М100 и из кладки стен ЦВЗ «Манеж» М50. Кладка образцов выполнялась в виде столбов с габаритами в плане  $\sim 0,4 \times 0,5$  м из современного кирпича М175 и кирпича БТ и  $\sim 0,25 \times 0,4$  м из кирпича «Манеж».

Образцы испытывались на сжатие в гидравлическом прессе. Деформации кладки вычислялись по перемещениям, определяемым индикаторами часового типа и прогибомерами с ценой деления 0,01 мм.

Часть образцов испытывалась в два этапа. После получения трещин на первом этапе образцы усиливались инъекцией и испытывались вновь. Инъекция производилась через патрубки, установленные на трещины. На другой части образцов инъекция выполнялась до их испытания. В этих образцах отверстия, в которые подавалась смола, бурились под углом к горизонту таким образом, чтобы пересекались как вертикальные, так и горизонтальные растворные швы.

### **1.2. Результаты испытаний образцов кладки**

#### *1.2.1. Характер разрушения опытных образцов*

Результаты испытаний приведены в табл. 1. Кладка образцов на первом этапе разрушалась с образованием вертикальных трещин, разделяющих ее на отдельные столбики (рис. 1а). На втором этапе после выполненного усиления трещины образовывались чаще не на прежних, а на новых местах (рис. 1б, в). Разрушение кладки из исторического кирпича на втором этапе после ее усиления происходило преимущественно от раздробления кирпичей на отдельных участках (рис. 1з).

Разрушение кладки, усиленной без трещин и испытанной в один этап, выполненной как из исторического, так из современного кирпича, происходило в результате образования вертикальных трещин, разделяющих ее на отдельные столбики.

#### *1.2.2. Прочность кладки*

Рост прочности усиленной кладки, выполненной из кирпича БТ на кладочном растворе прочностью  $R_2 = 0,2$  МПа, по отношению к неусиленной, испытанной на первом этапе, составил в среднем более 7 (рис. 2).

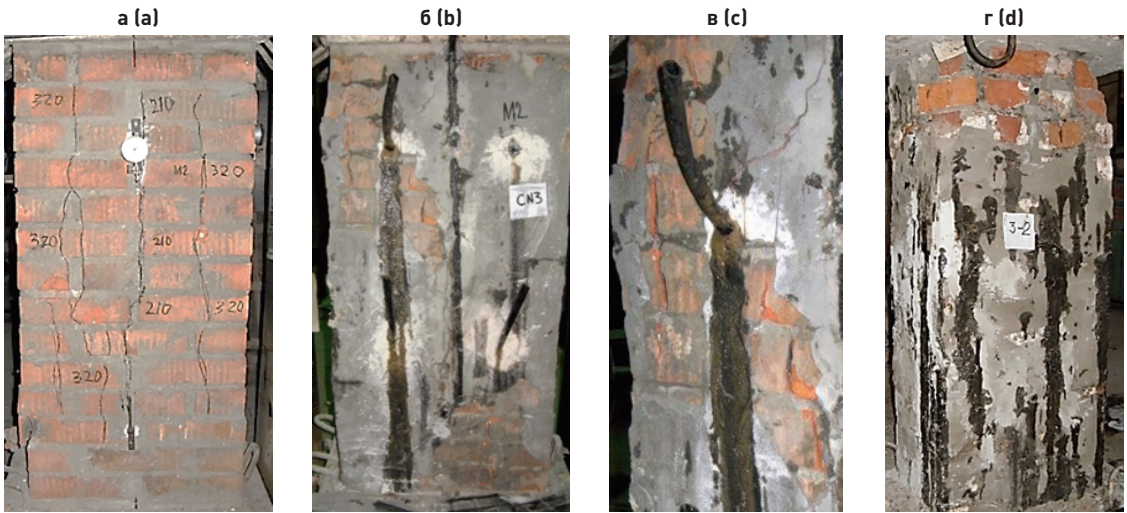


Рис. 1. Образцы, усиленные после 1-го этапа и испытанные: а – из современного кирпича М175 после 1-го этапа испытаний; б, в – после 2-го этапа; г – из исторического кирпича М50 после 2-го этапа

Fig. 1. Samples reinforced after the 1st stage and tested: а – from modern brick M175 after the 1st stage of testing; б, с – after the 2nd stage; д – from historical brick M50 after the 2nd stage

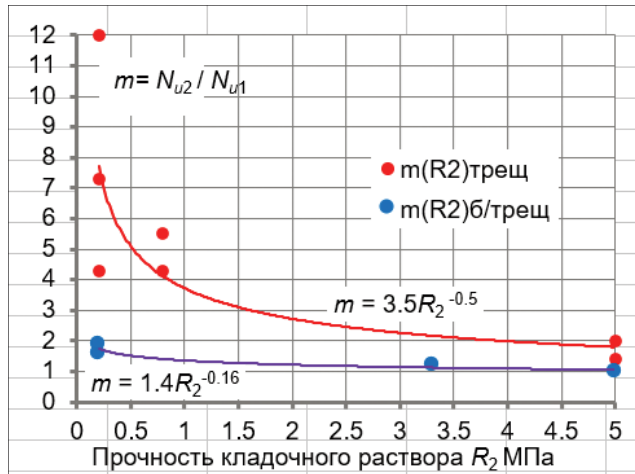


Рис. 2. Зависимости коэффициента роста прочности кладки  $m$  от прочности кладочного раствора  $R_2$   
 Fig. 2. Dependence of the growth coefficient of masonry strength  $m$  on the strength of the masonry mortar  $R_2$

В образцах из кирпича БТ, усиленных без трещин, при прочности кладочного раствора  $R_2 = 0,2$  МПа наблюдался рост прочности усиленной кладки в 1,7 раза по сравнению с эталонными образцами из такого же кирпича и раствора. Однако в образцах из кирпича «Манеж» с  $R_2 = 3,3$  МПа и из современного кирпича с  $R_2 = 5$  МПа, также усиленных без трещин, рост прочности кладки в результате ее инъекции не происходил.

### 1.2.3. Распространение эпоксидной смолы

В кладке, усиленной без трещин, эпоксидная смола распространялась на относительно небольших участках, расположенных вблизи отверстий, через которые производилась ее подача, по контакту между кирпичом и кладочным раствором. Сам кладочный раствор при этом пропитывался только на несколько сантиметров в радиусе

от отверстия для подачи инъекционного раствора (рис. 3а). В кладке с трещинами смола распространялась по трещинам и на небольшие участки примыкающих к ним растворных швов (рис. 3б).



**Рис. 3.** Проверка проникания смолы в тело кладки: а – отсутствие следов смолы при вскрытии кладки из исторического кирпича с прочностью раствора 3,3 МПа, инъекция которой производилась при отсутствии трещин; б – распространение смолы в кладке из современного кирпича М175 на растворе М50 вдоль трещин и прилегающих растворных швах

**Fig. 3.** Testing the penetration of epoxy resin into the body of the masonry: a – absence of traces of epoxy resin when opening masonry made of historical brick with a mortar strength of 3.3 MPa, the injection of which was carried out in the absence of cracks; b – spreading epoxy resin in masonry made of modern M175 bricks on M50 mortar into cracks and adjacent mortar joints

## 2. Исследования кладки, усиленной инъекцией эпоксидной смолы в сочетании с конструктивным косвенным армированием

### 2.1. Материалы для кладки. Методики усиления и проведения испытаний кладки

Образцы выполнялись в виде стенок с габаритами  $\sim 0,4 \times 1,4 \times 1,4$  м (рис. 4) из современного кирпича марки М50 на сложном растворе прочностью 0,2 МПа. Кладка усиливалась комбинированным методом инъекцией эпоксидной смолы на участках с трещинами, образовавшимися после первого этапа испытаний, с одновременной установкой косвенного армирования в виде стальных шпилек с резьбой М8. Инъекционный раствор подавался под давлением 2 атм как в установленные на трещинах патрубки, так и в отверстия, в которые были установлены стальные шпильки.

### 2.2. Методика проведения испытаний кладки на местное сжатие

Испытания производились на местное сжатие, нагрузка передавалась через стальную балку шириной 10 см. В остальном методика проведения испытаний идентична приведенной выше для испытаний равномерно распределенной нагрузкой. Испытания проводились в два этапа. Усиленные после первого этапа образцы испытывались вновь.

Таблица 1

Прочностные характеристики кладки образцов, усиленных инъекцией

Table 1

Strength characteristics of masonry samples reinforced with injection

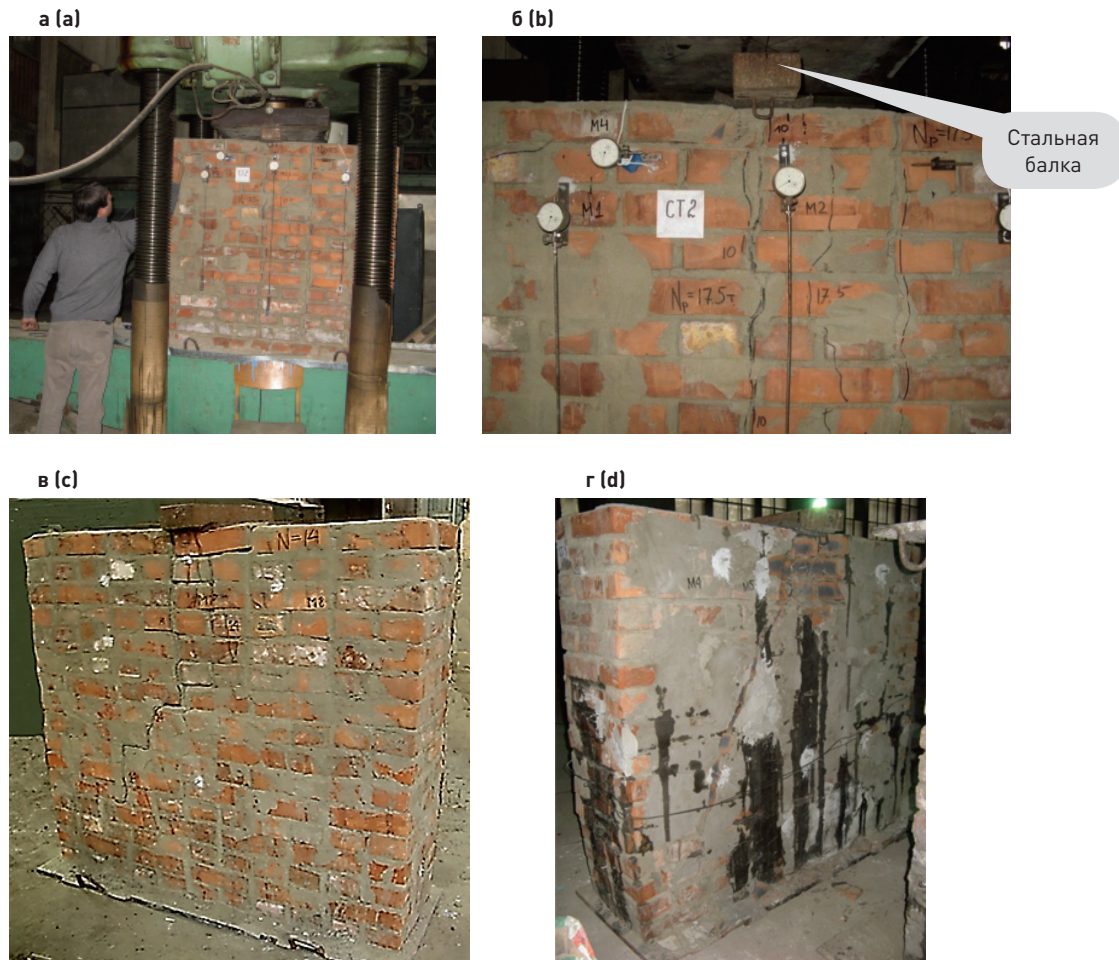
№ п/п	Серия	Марка образца		Предельное усилие, МН		Габар. гор. сечения, м	Масштабный коэф., $K_m$	Прочность кладки, МПа		Кэф. $m = N_{02} / N_{01}$		
		до усиления (1-й этап)	после усиления (2-й этап)	на 1-м этапе, $N_{ц1}$	на 2-м этапе, $N_{ц2}$			до усиления, $R_u$	после усиления, $R_{уусил}$			
<b>Образцы, усиленные инъекцией эпоксидной смолы в кладку без трещин, испытанные в один этап</b>												
1	БТ-Иэл-б/тр	№ 1-1 М100	Эталон 2-1	0,54	~0,42×0,56	1	1,5*	2,4	1,6			
2			Эталон 2-2	0,65						1,9		
3	М2	№ 4-1 Эталон	0,60	-	~0,39×0,51	1	3,0	-	-			
4			0,74	-						1,2		
5			0,60	-						3,0	-	
6	Совр-Иэл-б/тр	№ 5-1	-	3,32	~0,39×0,54	1	15,3*	15,8	1,0			
<b>Образцы с трещинами, полученными на первом этапе испытаний, усиленные после 1-го этапа инъекцией эпоксидной смолы и испытанные вновь на 2-м этапе</b>												
7	БТ-Иэл-тр	№ 2-1 М100	№ 2-1.Иэл	0,13	1,43	~0,42×0,57	1	0,5	6,0	12,0		
8			№ 2-2.Иэл	0,35	1,58						1,5	4,3
9			№ 3-2 М50	0,16	1,18						0,8	7,3
10	М1Иэл-тр	№ 1д	№ 1д-Иэл	0,18	0,78	~0,25×0,38	0,91	1,7	7,4	4,3		
11			№ 2д-Иэл	0,20	1,10						1,9	10,5
12	Совр-Иэл-тр	№ 1	№ 1 Иэл	3,20	6,50	~0,53×0,40	1,0	15,1	30,7	2,0		
13			№ 3 Иэл	3,20	4,40						15,5	21,3
<b>Образцы с трещинами, полученными на 1-м этапе испытаний, усиленные после 1-го этапа инъекцией эпоксидной смолы в сочетании с конструктивным косвенным армированием и испытанные вновь на 2-м этапе</b>												
14	Совр-Ст-Иэл-тр-Арм	№ 1	№ 1Иэл Арм	0,14	1,30	~0,4×1,4	-	-	-	9,3		
15			№ 2	0,18	0,90						5,0	

### 2.3. Результаты испытаний

#### 2.3.1. Характер разрушения опытных образцов

Результаты испытаний приведены в табл. 1.

Разрушение образцов на первом этапе происходило по двум типам: с образованием сквозных вертикальных трещин (рис. 4а, б) и с образованием наклонных сквозных трещин, берущих начало от участка приложения местной нагрузки (рис. 4в, г).



**Рис. 4.** Испытанные на местное сжатие образцы серии Совр-Ст-Иэп-тр-Арм: а, б – с вертикальными трещинами после 1-го этапа; в – с наклонными трещинами после 1-го этапа; г – с наклонными трещинами после 2-го этапа  
**Fig. 4.** Samples of the Sovrem-St-Iep-tr-Arm series tested for local compression: а, б – with vertical cracks after the 1st stage; в – with inclined cracks after the 1st stage; г – with inclined cracks after the 2nd stage

#### 2.3.2. Прочность кладки

Несущая способность усиленной кладки превысила несущую способность неусиленной кладки в 5–9 раз.

#### 2.3.3. Распространение эпоксидной смолы

Эпоксидная смола распространялась вдоль трещин, частично заполняя контактные прослойки в растворных швах вблизи трещин.

### 3. Исследования кладки, усиленной инъекцией метилметакрилата

#### 3.1. Материалы для кладки. Методики усиления и проведения испытаний кладки

Образцы выполнялись в виде столбов (рис. 5) из современного кирпича М75 и М175 на растворе прочностью (0,8 и 1,2) МПа и М50 соответственно. Кладка усиливалась инъекцией метилметакрилата в трех образцах на участках с трещинами, образовавшимися после первого этапа испытаний и в двух – без трещин.

#### 3.2. Методика проведения испытаний

Образцы испытывались на центральное сжатие равномерно распределенной нагрузкой. Методика проведения испытаний идентична приведенной в 1.1.

#### 3.3. Результаты испытаний

##### 3.3.1. Характер разрушения и прочность кладки опытных образцов

Разрушение образцов, усиленных без трещин, было идентично разрушению неусиленных образцов на первом этапе и происходило в результате образования вертикальных трещин. Прочность кладки в усиленных образцах выросла по сравнению с прочностью в эталонных образцах в 1–1,2 раза. После второго этапа предельные усилия превысили предельные усилия в неусиленных образцах в 1,4–2,0 раза. Разрушение кладки сопровождалось трещинами и сколами, преимущественно в верхней части образцов.

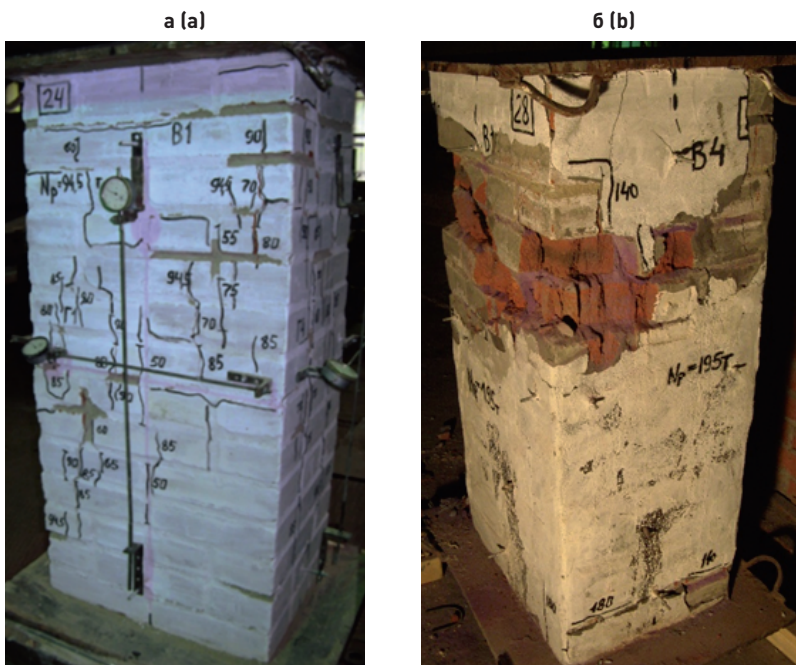


Рис. 5. Усиленный метилметакрилатом образец: а – после 1-го этапа испытаний; б – после 2-го этапа  
 Fig. 5. Methyl methacrylate-reinforced sample: a – after the 1st stage of testing; b – after the 2nd stage

##### 3.3.2. Распространение метилметакрилата

В кладке без трещин метилметакрилат распространялся на относительно небольших участках, расположенных вблизи отверстий, через которые производилась его подача (рис. 6).



Рис. 6. Вскрытие кладки из современного кирпича с целью определения границ зоны пропитки метилметакрилатом

Fig. 6. Opening of masonry made of modern bricks in order to determine the boundaries of the methyl methacrylate impregnation zone

В образцах с трещинами вследствие большой текучести метилметакрилата произошло его стекание в низ образца, что привело к тому, что прочность нижней части кладки оказалась выше, чем верхней.

#### 4. Исследования кладки, усиленной инъекцией раствора на основе тонкодисперсного цемента с добавкой извести

##### 4.1. Материалы для кладки. Методики усиления и проведения испытаний кладки

Образцы серии Совр-ЦС-И-М125 выполнялись в виде столбов с габаритами в плане  $\sim 0,51 \times 0,51$  м. Кладка велась из современного полнотелого керамического кирпича М125 на цементно-песчаном растворе прочностью М25. Образцы серии Совр-ЦС-И-М75 выполнялись в виде столбов с габаритами в плане  $\sim 0,40 \times 0,54$  м. Кладка образцов велась из современного полнотелого керамического кирпича М75 на цементно-песчаном растворе прочностью М25.

Образцы испытывались на сжатие равномерно распределенной нагрузкой по методике, идентичной описанной в 1.1. После первого этапа образцы с трещинами серии Совр-ЦС-И-М125 усиливались инъекцией раствора на основе тонкодисперсного цемента с добавкой гидравлической извести 20 % по объему, а образцы серии Совр-ЦС-И-М75 усиливались также на основе тонкодисперсного цемента с добавкой гидравлической извести и мраморной муки в равных долях по весу.

##### 4.2. Результаты испытаний

###### 4.2.1. Характер разрушения и прочность кладки опытных образцов

Разрушение образцов на обоих этапах происходило с образованием вертикальных трещин (рис. 7).

Коэффициент увеличения прочности  $m$  усиленной кладки  $R_{u2}$  по отношению к неусиленной  $R_{u1}$  составил 1–1,1. Результаты испытаний приведены в табл. 2.



Рис. 7. Образец серии Совр-ЦС-И: а – после 1-го этапа; б – после 2-го этапа  
 Fig. 7. Sample of the Sovr-CS-I series: a – after the 1st stage; b – after the 2nd stage

Таблица 2

**Прочностные характеристики образцов серий Совр-ЦС-И-М125, Совр-ЦС-И-М75, испытанных равномерно распределенной нагрузкой на центральное сжатие**

Table 2

**Strength characteristics of Sovr-CS-I-M125 and Sovr-CS-I-M75 series specimens tested under uniformly distributed central compression load**

№ п/п	Серия	Марка образца		Пред. усилие, МН		Габар. сеч., м	Масштабн. коэф., $k_n$	Прочность кладки, МПа				$m = R_{u2} / R_{u1}$
		на 1-м этапе	на 2-м этапе	на 1-м этапе, $N_{u1}$	на 2-м этапе, $N_{u2}$			до усиления, $R_{u1}$		после усиления, $R_{u2}$		
								ед. знач.	средн.	ед. знач.	средн.	
1	Совр-ЦС-И М125	№ 1	№ 1И	1,67	1,84	0,51×0,51×1,14	1	6,4		7,1	6,7	1,1
2		№ 2	№ 2И	1,76	1,73			6,8	6,2	6,6		
3		№ 3	№ 3И	1,37	1,63			5,3		6,3		
4	Совр-ЦС-И М75	№ 7	№ 13И	1,08	1,14	0,40×0,50	1	5,0	4,8	5,3	4,8	1,0
5		№ 2-7	№ 15И	1,03	0,93	0,40×0,55	1	4,7		4,2		

## 5. Исследования многослойной кладки из исторического кирпича, усиленной инъекцией раствора на основе тонкодисперсного цемента с добавкой гидравлической извести

### 5.1. Материалы для кладки. Методики усиления и проведения испытаний кладки

Образцы выкладывались из кирпича «Манеж» марки М50. Забутовка (внутренний слой кладки), обычно имеющая меньшую прочность по сравнению с лицевыми слоями, выкладывалась на растворе прочностью 0,8 МПа и имела сечение в плане  $0,25 \times 0,38$  м. Лицевые слои выкладывались из того же кирпича на растворе прочностью 6,6 МПа. Перевязка забутовки и лицевых слоев осуществлялась через пять рядов кладки (рис. 8). Габариты образцов в плане составили  $\sim 0,38 \times 0,50$  м.

Образцы серии Забут-ЦС-И испытывались на сжатие равномерно распределенной нагрузкой, образцы серии Забут-МС-И испытывались на местное сжатие. Подробнее об испытаниях образцов обеих серий на первом этапе до их усиления написано в [37].



Рис. 8. Изготовление образцов серий Забут-ЦС и Забут-МС  
Fig. 8. Manufacturing of samples of the Zabut-CS and Zabut-MS series

Магистральные трещины, образовавшиеся после первого этапа (рис. 9а), усиливались инъекцией раствора на основе тонкодисперсного цемента с добавкой гидравлической извести и мраморной муки в равных долях по объему (рис. 9б). При этом проникание инъекционного раствора в мелкие замкнутые трещины в кирпичах, характеризующие фактически раздробленные кирпичи, имеющих низкую прочность, практически не происходило (рис. 9б).



Рис. 9. Образцы серии Забут-ЦС, испытываемые равномерно распределенной нагрузкой:  
а – после первого этапа испытаний; б – инъекция кладки перед вторым этапом испытаний  
Fig. 9. Specimens of the Zabut-CS series tested with a uniformly distributed load:  
а – after the first stage of testing; б – injection of masonry before the second stage of testing

Образцы серии Забут-МС-И одновременно с инъекцией усиливались конструктивным косвенным армированием (стальными шпильками М6), устанавливаемым в одном направлении и пересекающим основные вертикальные трещины между лицевыми слоями и забутовкой (рис. 10).



Рис. 10. Усиление образца серии Забут-МС инъекцией раствора и односторонним конструктивным косвенным армированием

Fig. 10. Strengthening of the Zabut-MS series sample by injection of mortar and one-sided structural indirect reinforcement

## 5.2. Результаты испытаний образцов серии Забут-ЦС-И

### 5.2.1. Характер разрушения опытных образцов. Прочность кладки

Результаты испытаний приведены в табл. 3.

Таблица 3

### Прочностные характеристики образцов серий Забут-ЦС-И, Забут-МС-И

Table 3

#### Strength characteristics of samples of the Zabut-CS-I, Zabut-MS-I series

№ п/п	Серия	Марка образца		Пред. усилие, МН		Габар. гор. сеч., м	Масштабн. коэф., $K_m$					$m = N_{u2} / N_{u1}$
		на 1-м этапе	на 2-м этапе	на 1-м этапе, $N_{u1}$	на 2-м этапе, $N_{u2}$							
<b>Образцы из кирпича «Манеж» М50</b>												
1	За-бут-ЦС	№ 1-4д	№5 И	0,84	0,49	0,38×0,51	1					0,6
2		№ 2-5д	№6 И	0,72	0,59							0,8
3	Забут-МСМС	№ 3-8с	№ 3-8с-И-Арм	0,34	1,18		1					3,5
4		№ 4-9с	№ 4-9с-И-Арм	0,34	0,71		1					2,1

На втором этапе разрушение образцов происходило в основном от появления магистральной трещины между одним из лицевых слоев и забутовкой и раздроблением кладки неотделившегося лицевого слоя и забутовки (рис. 11).



**Рис. 11.** Образец серии Забут-ЦС-И после второго этапа испытаний  
**Fig. 11.** Zabut-CS-I series specimen after the second stage of testing

Предельное усилие  $N_u$  усиленных образцов оказалось ниже, чем в неусиленных образцах на 20–40 % вследствие того, что в мелкие замкнутые трещины в кирпичах инъекционный раствор не проникал и на втором этапе произошло окончательное раздробление кирпичей.

### 5.3. Результаты испытаний образцов серии Забут-МС-И

#### 5.3.1. Характер разрушения опытных образцов. Прочность кладки

Таблица 4

**Прочностные характеристики кладки образцов серий Забут-МС, Выч-И-Арм, испытанных на местное сжатие**

Table 4

**Strength characteristics of masonry samples of the Zabut-MS, Vych-I-Arm series, tested for local compression tested for local compression**

№ п/п	Серия	Марка образца		Пред. усилие, МН		Масштабн. коэф., $k_n$	$m = N_{u2} / N_{u1}$
		на 1-м этапе	на 2-м этапе	на 1-м этапе, $N_{u1}$	на 2-м этапе, $N_{u2}$		
<b>Образцы из кирпича «Манеж» с различными свойствами забутовки и лицевых слоев. После испытания на 1-м этапе они усилены инъекцией раствора на основе тонкодисперсного цемента с добавкой извести и испытаны вновь</b>							
1	Забут-МС	№ 3-8с	№ 3-8с-И-Арм	0,34	1,18	1	3,5
2		№ 4-9с	№ 4-9с-И-Арм	0,34	0,71	1	2,1
<b>Образцы из современного кирпича, усиленные новой кладкой. После испытания на 1-м этапе получившие трещины образцы усилены инъекцией раствора на основе тонкодисперсного цемента с добавкой извести в сочетании с конструктивным косвенным армированием и испытаны вновь</b>							
3	Выч-И-Арм	№ 1ВХ	№ 1ВХ-И-Арм	0,44	0,93	1	2,1
4		№ 2ВХ	№ 14ВХ-МС-И	0,50	0,93		1,9

№ п/п	Серия	Марка образца		Пред. усилие, МН		Масштабн. коэф., $K_n$	$m = N_{u2} / N_{u1}$
		на 1-м этапе	на 2-м этапе	на 1-м этапе, $N_{u1}$	на 2-м этапе, $N_{u2}$		
5	Выч-И-Арм	№ 3ВХ	№ 3ВХ-МС-И	0,49	0,98	1	2,0
6		№ 1ВП	№ 12ВП-И-Арм	0,47	1,20		2,6
7		№ 2ВП	№ 2ВП-И-Арм	0,44	1,47		3,3
8		№ 3ВП	№ 3ВП-И-Арм	0,49	1,47		3,0

а (a)



б (b)



**Рис. 12.** Образец из исторического кирпича, получивший трещины после 1-го этапа испытаний на местное сжатие (а), образец, усиленный инъекцией раствора и косвенным армированием, после 2-го этапа (б)  
**Fig. 12.** Sample made of historical brick, which received cracks after the 1st stage of local compression tests (a), reinforced with mortar injection and indirect reinforcement, after the 2nd stage (b)

## 6. Исследования многослойной кладки из современного кирпича, усиленной инъекцией раствора на основе тонкодисперсного цемента с добавкой извести в сочетании с конструктивным косвенным армированием (серия Выч-И-Арм)

### 6.1. Материалы для кладки. Методики усиления

Образцы испытывались на местное сжатие в два этапа. На первом этапе испытывались неусиленные инъекцией образцы, имитировавшие кладку на участке ее ремонта «новой» кладкой на участках вычинки (рис. 13). На втором этапе испытывались усиленные инъекцией раствора в сочетании с конструктивным косвенным армированием образцы, получившие трещины на первом этапе (рис. 13) [25].



**Рис. 13.** Изготовление образцов, имитирующих восстановление «старой» кладки «новой» кладкой: а – образцы, имитирующие «старую» кладку; б – устройство «новой» кладки  
**Fig. 13.** Manufacturing of samples simulating the restoration of "old" masonry with "new" masonry: a – samples simulating "old" masonry; b – construction of "new" masonry

Кладка усиливалась инъекцией раствора на основе тонкодисперсного цемента с добавкой гидравлической извести и мраморной муки в равной пропорции по объему на участках с трещинами, образовавшимися после первого этапа испытаний. Затем в пробуренные в кладке отверстия по направлению вдоль широкой стороны образца устанавливались стальные шпильки с резьбой М6, соединяющие «старую» и «новую» кладки, разделенные трещинами после первого этапа испытаний.

## 6.2. Результаты испытаний

Если на первом этапе испытаний первые трещины появились на широких гранях по вертикальным швам между «старой» и «новой» кладками, то в усиленной кладке трещины образовывались преимущественно на боковых гранях, а под передающей нагрузкой стальной плитой происходило раздробление и скалывание кладки (рис. 14).

Прочность усиленной кладки выросла по сравнению с неусиленной в 2–3 раза.



**Рис. 14.** Образец из современного кирпича, имитирующий получивший трещины после 1-го этапа испытаний на местное сжатие, усиленный инъекцией раствора и косвенным армированием, после 2-го этапа испытаний.  
**Fig. 14.** Sample 111 (B) made of modern brick, which developed cracks after the 1st stage of local compression testing, reinforced with mortar injection and indirect reinforcement, after the 2nd stage of testing

Таблица 5

**Прочностные характеристики кладки образцов серии Выч-И-Арм,  
 испытанных на местное сжатие**

Table 5

**Strength characteristics of masonry samples of the Vych-I-Arm series, tested for local  
 compression**

№ п/п	Серия	Марка образца		Пред. услие, МН		Масштабн. коэф., $K_n$	$m = N_{uz} / N_{u1}$
		на 1-м этапе	на 2-м этапе	на 1-м этапе, $N_{u1}$	на 2-м этапе, $N_{uz}$		
<b>Образцы из современного кирпича, усиленные новой кладкой. После испытания на 1-м этапе получившие трещины образцы усилены инъекцией раствора на основе тонкодисперсного цемента с добавкой извести в сочетании с косвенным армированием и испытаны вновь</b>							
3	Выч-И-Арм	№ 1ВХ	№ 1ВХ-И-Арм	0,44	0,93	1	2,1
4		№ 2ВХ	ВХ-МС-И	0,50	0,93		1,9
5		№ 3ВХ	ВХ-МС-И	0,49	0,98		2,0
6		№ 1ВП	ВП-И-Арм	0,47	1,20		2,6
7		№ 2ВП	№ 2ВП-И-Арм	0,44	1,47		3,3
8		№ 3ВП	№ 3ВП-И-Арм	0,49	1,47		3,0

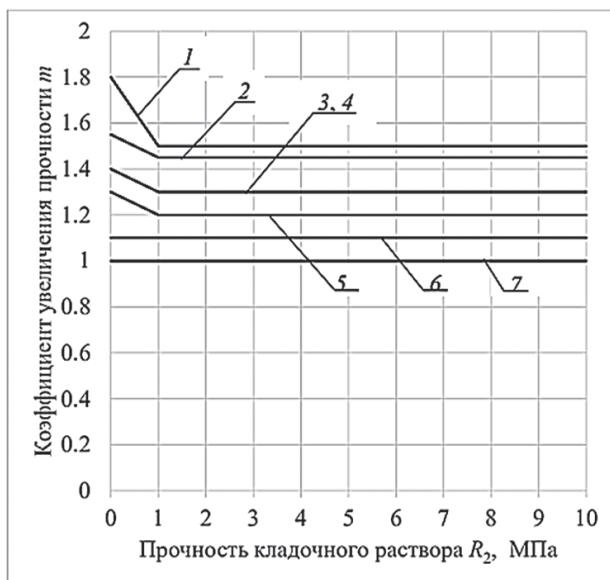
## 7. Анализ результатов исследований

Прониканию раствора и эффективности усиления кладки способствуют трещины и расслоение кладки, наличие участков с разнородной кладкой, не полностью заполненные раствором швы и т. п. Наилучший эффект достигается при низкой прочности кладочного раствора. В ряде случаев инъекцию целесообразно сочетать с другими методами усиления, такими как устройство косвенного армирования, обойм, сердечников и т. п. [19 и др].

При наличии в кирпичах коротких замкнутых трещин и раздробления кладки эффективность усиления инъекцией может оказаться низкой, в данном случае инъекцию целесообразно сочетать с косвенным армированием.

Инъекцию кладки, не имеющей трещин или имеющей отдельные деформационные трещины, расположенные на значительном расстоянии друг от друга, в большинстве случаев следует рассматривать как профилактическое мероприятие, способствующее восстановлению монолитности кладки на участках с трещинами, расслоением кладки, сопряжением разнородных кладок.

На рис. 15 приведены рекомендуемые для практического использования графики зависимости коэффициента увеличения прочности усиленной кладки  $m$  от прочности кладочного раствора  $R_2$  для различных видов инъекционных растворов.



**Рис. 15.** Рекомендуемые для практического использования графики зависимости коэффициента увеличения прочности усиленной кладки  $m$  от прочности кладочного раствора  $R_2$  для различных видов инъекционных растворов: 1 – на основе эпоксидной смолы; 2 – тонкодисперсные полимерцементные; 3 – на основе метилметакрилата; 4 – полимерцементные; 5 – на основе фурановой смолы; 6 – цементные; 7 – известково-цементные

**Fig. 15** – Recommended for practical use graphs of the dependence of the coefficient of increase in the strength of reinforced masonry  $m$  on the strength of the masonry mortar  $R_2$  for various types of injection mortars: 1 – based on epoxy resin; 2 – finely dispersed polymer-cement; 3 – based on methyl methacrylate; 4 – polymer-cement; 5 – based on furan resin; 6 – cement; 7 – lime-cement

Результаты исследований использованы в СП 427.1325800 [28] и методических указаниях [29]. Для неусиленной кладки, имеющей дефекты, расчет производится по формуле:

$$N \leq N_f \tag{1}$$

где  $N$  – расчетное усилие;

$N_f$  – фактическая несущая способность с учетом имеющихся дефектов, определяемая по формуле:

$$N_f = k_{mc} \times N_c \tag{2}$$

$N_c$  – расчетная несущая способность, определяемая без учета понижающих коэффициентов  $k_{mc}$  подстановкой в соответствующие формулы фактических значений прочности (марок) материалов, площади сечения кладки, арматуры и т. п.;

$k_{mc}$  – коэффициент технического состояния, учитывающий снижение несущей способности при наличии дефектов, трещин, повреждений, увлажнении материалов и т. п., принимаемый по СП [28].

Для усиленной инъекцией кладки коэффициент  $k_{mc}$  при отсутствии других понижающих факторов, кроме трещин, принимается равным 1,0. Для оценки роста прочности кладки сжатию после ее усиления инъекцией введен коэффициент  $m$ , показывающий увеличение прочности усиленной кладки  $R_{reinf}$  по сравнению с такой же кладкой без дефектов:

$$R_{reinf} = m \times R, \tag{3}$$

где  $R$  – сопротивление сжатию кладки без дефектов.

Коэффициенты  $m$  больше единицы применяют только к кладке, имевшей до усиления множественные силовые трещины и усиленной с соблюдением всех требований по технологии производства работ и составам растворов. Под множественными трещинами мы понимаем трещины, расположенные на расстоянии друг от друга не более чем на 25 см.

Инъекцию кладки с трещинами целесообразно проводить после стабилизации процесса развития трещин и устранения причин, их вызывающих.

## Список литературы

1. Временная инструкция по составлению проектов и производству работ по цементации бетонных каменных кладок. Москва: ОНТИ. 1937. 56 с.
2. Зворыкин Б.Н. Методика укрепления каменных (кирпичных) кладок памятников архитектуры путем нагнетания растворов в трещины кладки. Практика реставрационных работ, сб. 1. Москва. 1954.
3. Зворыкин Б.Н. Растворы для инъекции каменной кладки. Теория и практика реставрационных работ. Москва: Стройиздат, 1973. Вып. 3. С. 25–27.
4. Мартемьянов А.И., Ширин В.В. Способы восстановления зданий и сооружений, поврежденных землетрясением. Москва: Стройиздат, 1978. 204 с.
5. Шишкин А.А. Использование несущих элементов зданий и сооружений при их реконструкции и модернизации Москва: Стройиздат, 1975. 91 с.
6. Воронина В.П. Прочность и деформативность кирпичной кладки и стыков крупнопанельных зданий, инъецированных цементными растворами. Диссертация. Москва, 1986
7. Рекомендации по повышению качества каменной кладки и стыков крупнопанельных зданий инъецированием под давлением // ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко Госстроя СССР. Москва: Стройиздат, 1987. 22 с.
8. Рекомендации по усилению каменных конструкций зданий и сооружений // ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко Госстроя СССР. Москва: Стройиздат, 1984. 36 с.
9. Малярик М.Г. Влияние полимерных добавок к цементным растворам на повышение монолитности и прочности кирпичной кладки. Дис. канд. техн. наук. Москва, 1981.
10. Малярик М.Г. Прочность и деформации полимерцементных растворов / *Научно-технический реферативный сборник. ВНИИИС*. 1980. Сер.14. Вып.10. С. 22–25.
11. Бессонов Г.В. Методические рекомендации «Исследование деформаций, расчет несущей способности и конструктивное укрепление древних распорных систем». Москва, 1989. Объединение «Росреставрация».
12. Рекомендации по восстановлению и усилению крупнопанельных зданий полимеррастворами. ТбилЗНИИЭП, Тбилиси, 1989.
13. Легацкий О.Е. Инъекционное уплотнение дефектного бетона гидросооружений полимерными композициями пониженной вязкости: автореферат дис. ... кандидата технических наук: 05.23.16 / В/О Союзводпроект. Всесоюз. гос. головной проектно-изыскат. и НИИ по проектированию водохоз. и мелиор. объектов им. Е.Е. Алексеевского. Москва, 1989. 22 с.
14. Карев Н.Н. Технология инъекционного укрепления каменных кладок памятников архитектуры [Метод. рекомендации] / Всесоюз. специализир. реставрац. произв. об-ние «Союзреставрация». Проект. ин-т по реставрации памятников истории и культуры «Спецпроектреставрация». Москва: Ин-т «Спецпроектреставрация» 1991. 38 с.
15. Ханов Н.М. Прочность и деформативность кирпичной кладки при местном сжатии с учетом ее инъецирования модифицированными полимерными композициями [диссертация]. Москва; 1993.
16. Дубровская Л.В. Прочность и деформативность кирпичной кладки памятников архитектуры Казахстана и разработка методов ее усиления [диссертация]. Москва. 2004.
17. Курлапов Д.В. и др. Инъецирование как метод усиления каменных конструкций // *Инженерно-строительный журнал*. 2009. № 3(5). С. 17–21.
18. Шилин А.А. Ремонт строительных конструкций с помощью инъецирования. Москва: Горная книга: Изд-во МГГУ. 2009.
19. Ищук М.К., Фролова И.Г., Ищук Е.М. Усиление каменных конструкций // *Промышленное и гражданское строительство*. 2006. № 8. С. 00–00.

20. Ищук М.К., Ищук Е.М., Фролова И.Г. Усиление кладки методом инъекции эпоксидной смолы // *Промышленное и гражданское строительство*. 2013. № 4. С. 48–51.
21. Ищук М.К., Ищук Е.М. и др. Стандарт организации СТО 36554501-010-2008 «Усиление кирпичной кладки методом инъекции эпоксидной смолы GLOBALPOX I-10/138/BT».
22. Ishchuk M.K., Ishchuk E.M. Stress and strains of reinforced Masonry // CIB W023 – Wall Structures. Moscow, September, 2010.
23. Pantschenko A., Ishchuk M., Ishchuk E. Modifizierten Feinstzemente für die Mauerwerksanierung. In: Ibausil, Weimar, 12–15 september 2012. 18 Internationale Baustofftagung. Vol. 2. Weimar: Bauhaus – Universität Weimar; 2012, p. 172.
24. Ищук М.К., Ищук Е.М., Соколов Б.С. Исследование прочности и деформаций кирпичных стен и сводов Грановитой палаты Московского кремля // *Строительная механика и расчет сооружений*. 2013. № 4 (249). С. 15–20.
25. Ищук М.К., Ищук Е.М., Фролова И.Г. Совместная работа старой и новой кладок на участках с вычинкой // *Промышленное и гражданское строительство*. 2014. № 1. С. 28–30.
26. Ищук М.К., Ищук Е.М. Усиление исторической кладки инъекцией растворов на основе извести // В книге: Природные условия строительства и сохранения храмов православной Руси. *Сборник тезисов 6-го Международного научно-практического Симпозиума*. 2015. С. 119–120.
27. Ищук М.К., Ищук Е.М. и др. Исследование прочности и деформаций кирпичных стен и сводов, усиленных с применением отечественных технологий и материалов, совместимых с исторической кладкой. Отчет о НИР/ НИОКР № АААА-Б19-219052790078-0. Москва; 2017.
28. Ищук М.К., Ищук Е.М. и др. СП 427.1325800.2018. Каменные и армокаменные конструкции. Методы усиления. Москва: Стандартинформ; 2019.
29. Ищук М.К., Ищук Е.М. Методические указания по усилению каменной кладки, в том числе исторических зданий, инъекцией раствором [интернет]. Москва; 2019. Режим доступа: <https://files.stroyinf.ru/Data2/1/4293720/4293720336.pdf>.
30. Ищук М.К., Ищук Е.М. Прочность и деформации каменной кладки, усиленной инъекцией раствора // В сб.: Эффективные строительные конструкции: теория и практика. *Сборник статей XX Международной научно-технической конференции*. Под редакцией Н.Н. Ласькова. 2020. С. 63–69.
31. Ищук М.К., Грановский А.В., Гогоуа О.К., Ищук Е.М. и др. СП 427.1325800.2018 Каменные и армокаменные конструкции. Методы усиления. М., 2019.
32. Ищук М.К., Ищук Е.М. Экспериментальные исследования каменной кладки, усиленной инъекцией раствора в сочетании с косвенным армированием В книге: Международный строительный конгресс. Наука. Инновации. Цели. Строительство. *Сборник тезисов докладов*. М., 2023. С. 188–190. <https://doi.org/10.37538/2949-219X-2023-188-190>
33. Ищук М.К., Ищук Е.М. Предложения в СП 427.1325800 «Каменные и армокаменные конструкции. Методы усиления». В книге: Международный строительный конгресс. Наука. Инновации. Цели. Строительство. *Сборник тезисов докладов*. Москва, 2023. С. 191–193. <https://doi.org/10.37538/2949-219X-2023-191-193>
34. Ищук Е.М. Экспериментальные исследования каменной кладки, усиленной инъекцией раствора в сочетании с косвенным армированием // В сб. тезисов *Онищиковских чтений под ред. Ведякова И.И.*, Ищука М.К. Москва, 2024. С. 28 – 30.
35. Ищук М.К., Ищук Е.М. Исследования кирпичной кладки, усиленной инъекцией раствора в сочетании с косвенным армированием // В сб. тезис. докладов *Международной научной конференции, посвященной 50-летию кафедры «Железобетонные и каменные конструкции» и 105-летию Казанской школы железобетона*. Казань, 2024. Издательство: Казанский государственный архитектурно-строительный университет. С. 16.
36. Ищук Е.М., Ищук М.К. Усиление кирпичной кладки инъекцией метилметакрилата // *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2024. № 3 (42). С. 111–123.
37. Ищук М.К., Ищук Е.М. Исследование прочности и деформаций исторической кладки // *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2025. № 4. С. 33–46. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-4\(47\)-33-46](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-4(47)-33-46)
38. Забелина О.Б., Кунин Ю.С. Выбор способа усиления кирпичных вертикальных конструкций после детального технического обследования объекта федерального государственного бюджетного учреждения культуры Политехнический музей // *Наука и бизнес*. 2018;(11):102–107.
39. Грановский А.В., Кунин Ю.С., Легецкий О.Е. Оценка прочности кирпичной кладки, усиленной инъекционным составом // *Промышленное и гражданское строительство*. 2023;(2):37–43. <https://doi.org/10.33622/08697019.2023.02.37-43>

40. Грановский А.В., Кунин Ю.С., Легецкий О.Е. Инъекционные составы для повышения прочности и монолитности кирпичной кладки // *Промышленное и гражданское строительство*. 2023;(4):16–20. <https://doi.org/10.33622/0869-7019.2023.04.16-20>.
41. F. da Porto, C. Modena, M.R. Valluzzi (UNIPD) / L. Binda, A. Saisi Experimental Tests on Irregular Masonry Issued by (POLIMI) – WORK PACKAGE 9 (Leader: UCLM): Structural Models /DELIVERABLE D9.2 September 2004, 37 p.
42. Kwiecień A., Zajac B. Static and dynamic properties of a flexible joint working in cracked historical masonries. Cracow University of Technology, Cracow, Poland R. Jankowski. Gdansk University of Technology, Gdansk, Poland
43. Marco Corradi, Antonio Borri, Elena Poverello, Giulio Castori. The use of transverse connectors as reinforcement of multi-leaf walls. *Materials and Structures*, 2017, 50:114  
DOI 10.1617/s11527-016-0977-3
44. Hartmut H. Probst CINTEC-Injektionsverankerungs-Systeme Fortschrittliche Technik für Instandsetzungen, Nachbewehrungen und Verankerungen im Mauerwerksbau // © Ernst & Sohn • das Mauerwerk • Heft 3 • 2001
45. Toralf Burkert, Christian Fuchs, Jörg Schweinfurth. Safeguarding and retrofitting works at the UNESCO // Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin · Mauerwerk 22 [2018], Heft 2. P. 91 – 102. DOI: 10.1002/dama.201800009
46. L. Binda, C. Modena, A. Saisi, R. Tongini Folli, M.R. Valluzzi. Bed joints structural repointing of historic masonry structures. 9-th Canadian masonry symposium. P. 12
47. Гроздов В.Т. Реконструкция зданий и сооружений, техническое обследование, испытание и усиление строительных конструкций. СПбВВИСУ: СПб. 2004. 244 с.

## References

1. Temporary instructions for drafting projects and carrying out work on grouting concrete stone masonry. Moscow, ONTI, 1937, 56 p.
2. Zvorykin B.N. Methodology for strengthening stone (brick) masonry of architectural monuments by injecting mortar into cracks in the masonry. Practice of restoration work, collection 1. Moscow. 1954.
3. Zvorykin B.N. Mortars for injecting masonry. Theory and practice of restoration work. Moscow: Stroyizdat, 1973, Issue 3, pp. 25–27.
4. Martemyanov A.I., Shirin V.V. Methods for restoring buildings and structures damaged by an earthquake. Moscow: Stroyizdat, 1978, 204 pp.
5. Shishkin A.A. Use of Load-Bearing Elements of Buildings and Structures during Their Reconstruction and Modernization. Moscow: Stroyizdat, 1975, 91 p.
6. Voronina V.P. Strength and Deformability of Brickwork and Joints of Large-Panel Buildings Injected with Cement Mortars. Dissertation. Moscow, 1986.
7. Recommendations for Improving the Quality of Masonry and Joints of Large-Panel Buildings by Pressure Injection. Koucherenko Central Research Institute of Building Structures of the USSR Gosstroy, Moscow: Stroyizdat, 1987, 22 p.
8. Recommendations for Strengthening Masonry Structures of Buildings and Structures. Koucherenko Central Research Institute of Building Structures of the USSR Gosstroy, Moscow: Stroyizdat, 1984, 36 p.
9. Malyarik M.G. The Effect of Polymer Additives to Cement Mortars on Improving the Integrity and Strength of Brickwork. Cand. Sci. [Eng.] Dissertation. Moscow: 1981, 175 p.
10. Malyarik M.G. Strength and Deformations of Polymer-Cement Mortars. *Scientific and Technical Abstract Collection*. VNIIS, 1980, Series 14, Issue 10, pp. 22–25.
11. Bessonov G.V. Methodological Recommendations “Study of Deformations, Calculation of Bearing Capacity, and Structural Strengthening of Ancient Thrust Systems”, Moscow, 1989, Rosrestavratsiya Association
12. Recommendations for the Restoration and Strengthening of Large-Panel Buildings with Polymer Mortars. Tbilisi ZNIIEP, Tbilisi, 1989.
13. Legetsky O.E. Injection Compaction of Defective Concrete of Hydraulic Structures with Low-Viscosity Polymer Composites: Abstract of Candidate of Technical Sciences Dissertation: 05.23.16 / V/O Soyuzvodproekt. All-Union State Leading Design and Survey Institute and Research Institute for Design of Water Management and Land Reclamation Facilities named after E.E. Alekseevsky. Moscow, 1989, 22 p.
14. Karev N.N. Technology of Injection Strengthening of Masonry of Architectural Monuments. Methodological Recommendations. All-Union Specialized Restoration Production Society “Soyuzrestavratsiya”, Design

Institute for Restoration of Historical and Cultural Monuments “Spetsproektrestavratsiya”, Moscow: Institute “Spetsproektrestavratsiya”, 1991, 38 p.

15. Khanov N.M. Strength and Deformability of Brickwork under Local Compression Taking into Account Its Injection with Modified Polymer Composites [dissertation]. Moscow, 1993.

16. Dubrovskaya L.V. Strength and Deformability of Brickwork of Architectural Monuments of Kazakhstan and Development of Methods for Its Strengthening [dissertation]. Moscow, 2004.

17. Kurlapov D. V. et al. Injection as a Method of Strengthening Masonry Structures. *Engineering and Construction Journal*, 2009, no. 3 (5), pp. 17–21.

18. Shilin A. A. Repair of Building Structures Using Injection. Moscow: Gornaya kniga: MGGU Publishing House, 2009.

19. Ishchuk M.K., Frolova I.G., Ishchuk E.M. Strengthening of Masonry Structures. *Industrial and civil engineering*, 2006, no. 8.

20. Ishchuk M.K., Ishchuk E.M., Frolova I.G. Strengthening Masonry by Injecting Epoxy Resin. *Industrial and civil engineering*, 2013, no. 4. pp. 48–51.

21. Ishchuk M.K., Ishchuk E.M. et al. Organization Standard STO 36554501-010-2008 “Strengthening Brickwork by Injecting Epoxy Resin GLOBALPOX I-10/138/BT”.

22. Ishchuk, M.K., E.M. Ishchuk Stress and Strains of Reinforced Masonry // CIB W023 – Wall Structures. Moscow, September, 2010.

23. Pantschenko A., Ishchuk M., Ishchuk E. Modifications of Reinforced Masonry Walls. In: Ibausil, Weimar, 12–15 September 2012. 18th Internationale Baustofftagung. Vol. 2. Weimar: Bauhaus – Universitat Weimar, 2012, p. 172.

24. Ishchuk M.K., Ishchuk E.M., Sokolov B.S. Study of Strength and Deformations of Brick Walls and Vaults of the Faceted Chamber of the Moscow Kremlin. *Structural Mechanics and Analysis of Structures*, 2013, no. 4 (249), pp. 15–20.

25. Ishchuk M.K., Ishchuk E.M., Frolova I.G. Joint work of old and new masonry on sites with a filler. *Industrial and civil engineering*, 2014, no. 1, pp. 28–30.

26. Ishchuk M.K., Ishchuk E.M. Strengthening of historical masonry by injection of lime-based mortars. In the book: Natural conditions of construction and preservation of churches of Orthodox Rus'. *Collection of abstracts of the 6th International scientific and practical Symposium*, 2015, pp. 119–120.

27. Ishchuk MK, Ishchuk EM et al. Study of strength and deformations of brick walls and vaults reinforced using domestic technologies and materials compatible with historical masonry. R&D Report No. AAAA-B19-219052790078-0. Moscow; 2017.

28. Ishchuk M.K., Ishchuk E.M., et al. SP 427.1325800.2018. Masonry and reinforced masonry structures. Strengthening methods. Moscow: Standartinform, 2019.

29. Ishchuk M.K., Ishchuk E.M. Guidelines for Strengthening Masonry, Including Historic Buildings, with Mortar Injection [Internet]. Moscow, 2019. Available at: <https://files.stroyinf.ru/Data2/1/4293720/4293720336.pdf>.

30. Ishchuk M.K., Ishchuk E.M. Strength and Deformations of Masonry Reinforced with Mortar Injection // In the collection: Effective Building Structures: Theory and Practice. *Collection of articles from the XX International Scientific and Technical Conference*. Edited by N.N. Laskov, 2020, pp. 63–69.

31. Ishchuk M.K., Granovsky A.V., Gogua O.K., Ishchuk E.M. and others. SP 427.1325800.2018 Masonry and reinforced masonry structures. Strengthening methods. Moscow, 2019.

32. Ishchuk M.K., Ishchuk E.M. Experimental studies of masonry reinforced with mortar injection in combination with indirect reinforcement. In the book: International Construction Congress. Science. Innovations. Objectives. Construction. *Collection of abstracts*, Moscow, 2023, pp. 188–190. <https://doi.org/10.37538/2949-219X-2023-188-190>

33. Ishchuk M.K., Ishchuk E.M. Proposals to SP 427.1325800 Masonry and reinforced masonry structures. Strengthening methods” In the book: International Construction Congress. Science. Innovations. Objectives. Construction. *Collection of abstracts*. Moscow, 2023, pp. 191–193. <https://doi.org/10.37538/2949-219X-2023-191-193>

34. Ishchuk E.M. Experimental studies of brick masonry reinforced by mortar injection in combination with indirect reinforcement. In the collection of abstracts of the *Onishchikov Readings*. Edited by Vedyakov I.I., Ishchuk M.K. Moscow, 2024, pp. 28–30.

35. Ishchuk M.K., Ishchuk E.M. Studies of brickwork reinforced by mortar injection in combination with indirect reinforcement. In the collection of abstracts. *Proceedings of the International Scientific Conference dedicated to the 50th Anniversary of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures and the*

*105th Anniversary of the Kazan School of Reinforced Concrete*. Kazan, 2024. Publisher: Kazan State University of Architecture and Civil Engineering, p. 16.

36. Ishchuk E.M., Ishchuk M.K. Strengthening Brickwork by Injecting Methyl Methacrylate. *Bulletin of the Research Center for Construction*, 2024, no. 3 [42], pp. 111–123.

37. Ishchuk M.K., Ishchuk E.M. Study of Strength and Deformations of Historical Masonry. *Bulletin of the Research Center for Construction*, 2025, no. 4, pp. 33–46. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-4\(47\)-33-46](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2025-4(47)-33-46)

38. Zabelina O.B., Kunin Yu.S. Selection of the method for strengthening vertical brick structures after a detailed technical inspection of the facility of the Federal State Budgetary Institution of Culture, the Polytechnic Museum. *Science and Business*, 2018;(11):102–107.

39. Granovsky A.V., Kunin Yu.S., Legetsy O.E. Strength assessment of brickwork reinforced with injection mortar. *Industrial and civil engineering*. 2023;(2):37–43. <https://doi.org/10.33622/08697019.2023.02.37-43>

40. Granovsky A.V., Kunin Yu.S., Legetsy O.E. Injection mortars for increasing the strength and monolithicity of brickwork. *Industrial and civil engineering*. 2023;(4):16–20. <https://doi.org/10.33622/0869-7019.2023.04.16-20>.

41. F. da Porto, C. Modena, M.R. Valluzzi (UNIPD) / L. Binda, A. Saisi. Experimental Tests on Irregular Masonry. Issued by [POLIMI] – WORK PACKAGE 9 (Leader: UCLM): Structural Models /DELIVERABLE D9.2 September 2004, 37 p.

42. Kwiecień A., Zajac B. Static and dynamic properties of a flexible joint working in cracked historical masonries Cracow University of Technology, Cracow, Poland R. Jankowski. Gdansk University of Technology, Gdansk, Poland

43. Marco Corradi, Antonio Borri, Elena Poverello, Giulio Castori. The use of transverse connectors as reinforcement of multi-leaf walls. *Materials and Structures*, 2017, 50:114

DOI 10.1617/s11527-016-0977-3

44. Hartmut H. Probst CINTEC-Injektionsverankerungs-Systeme Fortschrittliche Technik für Instandsetzungen, Nachbewehrungen und Verankerungen im Mauerwerksbau // © Ernst & Sohn • das Mauerwerk • Heft 3 • 2001

45. Toralf Burkert, Christian Fuchs, Jörg Schweinurth. Safeguarding and retrofitting works at the UNESCO // Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin Mauerwerk 22 (2018), Heft 2. Rue 91 – 102. DOI: 10.1002/dama.201800009

46. L. Binda, C. Modena, A. Saisi, R. Tongini Folli, M.R. Valluzzi. Bed joints structural repointing of historic masonry structures. 9th Canadian masonry symposium, p. 12.

47. Grozdov V.T. Reconstruction of Buildings and Structures, Technical Inspection, Testing and Strengthening of Building Structures. SPbVVISU: SPb, 2004, 244 p.

## Информация об авторах / Information about the authors

**Евгений Михайлович Ищук**, заведующий группой лаборатории реконструкции уникальных каменных зданий и сооружений, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва  
e-mail: ruskon@inbox.ru

**Evgeny M. Ishchuk**, Group Head, Laboratory for the Reconstruction of Unique Stone Buildings and Structures, Research Institute of Building Constructions named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: ruskon@inbox.ru

**Михаил Карпович Ищук\***, д-р техн. наук, заведующий лабораторией реконструкции уникальных каменных зданий и сооружений, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва  
e-mail: kamkon@yandex.ru

**Mikhail K. Ishchuk\***, Dr. Sci. (Engineering), Laboratory Head, Laboratory for the Reconstruction of Unique Stone Buildings and Structures, Research Institute of Building Constructions named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: kamkon@yandex.ru

**Николай Николаевич Ласьков**, д-р техн. наук, заведующий кафедрой строительных конструкций, Пензенский государственный университет архитектуры и строительства, Пенза  
e-mail: lask58@mail.ru

**Nikolay N. Laskov**, Dr. Sci. (Engineering), Head of Department of Building Structures, Penza State University of Architecture and Construction, Penza  
mail: lask58@mail.ru

\* Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

# О РИСК-ИНФОРМИРОВАННОМ ПОДХОДЕ ДЛЯ ОБЕСПЕЧЕНИЯ МЕХАНИЧЕСКОЙ БЕЗОПАСНОСТИ ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ

И.А. КИРИЛЛОВ<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций (ЦНИИСК) им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, к. 1, г. Москва, 109428, Россия

## Аннотация

*Введение.* Для обеспечения адекватной современным требованиям механической безопасности гражданских зданий и сооружений (как сложных технических систем повышенной ответственности) необходим переход от управления надежностью строительных конструкций к управлению рисками.

*Цель.* Для эффективного и юридически устойчивого перехода к риск-информированному регулированию в строительной отрасли РФ необходимо обобщить и критически проанализировать передовой зарубежный опыт.

*Материалы и методы.* На основе анализа имеющихся в нормативной, научной и технической литературе данных проведен критический анализ преимуществ и выявленных проблем научной разработки и практического внедрения риск-информированного подхода в строительстве Нидерландов, Великобритании и Японии.

*Результаты.* Описаны преимущества совместного использования риск-информированного и параметрического подходов и перечислены проблемы их методического обеспечения и нормативно-правового внедрения.

*Выводы.* Несмотря на указанные барьеры и трудности, проявившиеся в зарубежной науке и практике, переход от управления надежностью конструкций к управлению рисками аварий не только возможен, но и способен дать значимый технико-экономический эффект и повысить реальную безопасность зданий и людей в них. Дальнейшая работа должна быть направлена на поэтапную реализацию предложенного подхода: разработку и апробацию отраслевых методик, формирование критериев приемлемого риска, подготовку кадров и интеграцию риск-информированных процедур в практику проектирования, экспертизы и надзора.

**Ключевые слова:** строительная конструкция, механическая безопасность конструкции, опасные воздействия, нагрузка, вероятность, надежность, сценарий, последствия, риск, управление механической безопасностью, риск-информированный подход

**Для цитирования:** Кириллов И.А. О риск-информированном подходе для обеспечения механической безопасности гражданских зданий // Вестник НИЦ «Строительство». 2026. 1(48). С. 98–110. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1\(48\)-98-110](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1(48)-98-110)

## Вклад автора

Автор берет на себя ответственность за все аспекты работы над статьей.

## Финансирование

Исследование выполнено в рамках договорных работ между АО «НИЦ «Строительство» и ФАУ «ФЦС».

## Конфликт интересов

Автор заявляет об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 01.02.2026

Поступила после рецензирования 03.03.2026

Принята к публикации 05.03.2026

# ON RISK-INFORMED APPROACH FOR MECHANICAL SAFETY PROVISION OF THE CIVIC BUILDINGS

I.A. KIRILLOV<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Research Institute of Building Constructions named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, 2nd Institutskaya str., 6, bld. 1, Moscow, 109428, Russia

## Abstract

*Introduction.* To ensure adequate modern requirements for the mechanical safety of civil buildings and structures (as complex technical systems with enhanced safety requirements), a transition from reliability management of building structures to risk management is necessary.

*Aim.* For an effective and legally sustainable transition to risk-informed regulation in the construction industry of the Russian Federation, it is necessary to summarize and critically analyze advanced foreign experience.

*Materials and methods.* Based on the analysis of the data available in the regulatory, scientific and technical literature, a critical analysis of the advantages and identified problems of scientific development and practical implementation of the risk-informed approach in the construction of the Netherlands, Great Britain and Japan was carried out.

*Results.* The advantages of using risk-informed and parametric approaches together are described, and the problems of their methodological support and regulatory implementation are listed.

*Conclusions.* Despite observed barriers and difficulties that have manifested themselves in foreign science and practice, the transition from structural reliability management to accident risk management is not only possible, but also capable of producing significant technical and economic effects and increasing the real safety of buildings and people in them. Further work should be aimed at the phased implementation of the proposed approach: the development and testing of industry-specific methods, the formation of criteria for acceptable risk, staff training and the integration of risk-informed procedures into the practice of design, expertise and supervision.

**Keywords:** building construction, structural safety, hazards, load, probability, reliability, scenario, structural safety management, risk-informed approach

**For citation:** Kirillov I.A. On risk-informed approach to structural safety provision of the civic buildings. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*, 2026, no. 1(48), pp. 98–110. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1\(48\)-98-110](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1(48)-98-110)

## Author contribution statements

The author takes responsibility for all aspects of the paper.

## Funding

The study was carried out within the framework of contractual work between JSC Research Center of Construction and the Federal Center for Regulation, Standardization and Technical Assessment in Construction (FAU "FCC").

## Conflict of interest

The author declare no conflict of interest.

Received 01.02.2026

Revised 03.03.2026

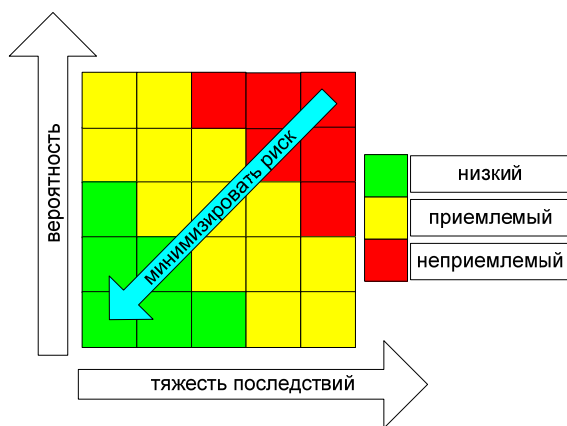
Accepted 05.03.2026

## Введение

Исторически обеспечение безопасности сложных технических систем повышенной ответственности строилось на парадигме **надежности**: объект считался безопасным, если вероятность отказа его элементов меньше некоторого нормативного порога, а расчетные

нагрузки и сопротивления выбирались с «запасом» через частичные коэффициенты. Эта логика хорошо работала для типовых объектов и ограниченного круга воздействий, но оказалась недостаточной там, где редкое событие способно привести к **катастрофическим последствиям**, неприемлемым для общества независимо от формально высокой надежности системы.

Катастрофы в атомной энергетике: Three Mile Island (1979), Чернобыль (1986), Фукусима (2011); крупные аварии на химических предприятиях: Бхопал (1984), Paper Alfa (1988)), прогрессирующие обрушения зданий с массовым пребыванием людей (Ronan Point (1968), Alfred P. Murrah Federal Building, Оклахома-Сити (1995), Всемирный торговый центр, Нью-Йорк (2001) продемонстрировали, что одного контроля **частоты (вероятности) отказов** (как количественной характеристики надежности) недостаточно: необходимо учитывать **масштаб последствий**, возможные каскадные сценарии, влияние организационных и человеческих факторов, а также «запроектные» (severe, major) аварии. Именно это привело к переходу от управления безопасностью (рис. 1), основанного на показателях надежности, к **подходу, учитывающему результаты анализа рисков** (risk-aware decision making / risk-informed regulation), но не обязательно «на основе только риска» (risk-based/risk-oriented), когда величина риска рассматривается как основной критерий.



**Рис. 1.** Парадигма обеспечения безопасности сложной технической системы повышенной ответственности («управление рисками») – минимизировать риски путем снижения вероятности (частоты) и (или) последствий чрезвычайных ситуаций

**Fig. 1.** The security paradigm of a complex technical system with increased responsibility (“risk management”) is to minimize risks by reducing the probability (frequency) and (or) consequences of emergencies

В мировой атомной отрасли указанный переход был осуществлен через развитие [1] вероятностного анализа безопасности (ВАБ, Probabilistic Safety Analysis) и внедрение риск-информированных норм (например, IAEA SSG-3 [2], НП-095-15 [3], Risk-informed regulation NRC [4]). В промышленной и пожарной безопасности возникли количественные методики оценки риска (Quantitative Risk Analysis) (Rainbow-книги TNO [5]), где решения обоснованы не только через коэффициенты запаса, но и через целевые уровни индивидуального и социального риска.

В Российской Федерации переход к риск-информированному/риск-ориентированному управлению безопасностью начинался поэтапно в разных отраслях, в основном с конца 1990-х – начала 2000-х годов, через регуляторов (надзорные органы) и крупные компании.

Внутри атомной отрасли риск-информированный подход опирается на ВАБ (вероятностный анализ безопасности) и культуру приемлемого риска, развиваемые Госкорпорацией «Росатом», проектными и научными организациями, начиная с 1990-х.

На уровне регулирования для АЭС в России ключевой регулятор – Ростехнадзор (ранее Госатомнадзор в составе Госгортехнадзора), который в своих нормах по безопасности АЭС последовательно закрепляет требования по вероятностной оценке риска и применению результатов ВАБ при обосновании безопасности и принятии решений.

В газовой отрасли ВНИИГАЗ (Газпром), начиная с середины 1990-х годов, сыграл ключевую роль в том, чтобы сделать риск-информированный/риск-ориентированный подход в газотранспортной отрасли не только научной идеей, но и практически применяемой, формализованной в руководствах Ростехнадзора по безопасности объектов газовой отрасли.

Для опасных промышленных объектов (ОПО) формирование государственной системы управления промышленной безопасностью на основе анализа рисков и «переход к контролю за эффективностью функционирования систем управления промышленной безопасностью» зафиксирован в приказе Госгортехнадзора РФ № 49 от 26.04.2000, который реализовывал правительственное постановление 1999 г. и концепцию совершенствования системы надзора. В 2000-е годы в требования по декларированию безопасности ОПО постепенно включаются положения об анализе опасностей и оценке риска аварий, что закреплено в руководствах по безопасности Ростехнадзора.

В области противопожарной защиты ВНИИПО МЧС был основным разработчиком и научно-методическим центром, который разработал методики расчёта пожарного риска для гражданских зданий и промышленных зданий как часть опасных промышленных объектов, а также подготовил пособия и разъяснения к ним в 2009 г.

Реализация ФЦП «Снижение рисков и смягчение последствий чрезвычайных ситуаций природного и техногенного характера в Российской Федерации до 2010 года», инициированная МЧС, позволила начать переход от директивных (предписывающих) методов обеспечения безопасности к риск-информированной системе принятия решений и управления защитой населения.

В качестве научной методологии использовались наработки по анализу и оценке риска, которые были развиты в 1960–80-х годах в военном деле, атомной энергетике, химической промышленности, полученные, в основном, зарубежными исследователями (в атомной энергетике – США, Германия, Франция; космос/авиация – США; военное дело – США, научный комитет НАТО; промышленная безопасность – Нидерланды, Норвегия; пожарная безопасность – США, Нидерланды; строительство – Швеция, Норвегия, Дания), поскольку в силу объективных причин финансирование данных исследовательских направлений в СССР в 1980-х годах и в РФ в начале 1990-х годов практически отсутствовало.

В настоящее время в Российской Федерации риск-ориентированный (точнее – **риск-информированный**) подход к управлению безопасностью уже закреплён в ряде правовых актов (Федеральный закон № 294-ФЗ [5], постановление Правительства РФ о риск-ориентированном надзоре [6], руководство Ростехнадзора по анализу опасностей и оценке риска аварий на ОПО [7], методики МЧС по пожарному риску [8, 9]).

В научно-технической и нормативной литературе термин «риск-ориентированный подход» в РФ юридически закреплён в Федеральном законе № 294-ФЗ, где был опреде-

лён как метод организации и осуществления государственного контроля (надзора) через категорирование по степеням риска и классам опасности. Термин массово применяется в актах о госконтроле (Ростехнадзор, МЧС, Роспотребнадзор, и др.). Термин «риск-информированный» в профессиональной среде обозначает решения, где количественный риск и результаты вероятностного анализа безопасности служат одним из обосновывающих факторов наряду с детерминированными нормами и инженерным суждением (типично для атомной отрасли).

Однако в строительной отрасли, в части **механической безопасности зданий и сооружений**, до последнего времени не было системного научного и методического задела: действующая нормативная база опирается на предписывающий и детерминистский подходы, а безопасность фактически отождествляется с надежностью. Публикация в последнее десятилетие научных работ [10–13], содержащих термины «механическая безопасность зданий и сооружений», «анализ риска», «аварийные разрушения», «прогрессирующее обрушение», свидетельствует о том, что переход к риск-информированному подходу в отечественном строительном нормировании является объективно актуальной задачей. Во-первых, для объектов повышенной ответственности (высотные, уникальные здания, многофункциональные ТРК, крупные ТРЦ, объекты на площадках ОПО (опасных производственных объектов) и ОИАЭ (объектов использования атомной энергии)) потенциальные последствия обрушения несопоставимы с тем уровнем опасности, который может быть адекватно описано однопараметрической шкалой надежности. Во-вторых, мировая практика (ISO, ASCE, FEMA, NORSOK и др.) уже накопила определенный опыт риск-информированного проектирования и оценки рисков именно конструкций, а не только гибели людей. В-третьих, в нормативной системе технического регулирования РФ сформирована общая методологическая база по менеджменту риска (ГОСТ Р ИСО 31000-2019 [14], ГОСТ Р ИСО/МЭК 31010-2011 [15], ГОСТ Р ИСО 2394-2016 [16], ISO 13824-80 [17] и др.), которую можно адаптировать для строительных конструкций.

Для эффективного и юридически устойчивого перехода к риск-информированному регулированию в строительстве необходимо обобщить и критически **проанализировать передовой зарубежный опыт именно в области сооружений и механической безопасности**.

## 1. Преимущества риск-информированного подхода к механической безопасности зданий и сооружений

### 1.1. От одномерной надежности к двумерному описанию риска

Классическая модель управления безопасностью в строительстве базируется на одномерной шкале надежности: класс сооружения КС-1, КС-2 или КС-3, индекс надежности  $\beta$ , частичные коэффициенты  $\gamma$ . По существу она описывает **преимущественно вероятность отказа** ( $p_f$ ), предполагая, что последствия отказа «по умолчанию» приемлемы, раз объект не относится к явно особо опасным.

Риск-информированная парадигма вводит, как минимум, двухфакторное описание:

$$R = P(A) \times C(A),$$

где  $P(A)$  – вероятность (частота) аварийного события;

$C(A)$  – масштаб последствий (социальный, технический, экономический, экологический).

Такое двухпараметрическое описание позволяет различать:

- объект с высокой вероятностью, но малыми последствиями (локальные повреждения, ремонтпригодность);
- объект с очень низкой вероятностью события, но потенциально катастрофическим ущербом (например, высотный ТРЦ, объект рядом с метро, зданием вокзала или критической инфраструктурой).

## 1.2. Возможность целенаправленно воздействовать на критические элементы и сценарии

Использование риска как в качестве количественной характеристики (метрики) (а не только  $\beta$ ) фокусирует внимание на **элементах и сценариях, дающих наибольший вклад в риск**, а не просто на наиболее нагруженных элементах в традиционном смысле. Через сценарный анализ можно выявить:

- элементы, инициирующие прогрессирующее обрушение (критические колонны, узлы ядра, связи);
- элементы, влияющие на возможность эвакуации (лестницы, перекрытия, фасадные системы в зонах путей эвакуации);
- элементы, определяющие распространение пожара или взрывного воздействия (ЛСК, ограждающие конструкции, инженерные системы).

На этой основе возможно **адресное усиление** и повышение живучести конструкции (robustness), а не «равномерное» завышение запасов во всех элементах.

## 1.3. Интеграция множества опасностей и запроектных аварий

Детерминистский подход, как правило, ориентирован на ограниченный набор «нормативных» сочетаний нагрузок. Он плохо описывает ситуации, когда на конструкцию действуют **множественные опасности** (multi-hazard): сейсмика + пожар, взрыв + прогрессирующее обрушение, теракт + пожар, изменения грунтов + техногенные аварии.

Риск-информированный подход, опираясь на ISO 13824, JCSS и практику TNO, FEMA, ASCE, позволяет строить **сценарные деревья событий** (опасность → первичное повреждение → каскад повреждений → частичное/полное прогрессирующее обрушение), учитывать вероятность комбинаций воздействий и специфические уязвимости системы к этим сценариям (например, взрыв – обрушение, удар – взрыв – пожар – обрушение).

Это особенно важно для объектов повышенной ответственности и высотных зданий, где нежелательно проектировать «под каждую угрозу отдельно» с избыточными запасами. Риск-информированная модель позволяет сопоставлять и приоритизировать меры защиты для разных опасностей в общей шкале риска.

## 1.4. Рационализация затрат

Использование риск-информированного и параметрического подходов позволяет снизить общие затраты на системы защиты при приемлемом уровне рисков. Например, в Великобритании использование для риск-информированных параметрических расчетов [18] поведения стальных и композитных конструкций при пожаре и позволили:

- моделировать реальное термомеханическое поведение каркаса (мембранная работа плит, перераспределение усилий) при проектных пожарах;

- определить, какие элементы действительно требуют огнезащиты, а какие сохраняют достаточную несущую способность и без нее;
- выполнять расчетные проверки вместо жесткого применения табличных пределов огнестойкости.

Применение риск-информированных параметрических расчетов для ряда коммерческих и общественных зданий позволило [19]:

- сократить объем огнезащиты примерно на 40 % по сравнению с консервативным табличным подходом;
- сэкономить до 60 тыс. фунтов стерлингов на одном типовом объекте;
- суммарный эффект для отрасли оценен порядка 20 млн фунтов, при этом целевой уровень безопасности по критериям Building Regulations (B3) и BS 7974 оставался обеспеченным.

Важно подчеркнуть: риск-информированные параметрические расчеты не «отменяют» требований к пожарной безопасности, а выполняют функции **инженерного инструмента** в рамках риск-информированного, параметрического подходов для пожарной безопасности строительных конструкций. В сущности, это пример того, как **анализ риска работоспособности несущей конструкции здания/сооружения** позволяет избежать избыточных затрат при сохранении или повышении реальной механической безопасности в случае пожара.

### **1.5. Снижение регуляторных барьеров и прозрачность решений**

Риск-информированный подход позволяет:

- **прозрачно обосновывать** отступления от предписывающих норм (например, применение нетипичных материалов или систем, альтернативных схем усиления), если риск остается в допустимых границах;
- выстраивать **дифференцированные требования**: повышение требований к объектам с высоким риском и снижение избыточного регулирования для объектов низкого риска;
- делать систему надзора более таргетированной – концентрация ресурсов контролирующих органов на объектах с высокой совокупной величиной риска.

## **2. Проблемы разработки и внедрения риск-информированного подхода к инженерному обеспечению и нормативному регулированию механической безопасности зданий и сооружений**

### **2.1. Общие методологические трудности**

Даже в странах, которые считаются лидерами риск-информированного регулирования безопасности (Нидерланды, Великобритания, Япония), внедрение риск-информированного подхода в строительстве сталкивается с рядом общих проблем.

#### *2.1.1. Нидерланды*

В Нидерландах сформирована развитая система [20] количественной оценки риска (QRA) для опасных объектов и инфраструктуры. В частности, для сейсмических рисков для зданий в провинции Гронинген комиссия Meijdam (Adviescommissie Omgaan met risico's van geïnduceerde aardbevingen) рекомендовала как целевой уровень безопасности для всех зданий в зоне газодобычи – и новой, и существующей застройки – индивиду-

альный риск гибели человека от землетрясения не должен превышать  $10^{-5}$  в год [21]. Эта норма используется как критерий при принятии решений об усилении или переселении зданий.

Однако даже в Нидерландах:

– **формализованные риск-критерии** применяются в основном к внешней безопасности (промышленной безопасности, безопасности перевозок) и специфическим случаям (Гронинген), а к массовому строительству жилищ и ТРЦ они чаще транслируются через уровни надежности и классы последствий, а не через явные численные предельные значения риска;

– реализация риск-информированного подхода требует разработки как адекватных моделей для количественного описания: параметров опасностей (пожаров/взрывов/землетрясений); отклика зданий/сооружений на опасные воздействия – так называемых функций хрупкости (*fragility curves*); параметров последствий (повреждений, разрушений конструкции здания/сооружения), – так и обширных статистических данных по частоте реализации опасностей, что ограничивает его прямое применение для типовых зданий;

– существует проблема «ритуалов риск-вычислений» [22], когда формальные расчеты выполняются для соответствия процедурам, но не всегда служат основой для содержательного управленческого решения.

### 2.1.2. Великобритания

Управление по вопросам охраны труда и техники безопасности Великобритании (Health and Safety Executive (HSE) в 2001 г. ввело концепцию индивидуального и социального риска и ALARP-подход [23], а после трагедий и реформ в строительстве (в т. ч. после трагедии Grenfell Tower [24]) развивается риск-информированное регулирование [25] для жилых зданий с повышенной этажностью.

Тем не менее:

– для конструкций здания базовые требования все еще задаются через функциональное требование и частные подходы [26], а **формальные критерии для приемлемого риска** применяются пока к объектам высокой опасности (транспорт, химия, инфраструктура), а не к гражданскому строительству;

– экономические и юридические барьеры (страхование, ответственность, сложность объяснения обществу понятия «риск») тормозят широкое внедрение количественного риск-информированного подхода в строительстве.

### 2.1.3. Япония

Япония обладает наиболее развитой системой **параметрического сейсмического проектирования**, где фактические критерии риска (вероятности обрушения, превышения предельных состояний при разных уровнях землетрясений) встроены в коды через уровни воздействия и уровни требуемой безопасности (жизнь/повреждения).

В Японии риск-информированный подход для гражданских зданий продвигается медленно и сталкивается с рядом системных барьеров:

1. Доминирование детерминистского и «уровневого» подходов. Основу составляют уровни сейсмического воздействия и требований по предельным состояниям, а не явные количественные критерии риска (вероятность коллапса, индивидуальный риск и т. п.). Даже после перехода к параметрическим кодам (реформа Building Standards Act of Japan

и, в частности, его сейсмических положений в 2000 г.) требования формулируются через два уровня землетрясения (жизнь людей / ограничение повреждений), без прямой привязки к допустимому уровню риска для разных типов зданий.

2. Консервативное отношение к «основанному на риске» (risk-based) подходу в массовом строительстве.

Исследования отмечают, что, несмотря на богатый опыт землетрясений и наличие продвинутых методов вероятностного анализа сейсмических рисков (Probabilistic Seismic Risk Analysis – PSRA) в науке, практика риск-ориентированного проектирования остается осторожной, особенно для обычных зданий. Основные причины: неудовлетворенность точностью сейсмических прогнозов, опасения по поводу общественного восприятия «вероятностных» критериев и предпочитаемая простота «жестких» нормативных требований.

3. Отсутствие явных нормативных риск-критериев для гражданских зданий.

В отличие от некоторых отраслей (АЭС, дамбы), для массовых гражданских зданий не закреплены в кодах явные целевые вероятности отказа или уровни индивидуального риска, которые были бы понятны проектировщику и заказчику. Это затрудняет использование результатов анализ рисков для оптимизации усиления, выбора альтернативных схем или сравнения мер по критерию «стоимость – снижение риска».

4. Практические ограничения: данные, модели, компетенции.

Полноценный риск-информированный дизайн требует статистики повреждений, надежных моделей уязвимости и поведенческих моделей для различных типов зданий; эти данные есть фрагментарно и сосредоточены в научных группах, а не в широком проектном сообществе. Для большого числа небольших проектов дополнительные затраты на количественный анализ рисков и сложные нелинейные расчеты воспринимаются как непропорциональные ожидаемому эффекту.

5. Институциональные и культурные факторы.

Японская система регулирования делает ставку на строгое соблюдение норм и правил и высокую исполнительскую дисциплину, а не на индивидуализированные риск-кейсы, что исторически показало высокую эффективность при землетрясениях. Это снижает мотивацию вводить риск-информированные механизмы в массовое гражданское строительство (кроме отдельных высокотехнологичных и знаковых объектов).

В итоге риск-информированные методы в Японии активно развиваются в науке и для сложных/критичных объектов, но для типового гражданского здания основой по-прежнему остаются жесткие сейсмические и пожарные требования параметрических норм и правил, а не формализованная количественная оценка рисков.

## 2.2. Выбор уровня приемлемого риска

Вопрос о **приемлемом уровне риска** – центральный и одновременно наиболее чувствительный.

Практика показывает, что даже в экономически развитых странах единые и формально закрепленные на уровне закона численные критерии индивидуального риска для зданий встречаются редко. Чаще используются:

– ориентиры в диапазоне от  $10^{-4}$  до  $10^{-6}$  /год для индивидуального риска «непроизвольной активности» (жизнь в зоне затопления, проживание рядом с опасным объектом, использование определенной инфраструктуры);

- уровни риска, «защитые» в карты опасности и целевые уровни надежности (как, например, в риск-информированном коде ASCE 7 – вероятность обрушения ~1 % за 50 лет для MCER);
- критерии для специальных областей (атомные станции, гидротехнические сооружения).

Уникальность нормативной системы Нидерландов в том, что в актуальной правовой практике четко закреплены численные уровни индивидуального риска (например,  $10^{-5}$ /год для некоторых сценариев и  $10^{-6}$ /год для уязвимых групп и новых объектов) и используются для зонирования, планирования использования территории и решений по сейсмическим рискам в провинции Гронинген.

Почему в других странах ситуация более «размытая»?

- Политико-социальная чувствительность: формальное закрепление чисел, напрямую связывающих риск для жизни, часто воспринимается обществом как «легализация смертности», и государства предпочитают более косвенные формулировки (уровни надежности, классы последствий, коэффициенты запаса).
- Высокий уровень неопределенностей: для многих типов зданий и сценариев (особенно для сочетаний опасностей) диапазон разумных оценок риска широк, и закрепление только одного числа может быть методически преждевременным.
- Различие между **добровольным и недобровольным рисками**: общество допускает более высокий риск для добровольных действий (перелеты, вождение) и значительно более низкий для навязанных условий (проживание в высотном здании). Это требует сложной стратифицированной системы критериев, которую пока не везде удалось реализовать.

## Заключение

Переход от подхода, основанного исключительно на надежности, к **риск-информированному подходу** в обеспечении механической безопасности гражданских зданий и сооружений является логичным этапом эволюции как международной, так и российской систем строительного регулирования. Анализ зарубежного опыта (ISO, JCSS, ASCE, FEMA, TNO, NORSOK, Еврокоды, британская практика регулирования пожарной безопасности зданий, японское параметрическое сейсмическое проектирование, нидерландская политика в области промышленной и сейсмической безопасности) показывает, что риск-подход:

- позволяет **учитывать не только вероятность отказа, но и масштаб последствий**, множественные опасности и запроектные аварии;
- дает инструменты для **адресного укрепления живучести конструкций**, выделения критических элементов и сценариев вместо общего завышения запасов для заданного уровня безопасности;
- обеспечивает возможность **рационализации затрат**, особенно на усиление и защиту, при сохранении или повышении уровня безопасности;
- способствует **снижению регуляторных барьеров**, переходу от формального соблюдения норм к осознанному управлению уровнем риска, адресному надзору и более эффективному использованию ресурсов.

Вместе с тем практическое внедрение риск-информированного подхода в строительстве сталкивается с серьезными методологическими и институциональными вызовами:

– необходима адаптация сложных вероятностных методов к уровню компетенций и ресурсам проектировщиков и экспертизы;

– требуется создание национальной **фактологической базы** по авариям, отказам, нагрузкам и последствиям для калибровки моделей и критериев;

– нужно выработать **социально приемлемые уровни риска** для различных категорий зданий и сценариев, с учетом международного опыта (в частности, голландских норм на уровне  $10^{-5}$ – $10^{-6}$ /год) и социально-экономических российских реалий;

– необходимо обеспечить **согласованные усилия науки, отрасли и регуляторов**: от разработки инженерной методологии (функции хрупкости, многофакторные матрицы риска, риск-информированная классификация зданий) до юридического закрепления критериев и процедур в системе технического регулирования.

Несмотря на указанные барьеры и трудности, такой переход не только реалистичен с методологической и институциональной точек зрения, но и способен дать значимый **технико-экономический эффект**, повысить реальную безопасность зданий и людей в них. Дальнейшая работа должна быть направлена на поэтапную реализацию предложенного подхода: разработку и апробацию отраслевых методик, формирование критериев приемлемого риска, подготовку кадров и интеграцию риск-информированных процедур в практику проектирования, экспертизы и надзора.

## Список литературы

1. Rasmussen N. The Reactor Safety Study WASH-1400, Nuclear Regulatory Commission, 1975
2. International Atomic Energy Agency. Development and Application of Level 1 Probabilistic Safety Assessment for Nuclear Power Plants: Specific Safety Guide. IAEA Safety Standards Series No. SSG3. Vienna: IAEA, 2010. 191 p.
3. Федеральные нормы и правила в области использования атомной энергии «Основные требования к вероятностному анализу безопасности блока атомной станции» (НП09515). Утв. приказом Федеральной службы по экологическому, технологическому и атомному надзору от 12.08.2015 № 311. Введ. в действие с 19.09.2015. М.: Федеральная служба по экологическому, технологическому и атомному надзору, 2015.
4. Regulatory Guide 1.174, Rev. 3, An Approach for Using Probabilistic Risk Assessment in Risk-Informed Decisions on Plant-Specific Changes to the Licensing Basis, NRC, DOE
5. Федеральный закон от 26.12.2008 № 294-ФЗ «О защите прав юридических лиц и индивидуальных предпринимателей при осуществлении государственного контроля (надзора) и муниципального контроля».
6. Постановление от 17 августа 2016 г. N 806 «О применении риск-ориентированного подхода при организации отдельных видов государственного контроля (надзора) и внесении изменений в некоторые акты Правительства Российской Федерации».
7. Приказ № 414 от 28 ноября 2022 г. «Об утверждении Руководства по безопасности «Методика анализ риска аварий на опасных производственных объектах нефтегазоперерабатывающей, нефте- и газохимической промышленности».
8. Приказ МЧС России от 26 июня 2024 г. № 533 «Об утверждении методики определения расчетных величин пожарного риска на производственных объектах».
9. Приказ МЧС России от 30.06.2009 № 382 «Об утверждении методики определения расчётных величин пожарного риска в зданиях, сооружениях и строениях различных классов функциональной пожарной опасности».
10. Райзер В.Д. Оценка риска при проектировании сооружений // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2007. № 4. С. 15–18.
11. Тамразян А.Г. Основные принципы оценки риска при проектировании зданий и сооружений // Вестник МГСУ. 2011. № 2. С. 21–27.
12. Райзер В.Д., Ведяков И.И. Надёжность строительных конструкций. Теория и расчёт: монография. М.: Изд-во Ассоциации строительных вузов. 2018. 412 с.

13. Байбурин А. Х., Мельчаков А. П. Техническое регулирование безопасности зданий и сооружений на основе оценки риска аварии // *Архитектура, градостроительство и дизайн*. 2017. № 11. С. 3–10.
14. ГОСТ Р ИСО 31000-2019 «Менеджмент риска. Принципы и руководство». Москва.
15. ГОСТ Р ИСО/МЭК 31010-2011 «Менеджмент рисков. Методы оценки риска». Москва.
16. ГОСТ Р ИСО 2394-2016 «Конструкции строительные. Основные принципы надежности». Москва.
17. ISO 13824:2009 «Основы проектирования конструкций – Общие принципы оценки систем, включающих конструкции». Москва.
18. Performance-based structural fire engineering, <https://ref2014impact.azurewebsites.net/casestudies2/refservice.svc/GetCaseStudyPDF/28187>
19. Improving the financial and environmental cost of steel framed buildings, whilst raising structural performance, <https://ref2014impact.azurewebsites.net/casestudies2/refservice.svc/GetCaseStudyPDF/44364>
20. Vrijking K.K., van Gelder P.H.A.K.M., Ouwerkerk S.J. Criteria for acceptable risk in the Netherlands. DOI:10.1061/9780784408155.ch05
21. Probabilistic seismic hazard and risk analysis in the TNO model chain Groningen, TNO Report, 2022.
22. Van Xanten N.H.W. et al. Rituals in risk evaluation for land-use planning. *Chemical engineering transactions*, 2013, DOI.:10.3303/CET1331015
23. Reducing Risks, Protecting People: HSE's Decision Making Process. Sudbury: HSE Books, 2001. 74 p.
24. Пожар в жилом высотном здании Grenfell Tower, [https://en.wikipedia.org/wiki/Grenfell\\_Tower\\_fire](https://en.wikipedia.org/wiki/Grenfell_Tower_fire).
25. Оценка рисков для безопасности и высотных жилых зданиях: детальное руководство, <https://www.gov.uk/government/publications/building-safety-guides-for-accountable-persons/assessing-safety-risks-in-high-rise-residential-buildings-a-detailed-guide>
26. BS 7974:2019 Application of fire safety engineering principles to the design of buildings – Code of practice.
27. Ведяков И.И., Соловьев Д.В. Разработка методики оценки риска прогрессирующего обрушения // *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2021. № 1(28). С. 5–15.
28. Building Safety Act, 2022 <https://www.legislation.gov.uk/ukpga/2022/30/part/4>
29. Suzuki A., Kusaka A., Nakashima M. Japanese attitudes toward risk control in seismic design in light of observation, prediction, and actual performance of building structures, *Int. Association for Earthquake Engineering*, 2023, DOI: 10.1002/eqe.3853.

## References

1. Rasmussen N. The Reactor Safety Study WASH-1400, Nuclear Regulatory Commission, 1975.
2. International Atomic Energy Agency. Development and Application of Level 1 Probabilistic Safety Assessment for Nuclear Power Plants: Specific Safety Guide. IAEA Safety Standards Series No. SSG 3. Vienna: IAEA, 2010. 191 p.
3. Federal Norms and Rules in the field of atomic energy use “Basic requirements for the probabilistic analysis of the safety of a nuclear power plant unit” (NP 095 15). Approved by Order of the Federal Service for Environmental, Technological and Nuclear Supervision dated 08/12/2015 No. 311. Introduction. Effective from 09/19/2015. Moscow: Federal Service for Environmental, Technological and Nuclear Supervision, 2015. (In Russian)
4. Regulatory Guide 1.174, Rev. 3, An Approach for Using Probabilistic Risk Assessment in Risk Informed Decisions on Plant Specific Changes to the Licensing Basis, NRC, DOE
5. Federal Law No. 294-FZ of December 26, 2008 “On the Protection of the Rights of Legal Entities and Individual Entrepreneurs in the Exercise of State Control (Supervision) and Municipal Control” (In Russian)
6. Resolution No. 806 of August 17, 2016 “On the Application of a risk-based approach in the Organization of Certain Types of State Control (Supervision) and Amendments to Certain Acts of the Government of the Russian Federation” (In Russian)
7. Order No. 414 dated November 28, 2022 On Approval of the Safety Guidelines “Methodology for Accident Risk Analysis at Hazardous Production Facilities of the Oil and Gas Processing, Oil and Gas chemical Industry” (In Russian)
8. Order of the Ministry of Emergency Situations of Russia dated June 26, 2024 No. 533 “On Approval of the Methodology for Determining Calculated Fire Risk values at Production facilities” (In Russian)

9. Order of the Ministry of Emergency Situations of Russia dated 30.06.2009 No. 382 "On approval of the methodology for determining calculated fire risk values in Buildings, structures and structures of various classes of functional fire danger" (In Russian)
10. Raizer V.D. Risk assessment in the design of buildings. *Earthquake engineering. Constructions safety*, 2007, no. 4, pp. 15–18. (In Russian)
11. Tamrazyan A.G. Basic principles of risk assessment in the design of buildings and structures. *Bulletin of MGSU*, 2011, no. 2, pp. 21–27. (In Russian)
12. Raizer V.D., Vedyakov I.I. Reliability of building structures. Theory and calculation: monograph. Moscow: Publishing House of the Association of Construction Universities. 2018. 412 p. (In Russian)
13. Baiburin A. Kh., Melchakov A.P. Technical regulation of the safety of buildings and structures based on the assessment of the risk of accident. *Architecture, urban planning and design*, 2017, no. 11, pp. 3–10. (In Russian)
14. State Standard R ISO 31000-2019 "Risk management. Principles and guidelines". Moscow. (In Russian)
15. State Standard R ISO/IEC 31010-2011 "Risk management. Risk assessment methods". Moscow. (In Russian)
16. State Standard R ISO 2394-2016 "Building structures. Basic principles of reliability". Moscow. (In Russian)
17. ISO 13824:2009 "Fundamentals of structural design – General principles for evaluating systems that include structures. Moscow. (In Russian)
18. Performance-based structural fire engineering, <https://ref2014impact.azurewebsites.net/casestudies2/refservice.svc/GetCaseStudyPDF/28187>
19. Improving the financial and environmental cost of steel framed buildings, whilst raising structural performance, <https://ref2014impact.azurewebsites.net/casestudies2/refservice.svc/GetCaseStudyPDF/44364>
20. Vrijking K.K., van Gelder P.H.A.K.M., Ouwerkerk S.J. Criteria for ac-ceptable risk in the Netherlands. DOI:10.1061/9780784408155.ch05
21. Probabilistic seismic hazard and risk analysis in the TNO model chain Groningen, TNO Report, 2022.
22. Van Xanten N.H.W. et al. Rituals in risk evaluation for land-use planning. *Chemical engineering transactions*, 2013, DOI.:10.3303/CET1331015
23. Reducing Risks, Protecting People: HSE's Decision Making Process. Sudbury: HSE Books, 2001. 74 p.
24. Fire in a residential high-rise building Grenfell Tower, [https://en.wikipedia.org/wiki/Grenfell\\_Tower\\_fire](https://en.wikipedia.org/wiki/Grenfell_Tower_fire). (In Russian)
25. Safety Risk Assessment for High-Rise Residential Buildings: A Comprehensive Guide, <https://www.gov.uk/government/publications/building-safety-guides-for-accountable-persons/assessing-safety-risks-in-high-rise-residential-buildings-a-detailed-guide>. (In Russian)
26. BS 7974:2019 Application of fire safety engineering principles to the design of buildings – Code of practice.
27. Vedyakov I.I., Soloviev D.V. Development of a methodology for assessing the risk of progressive collapse. *Bulletin of the Research Center of Construction*, 2021, no. 1 (28), pp. 5–15 (In Russian)
28. Building Safety Act, 2022 <https://www.legislation.gov.uk/ukpga/2022/30/part/4>
29. Suzuki A., Kusaka A., Nakashima M. Japanese attitudes toward risk control in seismic design in light of observation, prediction, and actual performance of building structures, *Int. Association for Earthquake Engineering*, 2023, DOI: 10.1002/eqe.3853.

## Информация об авторе / Information about the author

**Игорь Александрович Кириллов**, канд. физ.-мат. наук, ведущий научный сотрудник лаборатории надежности сооружений, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва  
e-mail: kirillov\_2003@mail.ru

**Igor A. Kirillov**, Cand. Sci. (Phys-Math), Leading researcher, Laboratory of building reliability, Research Institute of Building Constructions named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: kirillov\_2003@mail.ru

# МЕТОДИКА ОЦЕНКИ РИСКОВ ОПАСНЫХ КЛИМАТИЧЕСКИХ ЯВЛЕНИЙ ДЛЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

И.В. ЛЕБЕДЕВА<sup>1\*</sup>, канд. техн. наук

Л.М. АРУТЮНЯН<sup>1</sup>, канд. техн. наук

<sup>1</sup>Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций (ЦНИИСК) им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, к. 1, г. Москва, 109428, Россия

## Аннотация

*Введение.* Рассматривается общий подход к оценке риска опасных климатических явлений, в том числе гидрометеорологических нагрузок и воздействий на здания и сооружения. Приведен анализ основных критериев для выработки базовых параметров нагрузок, воздействий, влияний окружающей среды в целях обеспечения требуемой надежности и безопасности, а также предложены пути дальнейшего совершенствования нормативных документов по их учету.

*Цель.* Исследование опасных климатических явлений и разработка методики оценки климатических рисков для зданий и сооружений; совершенствование принципов нормирования в области нагрузок и воздействий на основе формирования общих подходов к методологии перехода на параметрическое нормирование в строительстве на территории Российской Федерации; оптимизация проектирования зданий и сооружений и повышение их экономической эффективности.

*Материалы и методы.* На основе анализа имеющихся в нормативной, научной и технической литературе данных предложен общий методологический подход и намечены пути решения некоторых важных задач оценки риска и последствий опасных климатических явлений для зданий и сооружений в условиях изменяющегося климата.

*Результаты.* Предложена инженерная методика оценки климатических рисков для зданий и сооружений при действии основных климатических угроз с учетом данных метеорологического и технического мониторингов на основе индексов климатической опасности.

*Выводы.* Для того чтобы сформулировать основные требования к оценке риска и уязвимости для зданий и сооружений при опасных климатических воздействиях, в первую очередь нужно их классифицировать, установить критические значения их расчетных параметров, а также определить, на какие конструкции они оказывают первоочередное влияние. Разработанная методика позволит учесть допускаемые повреждения зданий и сооружений от опасных климатических явлений с учетом степени тяжести последствий и разработать требования по защите несущих конструкций зданий и сооружений от опасных климатических процессов и явлений.

**Ключевые слова:** надежность, строительная конструкция, нагрузка, воздействие, опасные климатические явления, риск-информированный подход, климатические риски, защита зданий и сооружений

**Для цитирования:** Лебедева И.В., Арутюнян Л.М. Методика оценки рисков опасных климатических явлений для зданий и сооружений // Вестник НИЦ «Строительство». 2026. 1(48). С. 111–125. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1\(48\)-111-125](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1(48)-111-125)

## Вклад авторов

Лебедева И.В. – подготовка публикации.

Арутюнян Л.М. – подготовка таблицы 3, редактирование статьи.

## Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки.

## Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 12.02.2026

Поступила после рецензирования 01.03.2026

Принята к публикации 05.03.2026

## METHODOLOGY FOR ASSESSING THE RISKS OF DANGEROUS CLIMATIC PHENOMENA FOR BUILDINGS AND STRUCTURES

I.V. LEBEDEVA<sup>1</sup>, Cand. Sci. (Engineering)

L.M. ARUTYUNYAN<sup>1</sup>, Cand. Sci. (Engineering)

<sup>1</sup>Research Institute of Building Constructions named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, 2nd Institut'skaya str., 6, bld. 1, Moscow, 109428, Russia

### Abstract

*Introduction.* A general approach to risk assessment of dangerous climatic phenomena, including hydrometeorological loads and actions on buildings and structures, is considered. The analysis of the main criteria for the development of basic parameters of loads, actions, and environmental influences in order to ensure the required reliability and safety is presented, as well as ways to further improve regulatory documents on their accounting.

*Aim.* To study dangerous climatic phenomena and develop methods for assessing climate risks for buildings and structures; to improve the principles of rationing in the field of loads and actions based on the formation of common approaches to the methodology of transition to parametric rationing in construction in the Russian Federation; to optimize the design of buildings and structures and increase their economic efficiency.

*Materials and methods.* Based on the analysis of the data available in the regulatory, scientific and technical literature, a general methodological approach is proposed and ways to solve some important tasks of risk assessment and consequences of dangerous climatic phenomena for buildings and structures in a changing climate conditions are outlined.

*Results.* An engineering methodology for climate risk assessment for buildings and structures under the influence of major climate threats is proposed, taking into account meteorological and technical monitoring data based on climate hazard indices.

*Conclusions.* In order to formulate the basic requirements for risk assessment and vulnerability of buildings and structures under dangerous climatic conditions, first of all, it is necessary to classify them, establish critical values of their design parameters, and to determine which structures they primarily affect. The developed methodology will make it possible to take into account the permissible damage to buildings and structures from dangerous climatic phenomena, taking into account the severity of the consequences, and to develop requirements for the protection of load-bearing structures of buildings and structures from dangerous climatic processes and phenomena.

**Keywords:** reliability, building construction, load, action, climatic hazards, risk-informed approach, climatic risks, protection of buildings and structures

**For citation:** Lebedeva I.V., Arutyunyan L.M. Methodology for assessing the risks of dangerous climatic phenomena for buildings and structures. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*, 2026, 1(48), pp. 111–125. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1\(48\)-111-125](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1(48)-111-125)

### Authors contribution statement

I.V. Lebedeva – publication preparation.

L.M. Arutyunyan – preparation of Table 3, editing of the article.

### Funding

No funding support was obtained for the research.

### Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Received 12.02.2026

Revised 01.03.2026

Accepted 05.03.2026

## Введение

Проблема обеспечения механической безопасности инженерных систем, включающих строительные конструкции зданий и сооружений, имеет два основополагающих направления, которые должны учитываться параллельно: обеспечение требуемого уровня надежности строительных конструкций; минимизация рисков для жизни людей, сохранности ценного оборудования, объектов жизнеобеспечения от действия экстремальных значений опасных климатических явлений и воздействий.

Требования к обеспечению механической безопасности, включающие необходимость проведения исследований в обоих направлениях, содержатся, в частности, в Федеральных законах № 384-ФЗ [1], № 184-ФЗ [2], ГОСТ 27751-2014 [3], ГОСТ Р 22.8.09-2014 [4], СП 20.13330.2016 [5], СП 292.1325800.2017 [6], СП 296.1325800.2017 [7], а также в международных стандартах, таких как ISO 13824:2020 [8].

Исследование опасных климатических явлений и разработка методики оценки климатических рисков для зданий и сооружений, а также мер защиты несущих конструкций является сложной и весьма актуальной задачей, включающей в себя широкий спектр аспектов: анализ имеющейся нормативной и технической отечественной и зарубежной литературы; оценка рисков возникновения опасных климатических воздействий аварийного характера (наводнения, тайфуны, смерчи, лесные пожары, экстремальные снегопады и т. п.) и критериев их учета при проектировании и расчете строительных конструкций зданий и сооружений; формулировка методов и критериев для анализа уязвимости (вероятного ущерба от наступления опасных климатических явлений), а также оценка потенциала адаптации строительных объектов к этим явлениям; разработка критериев оценки климатических рисков для территории размещения объекта с учетом данных метеорологического и технического мониторингов в условиях изменяющегося климата на основе индексов климатической опасности с целью обеспечения надежности строительных объектов в течение всего жизненного цикла сооружения, а также разработка требований к защите несущих конструкций рассмотренных зданий и сооружений.

Сооружение должно проектироваться таким образом, чтобы вероятность его отказа была примерно равна ее эффективному значению, превышение которого ведет к неэффективному расходованию средств на обеспечение безопасности сооружений. Это значение получается на основе анализа возможных опасных климатических явлений (ОКЯ) на этой территории по данным инженерно-гидрометеорологических, инженерно-геологических, сейсмологических изысканий и прогнозируемого ущерба от их реализации (как экономического, так и неэкономического ущерба, т. е. экологических бедствий, угрозы для жизни и здоровья людей, потери культурных и исторических ценностей и т. п.).

Анализ риска в общей постановке включает решение двух задач (инженерно-технической и инженерно-экономической) и ставит своей целью оптимизацию уровня надежности сооружений, т.е. создание оптимального соотношения единовременных затрат на возведение сооружений и распределенных во времени затрат на восстановление потерь от отказов в процессе их эксплуатации.

Проблема оценки риска от действия ОКЯ включает в себя решение трех независимых задач: определения степени опасности рассматриваемого вида ОКЯ, вероятности отказа элементов строительных конструкций зданий и сооружений от действия их экстремальных расчетных параметров и оценку последствий заданного воздействия.

Определение вероятности отказа предполагает оценку трех групп случайных величин: воздействий, характеристик материалов и геометрических параметров конструкций.

В настоящей статье рассматриваются некоторые аспекты предлагаемой методики оценки рисков опасных гидрометеорологических явлений и воздействий, перечень которых приведен в «Атласе природных и техногенных опасностей и рисков чрезвычайных ситуаций в Российской Федерации» [9], установлены критические значения их расчетных параметров, а также определено, на какие конструкции они оказывают первоочередное влияние. Сформулированы основные требования к оценке уязвимости для зданий и сооружений при опасных климатических воздействиях и критерии для оценки рисков превышения их расчетных параметров.

## **Классификация ОКЯ и нормативные требования по их учету**

Данные о типовых перечнях опасных явлений (наводнения, тайфуны, смерчи, лесные пожары, экстремальные снегопады и т. п.), которые могут переходить в чрезвычайные ситуации и создавать бедствия и аварии, об их суммарной повторяемости, содержатся в руководящих документах Росгидромета, приведены в нормативных документах [9, 10], опубликованных в технической литературе в области гидрометеорологии [11–17] и других информационных источниках.

Далее рассмотрим опасные явления гидрометеорологической природы.

Гидрометеорологическая опасность – это угроза для зданий и сооружений, для социальной сферы, экосистем на рассматриваемой территории под воздействием ОКЯ.

К гидрометеорологическим явлениям относятся:

- метеорологические явления – природные процессы и явления, возникающие в нижней части атмосферы;
- гидрологические явления – природные процессы и явления, возникающие в гидросфере (за исключением акваторий морей и океанов);
- агрометеорологические явления – метеорологические и гидрологические явления или их сочетания, оказывающие воздействие на производство сельскохозяйственной продукции;
- морские гидрометеорологические явления – метеорологические и гидрологические явления или их сочетания, возникающие на акваториях морей и океанов, а также в морских устьях рек.

Для территории России с ее разнообразными геологическими и климатическими условиями характерен практически весь спектр опасных природных процессов и явлений, встречающихся на земном шаре (9). Наиболее значимые опасные явления (ОЯ), в том числе представляющие угрозу для строительных объектов, представлены в табл. 1.

Таблица 1

**Основные климатические показатели и факторы уязвимости от ОКЯ**

Table 1

**Key climate indicators and vulnerability factors from dangerous climatic phenomena**

Наименование ОЯ	Климатический показатель и его критическое значение	Факторы уязвимости зданий и сооружений	Группа предельных состояний
Гидрометеорологические			
Ураганный ветер (ураган)	Ветер разрушительной силы. Максимальная скорость ветра (порыв) равна 33 м/с и более	Возможно обрушение конструкций зданий и сооружений, повреждение фасадов, рекламных щитов, опор и проводов ЛЭП и т. п.	I
Шквал	Резкое кратковременное усиление ветра в течение не менее 1 мин. Максимальная скорость ветра (порыв) равна 25 м/с и более	Повреждение фасадов, рекламных щитов, опор и проводов ЛЭП и т. п.	I
Тайфун	Резкое кратковременное усиление ветра в течение не менее 1 мин. На морской акватории. Максимальная скорость ветра (порыв) равна 25 м/с и более	Повреждение береговых сооружений и портовой инфраструктуры	I, II
Смерч	Независимо от скорости ветра	Повреждение легких конструкций и временных сооружений	I, II
Сильный ливень	Количество жидких осадков равно не менее 30,0 мм за период времени не более 1 ч	Нарушение городской инфраструктуры, попавшей в зону подтопления	II
Крупный град	Средний диаметр самых крупных градин равен не менее 20 мм	Повреждение легких покрытий, навесов, теплиц, парников и т. п.	I, II
Сильная метель	Средняя скорость ветра равна не менее 15 м/с при МДВ не более 500 м продолжительностью не менее 12 ч	Образование «снеговых мешков» на покрытиях зданий и сооружений, заносы на дорогах	I, II
Сильное гололедно-изморозевое отложение (ГИО), гололедно-ветровая нагрузка	Диаметр ГИО равен не менее: 20 мм для гололеда; 35 мм для сложного отложения или мокрого снега; 50 мм для изморози при скорости ветра более 10 м/с; отложение мокрого снега на проводах более 35 мм при скорости ветра более 6 м/с	Повреждение или разрушение конструкций: легких опор ЛЭП, обрыв проводов; вантовых конструкций; тентовых покрытий и т. п.	I
Гидрологические			
Половодье	Критерии отметок наивысшего уровня воды для каждого поста устанавливаются УГМС	Подтопление территории, угроза обрушения малоэтажных зданий и легких сооружений в зоне подтопления, см. ГОСТ Р 22.8.09-2014 [4]	I, II
Зажор	Критерии отметок наивысшего уровня воды для каждого поста устанавливаются УГМС	То же, см. ГОСТ Р 22.8.09-2014 [4]	I, II
Затор	Критерии отметок наивысшего уровня воды для каждого поста устанавливаются УГМС	То же, см. ГОСТ Р 22.8.09-2014 [4]	I, II
Наводнение, паводок	Критерии отметок наивысшего уровня воды для каждого поста устанавливаются УГМС	То же, см. ГОСТ Р 22.8.09-2014 [4]	I, II
Оползень	Быстрое смещение масс грунта, приводящее к большим экономическим потерям, а иногда и к человеческим жертвам	Разрушения в месте расположения конкретного объекта народного хозяйства, см. [9], [11]	I, II
Морские гидрометеорологические			
Цунами	Выбор и назначение исходных нормативных параметров опасности цунами	см. СП 292.1325800.2017 [6]	I

Оценку возможных опасных природных воздействий при архитектурно-строительном проектировании (разработке проектной документации) объектов капитального строительства выполняют в составе инженерных изысканий.

## Общая методика оценки рисков ОКЯ

Согласно определению [2], «риск – вероятность причинения вреда жизни или здоровью граждан, имуществу физических или юридических лиц, государственному или муниципальному имуществу, окружающей среде, жизни или здоровью животных и растений с учетом тяжести этого вреда».

До настоящего времени понятие «климатический риск» не было строго установлено и не была разработана общепризнанная языковая терминология.

Разные авторы вкладывают свой смысл в понятие «риск». Некоторые авторы придают понятию «риск» смысл вероятности угрозы (вероятность смерча, шквала и т. п.), не рассматривая при этом уязвимость объекта. Но даже в тех случаях, когда смысл принимается одинаковым, один из авторов, например, говорит о риске «смерча», а другой о риске разрушения здания (вследствие смерча), а третий исследователь стремится оценить риск гибели людей в данном здании вследствие его разрушения. Все эти аспекты проблемы невозможно разрешить в одной исследовательской работе, хотя в настоящей статье принята попытка более четко осветить некоторые подходы и методики ее решения.

Риск нежелательного события  $R$ , согласно [18], определяется как:

$$R = P_f \times U, \quad (1)$$

где  $P_f$  – вероятность отказа;

$U$  – экономический ущерб от отказа.

Задача обеспечения целесообразного уровня надежности при оптимальном учете рисков ОКЯ заключается в установлении целесообразных значений вероятности отказов при оптимальном соотношении единовременных затрат на возведение сооружений и затрат на ремонтно-восстановительные работы от действия ОКЯ при их эксплуатации.

В общем виде процедура расчета эффективности мероприятий по инженерной защите от ОКЯ представлена в виде диаграммы (рис. 1).

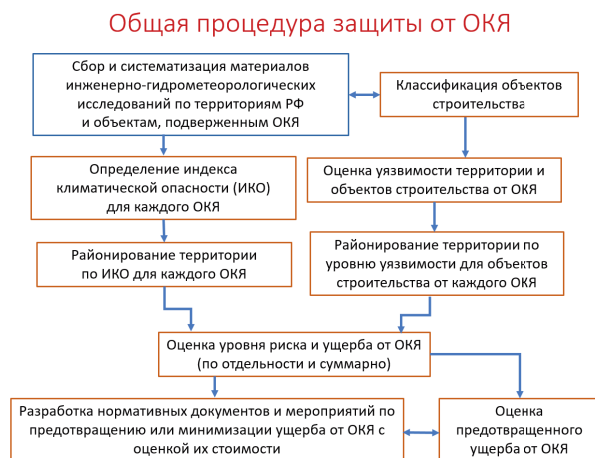


Рис. 1. Общая процедура защиты от ОКЯ

Fig. 1. General procedure for protection against dangerous climatic phenomena

## Инженерная методика оценки климатических рисков для зданий и сооружений при действии основных климатических угроз

Предложена инженерная методика учета допускаемых повреждений зданий и сооружений от опасных климатических явлений с учетом степени тяжести последствий на основе введения индексов климатической опасности (ИКО).

Индексы климатической опасности назначаются организациями по гидрометеорологии в зависимости от рисков возникновения аварийных ситуаций вследствие опасных климатических явлений, как наблюдаемых, так и прогнозируемых на данной территории, и степени вероятного ущерба при эксплуатации зданий и сооружений: ИКО-1 – низкий; ИКО-2 – средний; ИКО-3 – высокий (табл. 2).

Таблица 2

### Уровни риска от опасных климатических процессов и явлений

Table 2

#### Risk levels of dangerous climatic processes and phenomena

Индекс климатической опасности	Уровень риска	Перечень опасных климатических процессов и явлений
ИКО-1	Низкий 0–0,2	Климатические риски незначительны
ИКО-2	Средний 0,21–0,70	Экстремальные опасные климатические явления средней степени интенсивности (ураганы, шквалы, смерчи, град, экстремальные снегопады, метели, перепады температур, обледенение, локальная угроза подтопления территории вследствие ливней, паводков и т. п.), сейсмическая опасность равна 6 баллам по шкале ОСР-97, средняя степень опасности возникновения цунами. Средняя степень геокриологической опасности вследствие оттаивания вечной мерзлоты, неблагоприятных геологических процессов, карстовой опасности
ИКО-3	Высокий 0,71 и выше	Экстремальные опасные климатические явления высокой степени интенсивности (тайфуны, глобальная угроза подтопления территории вследствие ливней, паводков, береговая эрозия, приводящая к затоплению прибрежной территории морем и т. п.), сейсмическая опасность равна 7 баллам и выше по шкале ОСР-97, высокая степень опасности возникновения цунами, высокая вулканическая активность. Высокая степень геокриологической опасности вследствие оттаивания вечной мерзлоты, неблагоприятных геологических процессов, карстовой и термокарстовой опасности
Примечания: – Индексы климатической опасности изменяются в диапазоне от 0 до 1 и вычисляются для каждого рассматриваемого вида ОКЯ. – При наличии нескольких ОКЯ следует принимать ИКО для наиболее опасного воздействия. – Индексы климатической опасности определяют специализированные организации в области гидрометеорологии.		

Выбор учитываемых при проектировании особых воздействий, возможных сценариев и методов защиты несущих конструкций необходимо осуществлять с учетом оценки риска опасных климатических процессов и метеорологических явлений:

ИКО-1 – специальный учет аварийных климатических воздействий не требуется;

ИКО-2 – допускается применение традиционных методов расчета и конструктивных правил;

ИКО-3 – для определения требуемого уровня надежности конструкций необходимо проведение специальных исследований в каждом конкретном случае. Это может потре-

бовать выполнения анализа рисков, а также применения более совершенных методов, включающих динамический анализ, нелинейные модели и учет взаимодействия между сооружением и грунтом.

Устанавливают показатели опасности для различных видов ОКЯ согласно [9], оценки уязвимости по шкале в баллах и соответствующие им значения индексов климатической опасности, как приведено в табл. 3.

Таблица 3

**Показатели уязвимости и индексы климатической опасности для основных типов ОКЯ**

Table 3

**Vulnerability indicators and climate hazard indices for the main types of dangerous climatic phenomena**

Показатель опасности процесса по атласу [9]	Значения по атласу [9]	Шкала опасности в баллах	Уязвимость по шкале в баллах	ИКО
Опасность землетрясений и цунами				
Баллы	1	1	0,2	ИКО-1
	2	2	0,4	ИКО-2
	3	3	0,6	
	4	4	0,8	ИКО-3
	5	5	1,0	
	6			
Опасность оползней				
Пораженность территории, %	практически отсутствуют	1	0,2	ИКО-1
	менее 10	2	0,4	ИКО-2
	10–25	3	0,6	
	25–50	4	0,8	ИКО-3
	более 50	5	1,0	
Опасность карстовых провалов				
Пораженность территории, %	1–3	1	0,2	ИКО-1
	3–10	2	0,4	ИКО-2
	10–25	3	0,6	
	более 25	4	0,8	ИКО-3
Опасность геокриологических процессов				
Пораженность территории, %	опасные – менее 1; умеренно опасные – менее 10	1	0,2	ИКО-1
	опасные – 1–3; умеренно опасные – менее 10	1	0,2	
	опасные – 3–5; умеренно опасные – 10–30	2	0,4	ИКО-2
	опасные – 5–10; умеренно опасные – 30–50	3	0,6	
	опасные – более 50	4	0,8	

Показатель опасности процесса по атласу [9]	Значения по атласу [9]	Шкала опасности в баллах	Уязвимость по шкале в баллах	ИКО
Опасность наводнений в период весеннего половодья и дождевых паводков				
Степень опасности	1	1	0,2	ИКО-1
	2	2	0,4	ИКО-2
	3	3	0,6	
	4	4	0,8	ИКО-3
	5	5	1,0	
Опасность селей				
Площадь территории, занятой селевыми бассейнами, %	менее 5	1	0,2	ИКО-1
	5–10	2	0,4	ИКО-2
	10–50	3	0,6	
	50–75	4	0,8	ИКО-3
	более 75	5	1,0	
Опасность снежных лавин				
Баллы	1	1	0,2	ИКО-1
	2	2	0,4	ИКО-2
	3	3	0,6	
	4	4	0,8	ИКО-3
	5	5	1,0	
Опасность сильных дождей				
Баллы	1	1	0,2	ИКО-1
	2	2	0,4	ИКО-2
	3	3	0,6	
	4	4	0,8	ИКО-3
	5	5	1,0	
Опасность сильных снегопадов				
Баллы	1	1	0,2	ИКО-1
	2	2	0,4	ИКО-2
	3	3	0,6	
	4	4	0,8	ИКО-3
Опасность сильных метелей				
Баллы	1	1	0,2	ИКО-1
	2	2	0,4	ИКО-2
	3	3	0,6	
Опасность сильных ветров				
Баллы	2	2	0,4	ИКО-2
	3	3	0,6	
	4	4	0,8	ИКО-3
	5	5	1,0	

Показатель опасности процесса по атласу [9]	Значения по атласу [9]	Шкала опасности в баллах	Уязвимость по шкале в баллах	ИКО
Опасность экстремально низкой температуры воздуха				
Баллы	1	1	0,2	ИКО-1
	2	2	0,4	ИКО-2
	3	3	0,6	
	4	4	0,8	ИКО-3
	5	5	1,0	
Опасность экстремально высокой температуры воздуха				
Баллы	1	1	0,2	ИКО-1
	2	2	0,4	ИКО-2
	3	3	0,6	
Опасность гололедно-изморозевых явлений				
Баллы	1	1	0,2	ИКО-1
	2	2	0,4	ИКО-2
	3	3	0,6	
	4	4	0,8	ИКО-3
	5	5	1,0	
Опасность лесных пожаров				
Баллы	1	1	0,2	ИКО-1
	2	2	0,4	ИКО-2
	3	3	0,6	
	4	4	0,8	ИКО-3
	5	5	1,0	
Опасность торфяных пожаров				
Баллы	1	1	0,2	ИКО-1
	2	2	0,4	ИКО-2
	3	3	0,6	
	4	4	0,8	ИКО-3

### Методика учета допускаемых повреждений зданий и сооружений от опасных климатических явлений с учетом степени тяжести последствий

Рекомендуемые предельные допускаемые вероятности наступления неблагоприятных событий, вызывающих повреждения или разрушения несущих конструкций сооружений от опасных гидрометеорологических явлений в зависимости от установленных ИКО, а также экономический ущерб в долях валового регионального продукта (ВРП), и максимальная величина экономического риска приведены в табл. 4.

Если риск, вычисленный от отдельного ОКЯ, меньше установленных предельных значений, его допускается при проектировании не учитывать.

Для ОКЯ территориального характера (землетрясения, цунами, сели, оползни, извержения вулканов, лесные и торфяные пожары, геокриологическая опасность и т. п.) величина допускаемых повреждений конструкций зданий и сооружений и необходимость выполнения расчетов на прогрессирующее обрушение устанавливается в специальных

нормативных документах на их проектирование. При этом допускается использовать оценку опасности и уязвимости по шкале DIMAK на основе магнитуды бедствия, индексов относительной социальной уязвимости и устойчивости к бедствию.

Таблица 4

**Допускаемые последствия повреждений зданий и сооружений от опасных гидрометеорологических явлений**

Table 4

**Permissible consequences of damage to buildings and structures from dangerous hydrometeorological phenomena**

Индекс климатической опасности	Последствия повреждений и разрушений		
	тяжелые	средние	низкие
ИКО-1			х
ИКО-2		х	
ИКО-3	х		
<b>Вероятность</b> $P = P_k \times P_y$	0,0001–0,0005	0,0005–0,001	0,01
<b>Экономический ущерб, Y,</b> в долях ВРП	0,0001–0,001	0,001–0,005	0,01
<b>Риск</b> $R = P \times Y$	$1 \times 10^{-8} - 5 \times 10^{-7}$	$5 \times 10^{-7} - 5 \times 10^{-6}$	$1 \times 10^{-4}$
Примечания: 1. тяжелые – внезапное обрушение конструкции с большой вероятностью гибели и ранений людей и прекращения эксплуатации; средние – отказ одного из элементов конструкции не приводит к полному или частичному обрушению здания или сооружения. Малая вероятность ранения людей и прекращения эксплуатации; низкие – локальные повреждения, преимущественно несущих конструкций. 2. Допускаемые вероятности повреждений конструктивных элементов зданий и сооружений от ОКЯ устанавливаются в зависимости от класса сооружения и его уровня ответственности. 3. Риск вычисляется для региона от всех ОКЯ данного вида. 4. Для отдельных видов ОКЯ разрешается устанавливать отдельную шкалу допустимых рисков и параметры повреждений конструкций			

## Требования к защите зданий и сооружений от ОКЯ

К мерам защиты зданий и сооружений от ОКЯ следует отнести:

– эксплуатационные меры, к примеру: осмотр ЛЭП, сбивание и плавка льда; дополнительное охлаждение генераторов при высокой температуре воздуха, перевод части оборудования на ремонт; более широкое использование грозозащитной аппаратуры и т. п.;

– гидрометеорологические (информационные), в том числе совершенствование прогнозов, развитие системы раннего предупреждения, специализированный мониторинг, страхование погодно-климатических рисков;

– корректировку нормативной базы, включая карты районирования территории Российской Федерации по климатическим характеристикам (весу снегового покрова, давлению ветра, толщине стенки гололеда, абсолютным максимальным и минимальным значениям температуры воздуха), не реже, чем один раз в 10 лет;

– технические меры, а именно: совершенствование инфраструктуры, энергосбережение и энергоэффективность, недопущение размещения опасных производственных объ-

ектов на территориях, подверженных опасности пожаров, подтопления, повышенной сейсмической или цунами-опасности и т. п.;

– использование методов управления, устойчивых к неопределенностям климата, интегрированное управление природными ресурсами.

Для оценки рисков и принятия решений по выбору экономических мер адаптации используют следующие методы:

– Анализ затрат и выгод. Применяется для проектов, при разработке которых требуется высокая степень надежности с четко определенными выгодами от их реализации, например, предотвращение риска наводнений.

– Анализ эффективности затрат. Задается фиксированный уровень риска в экономическом выражении, при принятии решений сравниваются затраты на исключение или снижение последствий ОКА.

– Вероятностные подходы, основанные на анализе живучести зданий и сооружений при установленных типах опасных климатических явлений.

При выборе методов защиты оценивается эффективность инвестиций в адаптационные мероприятия.

При принятии решений применяется метод главного критерия, на основе которого производится оптимизация проектных решений.

## **Заключение**

1. Изучены данные о типовых перечнях опасных явлений, которые могут переходить в чрезвычайные ситуации и создавать бедствия и аварии, которые содержатся в руководящих документах Росгидромета, данные о суммарной повторяемости опасных явлений (наводнения, тайфуны, смерчи, лесные пожары, экстремальные снегопады и т. п.), приведенные в [9], в отечественной и зарубежной нормативной и технической литературе [10–17].

2. Анализ показал широкий спектр методов и подходов для каждого из описанных явлений, применение которых предназначено, в основном, для защиты территорий, но не отдельных строительных объектов.

3. Сформулированы основные требования и разработана методика анализа уязвимости для зданий и сооружений (вероятного ущерба от наступления опасных климатических явлений), включая установление степени подверженности строительного объекта действию опасных климатических явлений, а также способности восприятия экстремальных климатических воздействий без серьезных повреждений и разрушений.

4. Полученные результаты, после проведения дополнительных исследований по уточнению карт районирования по климатическим характеристикам, позволят внести соответствующие корректировки в СП «Нагрузки и воздействия. Правила проектирования» в части дополнения и уточнения экстремальных значений климатических воздействий.

5. Выполнена оценка необходимости учета особых воздействий, опасных климатических процессов и метеорологических явлений при проектировании.

6. Риски смерчей, ураганных ветров (кратковременного действия пиковых ветровых нагрузок высоких скоростей) на сооружения, града, ледяного дождя, пылевых или песчаных бурь допускается учитывать при проектировании на основе карт атласа [9] или устанавливать по данным организаций по гидрометеорологии.

7. Разработана инженерная методика оценки климатических рисков для зданий и сооружений при действии основных климатических угроз с учетом данных метеорологического и технического мониторингов в условиях изменяющегося климата на основе индексов климатической опасности.

8. Предложена методика учета допускаемых повреждений зданий и сооружений от опасных климатических явлений с учетом степени тяжести последствий; требования по защите несущих конструкций зданий и сооружений от опасных климатических процессов и явлений.

9. Установлены требования и выявлены наиболее перспективные методики защиты несущих конструкций зданий и сооружений от опасных климатических явлений.

10. Следует отметить, что для снижения рисков ОКЯ, действующих на большие территории (пожары, наводнения, геокриологическая опасность, оползни, сели, цунамиопасность и т. п.), главным способом защиты является совершенствование систем мониторинга и дальнейшее развитие комплекса превентивных мероприятий по защите указанных территорий. В основу могут быть положены карты, приведенные в [9].

11. Для снижения рисков опасных метеорологических явлений (сильный ливень, град, сильные снегопады и метели, ураганы, смерчи, тайфуны, экстремальные гололедно-изморозевые отложения, экстремальные значения положительной и отрицательной температуры) в условиях изменяющегося климата необходимо дополнение и совершенствование нормативной базы, развитие методов их учета при проектировании отдельных объектов строительства и инфраструктуры на основе проведения дополнительных научных исследований. Такая работа должна проводиться регулярно, в том числе путем расширения сети метеонаблюдений за опасными явлениями и формирования базы данных, находящихся в открытом доступе.

12. Результаты проведенных исследований могут быть использованы при разработке предложений по дополнению проекта СП «Нагрузки и воздействия. Правила проектирования» разделом «Оценка климатических рисков» и приложением «Меры защиты несущих конструкций от опасных климатических явлений и угроз», а также при разработке нового СП «Строительные конструкции зданий и сооружений. Правила оценки риска».

## Список литературы

1. Федеральный закон от 30 декабря 2009 г. № 384-ФЗ. Технический регламент о безопасности зданий и сооружений. Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/902192610?marker=64U0IK>.
2. Федеральный закон от 27.12.2002 № 184-ФЗ. О техническом регулировании» (с изменениями на 2 июля 2021 года). Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/901836556>.
3. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. Москва: Стандартинформ; 2015.
4. ГОСТ Р 22.8.09-2014. Безопасность в чрезвычайных ситуациях. Требования к расчету уровня безопасности, риска и ущерба от подтопления градопромышленных территорий. Москва: Стандартинформ; 2015.
5. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*. Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/456044318>.
6. СП 292.1325800.2017. Здания и сооружения в цунамиопасных районах. Правила проектирования. Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/456088760>.
7. СП 296.1325800.2017. Здания и сооружения. Особые воздействия. Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/555600219>.
8. ISO 13824:2020. Bases for design of structures – General principles on risk assessment of systems involving structures. Available at: <https://www.iso.org/standard/71005.html>.

9. МЧС России. Атлас природных и техногенных опасностей и рисков чрезвычайных ситуаций в Российской Федерации. Москва: ДИК; 2005.
10. РД 52.04.563-2013. Инструкция по подготовке и передаче штормовых сообщений наблюдательными подразделениями. Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/1200109275?ysclid=mlqkh7bn5b259658790>.
11. Кобышева Н.В., Акентьева Е.М., Галюк Л.П. Климатические риски и адаптация к изменениям и изменчивости климата в технической сфере. Санкт-Петербург: Издательство Кириллица, 2015.
12. Кобышева Н.В., Васильев М.П. Уязвимость социальной сферы регионов России к опасным гидрометеорологическим явлениям. Труды Главной геофизической обсерватории им. А.И. Воейкова. 2015;{578}:59–74. Режим доступа: <http://voeikovmgo.ru/index.php/component/content/article?layout=edit&id=701>.
13. Акентьева Е.М., Кобышева Н.В. Стратегия адаптация к изменению климата и технической сфере для России. Труды Главной геофизической обсерватории им. А.И. Воейкова. 2011;{563}:60–76. Режим доступа: <http://voeikovmgo.ru/index.php/component/content/article?layout=edit&id=702>.
14. Панфутова Ю.А., Самолетова И.А. Опасные явления погоды на равнинной части Российской Федерации. Труды Главной геофизической обсерватории им. А.И. Воейкова. 2007;{556}: 145–156. Режим доступа: <http://voeikovmgo.ru/index.php/component/content/article?layout=edit&id=702>.
15. Калмыкова О.В., Шершаков В.М. Индекс смерчопасности российской акватории Черного моря. Труды Главной геофизической обсерватории им. А.И. Воейкова. 2017;{584}:142–163. Режим доступа: <http://voeikovmgo.ru/index.php/component/content/article?layout=edit&id=837>.
16. Салль М.А. Погодно-климатические риски как объект управления. Труды Главной геофизической обсерватории им. А.И. Воейкова. 2014;{575}:183–203. Режим доступа: <http://voeikovmgo.ru/index.php/component/content/article?layout=edit&id=700>.
17. Третий оценочный доклад об изменениях климата и их последствиях на территории Российской Федерации. Общезероуме. Росгидромет. Санкт-Петербург: Научное издание технологий; 2022. Режим доступа: [https://www.meteorf.gov.ru/upload/pdf\\_download/compressed.pdf?ysclid=mlqn97p4cn196930661](https://www.meteorf.gov.ru/upload/pdf_download/compressed.pdf?ysclid=mlqn97p4cn196930661).
18. Ведяков И.И., Райзер В.Д. Надежность строительных конструкций: теория и расчет. Москва: АСВ; 2018.

## References

1. Federal Law of December 30, 2009 No. 384-FZ. Technical regulations on the safety of buildings and structures. (In Russian). Available at: <https://docs.cntd.ru/document/902192610?marker=64U0IK>.
2. Federal Law of December 27, 2002 No. 184-FZ. On technical regulation (as amended on July 2, 2021). (In Russian). Available at: <https://docs.cntd.ru/document/901836556>.
3. State Standard 27751-2014. Reliability for constructions and foundations. General principles. Moscow: Standartinform Publ.; 2015. (In Russian).
4. State Standard R 22.8.09-2014. Safety in emergencies. Requirements to safety, risk and damage levels estimation at underflooding of urban and industrial areas. Moscow: Standartinform Publ.; 2015. (In Russian).
5. SP 20.13330.2016. Loads and actions. Updated version of SNiP 2.01.07-85\*. (In Russian). Available at: <https://docs.cntd.ru/document/456044318>.
6. SP 292.1325800.2017. Buildings and structures on tsunami hazardous areas. Regulations of design. (In Russian). Available at: <https://docs.cntd.ru/document/456088760>.
7. SP 296.1325800.2017. Buildings and structures. Accidental actions. (In Russian). Available at: <https://docs.cntd.ru/document/555600219>.
8. ISO 13824:2020. Bases for design of structures – General principles on risk assessment of systems involving structures. Available at: <https://www.iso.org/standard/71005.html>.
9. Ministry of Emergency Situations of the Russian Federation. Atlas of Natural and Man-Made Hazards and Risks of Emergencies in the Russian Federation. Moscow: DIK; 2005. (In Russian).
10. RD 52.04.563-2013. Instructions for the preparation and transmission of storm reports by observation units. Available at: <https://docs.cntd.ru/document/1200109275?ysclid=mlqkh7bn5b259658790>. (In Russian).
11. Kobysheva N.V., Akent'eva E.M., Galyuk L.P. Climate Risks and Adaptation to Climate Change and Variability in the Technical Sphere. St. Petersburg: Kirillitsa Publishing House; 2015. (In Russian).
12. Kobysheva N.V., Vasil'ev M.P. Vulnerability of the social sphere of Russian regions to dangerous hydrometeorological phenomena. Trudy Glavnoy geofizicheskoy observatorii im. A. I. Voeykova =

Proceedings of the Main Geophysical Observatory named after A.I. Voeikov. 2015;{578}:59–74. Available at: <http://voeikovmgo.ru/index.php/component/content/article?layout=edit&id=701>. (In Russian).

13. Akent'eva E.M., Kobysheva N.V. Strategy for adaptation to climate change and the technical sphere for Russia. Trudy Glavnoy geofizicheskoy observatorii im. A.I. Voeykova = Proceedings of the Main Geophysical Observatory named after A.I. Voeikov. 2011;{563}:60–76. Available at: <http://voeikovmgo.ru/index.php/component/content/article?layout=edit&id=702>. (In Russian).

14. Panfutova Yu.A., Samoletova I.A. Dangerous weather phenomena in the flat part of the Russian Federation. Trudy Glavnoy geofizicheskoy observatorii im. A.I. Voeykova = Proceedings of the Main Geophysical Observatory named after A.I. Voeikov. 2007;{556}:145–156. Available at: <http://voeikovmgo.ru/index.php/component/content/article?layout=edit&id=702>. (In Russian).

15. Kalmykova O.V., Shershakov V.M. Tornado danger index for the Russian Black Sea. Trudy Glavnoy geofizicheskoy observatorii im. A.I. Voeykova = Proceedings of the Main Geophysical Observatory named after A.I. Voeikov. 2017;{584}:142–163. Available at: <http://voeikovmgo.ru/index.php/component/content/article?layout=edit&id=837>. (In Russian).

16. Sall' M.A. Weather and climate risks as an object of management. Trudy Glavnoy geofizicheskoy observatorii im. A.I. Voeykova = Proceedings of the Main Geophysical Observatory named after A.I. Voeikov. 2014;{575}:183–203. Available at: <http://voeikovmgo.ru/index.php/component/content/article?layout=edit&id=700>. (In Russian).

17. Third Assessment Report on Climate Change and Its Impacts on the Russian Federation. General Summary. Roshydromet. St. Petersburg: Science-Intensive Technologies; 2022. Available at: [https://www.meteorf.gov.ru/upload/pdf\\_download/compressed.pdf?ysclid=mlqn97p4cn196930661](https://www.meteorf.gov.ru/upload/pdf_download/compressed.pdf?ysclid=mlqn97p4cn196930661). (In Russian).

18. Vedyakov I.I., Raizer V.D. Reliability of building structures: theory and calculation. Moscow: ASV; 2018. (In Russian).

## Информация об авторах / Information about the authors

**Ирина Владимировна Лебедева\***, канд. техн. наук, заведующий лабораторией надежности сооружений, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва  
e-mail: ilebedeva61@gmail.com

**Irina V. Lebedeva\***, Cand. Sci. (Engineering), Head of Structural Reliability Department, Research Institute of Building Constructions named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: ilebedeva61@gmail.com

**Лилит Маратовна Арутюнян**, канд. техн. наук, заместитель заведующего лаборатории надежности сооружений, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва  
e-mail: lns.lilit@mail.ru

**Lilit M. Arutyunyan**, Cand. Sci. (Engineering), Duty Head of Structural Reliability Department, Research Institute of Building Constructions named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: lns.lilit@mail.ru

\* Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

# ВЛИЯНИЕ ЖЕСТКОСТИ ВНУТРИМОДУЛЬНЫХ УЗЛОВ НА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ КОНСТРУКЦИЙ МОДУЛЬНЫХ ЗДАНИЙ

В.С. ШИРОКОВ<sup>1,\*</sup>, канд. техн. наук

Т.А. БЕЛАШ<sup>2</sup>, д-р техн. наук

<sup>1</sup>ФГБОУ ВО «Самарский государственный технический университет», ул. Молодогвардейская, д. 244, г. Самара, 443100, Россия

<sup>2</sup>АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, г. Москва, 109428, Россия

## Аннотация

*Введение.* Жесткость узлов стальных конструкций значительно влияет на распределение внутренних усилий в элементах каркаса. Данное положение справедливо и для модульных зданий. Межмодульные узлы влияют на напряженно-деформированное состояние здания в целом, в то же время жесткость внутримодульных узлов оказывает влияние на напряженно-деформированное состояние каждого модуля в отдельности. Объектом исследования являются стальные модульные здания из составленных модулей с несущими угловыми колоннами.

*Цель.* Исследовать напряженно-деформированное состояние стальных модульных зданий с жесткими и податливыми внутримодульными соединениями при различных вариантах силового воздействия.

*Материалы и методы.* Для оценки влияния жесткости узлов на напряженно-деформированное состояние модульных зданий проведена серия исследований с различными параметрами соединений методом конечных элементов. Всего рассчитана 921 модель узла. Для подтверждения результатов, полученных численным методом, проведены физические испытания полноразмерных образцов узлов. Сформулированы основные допущения для составления стержневой расчетной модели. На основании выявленных допущений получены выражения, описывающие в явном виде влияние вращательной жесткости внутримодульных узлов на распределение внутренних усилий в элементах модуля и на частоты собственных колебаний здания.

*Результаты.* В рамках численных исследований методом конечных элементов установлено значительное влияние наличия ребер и их размеров на жесткость внутримодульных узлов. При этом показано, что узлы без ребер жесткости в общем случае являются податливыми. Для конструирования жестких внутримодульных узлов составлены номограммы по назначению минимальных размеров ребер. Физические испытания полноразмерных узлов подтвердили результаты, полученные при численных исследованиях. Расчетный анализ с помощью полученных выражений показал, что неучет фактической податливости узлов при расчете стержневой модели модульного здания может привести к значительным неточностям в определении усилий и частот собственных колебаний.

*Выводы.* Проведенные исследования показывают значительное влияние жесткости внутримодульных узлов на напряженно-деформированное состояние стальных модульных зданий. При расчете модульных зданий необходимо учитывать податливость узловых соединений. Интерес представляет проведение аналогичных исследований для других конструктивных схем модульных зданий с различными конструктивными решениями узлов.

**Ключевые слова:** модульные здания, внутримодульные узлы, вращательная жесткость, жесткие узлы, податливые узлы, испытания узлов, напряженно-деформированное состояние, частоты собственных колебаний

**Для цитирования:** Широков В.С., Белаш Т.А. Влияние жесткости внутримодульных узлов на напряженно-деформированное состояние конструкций модульных зданий // *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2026. № 1(48). С. 126–145. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1\(48\)-126-145](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1(48)-126-145)

#### **Вклад авторов**

Авторы берут на себя ответственность за все аспекты работы над статьей.

#### **Финансирование**

Исследование не имело спонсорской поддержки.

#### **Конфликт интересов**

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

*Поступила в редакцию 11.01.2026*

*Поступила после рецензирования 20.02.2026*

*Принята к публикации: 27.02.2026*

## **INFLUENCE OF INTRAMODULAR JOINTS STIFFNESS TO THE STRESS-STRAIN BEHAVIOR OF MODULAR BUILDINGS CONSTRUCTIONS**

V.S. SHIROKOV<sup>1,\*</sup>, Cand. Sci. (Engineering)

T.A. BELASH<sup>2</sup>, Dr. Sci. (Engineering)

<sup>1</sup>*Samara State Technical University, Molodogvardeyskaya str., 244, Samara, 443100, Russian Federation  
Samara 443100*

<sup>2</sup>*JSC Research Center of Construction, 2nd Institutskaya str., 6, bld. 1, Moscow, 109428, Russian Federation*

#### **Abstract**

*Introduction.* The steel structure joints stiffness significantly affects the distribution of internal forces in the frame elements. This point is true for modular buildings too. Intermodular joints affect the stress-strain behavior of the whole building, while the intramodular joints stiffness affects the stress-strain behavior of each module individually. The object of the research is steel modular buildings made of assembled modules with load-bearing corner columns.

*Aim.* Studying the stress-strain behavior of steel modular buildings with rigid and semi-rigid intra-modular joints exposed various loads.

*Materials and methods.* To assess the influence of the joints stiffness to the stress-strain behavior of modular buildings, a series of studies were conducted with various connection parameters using the finite element method. A total of 921 joints models were calculated. To confirm the results obtained by the numerical method, physical tests of full-size specimens of the joints were carried out. The main assumptions for the creating of calculation model have been formulated. Based on the identified assumptions, equations were obtained that explicitly describe the influence of the rotational stiffness of intra-modular joints to the distribution of internal forces in the elements of the module and to the natural vibration frequencies of the building.

*Results.* Within the framework of numerical studies using the finite element method, a significant influence of the presence of stiffeners and their dimensions on the intra-modular joints stiffness was established. It is shown that nodes without stiffeners are generally semi-rigid. For the design of rigid intra-modular joints, nomograms have been compiled for the assignment of minimum stiffeners sizes. Physical tests of full-size joints specimens confirmed the results obtained in numerical studies. A calculation analysis using the obtained equations showed that failure to take into account the actual joint stiffness when calculating the rod model of a modular building can lead to significant inaccuracies in determining the internal forces and frequencies of natural vibration.

*Conclusion.* The conducted researches show a significant influence of intra-modular joints stiffness to the stress-strain behavior of steel modular buildings. It is necessary to take into account the joints stiffness when calculating modular buildings. It is of interest to conduct similar studies for other structural schemes of modular buildings with different structural solutions of joints.

**Keywords:** modular buildings, intra-modular joints, rotational stiffness, rigid joints, semi-rigid joints, joint testing, stress-strain behavior, natural vibration frequencies

**For citation:** Shirokov V.S., Belash T.A. Influence of intramodular joints stiffness to the stress-strain behavior of modular buildings constructions. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*, 2026, 1(48), pp. 126–145. (In Russian) [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1\(48\)-126-145](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1(48)-126-145)

#### Authors contribution statement

The authors take responsibility for all aspects of the paper.

#### Funding

No funding support was obtained for the research.

#### Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Received 11.01.2026

Revised 20.02.2026

Accepted 27.02.2026

## Введение

Модульные здания в современной практике строительства нашли широкое распространение. По данной технологии возводится множество объектов различного назначения. При этом важным остается вопрос изучения напряженно-деформированного состояния (НДС) конструкций модулей. Важнейшими параметрами, влияющими на НДС модульных зданий, являются узловые соединения, а именно их жесткость. Так, например, резко возросло количество исследований межмодульных узлов за последние пять лет [1] (рис. 1).

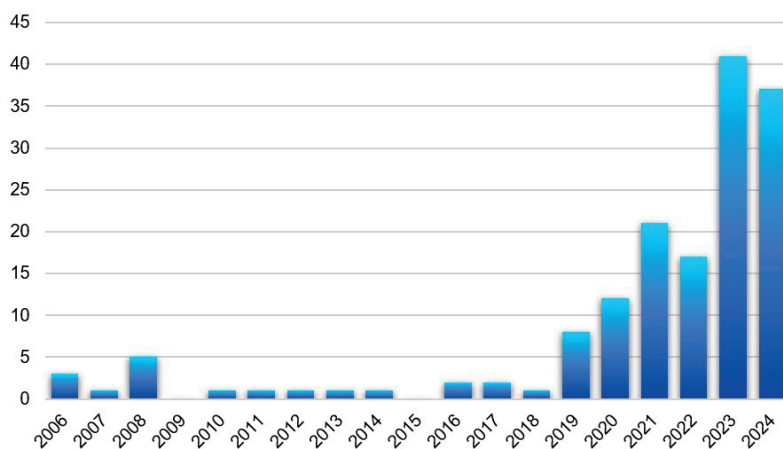


Рис. 1. Число публикаций по исследованию межмодульных узлов за последние 20 лет [1]  
Fig. 1. Number of intermodular joints research publications last 20 years [1]

Жесткость узлов оценивается параметром, который в разной литературе называется «угловая», «поворотная», «вращательная» или «изгибная» жесткость узла. Данные понятия эквивалентны между собой. В настоящей статье принят термин «вращательная жесткость», так как он имеет закрепленное нормативное определение в «Техническом кодексе ТКП EN 1993-1-8-2009 (02250)». Вращательная жесткость ( $S_{j,ini}$ ) – момент, вызывающий единичный угол поворота узла.

Жесткость узлов стальных конструкций значительно влияет на распределение внутренних усилий в элементах каркаса [2–12]. Для модульных зданий межмодульные узлы влияют на напряженно-деформированное состояние здания в целом, в то же время жесткость внутримодульных узлов оказывает влияние на НДС каждого модуля в отдельности. Изучению вращательной жесткости внутримодульных узлов посвящены работы [13–24]. Результаты определения жесткости внутримодульных узлов, полученные зарубежными авторами, сведены в табл. 1.

Таблица 1

**Исследования вращательной жесткости внутримодульных узлов**

Table 1

**Intramodular joints rotational stiffness researches**

Ссылка	Сечения элементов	Образец	$S_{j,инт}$ , кНм/рад	Тип по Eurocode 3
[13]	Колонна HSS 200 × 100 × 6 Балка C 250 × 100 × 4	Без ребра	515,4	шарнирный
		С ребром	1090,3	полужесткий
[14]	Колонна Гн. уг. 150×210×30×25	VL40	5120,12	полужесткий
		CT3.5	5161,89	полужесткий
		CT4.0	6015,82	полужесткий
		BD10	4425,77	полужесткий
		BD14	4564,23	полужесткий
		BL32	4780,73	полужесткий
[15]	Колонна HSS 150 × 150 × 8 Балка пола RHS 250 × 150 × 8 Балка потолка RHS 150 × 150 × 8	Образец 1	2749	полужесткий
[16]	Колонна HSS 150 × 150 × 8 Балка пола C 250 × 140 × 10 Балка потолка 1 – C 200 × 140 × 10 2 – C 225 × 140 × 10 3 – C 250 × 140 × 10	Model-2	20868,31	полужесткий
		Model-3	20522,58	полужесткий
		Model-4	20559,69	полужесткий
		Model-5	23886,37	полужесткий
		Model-6	22014,79	полужесткий
		Model-9	19466,81	полужесткий
		Model-10	20622,74	полужесткий
		Model-11	22239,96	полужесткий
		Model-12	21132	полужесткий
[17]	Колонна HSS 125 × 125 × 6 Балка C 200 × 75 × 6	Case 1	2235	полужесткий
		Case 2	7780	полужесткий
[18]	Колонна HSS 150 × 150 × 8 Балка HSS 150 × 150 × 8	Ребро 100 мм	9390	полужесткий
		Ребро 170 мм	11150	полужесткий

Ссылка	Сечения элементов	Образец	$S_{j,ini}$ , кНм/рад	Тип по Eurocode 3
[19]	Колонна HSS 200 × 200 × 10 Балка пола HSS 200 × 200 × 8 Балка потолка HSS 200 × 200 × 6	MS1	16100	полужесткий
		MS2	18300	полужесткий
		MS3	16700	полужесткий
		QS2	15800	полужесткий
[20, 21]	Колонна RHS 150 × 100 × 6 Балка C 350 × 100 × 6	Ref-W	6905,09	полужесткий
		C200-4.5-2	7935,57	полужесткий
		C150-4.5-2	6692,6	полужесткий
		C150-6.0-2	7234,92	полужесткий
		C200-4.5-1	5935,53	полужесткий
		C200-6.0-1	6733,85	полужесткий
[22]	Колонна RHS 100 × 100 × 9 Балка C 200 × 100 × 5	На сварке	3727	полужесткий
		Фланцевый	1156	полужесткий
		Фланцевый с ребром	1254	полужесткий

Как видно из табл. 1, внутримодульные узлы зачастую оказываются полужесткими (податливыми), при этом значение вращательной жесткости узла может изменяться в довольно широких пределах. Таким образом, изучение влияния жесткости внутримодульных узлов на напряженно-деформированное состояние модульных зданий является актуальной темой.

Объектом исследования являются стальные модульные здания из составленных модулей с несущими угловыми колоннами.

Предмет исследования – влияние жесткости внутримодульных узлов на напряженно-деформированное состояние модульных зданий при различных силовых воздействиях.

Цель – исследование напряженно-деформированного состояния стальных модульных зданий с жесткими и податливыми внутримодульными соединениями при различных вариантах силового воздействия.

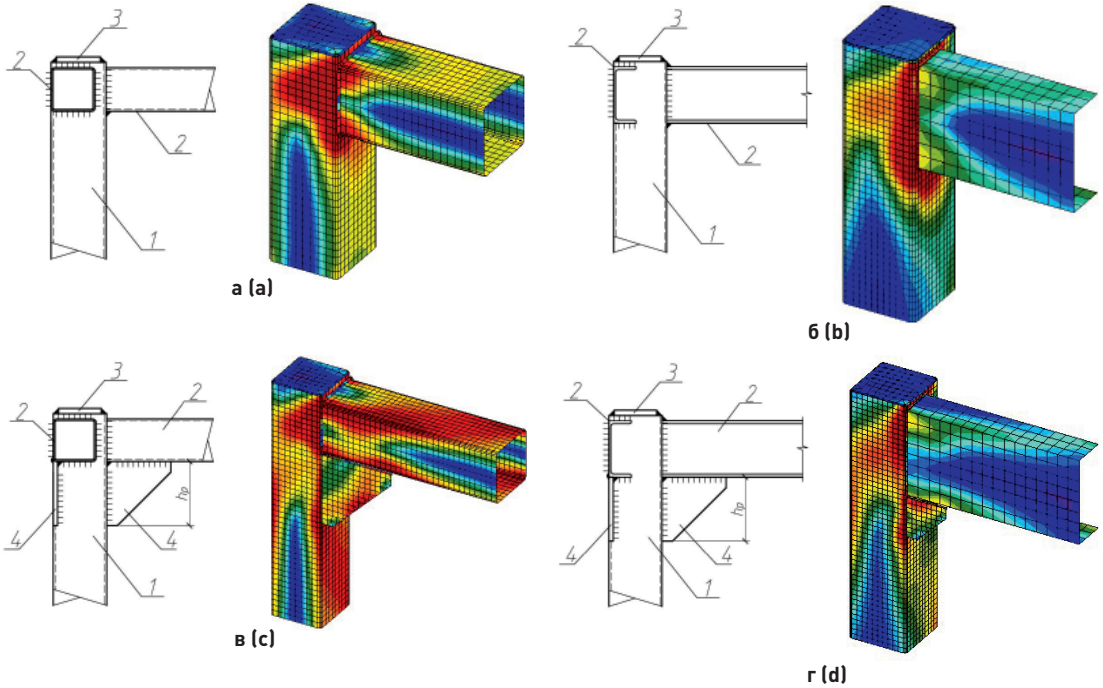
## Материалы и методы

Выше приведены результаты определения вращательной жесткости для нескольких внутримодульных узлов. При этом сама жесткость зависит от конструктивного решения узла. Имеющиеся исследования охватывают довольно узкий круг вариантов исполнения узлов. Таким образом, для оценки влияния жесткости узлов на напряженно-деформированное состояние модульных зданий необходимо провести серию исследований с различными параметрами соединений. Для определения вращательной жесткости узла необходимо знать зависимость «момент – угол поворота» (« $M - \varphi$ »), которую можно получить численным методом конечных элементов (МКЭ) или путем проведения физических испытаний.

### *Численные исследования*

Исследования методом конечных элементов были выполнены в программном комплексе IDEA StatiCa, в котором имеется встроенный модуль по определению вращательной жесткости. Численные исследования проведены для следующих внутримодульных узлов:

- стойка из квадратной трубы, балка из квадратной трубы, без ребра жесткости (Тр-Тр);
- стойка из квадратной трубы, балка из швеллера, без ребра жесткости (Тр-Шв);
- стойка из квадратной трубы, балка из квадратной трубы, с вертикальным ребром жесткости (Тр-Тр-ВР);
- стойка из квадратной трубы, балка из швеллера, с вертикальным ребром жесткости (Тр-Шв-ВР);
- стойка из квадратной трубы, балка из швеллера, с горизонтальными ребрами жесткости (Тр-Шв-ГР). Рассмотренные узлы приведены на рис. 2 и 3.

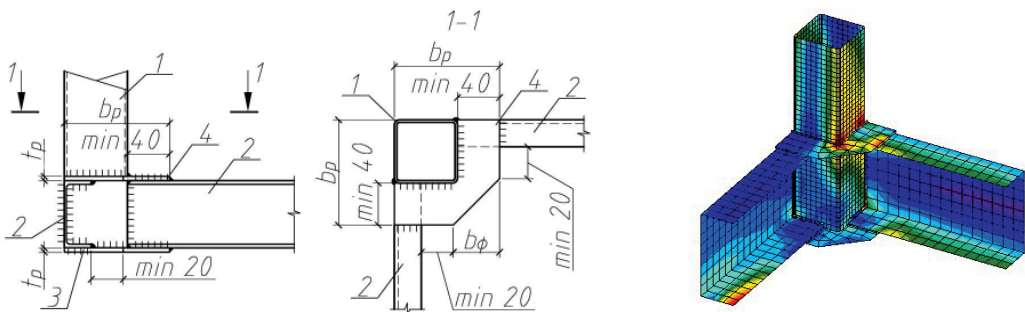


**Рис. 2.** Схемы и МКЭ модели рассмотренных узлов: а – Тр-Тр; б – Тр-Шв; в – Тр-Тр-ВР; г – Тр-Шв-ВР.

1 – стойка; 2 – балка; 3 – заглушка; 4 – ребро

**Fig. 2.** Scheme and FEM models of joints: a – Tr-Tr; b – Tr-Shv; c – Tr-Tr-VS; d – Tr-Shv-VS.

1 – column; 2 – beam; 3 – plug; 4 – stiffener



**Рис. 3.** Схема и МКЭ модель узла с горизонтальными ребрами (Тр-Шв-ГР).

1 – стойка; 2 – балка; 3 – нижнее ребро; 4 – верхнее ребро

**Fig. 3.** Scheme and FEM model of joint with horizontal stiffener (Tr-Shv-HS)

1 – column; 2 – beam; 3 – bottom stiffener; 4 – top stiffener

Модели узлов без ребер и с вертикальными ребрами состояли из стойки и одного примыкающего ригеля, так как при определении вращательной жесткости важна именно конструкция примыкания одного элемента к другому. Модели узлов с горизонтальными ребрами включали две балки, так как конструкция подразумевает крепление пластин к обоим ригелям.

Нагрузка прикладывалась на конце балки в виде сосредоточенного единичного момента, вычисление предельного момента ( $M_{j,Rd}$ ) и построение зависимости « $M - \varphi$ » производилось автоматически ПК IDEA StatiCA.

Для соединений без ребер жесткости неизменными параметрами были сталь С245, катеты сварных швов  $k_f = 4$  мм и материал сварки Э42. Переменными параметрами являлись сечения соединяемых элементов. Для узлов Тр-Тр принят следующий набор сечений:

- стойки из квадратных труб:  $70 \times 4$ ,  $70 \times 5$ ,  $70 \times 6$ ,  $80 \times 4$ ,  $80 \times 5$ ,  $80 \times 6$ ,  $90 \times 4$ ,  $90 \times 5$ ,  $90 \times 6$ ,  $100 \times 4$ ,  $100 \times 5$ ,  $100 \times 6$ ,  $120 \times 4$ ,  $120 \times 5$ ,  $120 \times 6$ ;
- ригели из квадратных труб:  $60 \times 4$ ,  $60 \times 5$ ,  $60 \times 6$ ,  $70 \times 4$ ,  $70 \times 5$ ,  $70 \times 6$ ,  $80 \times 4$ ,  $80 \times 5$ ,  $80 \times 6$ ,  $90 \times 4$ ,  $90 \times 5$ ,  $90 \times 6$ ,  $100 \times 4$ ,  $100 \times 5$ ,  $100 \times 6$ ,  $120 \times 4$ ,  $120 \times 5$ ,  $120 \times 6$ .

Для узлов Тр-Шв приняты сечения:

- стойки из квадратных труб:  $80 \times 4$ ,  $80 \times 5$ ,  $80 \times 6$ ,  $90 \times 4$ ,  $90 \times 5$ ,  $90 \times 6$ ,  $100 \times 4$ ,  $100 \times 5$ ,  $100 \times 6$ ,  $120 \times 4$ ,  $120 \times 5$ ,  $120 \times 6$ ;
- ригели из швеллеров: 12П, 14П, 16П, 18П, 20П, 22П, 24П, 27П, 30П.

Для узлов с вертикальными ребрами неизменными параметрами были сталь С245 для всех элементов, толщина стенки трубы и ребра 4 мм, катеты сварных швов  $k_f = 4$  мм и материал сварки Э42. Вертикальные ребра приняты односторонними по внешним граням балок и стоек. Высота ( $h_p$ ) и ширина ребра приняты равными, подрезка под  $45^\circ$  с отступом 20 мм от граней несущих элементов, минимальный размер ребра  $h_p = 40$  мм. Переменным параметром являлась высота ребра, которая изменялась с шагом 10 мм. Для узлов Тр-Тр-ВР принят следующий набор сечений основных элементов:

- стойки из квадратных труб:  $80 \times 4$ ,  $90 \times 4$ ,  $100 \times 4$ ,  $120 \times 4$ ;
- ригели из квадратных труб:  $80 \times 4$ ,  $90 \times 4$ ,  $100 \times 4$ ,  $120 \times 4$ .

Для исследования узлов Тр-Шв-ВР приняты следующие сечения:

- стойки из квадратных труб:  $80 \times 4$ ,  $90 \times 4$ ,  $100 \times 4$ ,  $120 \times 4$ ;
- ригели из швеллеров: 12П, 14П, 16П, 18П, 20П, 22П, 24П, 27П, 30П.

Для узлов с горизонтальными ребрами было рассмотрено два варианта: сталь С245, материал сварки Э42, катеты швов  $k_f = 4$  мм; сталь С345, материал сварки Э50, катеты швов  $k_f = 4$  мм. В качестве изменяемых параметров приняты ширина ( $b_p$ ) и толщина ( $t_p$ ) ребра. Размеры пластин ( $b_p$ ) изменялись с шагом 10 мм, при этом размер фаски ( $b_\phi$ ) увеличивался с тем же шагом. Толщина ребра изменялась в интервале от 4 до 10 мм с шагом 1 мм. Для исследования принят следующий набор сечений основных элементов:

- стойки из квадратных труб:  $80 \times 4$ ,  $90 \times 4$ ,  $100 \times 4$ ,  $120 \times 4$ ;
- ригели из швеллеров: 12П, 14П, 16П, 18П, 20П, 22П, 24П, 27П, 30П.

Всего было рассчитана 921 модель методом конечных элементов (178 – для Тр-Тр; 117 – для Тр-Тр-ВР; 90 – для Тр-Шв; 222 – для Тр-Шв-ВР; 314 – для Тр-Шв-ГР). По полученным результатам построены графики изменения вращательной жесткости узлов.

### *Физические испытания*

Физические испытания были проведены на двух полноразмерных образцах узлов (О1 и О2). Сечения стойки и балки были выполнены из квадратной трубы  $100 \times 4$ . Образец О1

выполнен без ребра жесткости, образец О2 выполнен с ребром жесткости. Размер ребра выбран  $h_p = 130$  мм, толщина ребра  $t_p = 4$  мм. Схема испытательной установки приведена на рис. 4. Определение угла поворота проводилось с помощью измерения изменения линейной деформации между точками «А» и «В» и вычисления изгибных деформаций ригеля и стойки по показаниям тензодатчиков.

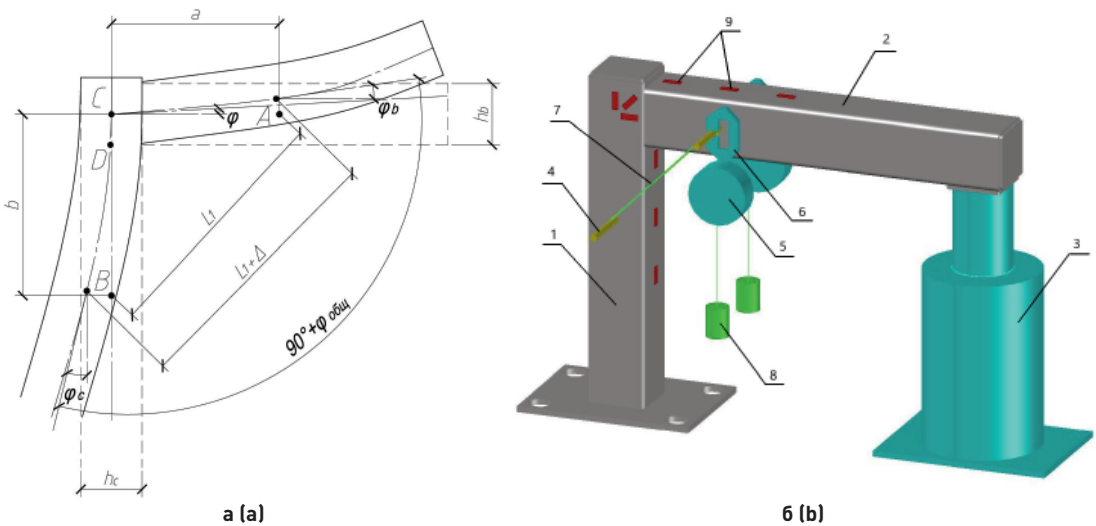
Для узла с ребром жесткости:

$$\varphi = \varphi_{tot} \quad (1)$$

Для узла без ребра жесткости:

$$\varphi = \varphi_{tot} - \varphi_b - \varphi_c \quad (2)$$

Более подробно с экспериментальной методикой можно ознакомиться в статье [25].



**Рис. 4.** Схема определения угла раствора [а] и схема испытательной установки [б]: 1 – стойка; 2 – балка; 3 – домкрат; 4 – шпилька; 5 – прогибомер Аистова; 6 – струбцина; 7 – стальная проволока; 8 – грузик; 9 – тензодатчики

**Fig. 4.** Scheme for opening angle determination (a) and test setup scheme (b): 1 – column; 2 – beam; 3 – hydraulic jack; 4 – brad; 5 – Aistov's deflection indicator; 6 – clamp; steel wire; 8 – weight; 9 – tensiometers

### Теоретические исследования

Конечная жесткость узловых соединений влияет на распределение усилий в элементах системы и на жесткость самой системы, что должно учитываться при расчете здания. Для сведения задачи к стержневой модели систему модульного здания можно разбить на две составляющие: расчетная схема здания в целом; расчетная схема одного модуля, входящего в состав здания. Данные две схемы взаимосвязаны между собой, поэтому для корректной декомпозиции-композиции задачи сформулированы следующие расчетные допущения:

1. Здание прямоугольное в плане постоянной этажности.
2. Модули имеют одинаковое конструктивное решение.
3. В расчетной схеме учитываются только основные несущие элементы (стойки и ригели). Балки настила не учитываются.
4. Сечения верхнего и нижнего ригелей одинаковые.
5. Сопряжение блоков с фундаментами считается шарнирно-неподвижным по углам модулей.

6. Межмодульные узлы принимаются шарнирными в угловых точках горизонтальных рам.

7. Жесткость стенового ограждения не учитывается.

8. Диск перекрытия (покрытия) не деформируется в своей плоскости.

9. Жесткость внутримодульных узлов зависит от конструкции узла.

10. Вертикальные нагрузки принимаются равномерно распределенными.

Указанные допущения сформулированы на основе анализа конструктивных решений стальных модульных зданий из составленных модулей с угловыми несущими колоннами, применяемыми в современном строительстве. Данные допущения позволяют свести анализ работы всего здания к анализу одного модуля, а модуля, в свою очередь, к анализу одной вертикальной рамы (рис. 5). Данный подход значительно упрощает проведение теоретических исследований, а также позволяет выявить характер силовой работы модульных зданий, в том числе влияние податливости внутримодульных узлов на НДС.

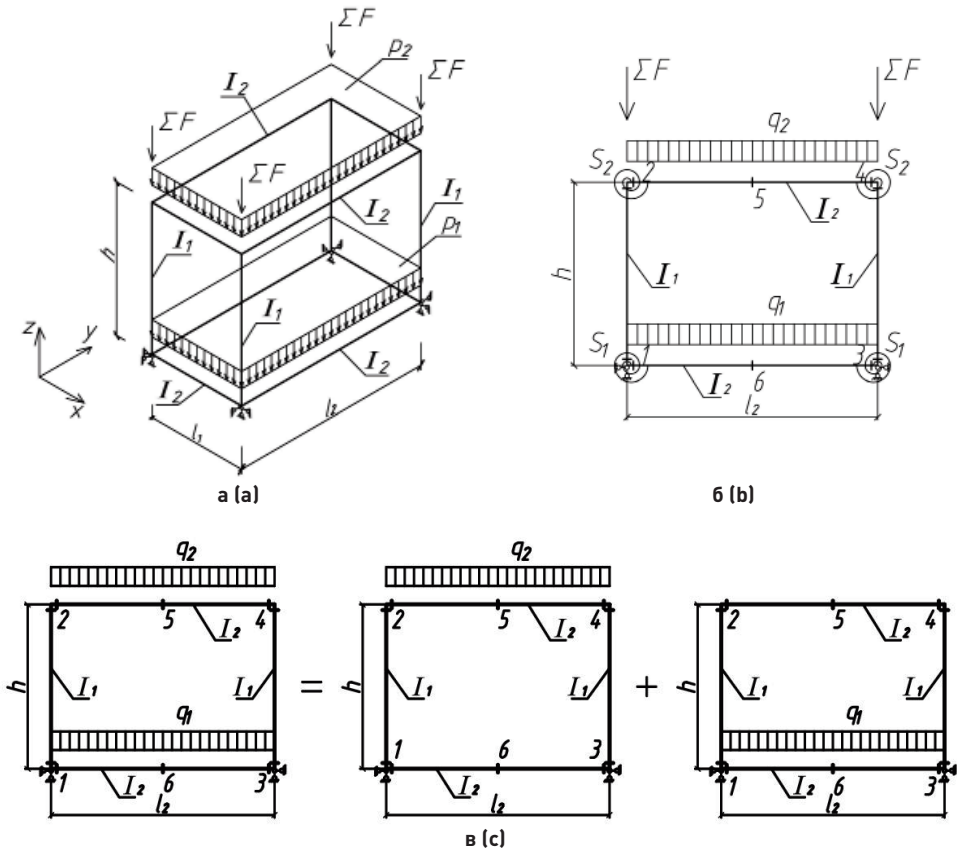


Рис. 5. Расчетные схемы: одного модуля (а); рамы с податливыми узлами (б); к определению усилий (в)  
 Fig. 5. Design schemes: one module (a); semi-rigid frame (b); for internal forces calculation (c)

Изгибающий момент  $M_s$ , который «уходит» на податливость, можно выразить как часть от полного рамного момента  $\bar{M}$ :

$$M_s = \bar{M} \times \frac{E \times I}{l \times S_i}, \quad (3)$$

Тогда изгибающие моменты в характерных сечениях будут равны:

$$M_2 = M_4 = \left( \bar{M}_2^B - \bar{M}_2^B \times \frac{E \times I_2}{l_2 \times S_2} \right) + \left( \bar{M}_2^H - \bar{M}_2^H \times \frac{E \times I_2}{l_2 \times S_1} - \bar{M}_2^H \times \frac{E \times I_2}{l_2 \times S_2} \right); \quad (4)$$

$$M_1 = M_3 = \left( \bar{M}_1^H - \bar{M}_1^H \times \frac{E \times I_2}{l_2 \times S_1} \right) + \left( \bar{M}_1^B - \bar{M}_1^B \times \frac{E \times I_2}{l_2 \times S_1} - \bar{M}_1^B \times \frac{E \times I_2}{l_2 \times S_2} \right); \quad (5)$$

$$M_5 = \frac{q_2 \times l_2^2}{8} - M_2; \quad (6)$$

$$M_6 = \frac{q_1 \times l_2^2}{8} - M_1; \quad (7)$$

$S_1, S_2$  – вращательная жесткость нижнего и верхнего внутримодульных узлов соответственно;

$E$  – модуль упругости стали.

В формулах (4) и (5) индексы «в» и «н» означают рамные моменты в сечении при расположении нагрузки на верхнем и нижнем ригелях соответственно.

Податливость внутримодульных узлов также влияет на собственные частоты колебаний модуля, следовательно, на величины инерционных сил при динамических воздействиях (сейсмика и пульсация ветра). Первая собственная частота колебаний модульного здания с жесткими внутримодульными узлами:

$$f = \frac{1}{2 \times \pi} \times \sqrt{\frac{24 \times E \times I_1 \times g}{c^2 \times G \times h^3 \times \left(1 + \frac{I_1 \times l_2}{I_2 \times h}\right)}}, \quad (8)$$

где  $g$  – ускорение свободного падения;

$G$  – масса, собранная с перекрытия;

$c$  – количество этажей.

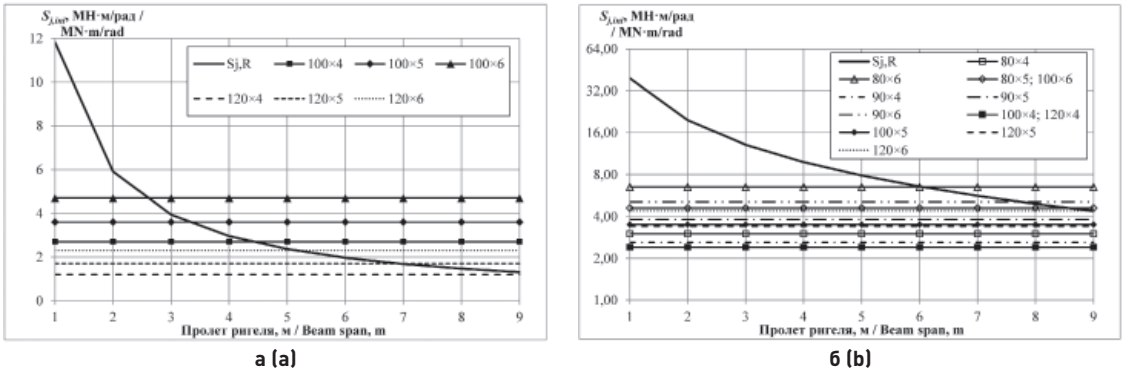
Для здания с податливыми внутримодульными узлами первая частота:

$$f = \frac{1}{2 \times \pi} \times \sqrt{\frac{8 \times g}{c^2 \times G \times h^2 \times \left(\frac{h}{3 \times E \times I_1} + \frac{l_2}{3 \times E \times I_2} + \frac{1}{S_1} + \frac{1}{S_2}\right)}}, \quad (9)$$

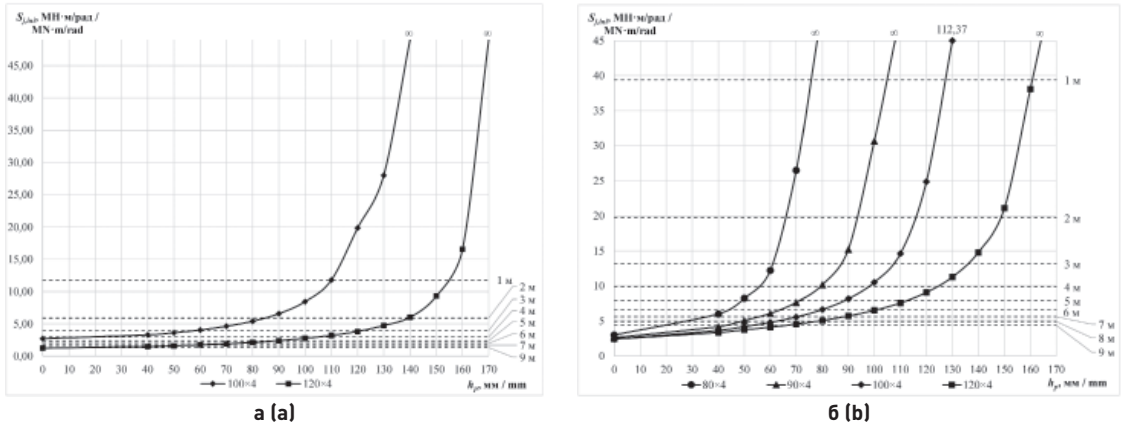
При сравнении формул (8) и (9) хорошо видно, что учет податливости внутримодульных узлов приводит к снижению частоты колебаний, следовательно, к увеличению динамической реакции здания.

## Результаты исследования

По результатам численных исследований построены графики изменения вращательной жесткости узлов для всех рассмотренных типоразмеров сечений. Характерные графики приведены на рис. 6 и 7. На рис. 6 показаны графики изменения  $S_{j,R}$  для узлов без ребер жесткости. На рис. 7 приведены графики изменения вращательной жесткости узлов в зависимости от размеров вертикальных ребер.



**Рис. 6.** График изменения  $S_{j,R}$  для узлов без ребер жесткости: балка из трубы 100 × 4 (а); балки из швеллера 16P (б)  
**Fig. 6.**  $S_{j,R}$  change graph for joints without stiffeners: square hollow section 100 × 4 beam (a); channel 16P beam (b)

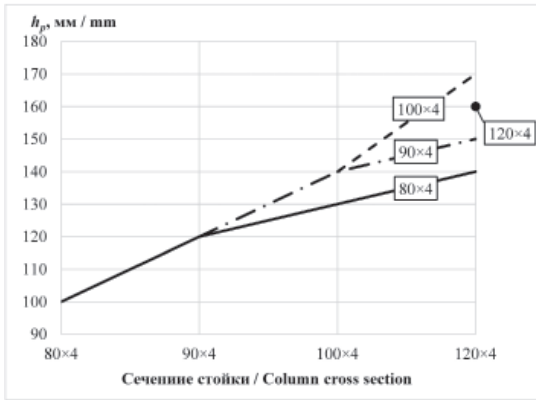


**Рис. 7.** Графики изменения вращательной жесткости узлов в зависимости от размеров вертикальных ребер: для балки из трубы 100 × 4 (а); для балки из швеллера 16P (б)  
**Fig. 7.** Initial rotational stiffness change graph accordance stiffener size: square hollow section 100 × 4 beam (a); channel 16P beam (b)

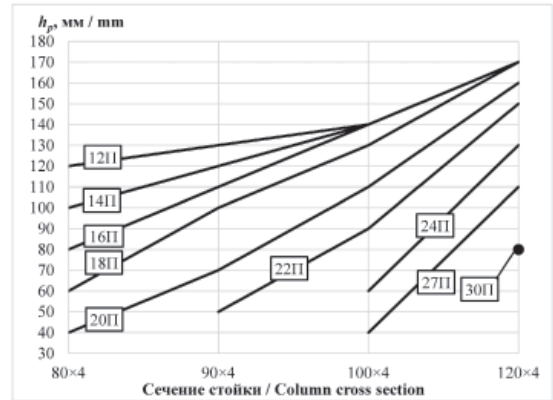
Исследования методом конечных элементов узлов без ребер жесткости показывают, что данные соединения в общем случае относятся к податливым, согласно классификации Eurocode 3. Вращательная жесткость не достигает значений, соответствующих жестким узлам ( $S_{j,R}$ ) при пролетах характерных модульным зданиям (на рис. 6 горизонтальная линия должна лежать выше кривой  $S_{j,R}$ , чтобы узел можно было считать жестким).

Численные исследования узлов с ребрами жесткости показывают, что наличие вертикальных ребер приводит к увеличению вращательной жесткости. Однако при малых размерах ребер вращательная жесткость все равно не достигает значений, соответствующих жестким узлам. Для обобщения результатов построены номограммы для определения минимальных размеров вертикальных ребер (рис. 8), при которых  $S_{j,ini}$  стремится к бесконечности (угол поворота узла нулевой), то есть узел является жестким.

Результаты численных исследований узлов с горизонтальными ребрами жесткости аналогичны: вращательная жесткость узла значительно зависит от размеров ребер. При этом были рассмотрены ребра разной толщины: от 4 до 10 мм, с шагом 1 мм. Поэтому для данного типа узлов составлены номограммы для определения минимальных размеров ребер (ширины  $b_p$  и толщины  $t_p$ ), обеспечивающих жесткое соединение с учетом толщины ребер (рис. 9–11).

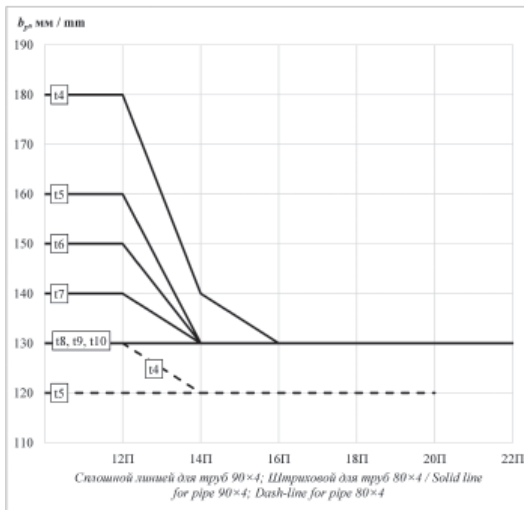


а (a)

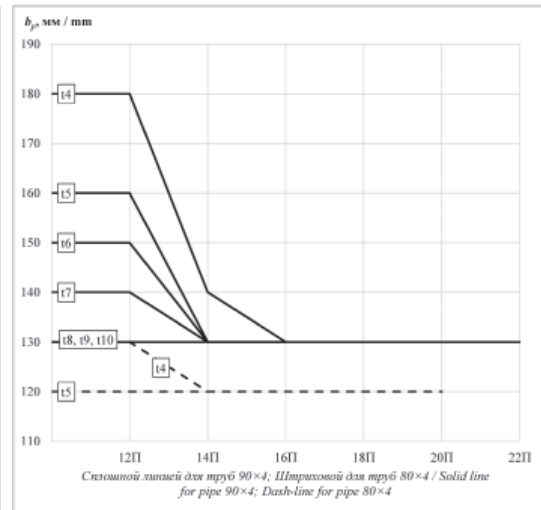


б (b)

**Рис. 8.** Номограммы минимальных размеров ребер жестких узлов: для балки из трубы (a); для балки из швеллера (b)  
**Fig. 8.** Minimal stiffener size of rigid joints nomogram: square hollow section beam (a); channel beam (b)



а (a)



б (b)

**Рис. 9.** Номограммы минимальных размеров горизонтальных ребер жестких узлов со стойками из труб 80 × 4 и 90 × 4: а – сталь С245, сварка Э42; б – сталь С345, сварка Э50

**Fig. 9.** Minimal horizontal stiffener size of rigid joints with square hollow section column 80 × 4 and 90 × 4 nomogram: а – steel С245, welding E42; б – steel С345, welding E50

Как видно из рис. 9–11, материалы конструкций и сварки практически не влияют на вращательную жесткость рассмотренных узлов. При этом толщина ребер существенно влияет на их габаритные размеры. На рис. 12 приведено сравнение материалоемкости узлов в зависимости от толщины ребер (рис. 12a) и строительные коэффициенты ( $k_y$ ), показывающие вклад ребер в общую массу ригелей, для узлов с вертикальными и горизонтальными ребрами (рис. 12б), вычисленные по формулам:

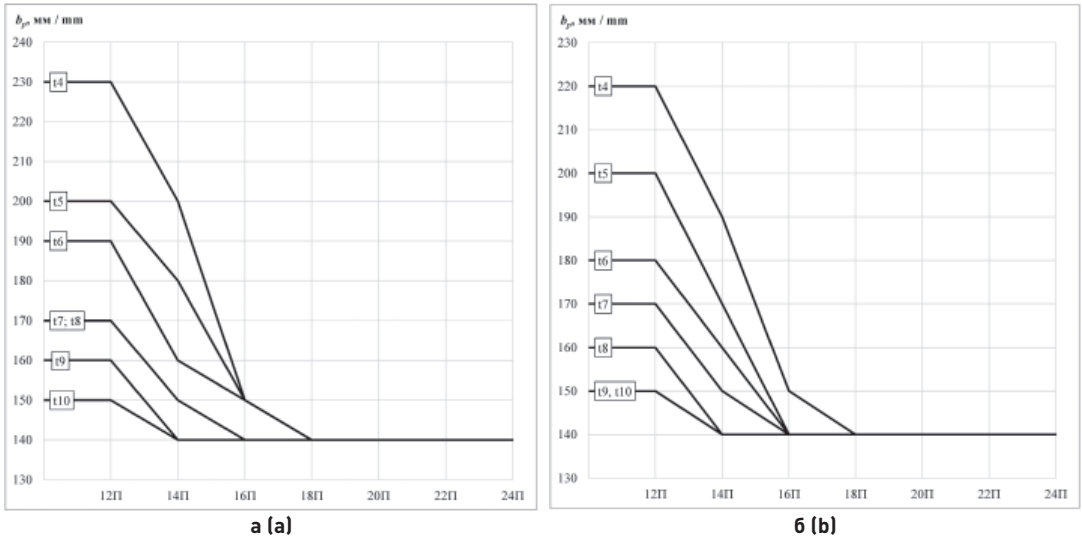
$$k_{y,r} = 1 + \frac{2 \times V_p}{A_b \times \sum l_b}, \quad (10)$$

$$k_{y,v} = 1 + \frac{4 \times V_p}{A_b \times \sum l_b}, \quad (11)$$

где  $k_{y,г}$  и  $k_{y,в}$  – строительные коэффициенты для узлов с горизонтальными и вертикальными ребрами соответственно;

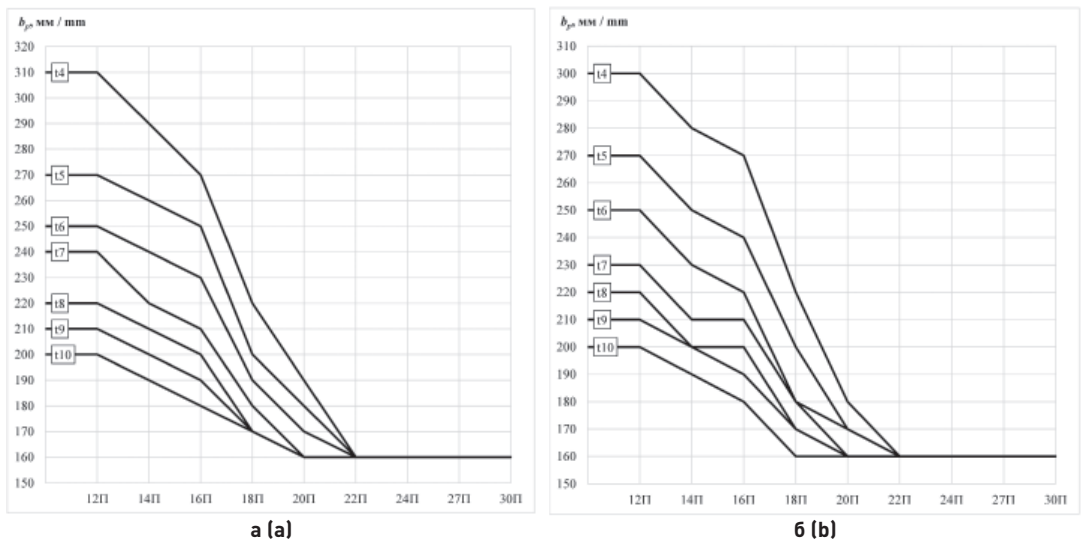
$A_b$  – площадь сечения ригеля;

$\sum l_b$  – суммарная длина продольного и поперечного ригелей.



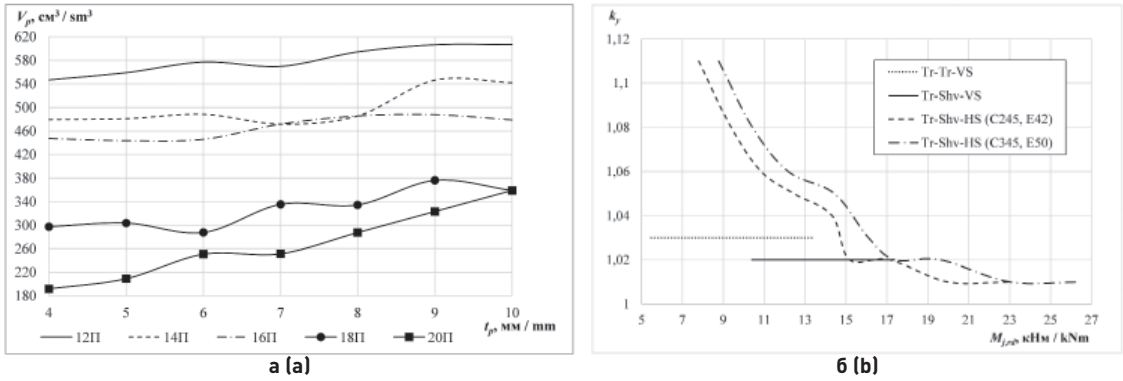
**Рис. 10.** Номограммы минимальных размеров горизонтальных ребер жестких узлов со стойками из труб 100 × 4: а – сталь С245, сварка Э42; б – сталь С345, сварка Э50

**Fig. 10.** Minimal horizontal stiffener size of rigid joints with square hollow section column 100 × 4 nomogram: а – steel C245, welding E42; б – steel C345, welding E50



**Рис. 11.** Номограммы минимальных размеров горизонтальных ребер жестких узлов со стойками из труб 120 × 4: а – сталь С245, сварка Э42; б – сталь С345, сварка Э50

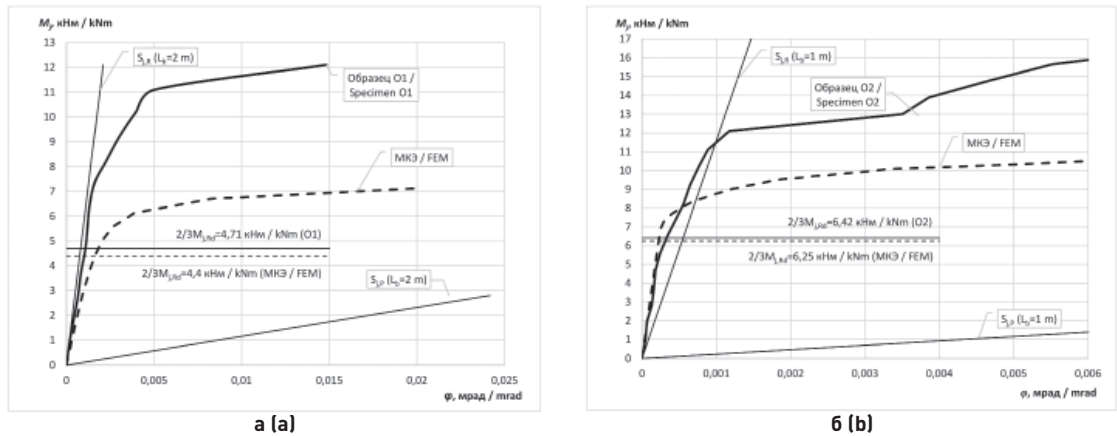
**Fig. 11.** Minimal horizontal stiffener size of rigid joints with square hollow section column 120 × 4 nomogram: а – steel C245, welding E42; б – steel C345, welding E50



**Рис. 12.** Сравнение материалоемкости узлов со стойками из труб 100 × 4:  
 а – зависимость массы горизонтальных ребер от их толщины; б – строительные коэффициенты  $k_y$   
**Fig. 12.** Material consumption comparison of joint with square pipe section column 100 × 4:  
 а – horizontal stiffeners mass by thickness depending; б – building coefficients  $k_y$

Данные рис. 12 показывают, что применение горизонтальных ребер с меньшей толщиной более предпочтительно с точки зрения материалоемкости. При этом применение вертикальных ребер, то есть расположенных в плоскости вращения, является более рациональным для рассмотренных узлов. Вертикальные ребра дают добавку к массе ригелей 1–3 %, а горизонтальные до 6–10 %.

Экспериментальные исследования на двух образцах узлов подтвердили результаты численных исследований. На рис. 13 приведены результаты определения вращательной жесткости, полученные при испытании полноразмерных узлов (O1 и O2). Данные результаты сопоставлены с численными.



**Рис. 13.** Графики начальной вращательной жесткости: а – образец O1; б – образец O2  
**Fig. 13.** Initial rotational stiffness graphs: а – specimen O1; б – specimen O2

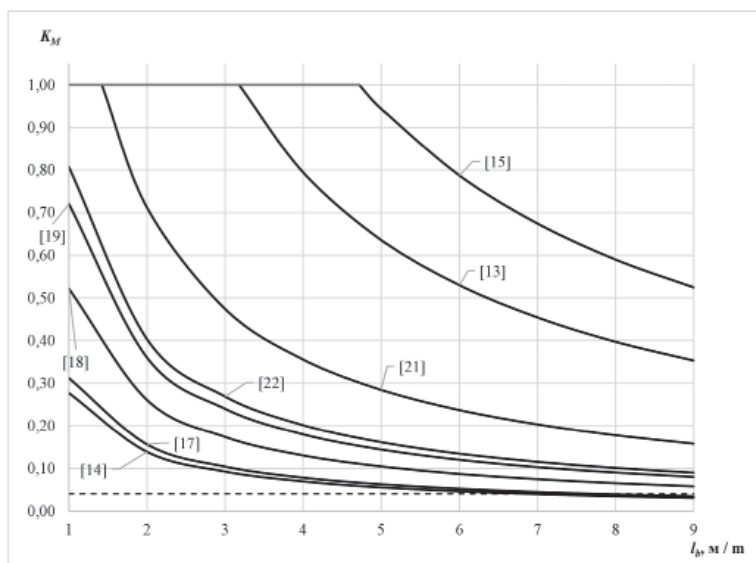
Предельные моменты, полученные экспериментальным и численным методами, практически совпали: расхождение составляет  $\Delta 1 = 6,1 \%$  для узла без ребра и  $\Delta 2 = 2,5 \%$  для узла с ребром. Значения вращательных жесткостей имеют большее расхождение, однако порядок значений схож. Для узла без ребра жесткости по МКЭ  $S_{j,ini} = 2700$  кНм/рад, по испытаниям  $S_{j,ini} = 4320$  кНм/рад. Для узла с ребром жесткости по МКЭ  $S_{j,ini} = 28\ 000$  кНм/рад, по испытаниям  $S_{j,ini} = 19\ 500$  кНм/рад. Таким образом,

экспериментальные исследования подтвердили результаты, полученные на стадии численных.

Влияние податливости внутримодульных узлов на напряженно-деформированное состояние здания оценено через коэффициент  $K_M$ :

$$K_M = \frac{M_S}{\bar{M}}. \quad (12)$$

Коэффициент  $K_M$  показывает, какая часть от рамного момента не перейдет на узел, то есть «уйдет» в пролетную часть момента. На рис. 14 показано изменение  $K_M$  для конструкций внутримодульных узлов, приведенных в литературе [13–15, 17–19, 21, 22]. Предельная величина  $K_M=1$  соответствует шарнирному узлу. Пунктирной линией на рис. 14 показан уровень, при котором узел можно считать жестким. Для некоторых решений с малой вращательной жесткостью внутримодульных узлов [13, 15, 21]  $K_M$  имеет значения, близкие к единице, то есть значительная часть рамного момента «уходит» в пролет. Следовательно, неучет фактической вращательной жесткости (податливости) внутримодульного узла при расчете стержневой модели модуля может привести к значительным неточностям при определении усилий.



**Рис. 14.** Изменение коэффициентов  $K_M$  различных модульных зданий  
**Fig. 14.**  $K_M$  coefficients changes for different modular buildings

Изменение частот собственных колебаний модульного здания, в зависимости от жесткости узлов, показано на рис. 15. В качестве примера принято здание с характеристиками [17]. Графики изменения частот приведены для одно-, двух- и трехэтажного зданий. На рис. 15 сплошными линиями показано изменение частоты, вычисленной в ПК ЛИРА-САПР, штрихпунктирными – по формуле (9).

Штриховой линией на рис. 15 показано значение частоты колебаний здания с рамными узлами, определенные по МКЭ. Вертикальные линии на графике – значение вращательной жесткости узлов, определенное авторами [17] ( $S_{j,ini} = 2235$  кНм/рад), и значение вращательной жесткости, при которой внутримодульные узлы можно классифицировать

как рамные согласно Eurocode 3 ( $S_{j,ini} = 24\,293$  кН/рад). При низких значениях вращательных жесткостей наблюдается значительное расхождение частот по сравнению с рамными узлами. На примере рассмотренного здания видно, что необходимо учитывать податливость узлов для определения корректного значения собственных частот колебаний.

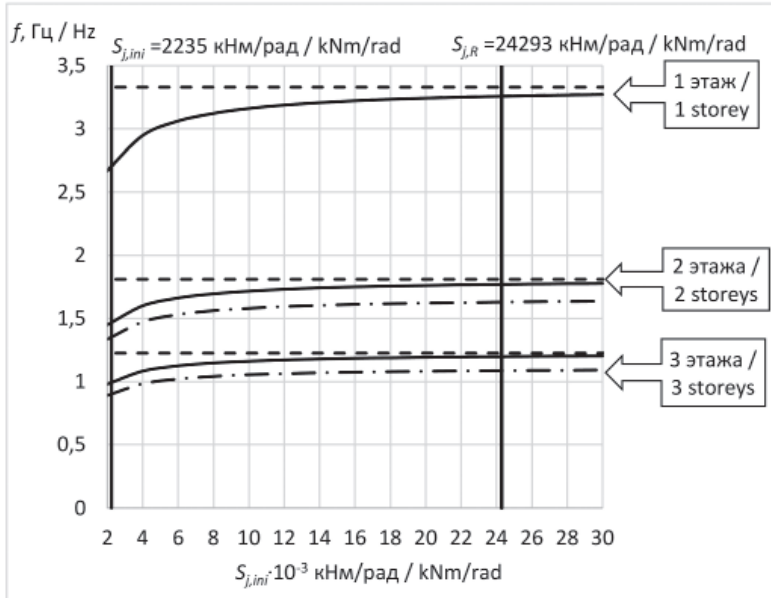


Рис. 15. Изменение первой собственной частоты модульного здания в зависимости от вращательной жесткости внутримодульных узлов

Fig. 15. Natural vibrational frequency changes accordance initial rotational stiffness of intramodular joints

Таблица 2

**Параметры модульных зданий для анализа коэффициентов динамичности при сейсмическом воздействии**

Table 2

**Modular buildings parameters for seismic load dynamic coefficients analysis**

Ссылка	Сечения		$I_1, \text{см}^4$	$I_2, \text{см}^4$	$r$	$T, \text{с/s}$		
	колонна	балка				1 эт.	2 эт.	3 эт.
[13]	HSS 200 × 100 × 6	C 250 × 100 × 4	1703	1682	0,99	0,167	0,333	0,500
[15]	HSS 150 × 150 × 8	RHS 250 × 150 × 8	1411	4886	3,46	0,132	0,265	0,397
[17]	HSS 125 × 125 × 6	C 200 × 75 × 6	643	1179	1,83	0,226	0,452	0,678
[16]	HSS 150 × 150 × 8	C 250 × 140 × 10	1411	5048	3,58	0,132	0,263	0,395
[18]	HSS 150 × 150 × 8	HSS 150 × 150 × 8	1411	1411	1,00	0,183	0,365	0,548
[19]	HSS 200 × 200 × 10	HSS 200 × 200 × 8	4251	3566	0,84	0,112	0,223	0,335
[20, 21]	RHS 150 × 100 × 6	C 350 × 100 × 6	834	5481	6,57	0,157	0,313	0,470

Для оценки коэффициентов динамичности при сейсмическом воздействии рассмотрены конструктивные решения модульных зданий, описанные в научной литературе (табл. 2). Для модульных зданий с конструктивными решениями, которые находятся

выше кривых, представленных на рис. 16, коэффициент динамичности равен 2,5. Наиболее неудачным решением является такое, при котором отношение жесткости ригеля к жесткости стойки ( $r$ ) меньше единицы. При  $r < 1$  происходит резкое увеличение минимального момента инерции стойки, при котором коэффициент динамичности может быть меньше 2,5.

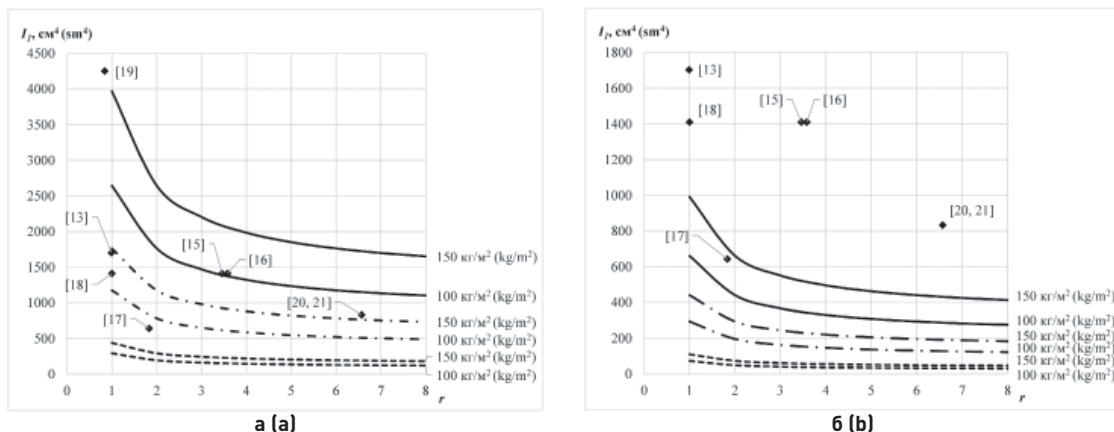


Рис. 16. График изменения момента инерции стойки, при котором происходит уменьшение коэффициента динамичности В: а – для грунтов I и II категорий; б – для грунтов III и IV категорий

Fig. 16. Moment of inertia of column change graph leading to decrease dynamic coefficient В: а – for I and II category soils; б – for III and IV category soils

## Заключение и обсуждение

Проведенные численные исследования вращательной жесткости пяти типов внутримодульных узлов показывают значительное влияние наличия ребер и их размеров на жесткость узлов. В свою очередь толщина стенок ригелей, материалы сварки, класс стали конструкций, толщина ребер незначительно влияют на жесткость узла. Для конструирования жестких внутримодульных узлов найдены минимально достаточные размеры ребер, которые можно определить по составленным номограммам.

Проведенные физические испытания по определению вращательной жесткости двух полноразмерных внутримодульных узлов подтвердили результаты, полученные методом конечных элементов.

На основании выявленных допущений для составления расчетных схем стальных модульных зданий с угловыми несущими колоннами получены выражения, описывающие в явном виде влияние вращательной жесткости внутримодульных узлов на распределение внутренних усилий в элементах модуля. При этом показано, что неучет фактической податливости узлов при расчете стержневой модели может привести к значительным неточностям в определении усилий. Также получены аналитические выражения для определения первой собственной частоты колебаний модульных зданий с жесткими и податливыми внутримодульными узлами. Показано, что соотношение жесткостей ригеля и стойки, а также вращательная жесткость внутримодульных узлов оказывают значительное влияние на частоту собственных колебаний модульного здания.

Аналитические решения, приведенные в статье, справедливы для составленных модульных зданий с несущими угловыми колоннами. Интерес представляет проведение аналогичных исследований для других конструктивных схем, а также для других конструкций узлов.

## Список литературы

1. Iakovlev N.A., Khraonova L.V. Inter-module connections in modular construction: A comprehensive review and classification. *AlfaBuild*, 2025, no. 1(33), pp. 3304–3304. <https://doi.org/10.57728/ALF.33.4>.
2. Шури́н А.Б., Зинкевич И.В. Оценка жесткости баз внецентренно нагруженных стальных колонн по EN 1993-1-8 // *Вестник МГСУ*. 2025. 7(20). С. 1051–1060. <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2025.7.1051-1060>.
3. Алпатов В.Ю., Лукин А.О., Сахаров А.А. Исследования жесткости узла базы стальной колонны, состоящей из одной опорной плиты // *Промышленное и гражданское строительство*. 2015. № 9. С. 9–14. EDN: UKFKDV.
4. Ананьин М.Ю., Фомин Н.И., Черногубов Д.Е. Метод учета податливости в узлах металлических конструкций зданий // *Академический вестник Уралниипроект РААСН*. 2009. № 3. С. 80–85. EDN: KYVPSB.
5. Ананьин М.Ю., Фомин Н.И. Метод учета податливости в узлах металлических конструкций зданий // *Академический вестник Уралниипроект РААСН*. 2010. № 2. С. 72–74. EDN: MTEXND.
6. Багаутдинов Р.И., Комаров Ю.П., Мостовский Н.Н., Дауров З.С. Численное моделирование конечной жесткости узлов колонны с балкой // *Вестник МГСУ*. 2019. № 2(14). С. 179–187. <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2019.2.179-187>.
7. Бакшанский И.С., Жабинский А.Н. Влияние конструктивных особенностей болтовых фланцевых узлов на распределение внутренних усилий в поперечной раме здания В: *Проблемы современного строительства: материалы Международной научно-технической конференции*, Минск, 28 мая 2019 г. Минск: БНТУ; 2019. С. 49–59.
8. Павлов А.Б. Основы проектирования стальных строительных конструкций каркасов зданий с учетом реальной изгибной жесткости и прочности узлов соединений их элементов [диссертация]. Москва; 1996.
9. Туснина В.М., Коляго А.А. К вопросу действительной работы податливых узлов стальных каркасов многоэтажных зданий // *Промышленное и гражданское строительство*. 2018. № 2. С. 28–34. EDN: YTCEAU
10. Туснина В.М. Податливые соединения стальных балок с колоннами // *Инженерно-строительный журнал*. 2017. № 5. С. 25–39. <https://doi.org/10.18720/MCE.73.3>.
11. Рюмин В.В. Анализ податливости рамных узлов на высокопрочных болтах. В: *Современные строительные конструкции из металла и древесины: сб. научных трудов*. 2012. № 1(16). С. 216–223.
12. Tushina O.A., Danilov A.I. The stiffness of rigid joints of beam with hollow section column. *Magazine of Civil Engineering*, 2016, no. 4, pp. 40–51. <https://doi.org/10.5862/MCE.64.4>.
13. Cho B.H., Lee J.S., Kim H., Kim D.J. Structural performance of a new blind-bolted frame modular beam-column connection under lateral loading. *Applied Sciences*, 2019, no. 9, 1929. <https://doi.org/10.3390/app9091929>.
14. Zhang J.F., Zhao J.J., Deng E.F., Wang H., He J.M., Yu H.X., Fan Y.F. Component method based rotation performance and design method for the connection in ATLS modular house. *Thin-Walled Structures*, 2021, no. 164, 107803. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2021.107803>.
15. Khan K., Yan J.-B. Numerical studies on the seismic behaviour of a prefabricated multi-storey modular steel building with new-type bolted joints. *Advanced Steel Construction*, 2021, no.17, pp. 1–9. <https://doi.org/10.18057/IJASC.2021.17.1.1>.
16. Ma R., Xia J., Chang H., Xu B., Zhang L. Experimental and numerical investigation of mechanical properties on novel modular connections with superimposed beams. *Engineering Structures*, 2021, no. 232, 111858. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.111858>.
17. Choi K.S., Kim H.J. An Analytical Study on Rotational Capacity of Beam-Column Joints in Unit Modular Frames. *International Journal of Civil, Structural, Construction and Architectural Engineering*, 2015, no. 9, pp. 83–86. <https://doi.org/10.5281/zenodo.1098106>.
18. Wang Y., Xia J., Ma R., Xu B., Wang T. Experimental study on the flexural behavior of an innovative modular steel building connection with installed bolts in the columns. *Applied Science*, 2019, no. 9, 3468. <https://doi.org/10.3390/app9173468>.
19. Deng E.F., Zong L., Ding Y., Dai X.M., Lou N., Chen Y. Monotonic and cyclic response of bolted connections with welded cover plate for modular steel construction. *Engineering Structures*, 2018, no. 167, pp. 407–419. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.04.028>.
20. Lee S., Park J., Shon S., Kang C. Seismic performance evaluation of the ceiling-bracket-type modular joint with various bracket parameters. *Journal of Constructional Steel Research*, 2018, no. 150, pp. 298–325. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.08.008>.
21. Lee S., Park J., Kwark E., Shon S., Kang C., Choi H. Verification of the seismic performance of a rigidly connected modular system depending on the shape and size of the ceiling bracket. *Materials*, 2017, no. 3 (10), 263. <https://doi.org/10.3390/ma10030263>.

22. Liew J.Y.R., Dai Z., Chua Y.S. Steel concrete composite systems for modular construction of high-rise buildings. *Structures*, 2019, no. 21, pp. 135–149. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2019.02.010>.
23. Широков В.С., Алпатов В.Ю., Гордеев Е.А. Исследование вращательной жесткости узлового соединения ригеля и стойки модульных зданий // *Вестник МГСУ*. 2021. 1(16). С. 20–29. <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2021.1.20-29>.
24. Ведяков И.И., Суслов Л.С., Марисюк А.А., Кашин О.В., Новожилов М.В. Несущая способность стального каркаса многоэтажного модульного здания с учетом жесткости быстросборных соединений // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2023. № 6. С. 8–44. <https://doi.org/10.37153/2618-9283-2023-6-8-44>.
25. Широков В.С., Белаш Т.А., Соловьев А.В. Экспериментальные исследования жесткости внутримодульных узлов // *Вестник гражданских инженеров*. 2024. № 2. С. 35–42. <https://doi.org/10.23968/1999-5571-2024-21-2-35-42>.

## References

1. Iakovlev N.A., Khraponova L.V. Inter-module connections in modular construction: A comprehensive review and classification. *AlfaBuild*, 2025, no. 1(33), pp. 3304–3304. (In Russian) <https://doi.org/10.57728/ALF.33.4>.
2. Shuryin A.B., Zinkevich I.V. Stiffness assessment of bases of off-centre loaded steel columns according to EN 1993-1-8. *Vestnik MGSU*, 2025, no. 7(20), pp. 1051–1060. (In Russian). <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2025.7.1051-1060>.
3. Alpatov V.Yu., Lukin A.O., Saharov A.A. The study of rigidity of a steel column base assembly consisting of a support plate. *Industrial and Civil Engineering*, 2015, no. 9, pp. 9–14. (In Russian). EDN: UKFKDV.
4. Ananjin M.Yu., Fomin N.I., Tchernogubov D.E. Method of the account of a pliability in nodes of metal designs of buildings. *Akademicheskij vestnik Uralniiproekt RAASN*, 2009, no. 3, pp. 80–85. (In Russian). EDN: KYVPSB.
5. Ananjin M.Yu., Fomin N.I. Method of the account of a pliability in nodes of metal designs of buildings. *Akademicheskij vestnik Uralniiproekt RAASN*, 2010, no. 2, pp. 72–74. (In Russian). EDN: MTEXND.
6. Bagautdinov R.I., Komarov Yu.P., Mostovskiy N.N., Daurov Z.S. Numerical model of beam-to-column joint finite stiffness. *Vestnik MGSU*, 2019, no. 2(14), pp. 179–187. (In Russian). <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2019.2.179-187>.
7. Bakshanskiy I.S., Zhabinskiy A.N. Influence of constructive features of bolt flange units on the distribution of internal forces in the transverse frame of a building. *BNTU = Problems of modern construction: materials of the International Scientific and Technical Conference*. Minsk, May 28, 2019. Minsk: BNTU; 2019, pp. 49–59. (In Russian).
8. Pavlov A.B. Fundamentals of designing steel building structures of building frames taking into account the actual bending stiffness and strength of the joint connections of their elements [dissertation]. Moscow; 1996. (In Russian).
9. Tushina V.M., Kolyago A.A. To the issue of actual work of pliable nodes of steel frames of multistory buildings. *Industrial and Civil Engineering*, 2018, no. 2, pp. 28–34. (In Russian). EDN: YTCEAU.
10. Tushina V.M. Semi-rigid steel beam-to-column connections. *Magazine of Civil Engineering*, 2017, no. 5, pp. 25–39. (In Russian). <https://doi.org/10.18720/MCE.73.3>.
11. Rumin V.V. Analysis of rigidity of beam to column moment connections with high strength bolts. In: *Modern metal and wood building structures: collection of scientific papers*, 2012, 1(16), pp. 216–223. (In Russian).
12. Tushina O.A., Danilov A.I. The stiffness of rigid joints of beam with hollow section column. *Magazine of Civil Engineering*, 2016, no. 4, pp. 40–51. <https://doi.org/10.5862/MCE.64.4>.
13. Cho B.H., Lee J.S., Kim H., Kim D.J. Structural performance of a new blind-bolted frame modular beam-column connection under lateral loading. *Applied Sciences*, 2019, no. 9, 1929. <https://doi.org/10.3390/app9091929>.
14. Zhang J.F., Zhao J.J., Deng E.F., Wang H., He J.M., Yu H.X., Fan Y.F. Component method based rotation performance and design method for the connection in ATLS modular house. *Thin-Walled Structures*, 2021, no. 164, 107803. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2021.107803>.
15. Khan K., Yan J.-B. Numerical studies on the seismic behaviour of a prefabricated multi-storey modular steel building with new-type bolted joints. *Advanced Steel Construction*, 2021, no. 17, pp. 1–9. <https://doi.org/10.18057/IJASC.2021.17.1.1>.
16. Ma R., Xia J., Chang H., Xu B., Zhang L. Experimental and numerical investigation of mechanical proper-ties on novel modular connections with superimposed beams. *Engineering Structures*, 2021, no. 232, 111858. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.111858>.

17. Choi K.S., Kim H.J. An Analytical Study on Rotational Capacity of Beam-Column Joints in Unit Modular Frames. *International Journal of Civil, Structural, Construction and Architectural Engineering*, 2015, no. 9, pp. 83–86. <https://doi.org/10.5281/zenodo.1098106>.
18. Wang Y., Xia J., Ma R., Xu B., Wang T. Experimental study on the flexural behavior of an innovative modular steel building connection with installed bolts in the columns. *Applied Science*, 2019, no. 9, 3468. <https://doi.org/10.3390/app9173468>.
19. Deng E.F., Zong L., Ding Y., Dai X.M., Lou N., Chen Y. Monotonic and cyclic response of bolted connections with welded cover plate for modular steel construction. *Engineering Structures*, 2018, no. 167, pp. 407–419. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.04.028>.
20. Lee S., Park J., Shon S., Kang C. Seismic performance evaluation of the ceiling-bracket-type modular joint with various bracket parameters. *Journal of Constructional Steel Research*, 2018, no.150, pp. 298–325. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.08.008>.
21. Lee S., Park J., Kwark E., Shon S., Kang C., Choi H. Verification of the seismic performance of a rigidly connected modular system depending on the shape and size of the ceiling bracket. *Materials*, 2017, 3(10), 263. <https://doi.org/10.3390/ma10030263>.
22. Liew J.Y.R., Dai Z., Chua Y.S. Steel concrete composite systems for modular construction of high-rise buildings. *Structures*, 2019, no. 21, pp. 135–149. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2019.02.010>.
23. Shirokov V.S., Alpatov V.Yu., Gordeyev E.A. Research into the stiffness of beam-column joints of modular prefabricated buildings. *Vestnik MGSU*, 2021, no/ 1(16), pp. 20–29. (In Russian). <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2021.1.20-29>.
24. Vedyakov I.I., Suslov L.S., Marisiuk A.A., Kashin O.V., Novozhilov M.V. Bearing capacity of a steel frame of a multi-storey modular building with consideration of the rigidity of quick-assembled connections. *Earthquake engineering. Constructions safety*, 2023, no. 6, pp. 8–44. (In Russian). <https://doi.org/10.37153/2618-9283-2023-6-8-44>.
25. Shirokov V.S., Belash T.A., Solovov A.V. Experimental research of intra-module joints stiffness. *Bulletin of Civil Engineers*, 2024, no. 2, pp. 35–42. (In Russian). <https://doi.org/10.23968/1999-5571-2024-21-2-35-42>.

## Информация об авторах / Information about the authors

**Широков Вячеслав Сергеевич\***, канд. техн. наук, доцент кафедры «Строительная механика, фундаменты, металлические конструкции», Самарский государственный технический университет, Самара  
e-mail: [ShirokovViacheslav@gmail.com](mailto:ShirokovViacheslav@gmail.com)

SPIN-код: 8240-0959

AuthorID: 665300

ResearcherID: N-5278-2016

<https://orcid.org/0000-0001-6285-8895>

**Viacheslav S. Shirokov\***, Cand. Sci. (Engineering), Associate Professor, Department of Structural Mechanic, Foundations, Metal Structures, Samara State Technical University, Samara

e-mail: [ShirokovViacheslav@gmail.com](mailto:ShirokovViacheslav@gmail.com)

SPIN-code: 8240-0959

AuthorID: 665300

ResearcherID: N-5278-2016

<https://orcid.org/0000-0001-6285-8895>

**Татьяна Александровна Белаш**, д-р техн. наук, профессор кафедры «Строительные сооружения, конструкции и материалы», АО «НИЦ «Строительство», Москва

e-mail: [Belashta@mail.ru](mailto:Belashta@mail.ru)

SPIN-код: 5217-7177

AuthorID: 66498

**Tatyana A. Belash**, Dr. Sci. (Engineering), Professor of the Department of Building Structures, Constructions and Materials, JSC Research Center of Construction, 109428, Moscow

e-mail: [Belashta@mail.ru](mailto:Belashta@mail.ru)

SPIN-код: 5217-7177

AuthorID: 66498

\* Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

# ТЕПЛОФИЗИЧЕСКАЯ МОДЕЛЬ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА ТЕПЛОПРОВОДНОСТИ ГРУНТА КОНУСНЫМ ЗОНДОМ ПОСТОЯННОЙ МОЩНОСТИ НАГРЕВА

О.Н. ИСАЕВ<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Научно-исследовательский, проектно-изыскательский и конструкторско-технологический институт оснований и подземных сооружений (НИИОСП) им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Рязанский проспект, д. 59, г. Москва, 109428, Россия

## Аннотация

*Введение.* Теплофизические свойства грунта могут быть определены в лабораторных и полевых условиях. Полевые методы более точные, поскольку выполняются при минимальных нарушениях природной структуры, теплового и влажностного режима грунта. Наиболее распространенными являются зондовые методы, основанные на внедрении источника тепла в грунт и измерении во времени температуры прилегающего грунта с помощью установленного в зонд температурного датчика. Одним из наиболее перспективных направлений разработки методов определения теплофизических свойств многолетнемерзлых и талых грунтов является использование метода термостатического зондирования (НТ-СРТ) – статического зондирования с использованием зондов, оснащенных нагревательным устройством и термодатчиком. Данный вопрос требует проведения комплекса исследований, прежде всего разработки теплофизической модели взаимодействия конусного зонда постоянной мощности нагрева с грунтом.

*Цель.* Разработка теплофизической модели определения коэффициента теплопроводности грунта конусным зондом постоянной мощности нагрева.

*Материалы и методы.* Аналитическая теплофизическая модель разработана с учетом положений теории теплообмена. При разработке модели приняты расчетные предпосылки: теплофизические свойства грунта изотропны и постоянны; при нагреве фазовые превращения в грунте отсутствуют; теплофизические свойства грунта не изменяются; конус нагревается равномерно и др.

*Результаты.* Получена аналитическая **модель в осесимметричной постановке**, позволяющая определить коэффициент теплопроводности грунта конусным зондом постоянной мощности нагрева. Результаты численных и лотковых экспериментов подтвердили корректность и возможность применения разработанной аналитической модели для определения коэффициента теплопроводности мерзлого грунта при термостатическом зондировании НТ-СРТ зондом.

*Выводы.* На основе анализа теплофизического взаимодействия генерирующего тепловой поток малой мощности конусного зонда с талым и мерзлым (без оттаивания) грунтом получено аналитическое решение, позволяющее определять коэффициент теплопроводности грунта по термограмме нагрева конуса и тепловому коэффициенту зонда.

**Ключевые слова:** конус, зонд, грунт, нагрев, теплофизическая модель, термостатическое зондирование, температура

**Для цитирования:** Исаев О.Н. Теплофизическая модель для определения коэффициента теплопроводности грунта конусным зондом постоянной мощности нагрева // Вестник НИЦ «Строительство». 2026. № 1(48). С. 146–154. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1\(48\)-146-154](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1(48)-146-154)

## Вклад автора

Автор берет на себя ответственность за все аспекты работы над статьей.

**Финансирование**

Исследование не имело спонсорской поддержки.

**Конфликт интересов**

Автор заявляет об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 14.01.2026

Поступила после рецензирования 16.02.2026

Принята к публикации 17.02.2026

## THERMOPHYSICAL MODEL FOR DETERMINING THE THERMAL CONDUCTIVITY COEFFICIENT OF SOIL BY A CONE PROBE OF CONSTANT HEATING POWER

O.N. ISAEV<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov (NIIOSP) of JSC Research Center "Construction", Ryazansky Prospekt, 59, Moscow, 109428, Russia

**Abstract**

*Introduction.* The thermophysical properties of soil can be determined in laboratory and field conditions. Field methods are more accurate because they are performed with minimal disturbance to the natural structure and thermal and moisture conditions of the soil. The most common are probe methods based on the introduction of a heat source into the soil and the measurement of the adjacent soil temperature over time using a temperature sensor installed in the probe. One of the most promising areas for developing methods for determining the thermophysical properties of permafrost and thawed soils is the use of the thermostatic probe method (HT-CPT) – static probing using probes equipped with a heating device and a temperature sensor. This issue requires a comprehensive study, primarily the development of a thermophysical model for the interaction of a cone probe with constant heating power with the soil.

*Aim.* Development of a thermophysical model for determining the thermal conductivity coefficient of soil using a cone probe with constant heating power.

*Materials and methods.* The analytical thermophysical model was developed taking into account the fundamental principles of heat transfer theory. The following calculation assumptions were adopted in developing the model: the soil's thermophysical properties are isotropic and constant; there are no phase transitions in the soil upon heating; the soil's thermophysical properties do not change; the cone heats uniformly, etc.

*Results.* An analytical model was developed that allows one to determine the thermal conductivity of soil using a cone probe with constant heating power. The results of numerical and flume experiments confirmed the validity and applicability of the developed analytical model for determining the thermal conductivity of frozen soil during thermostatic probing with an HT-CPT probe.

*Conclusions.* Based on an analysis of the thermophysical interaction between a cone probe generating a low-power heat flux and thawed and frozen (without thawing) soil, an analytical solution was obtained that allows one to determine the soil's thermal conductivity from the cone heating thermogram and the probe's thermal coefficient.

**Keywords:** cone, probe, soil, heating, thermophysical model, cone penetration with temperature measurement and heating, temperature

**For citation:** Isaev O.N. Thermophysical model for determining the thermal conductivity coefficient of soil by a cone probe of constant heating power. *Bulletin of the Scientific Research Center of Construction*, 2026, 1(48), pp. 146–154. [In Russian] [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1\(48\)-146-154](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1(48)-146-154)

**Author contribution statement**

The author takes responsibility for all aspects of the paper.

**Funding**

No funding support was obtained for the research.

### Conflict of interest

The author declares no conflict of interest.

Received 14.01.2026

Revised 16.02.2026

Accepted 17.02.2026

## Введение

При выполнении теплотехнических расчетов оснований зданий и сооружений, возводимых на многолетнемерзлых грунтах, требуется знание теплофизических свойств грунтов [1, 3, 6, 7, 8, 9]. Наиболее точно они могут быть определены в лабораторных или полевых условиях [4, 5, 6]. При отсутствии опытных данных их берут по таблицам из действующих нормативных документов или рассчитывают по эмпирическим формулам. Табличные и расчетные методы имеют общий недостаток – в качестве исходных данных требуется знание целого набора характеристик мерзлого грунта, что возможно только при отборе образцов и проведении комплексных лабораторных исследований.

Согласно Ершову Э.Д. [4] теплофизические характеристики грунтов и горных пород целесообразно определять в условиях естественного залегания и при минимальных нарушениях структуры, теплового и влажностного режима массива.

Всем этим требованиям соответствуют полевые методы. Наибольшее распространение среди них получили зондовые методы. Их «принцип действия состоит в том, что в исследуемую среду внедряют источник тепла – зонд, и рассматривают вызываемое им изменение во времени температуры окружающей среды» [4]. Они отличаются минимальным механическим и тепловым воздействием на исследуемый грунт из-за небольших размеров зонда и малого времени измерения (5–20 мин).

По принципу действия зондовые методы классифицируются следующим образом [10]: изотермические зонды; зонды постоянной мощности нагрева; зонды с мгновенными источниками тепла; зонды остывающего типа.

По форме зонды могут быть плоскими, цилиндрическими, сферическими. При исследовании горных пород наибольшее распространение получили цилиндрические и плоские зонды [4]. Все три вида основаны на закономерностях и аналитических моделях изменения температурного поля вокруг имеющего определенную форму источника постоянной мощности, расположенного в грунте. Наиболее широко распространенной модификацией является цилиндрический зонд постоянной мощности. Он предназначен для определения теплопроводности талых и мерзлых грунтов в поверхностном слое и шурфе. Зонд этого и других типов для исследования грунтов в массиве, до последнего времени не исследовался и не применялся.

Первые ручные цилиндрические зонды (из-за малого диаметра часто называемые игольчатыми) постоянной мощности нагрева появились в середине прошлого века. Один из первых зондов такого типа был разработан в 1960-х годах в Институте мерзлотоведения СО АН СССР В.М. Марушевичем. Аналогичная конструктивная схема и принцип работы у современных цилиндрических зондов постоянной мощности. Их общие особенности: ручной метод внедрения в исследуемую среду, малый диаметр ( $d_c = 1 \dots 5$  мм), ограниченная длина (2,5–100  $d_c$ ), использование тонкостенных стальных трубок для размещения термодатчика и нагревателя.

Перспективным направлением разработки методов определения теплофизических свойств многолетнемерзлых и талых грунтов в условиях естественного залегания является применение метода термостатического зондирования (НТ-СРТ) – статического зондирования с использованием зондов, оснащенных нагревательным устройством и термодатчиком, располагаемыми в конусе зонда. Первые зонды подобного типа появились в 1980-х годах в НИИОСП им. Н.М. Герсеевича (г. Москва) и НИИпромстрой (г. Уфа). Нагрев грунта в них осуществлялся конусом зонда.

Применение конусного зонда постоянной мощности нагрева (в том числе НТ-СРТ зонда) для определения теплопроводности грунта до настоящего времени не исследовалось. Отсутствует и соответствующая теплофизическая модель взаимодействия конусного зонда с грунтом. Ниже представлено полученное автором решение для указанной модели в осесимметричной постановке.

## Расчетные предпосылки

При разработке тепловой модели взаимодействия конусного зонда постоянной мощности нагрева с грунтом приняты следующие расчетные предпосылки:

- теплофизические свойства грунта изотропны и постоянны;
- грунт является неограниченной средой;
- при нагреве фазовые превращения в грунте отсутствуют (температура мерзлого грунта всегда ниже температуры фазовых переходов); теплофизические свойства грунта (удельная теплоемкость, коэффициент теплопроводности, коэффициент температуропроводности) не изменяются;
- поток тепла, выделяемый конусом на вышележащую часть наконечника зонда (муфта трения, тензоэлементы), не передается;
- конус нагревается равномерно, плотность генерируемого на всей его боковой поверхности тепла равна и постоянна;
- в начальный момент температура конуса равна температуре грунта;
- теплообмен между поверхностью конуса и грунтом, вызванный градиентом температур между ними, подчиняется закону Ньютона–Рихмана.

## Разработка тепловой модели взаимодействия конусного зонда постоянной мощности нагрева с грунтом

Рассмотрим расположенный в грунте с удельной теплоемкостью  $C_s$ , коэффициентом теплопроводности  $\lambda_s$ , коэффициентом температуропроводности  $a_s$ , сплошной конус радиусом основания  $r_0$ , высотой  $h_s$ , массой  $m_s$ , удельной теплоемкостью  $C_c$ , коэффициентом теплопроводности  $\lambda_c$ , коэффициентом температуропроводности  $a_c$ . Коэффициент теплоотдачи от конуса в грунт составляет  $\alpha_c$ .

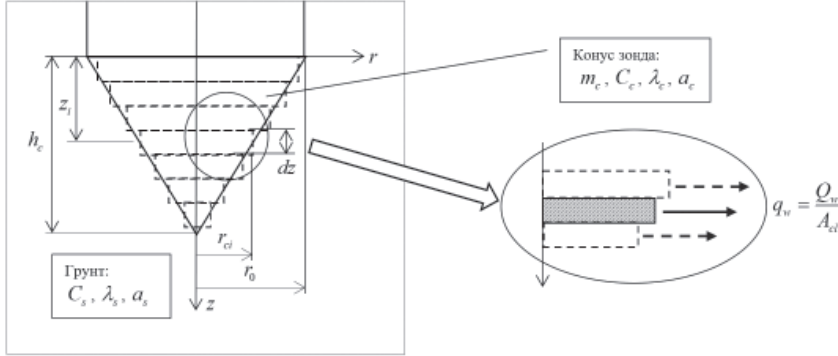
На боковой поверхности конуса в грунт в единицу времени выделяется тепловой поток  $Q_w$ , равный

$$Q_w = q_w A_{cl} \quad (1)$$

где  $Q_w$  – мощность нагрева;  $q_w$  – плотность теплового потока (количество тепла, проходящего через единицу площади за единицу времени);  $A_{cl}$  – площадь боковой поверхности конуса. В нашем случае половина угла при вершине конуса  $\alpha = 30^\circ$ , поэтому формулу можно записать в виде

$$Q_w = 2q_w \pi r_0^2. \tag{1.a}$$

Представим конус в виде совокупности бесконечно большого количества ( $k \rightarrow \infty$ ) дисков очень малой толщины, сложенных таким образом, чтобы они все заполняли и вписывались в конус, а общий объем стремился к объему конуса (рис. 1).



**Рис. 1.** Схема конуса зонда, генерирующего тепловой поток постоянной мощности нагрева  
**Fig. 1.** Diagram of the probe cone generating a heat flow of constant heating power

Согласно принятым предпосылкам, температура всех дисков в любой момент времени одинакова и равна  $\theta_c$ . Рассмотрим расположенный на расстоянии  $z_i$  элементарный  $i$ -й диск радиусом  $r_{ci}$  и толщиной  $dz$ . Пусть на его боковой поверхности в единицу времени выделяется тепловой поток

$$Q_{wi} = q_w (2\pi r_{ci}) dz. \tag{2}$$

Учитывая, что

$$r_{ci} = r_0 \frac{h_c - z_i}{h_c}, \tag{3}$$

данное равенство можно записать в виде

$$Q_{wi} = q_w \left( 2\pi r_0 \frac{h_c - z_i}{h_c} \right) dz. \tag{4}$$

Применим к элементарному  $i$ -му диску толщиной  $dz$  решение I. Н. Blackwell [2] для цилиндра, выделяющего в неограниченную среду тепловой поток постоянной мощности, учитывающее закон Ньютона–Рихмана.

$$\theta_{ci}(t) \approx K_1 \ln t + K_2 + \frac{1}{t} (K_3 \ln t + K_4), \tag{5}$$

где  $\theta_{ci}(t)$  – температура  $i$ -го диска в момент времени  $t$ ;

$$K_1 = \frac{q_w r_0 (h_c - z_i)}{2\lambda_s h_c}$$

$$K_2 = \frac{q_w r_0 (h_c - z_i)}{2\lambda_s h_c} \left[ \ln a_s - 2 \ln \left( r_0 \frac{h_c - z_i}{h_c} \right) + \ln 4 - \gamma + \frac{2\lambda_s}{\alpha_c \left( r_0 \frac{h_c - z_i}{h_c} \right)} \right];$$

$$K_3 = \frac{q_w r_0 (h_c - z_i)}{4\lambda_s h_c} \left[ \frac{\left( r_0 \frac{h_c - z_i}{h_c} \right)^2}{a_s} - \frac{m_c c_c}{\pi \lambda_s} \right];$$

$$K_4 = \frac{q_w r_0 (h_c - z_i)}{2 \lambda_s h_c} \left\{ \frac{1}{2} \left[ \frac{\left( r_0 \frac{h_c - z_i}{h_c} \right)^2}{a_s} - \frac{m_c c_c}{\pi \lambda_s} \right] \left[ \ln a_s - 2 \ln \left( r_0 \frac{h_c - z_i}{h_c} \right) + \ln 4 - \gamma \right] + \frac{\left( r_0 \frac{h_c - z_i}{h_c} \right)^2}{2 a_s} - \frac{m_c c_c}{\pi \alpha_c \left( r_0 \frac{h_c - z_i}{h_c} \right)} \right\};$$

$\gamma = 0.5772$  – постоянная Эйлера–Маскерони.

В правой части формулы (5), с течением времени нагрева ( $t \rightarrow \infty$ ), левое выражение стремится к бесконечности ( $\lim_{t \rightarrow \infty} (K_1 \ln t + K_2) = \infty$ ), в то время как правое стремится к нулю ( $\lim_{t \rightarrow \infty} \frac{1}{t} (K_3 \ln t + K_4) = 0$ ). Последнее можно проверить, используя правило Лопиталья для предела отношения двух функций.

В связи с этим, очевидно, что начиная с определенного момента времени будет справедливо соотношение

$$(K_1 \ln t + K_2) \gg \frac{1}{t} (K_3 \ln t + K_4), \tag{6}$$

Поэтому выражением  $\frac{1}{t} (K_3 \ln t + K_4)$  можно пренебречь и формула (5) примет вид

$$\theta_{ci}(t) \approx \frac{q_w r_0 (h_c - z_i)}{2 \lambda_s h_c} \ln t + \frac{q_w r_0 (h_c - z_i)}{2 \lambda_s h_c} \left[ \ln a_s - 2 \ln \left( r_0 \frac{h_c - z_i}{h_c} \right) + \ln 4 - \gamma + \frac{2 \lambda_s}{\alpha_c \left( r_0 \frac{h_c - z_i}{h_c} \right)} \right] \tag{7}$$

Используя это уравнение, можно получить среднюю температуру конуса, выделяющего через свою боковую поверхность в неограниченную среду тепловой поток постоянной мощности. Для этого вновь рассмотрим конус, состоящий из бесконечно большого количества дисков очень малой толщины  $dz$  (рисунок 1). Полагая, в первом приближении, что теплообмен между дисками осуществляется мгновенно, среднюю температуру конуса  $\theta_c$  в момент времени  $t$  можно определить по формуле

$$\theta_c = \frac{\int_0^{h_c} \theta_{ci}(z) S_{ci}(z) dz}{V_c}, \tag{8}$$

где  $\theta_{ci}$  – температура  $i$ -го диска конуса;  $V_c = \frac{1}{3} \pi r_0^2 h_c$  – объем конуса;  $S_{ci} = \pi r_{ci}^2 = \pi \left( r_0 \frac{h_c - z_i}{h_c} \right)^2$  – площадь  $i$ -го диска конуса;  $r_0$  и  $h_c$  – радиус основания и высота конуса.

Подставив формулу (7) в (8) получаем

$$\theta_c \approx \frac{\ln t}{\lambda_s} A + K_5, \tag{9}$$

$$\text{где } A = \frac{3 q_w r_0}{2 h_c^4} \int_0^{h_c} (h_c - z_i)^3 dz$$

$$K_5 = \frac{3 q_w r_0}{2 \lambda_s h_c^4} \int_0^{h_c} \left[ \ln a_s - 2 \ln \left( r_0 \frac{h_c - z_i}{h_c} \right) + \ln 4 - \gamma + \frac{2 \lambda_s}{\alpha_c \left( r_0 \frac{h_c - z_i}{h_c} \right)} \right] (h_c - z_i)^3 dz.$$

Параметры  $A$  и  $K_5$  не зависят от времени нагрева  $t$ , по отношению к нему являются константами. Параметр  $A$  будем называть тепловым коэффициентом зонда. Если измерения температуры конуса  $\theta_{c1}$  и  $\theta_{c2}$  выполнять в моменты времени нагрева  $t_1$  и  $t_2$  (рисунок 2), то на основе формулы (9), можно записать

$$\theta_c(t_2) - \theta_c(t_1) = \frac{A}{\lambda_s} (\ln t_2 - \ln t_1). \tag{10}$$

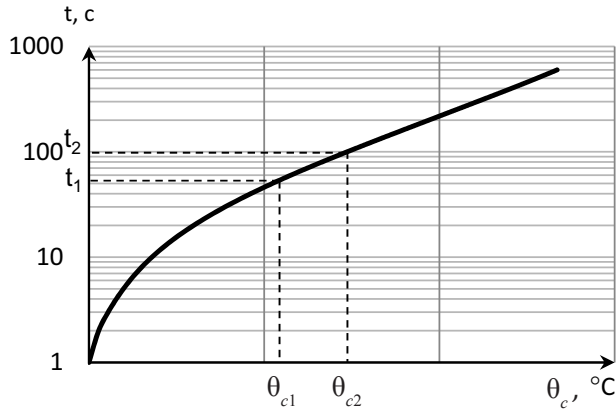


Рис. 2. График изменения температуры конуса  $\theta_c$  при нагреве грунта (для мерзлого без оттаивания) зондом с постоянной мощностью нагрева

Fig. 2. Graph of the temperature change of the cone  $\theta_c$  when the soil is heated (for frozen without thawing) by a probe with constant heating power

Формулу (9) можно использовать для расчета коэффициента теплопроводности грунта

$$\lambda_s = A \frac{\ln \frac{t_2}{t_1}}{\theta_c(t_2) - \theta_c(t_1)}. \tag{11}$$

Полученная формула для расчета коэффициента теплопроводности обладает рядом особенностей:

1) Формула справедлива только начиная с определенного критического времени нагрева  $t_0$ , когда  $(K_1 \ln t + K_2) \gg \frac{1}{t} (K_3 \ln t + K_4)$ , при  $t \geq t_0$ . Поскольку коэффициенты  $K_1, K_2, K_3, K_4$ , зависят от теплофизических характеристик грунта, величина критического времени нагрева  $t_0$  в каждом конкретном грунте вероятно будет своя.

2) Формула справедлива при условии, что в процессе нагрева теплопроводность грунта не меняется. То есть для мерзлого грунта, во-первых, нагрев не должен сопровождаться фазовыми переходами «лед – вода» (теплопроводность воды и льда существенно отличаются), во-вторых, при испытаниях теплопроводность грунта не должна зависеть от его температуры.

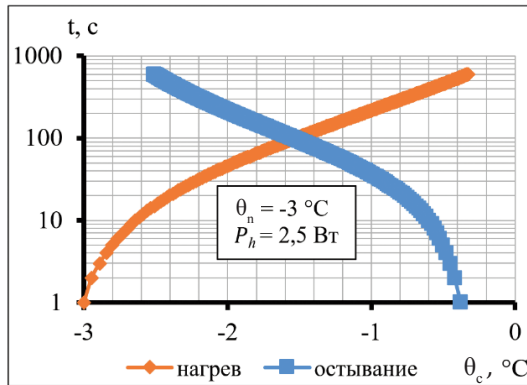
3) Тепловой коэффициент зонда  $A$  прямо пропорционален мощности нагрева, зависит от размеров конуса, инвариантен по отношению к коэффициенту теплопроводности грунта  $\lambda_s$ .

4) Параметры зонда и условия испытаний при реальном термостатическом зондировании могут не полностью соответствовать принятым расчетным предпосылкам: отсутствие теплообмена между нагреваемым конусом и вышележащей частью зонда (муфтой трения, тензоэлементами и др.); отсутствие анизотропии теплофизических свойств грунта; конус нагревается равномерно, плотность генерируемого на всей его боковой поверхности тепла равна. В связи с этим возможны отклонения и погрешности при применении формулы (10) для определения коэффициента теплопроводности грунта.

С целью проверки полученного решения теплофизического взаимодействия конусно-зонда постоянной мощности нагрева с мерзлым (без оттаивания) грунтом для оценки

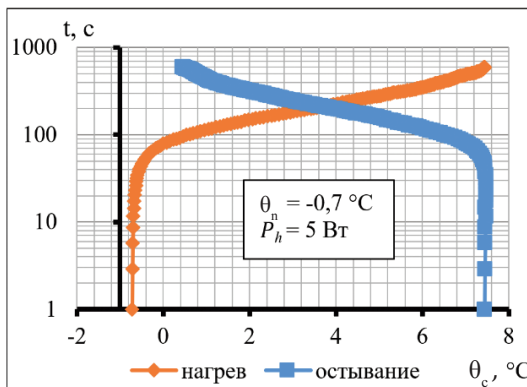
его коэффициента теплопроводности были проведены численные и лотковые (в холодильной камере, использовался зонд стандартных размеров) теплофизические исследования. Примеры изменения температуры конуса при численном моделировании и лотковых экспериментах системы «НТ-СРТ зонд – мерзлый грунт» представлены на рисунках 3, 4.

Результаты экспериментов подтвердили корректность и возможность применения разработанной аналитической модели для определения коэффициента теплопроводности мерзлого грунта при термостатическом зондировании НТ-СРТ зондом.



**Рис. 3.** Численное моделирование нагрева и остывания конуса НТ-СРТ зонда в мерзлом суглинке при начальной температуре грунта  $\theta_n = -3^\circ\text{C}$  ( $W_{tot} = 0,225$  д.е.;  $P_h = 2,5$  Вт)

**Fig. 3.** Numerical simulation of heating and cooling of the HT-CPT probe cone in frozen clay at the initial ground temperature  $\theta_n = -3^\circ\text{C}$  ( $W_{tot} = 0,225$  д.е.;  $P_h = 2,5$  Вт)



**Рис. 4.** Лотковые испытания нагрева и остывания конуса НТ-СРТ зонда в мерзлом песке при начальной температуре грунта  $\theta_n = -0,7^\circ\text{C}$  ( $W_{tot} = 0,048$  д.е.;  $P_h = 5$  Вт)

**Fig. 4.** Tray tests of heating and cooling of the HT-CPT probe cone in frozen sand at the initial ground temperature  $\theta_n = -0,7^\circ\text{C}$  ( $W_{tot} = 0,048$  д.е.;  $P_h = 5$  Вт)

## Выводы

На основе анализа теплофизического взаимодействия генерирующего тепловой поток малой мощности конусного зонда с талым и мерзлым (без оттаивания) грунтом получено аналитическое решение, позволяющее оценить коэффициент теплопроводности грунта по термограмме нагрева конуса и тепловому коэффициенту зонда  $A$  (зависит от параметров зонда, должен определяться в результате тарировки).

Результаты численных и лотковых экспериментов подтвердили корректность и возможность применения разработанной аналитической модели для определения коэффициента теплопроводности мерзлого грунта при термостатическом зондировании НТ-СРТ зондом.

## Список литературы

1. Andersland O.B. Frozen Ground Engineering / O.B. Andersland & B. Ladanyi. ASCE. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey. 2004. 363 p.
2. Blackwel J.H. A transient-flow method for determination of thermal constants of insulating materials in bulk. *Journal of Applied Physics*, 1954, vol. 25, no. 2, pp. 137–144.
3. Ершов Э.Д. Методы геокриологических исследований. М.: Изд-во МГУ, 2004. 512 с.
4. Ершов Э.Д. Теплофизические свойства горных пород / Э.Д. Ершов, В. И. Артюшина, Е. Н. Барковская и др. Москва: Изд-во МГУ, 1984. 204 с.
5. Комаров И.А. Термодинамика и тепломассообмен в дисперсных мерзлых породах. М.: Научный мир, 2003. 608 с.
6. Мотенко Р.Г. Определение теплофизических свойств мерзлых, промерзающих и оттаивающих нефтезагрязненных заторфованных грунтов с помощью различных методов / Р. Г. Мотенко, Д. В. Власенко, Ю. С. Калoshiна // *Инженерная геология*. 2023. Том XVIII. № 4. С. 64–78, <https://doi.org/10.25296/1993-5056-2023-18-4-64-78>.
7. Порхаев Г.В. Тепловое взаимодействие зданий и сооружений с вечномерзлыми грунтами. Москва: Наука, 1970. 208 с.
8. Хрусталеv Л.Н. Основы геотехники в криолитозоне. М.: Изд-во МГУ, 2005. 542 с.
9. Цытович Н.А. Механика мерзлых грунтов. М.: Высшая школа, 1973. 448 с.
10. Чудновский А.Ф. Теплофизические характеристики дисперсных материалов. Москва: Физматгиз, 1962. 456 с.

## References

1. Andersland O.B. Frozen Ground Engineering / O.B. Andersland & B. Ladanyi. ASCE. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey. 2004. 363 p.
2. Blackwel J.H. A transient-flow method for determination of thermal constants of insulating materials in bulk. *Journal of Applied Physics*, 1954, vol. 25, no. 2, pp. 137–144.
3. Ershov E.D. Metody geokriologicheskikh issledovaniy. M.: Izd-vo MGU, 2004. 512 p.
4. Ershov E.D. Teplofizicheskie svoystva gornyh porod / E.D. Ershov, V. I. Artyushina, E. N. Barkovskaya i dr. Moskva: Izd-vo MGU, 1984. 204 p.
5. Komarov I.A. Termodinamika i teplomassoobmen v dispersnyh merzlyh porodah. M.: Nauchnyj mir, 2003. 608 p.
6. Motenko R. G. Opredelenie teplofizicheskikh svoystv merzlykh, promerzayushchih i ottai-vayushchih neftezagryaznennykh zatorfovannykh gruntov s pomoshch'yu razlichnykh metodov / R. G. Motenko, D. V. Vlasenko, Yu. S. Kaloshina. *Inzhenernaya geologiya*, 2023, vol. XVIII, no. 4, pp. 64–78, <https://doi.org/10.25296/1993-5056-2023-18-4-64-78>.
7. Porhaev G.V. Teplovoe vzaimodejstvie zdaniy i sooruzheniy s vechnomerzlymi gruntami. Moskva: Nauka, 1970. 208 p.
8. Hrustalev L.N. Osnovy geotekhniki v kriolitozone. M.: Izd-vo MGU, 2005. 542 p.
9. Cytovich N.A. Mekhanika merzlykh gruntov. M.: Vysshaya shkola, 1973. 448 p.
10. Chudnovskij A.F. Teplofizicheskie harakteristiki dispersnykh materialov. Moskva: Fizmatgiz, 1962. 456 p.

## Сведения об авторе / Information about the author

**Исаев Олег Николаевич**, кандидат технических наук, сектор ГЛПС лаборатории № 35 «Освоение подземного пространства городов», НИИОСП им. Н.М. Герсееvа АО «НИЦ «Строительство». Москва.  
**Oleg N. Isaev**, Cand. Sci. (Engineering), Head of Geotechnics of linear underground structures Sector of Laboratory No. 35, NIIOSP named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction. Moscow.



акционерное общество

# НЬЮ ГРАУНД

## С нами строить легко!

### • Строительство

- подземные парковки
- гидротехнические сооружения
- новые территории

- Усиление фундаментов и оснований
- Геомассив
- Выполнение работ на объектах культурного наследия
- Усиление грунтов и оснований на мерзлых грунтах
- Проектирование подземных частей зданий и сооружений

подземный паркинг

ограждение котлованов

стена в грунте

закрепление грунтов

Контакты:  
614081, г. Пермь,  
ул. Кронштадтская, д. 35  
тел.: +7 (342) 236-90-70 (многоканальный)  
+7 (342) 236-90-64  
Office@new-ground.ru  
www.new-ground.ru

Москва (495) 643-78-54  
Ижевск (3412) 56-62-11  
Казань (843) 296-66-61  
Нижний Новгород (831) 410-68-66  
Уфа (917) 378-07-48  
Самара, ПФО (982) 488-50-00  
Краснодар (861) 240-90-82

Ростов-на-Дону (863) 311-36-36  
Крым (978) 939-38-33  
Санкт-Петербург (812) 923-48-15  
Тюмень (908) 873-29-63  
Омск (982) 488-50-00  
Якутск (912) 881-15-82  
Челябинск (912) 881-15-82

# ГЕОТЕХНИЧЕСКИЕ ВОПРОСЫ СТРОИТЕЛЬСТВА В ЗОНЕ РАСПРОСТРАНЕНИЯ МНОГОЛЕТНЕМЕРЗЛЫХ ГРУНТОВ

О.А.МАКОВЕЦКИЙ<sup>1</sup>, д-р техн. наук, С.С. РУБЦОВА<sup>2</sup>, Д.И. САМОЙЛОВ<sup>1</sup>, С.С. ЗУЕВ<sup>2</sup>

*Пермский национальный исследовательский политехнический университет, Комсомольский проспект, д. 29, г. Пермь, Пермский край, 614990, Россия*

*АО «Нью Граунд», ул. Кронштадская, 35, г. Пермь, Пермский край, 614081, Россия*

## Аннотация

*Введение.* Территория распространения многолетнемерзлых грунтов занимает большую часть территории России, поэтому расширение возможностей использования этих регионов для развития промышленного строительства является важной стратегической задачей для государства. На сегодняшний день, в соответствии со Стратегией пространственного развития Российской Федерации на период до 2028 года, приоритетным регионом, с точки зрения экономического роста и стратегического влияния, является Арктическая зона Российской Федерации.

*Цель.* При проектировании, строительстве и дальнейшей эксплуатации зданий и сооружений на многолетнемерзлых грунтах наиболее актуальной задачей является обеспечение надежности грунтового основания.

*Материалы и методы.* В связи с этим выбор конструктивно-технологических и организационных решений промышленного строительства, прежде всего, это прогноз деформативности, мероприятия по обеспечению устойчивости грунтового основания и разработка рациональных организационных схем по их реализации, должны быть экономически целесообразными, оптимальными или близкими к оптимальным для конкретного инженерного сооружения и региона его расположения.

*Результаты.* Обоснована возможность применения технологии струйной цементации грунта в основном режиме и в режиме высоконапорной инъекции для устройства искусственных оснований в растепленных многолетнемерзлых грунтах.

*Выводы.* Имеющийся опыт показывает, что при определенных инженерно-геологических условиях технология струйной цементации является эффективным и надежным способом модификации грунтов и устройства искусственных оснований.

**Ключевые слова:** многолетнемерзлые грунты, струйная цементация, грунтоцементный элемент, грунтоцементная свая, закрепление грунтов, талые грунты, закрепление в ММГ, инъекция грунта

**Для цитирования:** Маковецкий О.А., Рубцова С.С., Самойлов Д.И., Зув С.С. Геотехнические вопросы строительства в зоне распространения многолетнемерзлых грунтов // *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2026. № 1(48). С. 156–167. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1\(48\)-156-167](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1(48)-156-167)

## Вклад авторов

Маковецкий О.А. – научное руководство, методологическая поддержка, критический пересмотр и научное редактирование текста.

Самойлов Д.И. – концепция исследований, разработка программы и методики испытаний.

Зув С.С. – подготовка к проведению экспериментальных работ, экспертная оценка результатов.

Рубцова С.С. – консультации по нормативно-технической базе, критический пересмотр рукописи и уточнение выводов.

## Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки.

### Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 12.01.2026

Поступила после рецензирования 27.01.2026

Принята к публикации: 05.03.2026

## GEOTECHNICAL ISSUES OF CONSTRUCTION IN PERMANENTLY FROZEN ZONES

O.A. MAKOVETSKIY<sup>1</sup>, Dr. Sci. (Engineering), S.S. RUBTSOVA<sup>2</sup>, D.I. SAMOYLOV<sup>1</sup>, S.S. ZUEV<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Perm National Research Polytechnic University, 29 Komsomolsky Prospekt, Perm, Perm Krai, 614990, Russia

<sup>2</sup>New Ground JSC, 35 Kronstadskaya Street, Perm, Perm Krai, 614081, Russia

### Abstract

*Introduction.* The area of permafrost occupies most of Russia's territory, making it crucial for the country to expand its use for industrial construction. Currently, the Arctic zone of the Russian Federation is a priority region for economic growth and strategic influence, as outlined in the Spatial Development Strategy of the Russian Federation until 2028.

*Aim.* When designing, constructing, and operating buildings and structures on permafrost soils, the most important task is to ensure the reliability of the soil foundation.

*Materials and methods.* In this regard, the choice of design, technological, and organizational solutions for industrial construction, primarily the prediction of deformability, measures to ensure the stability of the soil foundation, and the development of rational organizational schemes for their implementation, should be economically feasible, optimal, or close to optimal for a specific engineering structure and the region where it is located.

*Results.* The possibility of using the technology of jet grouting in the main mode and in the mode of high-pressure injection for the construction of artificial bases in thawed permafrost soils is substantiated.

*Conclusions.* The available experience shows that under certain engineering and geological conditions, jet grouting technology is an effective and reliable method for modifying soils and constructing artificial foundations.

**Keywords:** permafrost soils, jet grouting, soil-cement element, soil stabilization, thawed soil, stabilization in MMG, soil injection

**For citation:** Makovetskiy O.A., Rubtsova S.S., Samoylov D.I., Zuev S.S.

Geotechnical issues of construction in permanently frozen zones. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2026, no. 1(48), pp. 156–167. (In Russ.) [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1\(48\)-156-167](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1(48)-156-167)

### Authors contribution statement

Makovetskiy O.A. – scientific management, methodological support, critical review and scientific editing of the text.

Samoylov D.I. – research concept, development of the program and test methods.

Zuev S.S. – preparation for conducting experimental work, expert assessment of the results.

Rubtsova S.S. – consultations on the regulatory and technical framework, critical review of the manuscript and clarification of the conclusions.

### Funding

No funding support was obtained for the research.

### Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Received 12.01.2026

Revised 27.01.2026

Accepted 05.03.2026

## Введение

На протяжении ряда лет основной целью совместной научной деятельности Пермского национального исследовательского политехнического университета и АО «Нью Граунд» является разработка экспериментально-теоретических основ, реализующих выполнение Федерального закона Российской Федерации ФЗ-384 «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений», в котором обеспечение механической безопасности определяется как: «...отсутствие деформаций недопустимой величины строительных конструкций, основания здания или сооружения и геологических массивов прилегающих территорий». Для этого целесообразно смоделировать сценарии возникновения опасных природных и техногенных геологических процессов, учитывая особенности взаимодействия элементов строительных конструкций между собой и с основанием, и предусмотреть работы по улучшению свойств грунтов основания.

Многолетнемерзлые грунты как основания надежны только при соблюдении их расчетных отрицательных температур. При повышении температуры (даже в области отрицательных значений температур) происходят существенные изменения свойств грунтов, что обуславливает нестабильность мерзлых пород. Глобальное потепление климата может привести к повышению температуры многолетнемерзлой толщи, увеличению глубины сезонного оттаивания грунтов, что, в свою очередь, снизит несущую способность оснований зданий и сооружений [1–4].

В соответствии со Стратегией пространственного развития Российской Федерации на период до 2028 года, приоритетным регионом, с точки зрения экономического роста и стратегического влияния, является Арктическая зона Российской Федерации. Вечная мерзлота в Российской Федерации распространяется на 11 млн км<sup>2</sup> и составляет около 65 % территории страны.

Согласно последним оценочным докладам, темпы повышения арктических температур воздуха наиболее высокие; так, за период с 1991 по 2020 гг. линейный рост температуры в Северной полярной области составил около 2,64 °С, что негативно сказывается на промышленности и жилищных условиях распространения многолетнемерзлых грунтов [5].

По данным международной группы экспертов особенностью потепления климата является более быстрое изменение среднегодовой температуры планеты по сравнению с аналогичными циклами прошлых эпох. По северным районам России современный тренд повышения температуры воздуха составляет примерно 0,06 °С/год, что приводит к возникновению тренда потепления мерзлых грунтов (в интервале до глубины нулевых годовых амплитуд) в пределах 0,02...0,03 °С/год. Исследования изменения климата показали усиление интенсивности потепления за последнее десятилетие, что не может не сказаться на температуре многолетнемерзлых грунтов [6].

Помимо освоения новых территорий в настоящее время идет интенсивное обновление жилой застройки существующих северных городов, при которой, как правило, грунтовые условия площадок строительства оказываются значительно хуже, чем на вновь осваиваемых территориях. Как показывает анализ строительных площадок в черте г. Якутска, в основаниях, характеризующихся сложными мерзлотно-грунтовыми условиями, имеются локальные таликовые зоны, высокотемпературные и засоленные грунты, пласты подземных льдов, органические отходы и другие включения, которые

делают невозможным устройство оснований зданий и сооружений традиционными методами и применение известных типов фундаментов.

В настоящее время для обеспечения эксплуатационной надежности грунтовых оснований, сложенных многолетнемерзлыми грунтами, используются следующие способы [7]:

1. Замена слабых грунтов непросадочными при оттаивании и непучинистыми при промерзании под нагрузкой грунтами.

2. Упрочнение грунтов оснований с помощью сезоннодействующих охлаждающих устройств – термостабилизаторов (жидкостных, парожидкостных).

3. Упрочнение грунтов путем инъектирования химических добавок – жидкого стекла, цемента и др.

4. Понижение температур верхнего несущего слоя грунтов с помощью вентилируемого подполья, вентилируемых каналов большого сечения, вентилируемых пространственных фундаментов.

## Основная часть

Многолетнемерзлые грунты основания состоят из двух слоев: сезонно оттаивающего и многолетнемерзлого, которые являются, как правило, водонасыщенными и при оттаивании и промерзании могут давать большие осадки и выпучивания, ведущие за собой деформации зданий и сооружений. Предотвращение деформаций является основной задачей при возведении зданий и сооружений при строительстве на таких площадках [8].

Лед в порах грунта начинает таять при повышении температуры, которая уменьшает льдо-цементационные связи. При температуре, равной температуре оттаивания грунтовой влаги, сцепление между минеральными частицами скачкообразно падает до совершенно незначительных величин. При оттаивании мерзлых грунтов происходят два противоположных процесса: уплотнение за счет уменьшения пористости при отжати оттаявшей влаги и набухание частиц и агрегатов в набухающих глинистых грунтах.

Аналитическая расчетная оценка НДС в случае «промерзания–оттаивания» грунта затруднена даже при одномерном действии процессов [9]. Для двух-, трехмерных задач, особенно при совместном расчете системы «промерзающее (оттаивающее) основание–сооружение», необходимость применения численных методов является очевидной [10].

*Совместная задача определения термо-напряженно-деформированного состояния основания.*

Разработка расчетных моделей для теплотехнических расчетов предполагает моделирование системы с учетом пространственного положения, изменения литологии – учет всех инженерно-геологических скважин в пределах расчетной модели и напластования грунтов между ними, температур грунтов в трехмерном пространстве – задание температурного режима многолетнемерзлых и талых грунтов, динамики изменения теплового фона.

Результатом являются изменяющиеся во времени температурные поля от теплового воздействия здания (сооружения) и атмосферного влияния на грунт, по которым определяются значения ореолов оттаивания грунта в его основании (рис.1) [11].

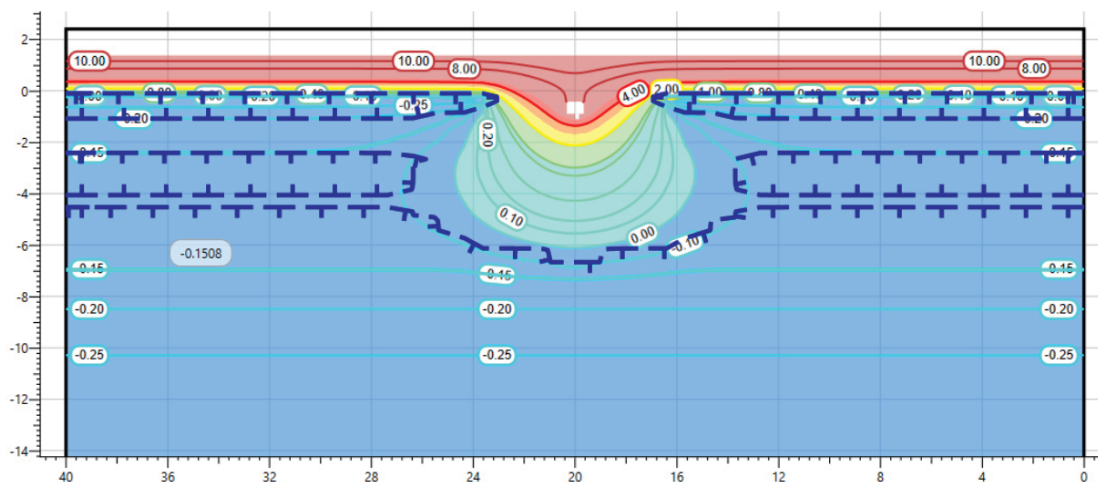


Рис.1. Температурное поле и ореол оттаивания от теплового воздействия [11]  
Fig. 1. Temperature field and thawing halo from thermal exposure [11]

По данным о распространении ореолов оттаивания определяются расчетные значения осадок грунтов при их оттаивании. Далее, определяется максимальное значение ореола оттаивания, и соответственно, максимальные осадки грунта за период эксплуатации. Результаты расчетов осадки формируются в профили осадки – линейные графики максимальной осадки ММГ за период эксплуатации для всего расчетного участка. Следующий этап: численные значения профилей осадки используются в качестве дополнительной нагрузки при проведении статических и конструктивных расчетов.

Основными параметрами проектирования, по которым определяется уровень надежности системы «основание–здание», являются абсолютная величина развивающейся осадки и относительная разность осадок фундаментов здания. Рассмотрение уровня надежности грунтового основания по критерию предельно допустимых осадок возможно при увеличении модуля общих деформаций  $E$ , и одновременном уменьшении изменчивости этого показателя. Практически это ведет к искусственному улучшению оснований различными методами.

#### *Модификация грунтовых оснований, сложенных многолетнемерзлыми грунтами*

Разработка рациональных видов фундаментов и оснований для территорий со сложными природно-климатическими условиями и сложной транспортной схемой для доставки материалов, где затраты на устройство фундаментов отличаются от центральной части России высокой трудоемкостью и стоимостью является актуальной задачей.

В условиях возможного изменения физических и механических характеристик многолетнемерзлых грунтов во времени логично использовать конструктивные методы улучшения работы грунтов основания, такие как вертикальное армирование гибкими и жесткими цилиндрическими элементами, формируя геотехнические массивы.

Геотехнический массив – это слой грунта с модифицированными свойствами, создаваемый для улучшения условий работы подземной части здания или сооружения, предотвращающий или ограничивающий распространение некоего воздействия на среду.

Армирование земляного полотна вертикальными столбами из щебня на участках с многолетнемерзлыми грунтами применяется при строительстве транспортных сооруже-

ний [12]. При устройстве жестких вертикальных армирующих элементов модификация грунтов выполняется с использованием технологии струйной цементации. Возможность применения струйной цементации в условиях многолетнемерзлых грунтов рассматривается в работах ряда авторов [13, 14].

АО «Нью Граунд» на протяжении последних десяти лет ведет опытно-исследовательские и производственные работы по использованию струйной цементации и высоконапорной инъекции в многолетнемерзлых грунтах [15].

В условиях монолитных многолетнемерзлых грунтов для формирования грунтоцементного элемента используется комплекс оборудования: для растепления вертикальной цилиндрической зоны грунта применяется установка подачи пара марки ППУ 1600/100 и буровая установка с комплексом струйной цементации (рис. 2а). Технологические параметры режима растепления определяются геологическими условиями площадки строительства. При этом в грунте формируется вертикальная цилиндрическая зона талого грунта диаметром до 1200 мм (рис. 2б).



**Рис. 2а.** Комплекс для выполнения струйной цементации в многолетнемерзлых грунтах  
**Fig. 2a.** Complex for performing jet cementation in permafrost soils



**Рис. 2б.** Зона растепления грунта и положение датчиков температуры  
**Fig. 2b.** Soil thawing zone and position of temperature sensors

В ходе опытно-исследовательских работ было выполнено измерение изменения температурного поля в ходе растепления. Измерение выполнялось по радиусу зоны растепления с шагом точек определения 100 мм, на глубине 1000 мм от поверхности. Определение температуры проводилось непосредственно после окончания процесса растепления – график представлен на рис. 3, и каждые шесть часов в течении двух суток.

Через 48 часов на периферии зоны растепления оставалась положительная температура грунта 1,5...2,5 градуса Цельсия.

Растепление грунта происходит в цилиндрической зоне, при этом ликвидируются ледовые связи в грунте, а затем в ходе процесса струйной цементации этого пространства формируются цементационные связи, грунтоцементные элементы. Условия кристаллизации цемента в растепленной зоне благоприятные, и формируется однородный грунтоцементный композит – грунтобетон [16].

Отобранные из тела грунтобетонного элемента керны имеют достаточно однородную структуру (рис. 4а) и в процессе лабораторных испытаний показывают высокие прочностные и деформационные характеристики – прочность на сжатие находится в диапазоне 6,0...8,0 МПа, секущий модуль деформации – 1800...2000 МПа.



**Рис. 3.** График изменения температуры грунта в зависимости от расстояния до оси зоны  
**Fig. 3.** Graph of soil temperature change depending on the distance to the zone axis

При использовании струйной цементации грунта в условиях крупнообломочных многолетнемерзлых грунтов имеются вполне закономерные особенности. Поскольку прослойки льда в этом случае имеют большую мощность, перегретый пар под высоким давлением проникает на большее расстояние и зона растепления может достигать диаметра 1,8...2,0 м. В этом случае струйная цементация работает в режиме высоконапорной инъекции, вынос обломочного материала на поверхность не происходит, цементная смесь отжимает воду из пространства между обломками и заполняя его, соединяет их в единый монолитный массив.

Отобранные из полученного монолита керны имеют структуру конгломерата, где крупные и мелкие обломочные частицы сцементированы заполнителем (рис. 4б) и в процессе лабораторных испытаний показывают высокие прочностные и деформационные характеристики – прочность на сжатие находится в диапазоне 4,0...6,0 МПа, секущий модуль деформации – 1200...1300 МПа, сравнимые с прочностью исходного многолетнемерзлого грунта.



**Рис. 4а.** Керны – струйная цементация  
**Fig. 4а.** Cores – jet grouting



**Рис. 4б.** Керны – высоконапорная инъекция  
**Fig. 4б.** Cores – high-pressure injection

Цилиндрический грунтобетонный элемент обладает прочностью, сравнимой с прочностью окружающего многолетнемерзлого грунта и может быть использован для вертикального армирования грунта или в качестве комбинированного свайного элемента.

При этом он имеет меньшую теплопроводность, чем железобетон, сравнимую с теплопроводностью окружающего грунта. АО «Нью Граунд» совместно с институтом строительной физики РААСН выполнялись исследования теплотехнических характеристик модифицированного грунта, получены корреляционные зависимости коэффициента теплопроводности материала в зависимости от исходных физических характеристик грунта [17]. Получение данных зависимостей позволяет ставить и решать задачи термонапряженного состояния вертикально армированных жестких грунтоцементными элементами грунтовых оснований, и анализировать их поведение в течение сроков службы [18].

В настоящее время на кафедре строительных конструкций и вычислительной механики ПНИПУ ведется разработка методики прогнозирования поведения системы «здание–фундамент–основание» с учетом возможной деградации многолетнемерзлых грунтов.

#### *Стабилизация деградирующих оснований существующих зданий и сооружений*

Отдельной задачей является разработка методов проектирования и производства работ по обеспечению сохранности технического состояния существующих зданий и сооружений в условиях деградации многолетнемерзлых грунтов. Климатическое и техногенное тепловое влияние приводит к неравномерному растеплению кровли многолетнемерзлых грунтов в основании существующих зданий и сооружений, и, как следствие, к развитию неравномерных непроектных вертикальных перемещений конструкций. Развитие дополнительных внутренних усилий в конструктивных элементах приводит к развитию критических повреждений. В этом случае применение технологии струйной цементации также позволяет создавать сплошные и дискретные модифицированные зоны в талом и оттаивающем грунте, свойства которых после окончательного набора прочности цементным камнем не изменяются.

#### *Опыт применения технологии струйной цементации при стабилизации непроектных осадок основания, сложенного многолетнемерзлыми грунтами*

Как уже отмечалось выше, даже в случае оттаивания небольшого слоя грунта под сооружениями осадки (всегда неравномерные) способны вызывать развитие трещин в конструкциях. Выделяют две составляющие осадки оттаивающих грунтов: осадку от оттаивания и уплотнения собственным весом оттаявшего грунта и осадку, обусловленную дополнительным давлением на грунт от веса сооружения. Покажем развитие осадок оттаивания на одном из объектов.

Геологические условия площадки строительства. Район строительства расположен в зоне сплошного распространения многолетнемерзлых грунтов. Кровля многолетнемерзлых грунтов расположена уровне 2,0...3,0 м от естественной поверхности. При этом подошва многолетнемерзлых грунтов скважинами глубиной до 30,0 м не определена. По данным фондовых и архивных материалов, подошва и полная мощность многолетнемерзлой толщи составляет 250,0...300,0 м. Температурный режим многолетнемерзлой толщи составлял минус 4,0 градуса. Глубина нулевых годовых колебаний температуры составляла 7,0...12,0 м.

Глубина сезонного оттаивания составила 1,0...1,5 м в дисперсных и мелкообломочных грунтах, и до 4,0...4,5 м в крупнообломочных грунтах с концентрированным стоком грунтовых и поверхностных вод. Деформации плитных фундаментов начались сразу же

после их устройства. Первопричиной осадок фундаментов являются просадки грунтов из-за оттаивания многолетнемерзлых грунтов с различной льдистостью. Весеннее время года указывает на отсутствие теплого воздействия от окружающей среды (природно-климатического характера) т.к. в марте и апреле среднесуточные температуры имеют отрицательное значение, а отражающее альbedo снега еще велико. Причиной оттаивания многолетнемерзлых грунтов явились техногенные факторы.

При визуальном обследовании и сравнении данных геодезического контроля было выявлено, что в местах максимальных просадок фундаментов, полученных по данным измерений, равных 25,3...72,5 мм, грунты в основании фундаментов дали осадку на величину 250,0...450,0 мм. Расчеты глубины оттаивания показали, что она составляет от 2,0 до 4,0 м от подошвы возведенных фундаментов. Учитывая большую неоднородность грунтов и их свойств в плане и по глубине, было принято решение о модификации слоев грунта и устройстве искусственного основания.

На основании данных инженерно-геологических изысканий и геодезических наблюдений была разработана модель решения технической задачи [19] модификации оттаивающего слоя грунта в основании существующих фундаментов. На основании результатов опытно-исследовательских работ были определены технологические параметры струйной цементации грунта и разработана проектная документация на производство работ. Использование технологии струйной цементации грунта позволило восстановить прочностные и деформационные свойства оснований существующих фундаментов до их первоначальных характеристик, а иногда и превышающих их. При этом цементированная зона грунта не меняет своих характеристик при воздействии положительных температур, а за счет низкой теплопроводности способствует сохранению толщи многолетнемерзлых грунтов.

Последующий геодезический контроль показал, что после выполнения модификации оттаивающего слоя грунта было предотвращено дальнейшее развитие осадок фундаментов.

## **Заключение**

Вопрос разработки эффективных конструктивно-технологических и организационных решений по усилению грунтового основания при проектировании и строительстве инженерных сооружений на Севере остается актуальным.

Развитие освоения территорий, сложенных многолетнемерзлыми грунтами, строительство и эксплуатация инженерных сооружений в криолитозоне показывает, что до сих пор существует ряд нерешенных задач по обеспечению устойчивости и стабильности их оснований. Требуется отработка технологических и конструктивных решений, обеспечивающих высокую эксплуатационную надежность грунтовых оснований.

Одним из шагов в этом направлении является исследование условий применения струйной цементации грунта. Имеющийся опыт показал, что при определенных инженерно-геологических условиях она является эффективным и надежным способом модификации грунтов и устройства искусственных оснований.

Отдельным вопросом в этой проблеме является поведение всей системы «здание–фундамент–модифицированное основание» при выполнении работ по сохранению технического состояния зданий и сооружений в условиях природной и техногенной деградации многолетнемерзлых грунтов.

Решение такого рода задач является основанием для разработки и совершенствования нормативной документации по проектированию и выполнению работ строительства и реконструкции зданий и сооружений в зоне многолетнемерзлых грунтов.

## Список литературы

1. Сахаров И.И., Кудрявцев С.А., Парамонов В.Н. Промерзающие мерзлые и оттаивающие грунты как основания зданий и сооружений. М.: АСВ. 2021. 364 с.
2. Ильичев В.А., Никифорова Н.С., Коннов А.В. Прогноз изменения температурного состояния основания здания в условиях потепления климата // *Жилищное строительство*. 2021. № 6. С. 18–24. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-6-18-24>
3. Алексеев А.Г., Зорин Д.В. Прогнозирование температурного состояния мерзлых грунтов в связи с изменением климата // *Вестник НИЦ Строительство*. 2019. № 4 (23). С. 44–49.
4. Фалалеева А.А., Шелков Я.Ю., Чевеверев В.Г., Брушков А.В. Оценка изменения несущей способности мерзлых грунтов при возможном изменении температуры и оттаивании вечной мерзлоты в арктической зоне Российской Федерации к середине XXI века // *Вестник Московского университета*. Сер. 4. Геология. 2023. № 5. С. 105–116.
5. Мельников В.П. Развитие геокриологического мониторинга природных и технических объектов в криолитозоне Российской Федерации на основе систем геотехнического мониторинга ТЭК / В.П. Мельников и др. // *Криосфера Земли*. 2022. Т. XXVI. № 4. С. 3–18.
6. IPCC Summary for Policymakers Climate Change 2013: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change / Ed. By T.F. Stocker, D. Qin, G.-K. Plattner et al. Cambridge, United Kingdom and N.Y., N.Y., USA, Cambridge Univ. Press, 2013 b, pp. 1–30.
7. Местников В.В., Местникова И.В. Рациональные типы фундаментов для малоэтажного строительства в криолитозоне // *Наука и техника в Якутии*. 2019. № 2 (37). С. 8–11. <https://doi.org/10.24411/1728-516X-2019-10031>.
8. Смирнов В.В., Земенков Ю.Д. Проблемы обеспечения надежности эксплуатации сооружений в криолитозоне // *Инновации в науке*. 2013. № 25. С. 57–65. EDN RCOYLW.
9. Самарин О.Д. Обоснование упрощенного метода определения теплотерь через подземные части ограждений здания // *Вестник МГСУ*. 2016. № 1. С. 118–125.
10. Васильев В.И., Васильева М.В., Сирдитов И.К., Степанов С.П., Цеева А.Н. Математическое моделирование температурного режима грунтов оснований фундаментов в условиях многолетнемерзлых пород // *Вестник МГТУ им. Н.Э. Баумана. Сер. Естественные науки*. 2017. № 1. С. 142–159. <https://doi.org/10.18698/1812-3368-2017-1-142-159>
11. Филимонов А.А., Строкова Л.А. Назначение начальных параметров и граничных условий при моделировании теплового состояния подземных трубопроводов в зоне распространения островных многолетнемерзлых грунтов // *Известия Томского политехнического университета. Инжиниринг георесурсов*. 2023. Т. 334. № 12. С. 109–124. <https://doi.org/10.18799/24131830/2023/12/4345>. EDN QOLYSN.
12. Шепитько Т.В., Артюшенко И.А. Влияние вертикальных столбов из щебня на криогенные процессы грунтов основания земляного полотна // *Транспортные сооружения*. 2019. № 4. С. 8–19.
13. Алексеев А.Г., Зорин Д.В., Алексеенко В.А. Струйная цементация для устройства фундаментов на многолетнемерзлых грунтах // *Промышленное и гражданское строительство*. 2021. № 8. С. 27–32. <https://doi.org/10.33622/0869-7019/202108/27-32>.
14. Малинин А.Г., Салмин И.А., Колосов А.Г. Опытные работы по формированию грунтоцементных элементов в мерзлых грунтах // *Жилищное строительство*. 2023. № 9. С. 21–26.
15. Зуев С.С., Каменских Е.М., Маковецкий О.А. О возможности применения технологии струйной цементации грунта в зоне многолетнемерзлых грунтов // *Жилищное строительство*. 2022. № 9. С. 1–8.
16. Максимова И.Н., Макридин Н.И., Ерофеев В.Т., Сачков Ю.П. Структура и конструкционная прочность цементных композитов: Монография. М.: АСВ. 2017. 400 с.
17. Никифорова Н.С., Маковецкий О.А., Бессонов И.В., Коннов А.В. Экспериментальные исследования теплофизических свойств грунта, закрепленного методом струйной цементации // *Жилищное строительство*. 2023. № 9. С. 8–13.

18. Ильичев В.А., Никифорова Н.С., Коннов А.В. Температурный режим и напряженно-деформированное состояние многолетнемерзлого основания, преобразованного струйной цементацией // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 2024. № 5. С. 27–31.
19. Бондаренко В.М., Федоров В.С. Модели при решении технических задач // *Перспективы развития строительного комплекса. Материалы VIII Международной научно-практической конференции*. Астрахань. 2014. С. 262–267.
20. Гурьев В.В., Гранев В.В., Дмитриев А.Н., Дорофеев В.М., Келасьев Н.Г., Лысов Д.А. Опыт применения автоматизированных станций мониторинга на уникальных строительных объектах // *Промышленное и гражданское строительство*. 2021. № 12. С. 6–14. DOI: 10.33622/0869-7019.2021.12.06-14.

## References

1. Sakharov I.I., Kudryavcev S.A., Paramonov V.N. Frozen and thawing soils as foundations for buildings and structures. M.: ASV, 2021, 364 p.
2. Ilichev V.A., Nikiforova N.S. Konnov A.V. Forecast of changes in the temperature of the building's foundation in a warming climate. *Housing Construction*, 2021, no. 6, pp. 18–24. <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-6-18-24>
3. Alekseev A.G., Zorin D.V. Predicting the temperature state of frozen soils in relation to climate change. *Vestnik NIC Stroitelstvo=Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2019, no. 4 (23), pp. 44–49.
4. Falaleeva A.A., Shelkov Ya.Yu., Cheverev V.G., Brushkov A.V. Assessment of changes in the bearing capacity of frozen soils under possible temperature changes and permafrost thawing in the Arctic zone of the Russian Federation by the middle of the 21st century. *Moscow University Bulletin. Series 4. Geology*, 2023, no. 5, pp. 105–116.
5. Melnikov V.P. i dr. Development of geocryological monitoring of natural and technical objects in the permafrost zone of the Russian Federation based on geotechnical monitoring systems for the fuel and energy complex. *Earth's Cryosphere*, 2022, vol. XXVI, no. 4, pp. 3–18.
6. IPCC Summary for Policymakers Climate Change 2013: The Physical Science Basis // Contribution of Working Group I to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change / Ed. By T.F. Stocker, D. Qin, G-K. Plattner et al. Cambridge, United Kingdom and N.Y., N.Y., USA, Cambridge Univ. Press, 2013 b, pp. 1–30.
7. Mestnikov V.V., Mestnikova I.V. Rational types of foundations for low-rise construction in the permafrost zone. *Nauka i tekhnika v Yakutii*, 2019, no. 2 (37), pp. 8–11. <https://doi.org/10.24411/1728-516X-2019-10031>.
8. Smirnov V.V., Zemenkov Yu.D. Problems of ensuring the reliability of construction in the permafrost zone. *Innovatsii v nauke*, 2013, no. 25, pp. 57–65. EDN RCOYLV.
9. Samarin O.D. Justification of a simplified method for determining heat losses through the underground parts of building fences. *Vestnik MGSU*, 2016, no. 1, pp. 118–125.
10. Vasilev V.I., Vasileva M.V., Sirditov I.K., Stepanov S.P., Tseeva A.N. Mathematical modeling of the temperature regime of foundation soils in permafrost conditions. *Herald of the Bauman Moscow State Technical University. Series Natural Sciences*, 2017, no. 1, pp. 142–159. <https://doi.org/10.18698/1812-3368-2017-1-142-159>
11. Filimonov A.A., Strokova L.A. Assignment of initial parameters and boundary conditions for modeling the thermal state of underground pipelines in the area of island permafrost. *Bulletin of the Tomsk Polytechnic University Geo Assets Engineering*, 2023, vol. 334, no. 12, pp. 109–124. <https://doi.org/10.18799/24131830/2023/12/4345>. EDN QOLYSN.
12. Shepitko T.V., Artyushenko I.A. Influence of vertical crushed stone pillars on the cryogenic processes of the subgrade soils. *Russian journal of transport engineering*, 2019, no. 4, pp. 8–19. <https://doi.org/10.15862/10SATS419>
13. Alekseev A.G., Zorin D.V., Alekseenko V.A. Jet grouting for foundation construction on permafrost soils. *Industrial and civil engineering*, 2021, no. 8, pp. 27–32. <https://doi.org/10.33622/0869-7019/202108/27-32>.
14. Malinin A.G., Salmin I.A., Kolosov A.G. Experimental work on the formation of soil-cement elements in frozen soils. *Housing Construction*, 2023, no. 9, pp. 21–26.
15. Zuev S.S., Kamenskikh E.M., Makovetskiy O.A. On the possibility of using jet grouting technology in permafrost zones. *Housing Construction*, 2022, no. 9, pp. 1–8.
16. Maksimova I.N., Makridin N.I., Erofeev V.T., Sachkov Yu.P. Structure and structural strength of cement composites: Monograf. M.: ASV, 2017, 400 p.

17. Nikiforova N.S., Makovetskij O.A., Bessonov I.V., Konnov A.V. Temperature regime and stress-strain state of the permafrost base transformed by jet cementation. *Housing Construction*, 2023, no. 9, pp. 8–13.
18. Ilichev V.A., Nikiforova N.S., Konnov A.V. Temperature regime and stress-strain state of the permafrost base transformed by jet cementation. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 2024, no. 5, pp. 27–31.
19. Bondarenko V.M., Fedorov V.S. Models for solving technical problems. *Construction Industry Development Prospects. Proceedings of the VIII International Scientific and Practical Conference*. Astrakhan, 2014, pp. 262–267.
20. Gurev V.V., Granev V.V., Dmitriev A.N., Dorofeev V.M., Kelasev N.G., Lysov D.A. Experience in using automated monitoring stations at unique construction sites. *Industrial and civil engineering*, 2021, no. 12, pp. 6–14. <https://doi.org/10.33622/0869-7019.2021.12.06-14>.

## Информация об авторах / Information about the authors

**Олег Александрович Маковецкий**, д-р техн. наук, доцент, советник РААСН, профессор кафедры «Строительные конструкции и вычислительная механика» Пермского национального политехнического университета, Пермь.

e-mail: [omakovetskiy@gmail.com](mailto:omakovetskiy@gmail.com)\*

**Oleg A. Makovetskiy**, Dr. of Engineering Sciences, Associate Professor, Advisor of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Professor of the Department of Building Structures and Computational Mechanics at the Perm National Polytechnic University, Perm.

e-mail: [omakovetskiy@gmail.com](mailto:omakovetskiy@gmail.com)

**Дмитрий Иванович Самойлов**, инженер, аспирант кафедры «Строительные конструкции и вычислительная механика» Пермского национального политехнического университета, Пермь.

e-mail: [dekstf@pstu.ru](mailto:dekstf@pstu.ru)

**Dmitry I. Samoilov**, Engineer, Postgraduate Student of the Department of Building Structures and Computational Mechanics, Perm National Polytechnic University, Perm.

e-mail: [dekstf@pstu.ru](mailto:dekstf@pstu.ru)

**Станислав Сергеевич Зуев**, инженер, заместитель генерального директора АО «Нью Граунд», Пермь.

e-mail: [s.zuev@new-ground.ru](mailto:s.zuev@new-ground.ru)

**Stanislav S. Zuev**, Engineer, Deputy General Director of New Ground JSC, Perm.

e-mail: [s.zuev@new-ground.ru](mailto:s.zuev@new-ground.ru)

**Светлана Сергеевна Рубцова**, магистр, руководитель проектов АО «Нью Граунд», Пермь

e-mail: [rubtsova@new-ground.ru](mailto:rubtsova@new-ground.ru)\*

**Svetlana S. Rubtsova**, Master's Degree, Project Manager at New Ground JSC, Perm

e-mail: [rubtsova@new-ground.ru](mailto:rubtsova@new-ground.ru)\*

\* автор, ответственный за переписку / Corresponding author

# УСИЛЕНИЕ ФУНДАМЕНТОВ ИНЪЕКЦИОННЫМИ СВАЯМИ ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ

А.И. ПОЛИЩУК<sup>1, \*</sup>, д-р техн. наук

А.А. ПЕТУХОВ<sup>1</sup>, канд. техн. наук

И.В. СЕМЕНОВ<sup>1</sup>

<sup>1</sup>ФГБОУ ВО «Кубанский государственный аграрный университет имени И.Т. Трубилина», ул. Калинина, д. 13, г. Краснодар, 350044, Россия

## Аннотация

*Введение.* При реконструкции зданий на фундаментах мелкого заложения довольно часто возникает необходимость их усиления, в том числе в случае изменения сейсмичности площадки строительства. Одним из способов увеличения несущей способности фундаментов является изменение их схемы работы путем передачи части нагрузки от реконструируемого здания на инъекционные сваи. Образованный таким образом фундамент в здании принято называть комбинированным, который может быть отдельным (отдельно стоящим), ленточным или плитным в виде сплошной монолитной железобетонной плиты. Существующие методы расчета фундаментов (комбинированных фундаментов) реконструируемых зданий, усиливаемых с использованием свай, не позволяют полноценно учитывать особенности их взаимодействия с грунтом основания.

*Цель.* Представление информации по инъекционным сваям, характере их работы в глинистых грунтах, методах расчета несущей способности и осадок свай в составе усиливаемых фундаментов реконструируемых зданий.

*Материалы и методы.* В работе рассматриваются железобетонные инъекционные сваи из мелкозернистой подвижной бетонной смеси, которые устраиваются в условиях реконструкции зданий.

*Результаты* проведенных исследований свидетельствуют о повышении несущей способности существующих фундаментов за счет их переустройства в комбинированные фундаменты с инъекционными сваями.

*Выводы.* Основной вывод по результатам исследований заключается в эффективности применения усиления фундаментов инъекционными сваями в глинистых грунтах для условий реконструкции зданий.

**Ключевые слова:** фундаменты реконструируемых зданий, усиление, инъекционная свая, методы расчета, несущая способность, осадка сваи, комбинированный фундамент, глинистые грунты

**Для цитирования:** Полищук А.И., Петухов А.А., Семенов И.В. Усиление фундаментов инъекционными сваями при реконструкции зданий // Вестник НИЦ «Строительство». 2026. 1(48). С. 168–181. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1\(48\)-168-181](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1(48)-168-181)

## Вклад авторов

Все авторы внесли равноценный вклад в подготовку публикации.

## Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки.

## Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 07.11.2025

Поступила после рецензирования 14.01.2026

Принята к публикации 22.01.2026

# FOUNDATIONS STRENGTHENING WITH INJECTION PILES DURING BUILDINGS RECONSTRUCTION

A.I. POLISHCHUK<sup>1,\*</sup>, Dr. Sci. (Engineering)

A.A. PETUKHOV<sup>1,2</sup>, Cand. Sci. (Engineering)

I.V. SEMENOV<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Kuban State Agrarian University named after I.T. Trubilin, Kalinina str., 13, Krasnodar, 350044, Russia

<sup>2</sup>Stroytekhinnovatsii TDSC LLC, Razvitie ave., 27, Tomsk, 634055, Russia

## Abstract

*Introduction.* When reconstructing buildings shallow foundations, quite often there is a need to strengthen them. One of the ways to increase the bearing capacity of foundations is to change their operating pattern by transferring part of the load from the building being reconstructed to injection piles. The foundation formed in this way in a building is usually called combined and can be separate (free-standing), strip or slab in the form of a continuous monolithic reinforced concrete slab. Existing methods for calculating foundations (combined foundations) of reconstructed buildings strengthened using piles do not allow us to fully take into account the peculiarities of their interaction with the foundation soil.

*Aim.* Present information on injection piles, the nature of their work in clay soils, methods for calculating the bearing capacity and settlement of piles as part of reinforced foundations of reconstructed buildings.

*Materials and methods.* The work examines reinforced concrete injection piles made of fine-grained mobile concrete mixture, which are installed in the conditions of reconstruction of buildings.

*The results* of the studies indicate an increase in the load-bearing capacity of existing foundations due to their conversion into combined foundations with injection piles.

*Conclusions.* The main conclusion from the research results is the effectiveness of using reinforcement of foundations with injection piles in clay soils for the conditions of reconstruction of buildings.

**Keywords:** foundations of reconstructed buildings, strengthening, injection pile, calculation methods, bearing capacity, pile settlement, combined foundation, clay soils

**For citation:** Polishchuk A.I., Petukhov A.A., Semenov I.V. Foundations strengthening with injection piles during buildings reconstruction. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*, 2026, 1(48), pp. 168–181. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1\(48\)-168-181](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1(48)-168-181)

## Authors contribution statement

All authors have made an equivalent contribution to the preparation of the publication.

## Funding

No funding support was obtained for the research.

## Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Received 07.11.2025

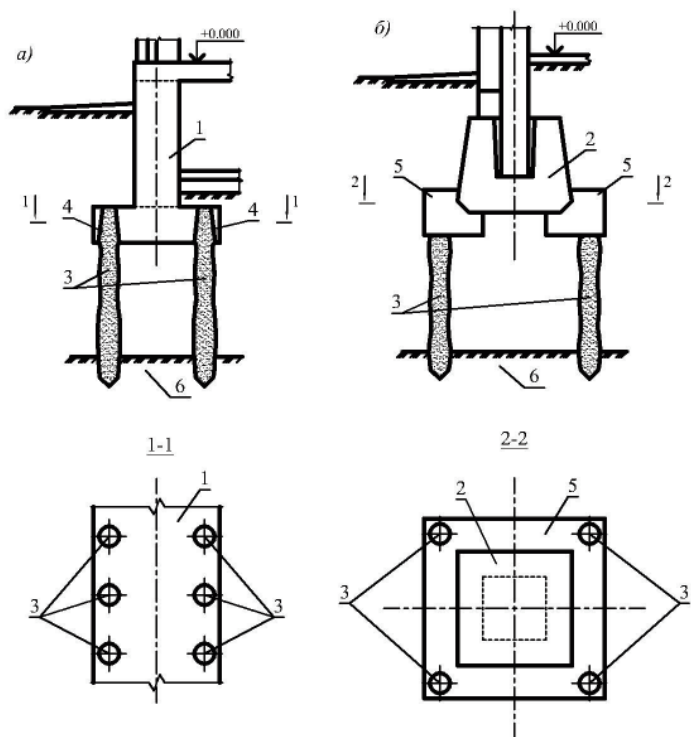
Revised 14.01.2026

Accepted 22.01.2026

## Основные сведения

В условиях реконструкции (восстановления) зданий довольно часто возникает необходимость усиления существующих фундаментов. Одним из способов усиления фундаментов является увеличение их несущей способности путем передачи части нагрузки от надземных строительных конструкций на сваи. Образованный при этом фундамент (рис. 1) обычно называют комбинированным [1–6]. В последние годы вместо составных свай

при усилении фундаментов часто применяют инъекционные сваи. Под инъекционными понимаются сваи (рис. 2), которые формируются в предварительно подготовленных скважинах путем инъекции под давлением подвижной бетонной смеси с опрессовкой массива грунта [7].

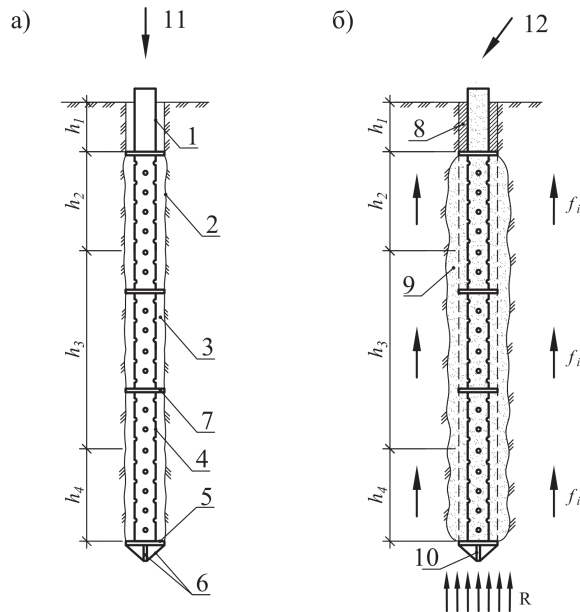


**Рис. 1.** Схемы комбинированных фундаментов с инъекционными сваями: а, б – соответственно при устройстве свай непосредственно под подошвой существующего фундамента и вдоль контура или периметра его подошвы (ленточного и отдельного); 1 – существующий ленточный фундамент; 2 – существующий отдельный фундамент; 3 – инъекционные сваи; 4 – конусное отверстие в плитной части фундамента; 5 – железобетонная обойма; 6 – несущий слой грунта основания

**Fig. 1.** Schemes of combined foundations with injection piles: a, b – respectively, when piles are installed directly under the sole of the existing foundation and along the contour or perimeter of its sole (ribbon and separate); 1 – existing ribbon foundation; 2 – existing separate foundation; 3 – injection piles; 4 – conical hole in the slab parts of the foundation; 5 – reinforced concrete cage; 6 – bearing soil layer of the base

## Методика экспериментальных исследований

На опытных площадках в городах Кемерово (площадка 1) и Томске (площадки 2, 3) были проведены инженерно-геологические изыскания и экспериментальные исследования работы инъекционных свай в глинистых грунтах [7]. В геоморфологическом отношении рассматриваемые площадки приурочены к надпойменной террасе р. Томь. В геологическом строении рассматриваемые площадки на глубину 10–15 м сложены глинистыми грунтами. С поверхности залегают современные техногенные отложения на глубину до 0,5–1,0 м, представленные насыпными грунтами, почвой. Ниже, до глубины 8–15 м, залегают суглинки от текучепластичной до полутвердой консистенции, а также супеси пластичные. Уровень подземных вод типа «верховодка» был вскрыт на глубине 2,2–2,5 м, приуроченный к суглинкам текучепластичным.

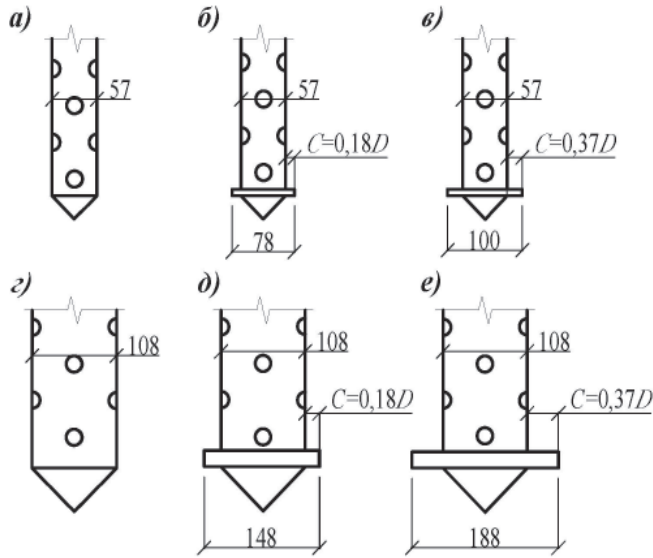


**Рис. 2.** Инъекционные сваи и схемы их формирования в грунте: а – вдавливание инъектора в грунт; б – формирование ствола сваи путем инъекции под давлением подвижной бетонной смеси:

$R$  – расчетное сопротивление грунта под нижним концом (пятой) инъекционной сваи;  $f_i$  – расчетное сопротивление грунта по боковой поверхности инъекционной сваи на  $i$ -й глубине;  $h_i$  – толщина (мощность)  $i$ -го слоя грунта; 1 – глухая часть инъектора (инъекторной трубы); 2 – стенка скважины; 3 – воздушный зазор, впоследствии заполняемый подвижной бетонной смесью; 4 – перфорированная часть инъектора (инъекторной трубы); 5 – уширение в уровне нижнего конца инъектора в виде плоского стального диска; 6 – режущие пластины; 7 – уширение в виде металлического кольца по длине инъектора; 8 – тампонируемая часть инъекционной сваи; 9 – расширяемая часть инъекционной сваи; 10 – острие (наконечник) сваи; 11 – усилие вдавливания инъектора; 12 – направление нагнетания бетонной смеси

**Fig. 2.** Injection piles and schemes of their formation in the ground: а – injection of the injector into the ground; б – formation of the pile trunk by injection under pressure of a mobile concrete mixture:  $R$  – calculated soil resistance under the lower end (the heel) of the injection pile;  $f_i$  – calculated soil resistance along the side surface of the injection pile at  $i$ -depth;  $h_i$  – thickness of the  $i$ -th soil layer; 1 – blind part of the injector (injection tube); 2 – borehole wall; 3 – air gap, subsequently filled with a movable concrete mixture; 4 – perforated part of the injector (injection tube); 5 – widening at the level of the lower end of the injector in the form of a flat steel disc; 6 – cutting plates; 7 – widening in the form of a metal ring along the length of the injector; 8 – tamponable part of the injection pile; 9 – expandable part of the injection pile; 10 – tip of the pile; 11 – force of indentation of the injector; 12 – the direction of injection of the concrete mixture

Экспериментальные исследования на трех опытных площадках были сгруппированы по семи сериям опытов [7]. Применялись инъекционные сваи длиной 1,5; 3,5; 5,0 м без уширения и с уширением в уровне нижних концов в виде наконечников. Инъекторы для инъекционных свай представляли собой стальную цельную прокатную трубу диаметром 57 и 108 мм с запрессованным нижним концом в виде конусообразного наконечника. Уширение наконечников изготавливалось в виде металлического кольца, имеющего диаметр  $(1,37-1,4)D$  и  $(1,75-1,8)D$  ( $D$  – диаметр инъектора) (рис. 3 и 4). Уширение предназначалось для формирования воздушного зазора между стенкой скважины и инъекторной трубой. Каждая инъекторная труба имела два участка: «глухой» участок длиной обычно до 1,5 м и участок с отверстиями диаметром 20 мм, расположенными в шахматном порядке с шагом 8–10 см. На границе между этими участками предусматривалось кольцо такого же диаметра, как и уширение наконечника.



**Рис. 3.** Конструктивное решение наконечников для инъекторов диаметром 57 мм (а, б, в) и 108 мм (г, д, е): а, г – наконечники без уширения; б, д – то же, с уширением диаметром  $[1,37-1,4]D$ ; в, е – то же, с уширением диаметром  $[1,75-1,8]D$ , где  $D$  – диаметр инъектора

**Fig. 3.** Design solution of tips for injectors with a diameter of 57 mm (a, b, c) and 108 mm (d, e, f): a, d – tips without broadening; b, e – the same, with a widening diameter of  $[1.37-1.4]D$ ; c, e – the same, with a widening diameter of  $[1.75-1.8]D$ , where  $D$  is the diameter of the injector

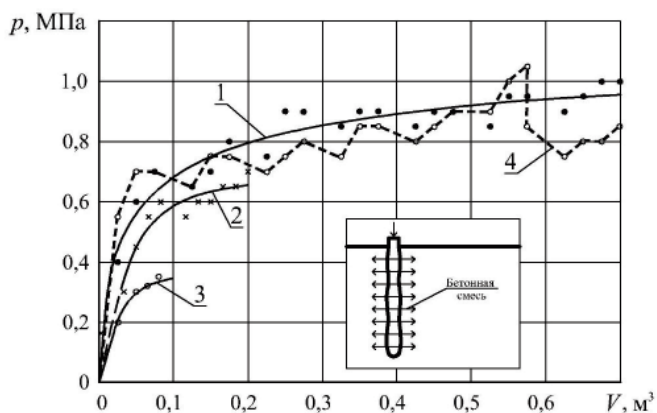


**Рис. 4.** Общий вид отдельных элементов инъекторов  
**Fig. 4.** General view of some elements of injectors

Погружение инъекторов до проектной отметки производилось гидравлическим домкратом (в стесненных условиях, г. Томск) и с помощью буровой установки УГБ-1ВС (на открытой площадке, г. Кемерово). Образующая при вдавливании инъектора скважина имела диаметр, равный диаметру наконечника инъектора. Для нагнетания бетонной смеси в скважину при устройстве инъекционных свай использовались насосы марок СО-49М и

СО-180, обеспечивающие постоянную скорость ее подачи порядка  $2,5 \text{ м}^3/\text{ч}$ . Максимальное давление, создаваемое насосом, составляло  $1,5\text{--}2,0 \text{ МПа}$ .

Нагнетание бетонной смеси в скважины производилось порциями (этапами) по  $0,1 \text{ м}^3$  с технологическими перерывами на  $5\text{--}10 \text{ мин}$  для «промежуточной» опрессовки массива грунта рабочим давлением (рис. 5). Нагнетание бетонной смеси производилось до заданного объема, рассчитанного исходя из геометрии устраиваемых свай. После нагнетания бетонной смеси производилась опрессовка грунта в околосвайном пространстве путем сохранения рабочего давления в скважине на заданный промежуток времени для обеспечения уплотнения грунта вокруг ствола сваи.



**Рис. 5.** Графики зависимостей изменения давления инъекции  $p$  (МПа) бетонной смеси для инъекционных свай: 1 – сваи длиной 5,0 м (площадка 1); 2 – сваи длиной 3,5 м (площадка 1); 3 – сваи длиной 1,5 м (площадка 2); 4 – сваи длиной 5,0 м (площадка 1 – с гидроразрывом грунта)

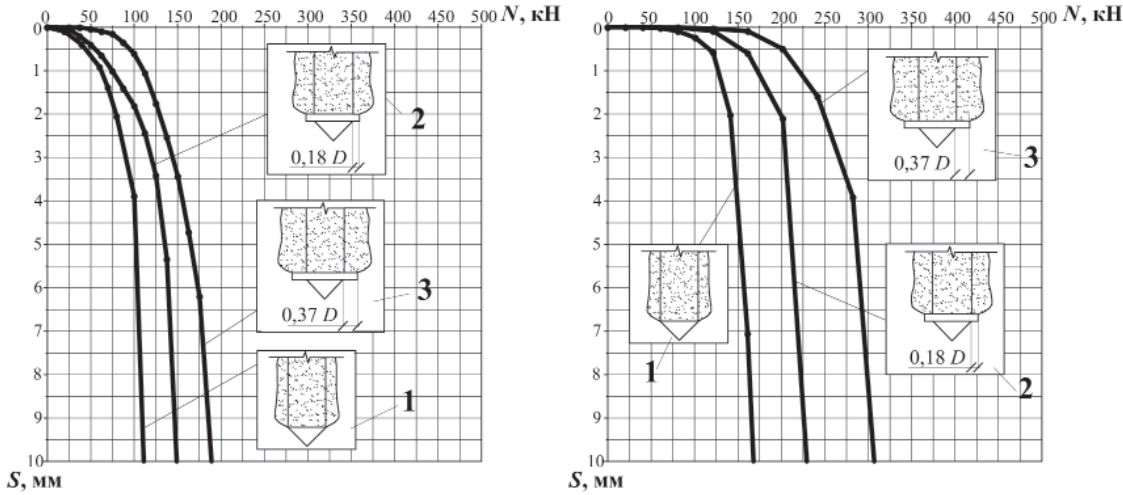
**Fig. 5.** Graphs of dependences of changes in injection pressure  $p$  (MPa) of concrete mix for injection piles: 1 – piles 5.0 m long (site 1); 2 – piles 3.5 m long (site 1); 3 – piles 1.5 m long (site 2); 4 – piles 5.0 m long (site 1 – with hydraulic fracturing)

## Результаты испытаний инъекционных свай

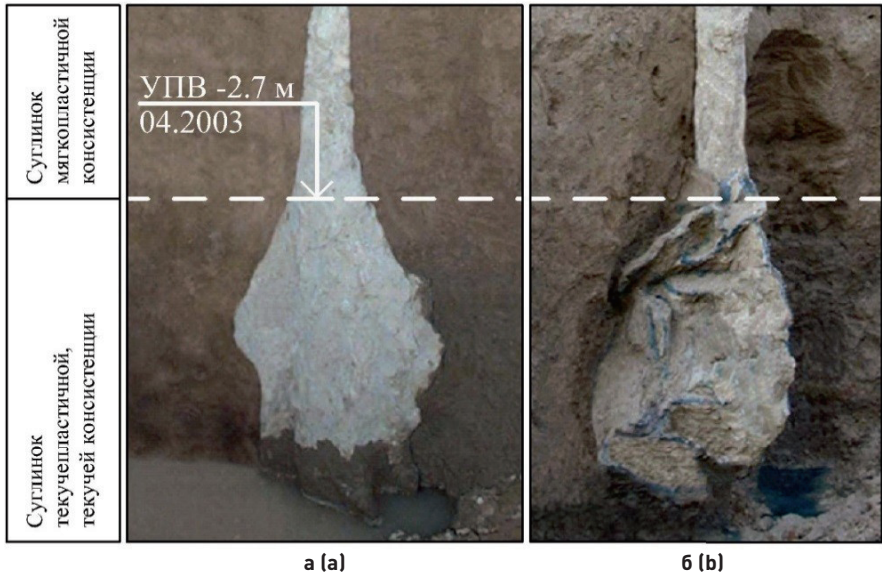
Инъекционные сваи испытывались статической вдавливающей нагрузкой с помощью специальной грузовой упорной конструкции, представляющей собой систему стальных балок, удерживаемой в грунте анкерными элементами. Испытания инъекционных свай проводились в соответствии с ГОСТ 5686-2020 [8]. Анализ результатов испытаний инъекционных свай (рис. 6) позволил выявить характер их работы под нагрузкой. Было установлено, что для инъекционных свай с инжекторами без наконечников несущая способность  $F_d$  была наименьшей. Для свай, имеющих инжекторы с уширением нижнего конца, в глинистых грунтах их несущая способность  $F_d$  возрастает. Существенное, до  $20\text{--}30\%$  и более, увеличение несущей способности  $F_d$  инъекционных свай было зафиксировано в случае превышения диаметра уширения  $D_y$  инжектора по сравнению с диаметром инжектора  $D$  на расстояние  $C = (0,37\text{--}0,4)D$ . За несущую способность  $F_d$  инъекционных свай на опытных площадках 1, 2 и 3 принималась величина внешней нагрузки  $N = F_d$ , которая соответствовала их осадке, равной  $10 \text{ мм}$  [7, 9].

Общий вид устроенных на опытной площадке 1 (г. Кемерово) инъекционных свай позволил установить следующее. Диаметр ствола для свай длиной 5,0 м составил  $130\text{--}585 \text{ мм}$ ,

для свай длиной 3,5 м – 110–620 мм. В нижней части основания с глубины 2,7 м у всех инъекционных свай образовывалось уширение 0,48–0,6 м ствола сваи. Формирование уширения происходило из-за наличия в нижней части основания слабого глинистого грунта преимущественно текучей консистенции (рис. 7).



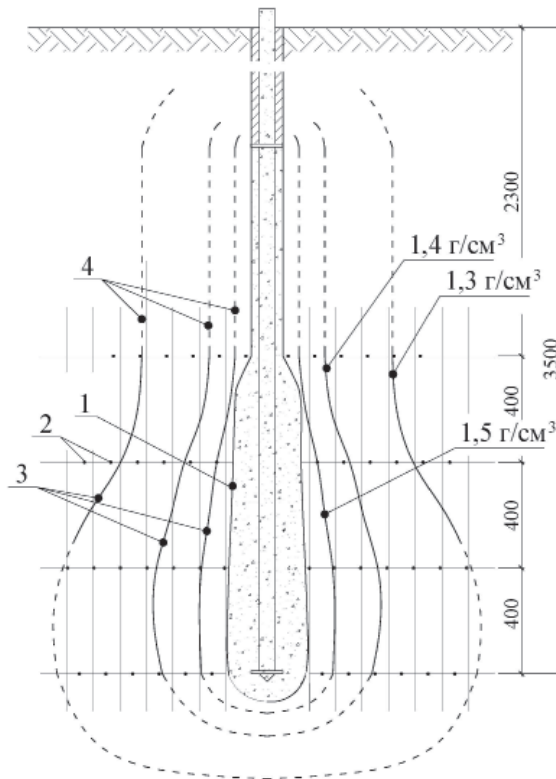
**Рис. 6.** Графики осадок инъекционных свай  $S$  на опытной площадке в г. Кемерово:  $a, b$  – соответственно для свай длиной 3,5 и 5,0 м; 1 – для свай без уширения нижнего конца инъектора  $C = 0$ ; 2, 3 – то же, соответственно с уширением  $C = 0,18D$  и  $C = 0,37D$  ( $D$  – диаметр инъектора)  
**Fig. 6.** Subsidence graphs of injection piles  $S$  at the experimental site in Kemerovo:  $a, b$  – respectively, for piles with a length of 3.5 and 5.0 m; 1 – for piles without broadening the lower end of the injector  $C = 0$ ; 2, 3, the same, respectively, with broadening  $C = 0.18D$  and  $C = 0.37D$  ( $D$  is the diameter of the injector)



**Рис. 7.** Общий вид инъекционных свай на участке с глубины от 2 до 4 м (опытная площадка 1):  
 $a$  – свая длиной 3,5 м (ИС-12);  $b$  – свая длиной 5,0 м (ИС-6)  
**Fig. 7.** General view of injection piles at the site from a depth of 2 to 4 m (experimental site 1):  
 $a$  – pile 3.5 m long (IS-12);  $b$  – pile 5.0 m long (IS-6)

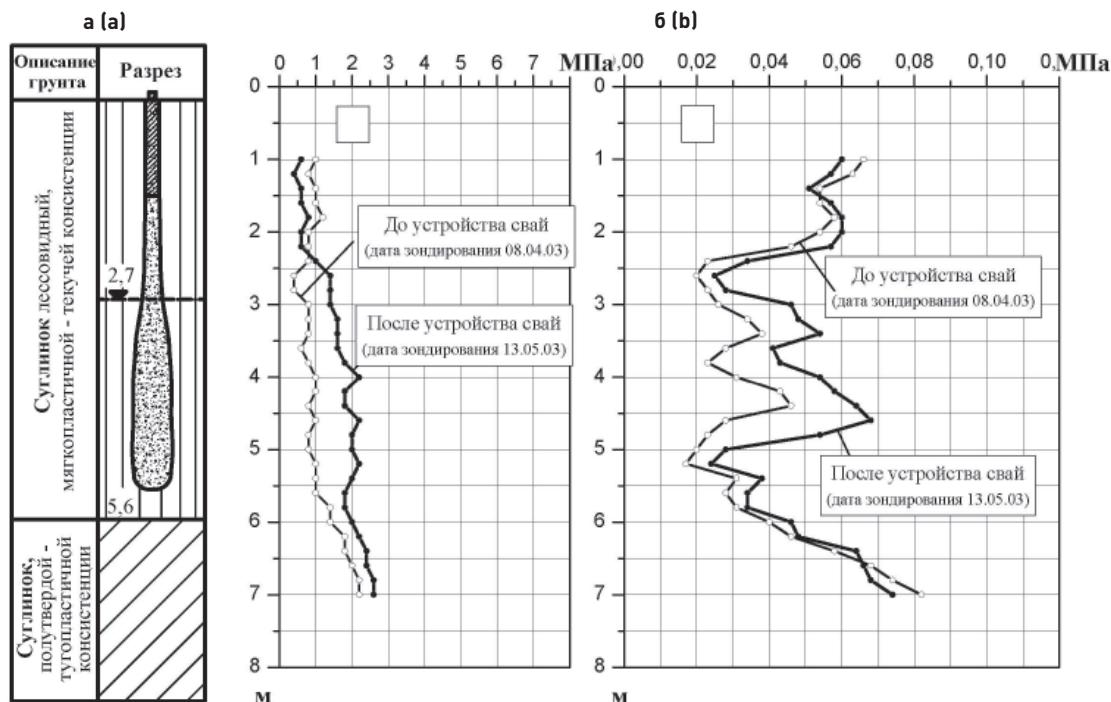
## Результаты оценки свойств грунтов

Исследования изменения физико-механических характеристик грунтов вокруг ствола сваи производились на отобранных монолитах грунта по схеме отбора (рис. 8). Было выявлено изменение плотности грунта  $\rho$  в окружающую сваю массиве по ее длине. В природном состоянии плотность грунта ( $\rho$ ) составляла 1,70–1,73 г/см<sup>3</sup>, тогда как на границе ствола сваи плотность грунта достигала 1,97–1,98 г/см<sup>3</sup>. Изолинии характеристик плотности скелета грунта  $\rho_d$  свидетельствуют о равномерном уплотнении грунта вокруг ствола инъекционных свай (рис. 8). Удельное сцепление глинистого грунта с после устройства свай увеличилось с 13,3–15,0 кПа до 18,2–18,6 кПа в пределах радиуса до 500 мм от боковой поверхности свай. При этом угол внутреннего трения глинистого грунта увеличивался незначительно, на 1–3 градуса [7, 9]. По результатам статического зондирования грунтов установлено, что после устройства свай сопротивление грунта под наконечником зонда в пределах длины устроенной сваи  $q_c$  увеличилось в 1,5–2,0 раза и составило 1,5–2,2 МПа (рис. 9а). Сопротивление грунта на боковой поверхности зонда  $f_s$  (рис. 9б) в пределах глубины свай увеличилось в 1,4–1,5 раза.



**Рис. 8.** Изолинии (поля) равных плотностей  $\rho_d$  вокруг ствола инъекционных свай (опытная площадка 1):  
1 – инъекционная свая; 2 – точки определения характеристик грунтов; 3 – изолинии характеристик  $\rho_d$   
(экспериментальные данные); 4 – возможное продолжение изолиний

**Fig. 8.** Isolines (fields) of equal densities  $\rho_d$  around the trunk of injection piles (experimental site 1):  
1 – injection pile; 2 – points for determining soil characteristics; 3 – isolines of  $\rho_d$  characteristics (experimental data);  
4 – possible continuation of isolines



**Рис. 9.** Графики изменения сопротивлений грунта внедрению зонда при статическом зондировании до и после устройства инъекционных свай: а – под наконечником зонда ( $q_t$ ); б – на боковой поверхности зонда ( $f_s$ )  
**Fig. 9.** Graphs of changes in soil resistance to probe penetration during static probing before and after the injection piles installing: а – under the tip of the probe ( $q_t$ ); б – on the side surface of the probe ( $f_s$ )

### Аналитический метод расчета несущей способности инъекционной сваи

Предлагаемый метод [10] предусматривает сохранение общепринятого принципа разделения несущей способности инъекционной сваи  $F_d$  на две составляющих: несущую способность грунта под нижним концом инъекционной сваи  $F_{нк}$ , характеризуемую параметром расчетного сопротивления грунта под нижним концом  $R$ , и несущую способность грунта на боковой поверхности сваи  $F_{бок}$ , характеризуемую параметром расчетного сопротивления грунта по боковой поверхности ствола  $f$  (рис. 2б):

$$F_d = F_{нк} + F_{бок} = R \times A + \sum u_i \times f_i \times h_i \quad (1)$$

где  $R$  – расчетное сопротивление грунта под нижним концом инъекционной сваи, кПа;  
 $A$  – площадь поперечного сечения инъекционной сваи в уровне нижнего конца, м<sup>2</sup>;  
 $u$  – наружный периметр инъекционной сваи (средненное значение), м;  
 $h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м.

Для аналитического метода определения параметра  $R$  были использованы данные Б.В. Бахолдина (1985, 1986), Л.С. Лapidуса и Ф.К. Лапшина (1972, 1979), применяемые авторами для расчета осадок забивных и набивных свай.

Рассматривая взаимодействие сформированных зон предельного равновесия в уровне нижнего конца сваи (рис. 10б), в процессе ее нагружения была получена формула (2) для вычисления параметра расчетного сопротивления грунта  $R$  (рис. 10а), которая имеет вид [10]:

$$R = p_{\text{нк}} = \frac{4p_0 + 2c \times \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}{\operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}, \quad (2)$$

где  $p_{\text{нк}}$  – давление в уровне нижнего конца сваи, кПа;

$p_0 = \gamma_{\text{гр}} \times L_{\text{нк}} \times \mu / (1 - \mu)$  – боковое реактивное давление в зоне предельного равновесия, кПа;

$\gamma_{\text{гр}}$  – удельный вес грунта в уровне нижнего конца сваи, кН/м<sup>3</sup>;

$L_{\text{нк}}$  – глубина устройства нижнего конца сваи, м;

$\mu$  – коэффициент Пуассона для грунта;

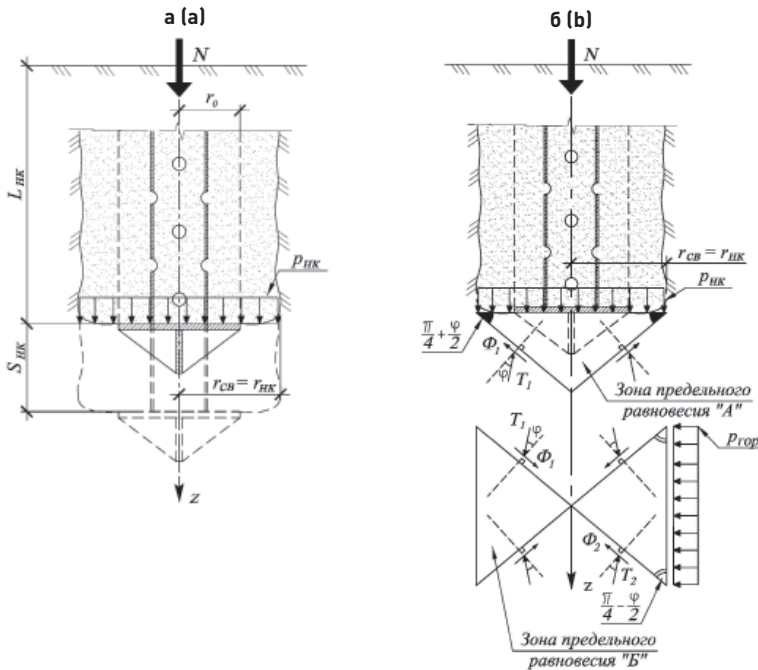
$c, \varphi$  – соответственно удельное сцепление и угол внутреннего трения, кПа и град.

Параметр  $f$  определяем на основе условия прочности Кулона – Мора и использования прочностных характеристик уплотненного глинистого грунта в пристенном слое (удельное сцепление  $c_{\text{упл}}$  и угол внутреннего трения  $\varphi_{\text{упл}}$ ) [10]. Характеристики  $c_{\text{упл}}$  и  $\varphi_{\text{упл}}$  определяются экспериментально для слоя грунта, примыкающего к боковой поверхности инъекционной сваи. Толщина пристенного слоя, установленная на основе экспериментальных исследований, составляет (0,3–0,4) диаметра ствола сваи. Для определения параметра  $f$  предлагается выражение [9, 10]:

$$f = p_{\text{обж}} \times \operatorname{tg} \varphi_{\text{упл}} + c_{\text{упл}}, \quad (3)$$

где  $p_{\text{обж}}$  – давление обжатия боковой поверхности инъекционной сваи грунтом, кПа;

$c_{\text{упл}}, \varphi_{\text{упл}}$  – соответственно удельное сцепление и угол внутреннего трения уплотненно-го при устройстве сваи пристенного слоя грунта, кПа и град.



**Рис. 10.** Расчетная схема к оценке несущей способности инъекционной сваи: а – схема к определению параметра  $R$ ; б – схема приложения внутренних усилий к зонам предельного равновесия «А» и «Б»:

$T_1, T_2$  – суммарные силы отпора грунта;  $F_1, F_2$  – суммарные силы сцепления грунта

**Fig. 10.** Calculation scheme for assessing the bearing capacity of an injection pile: а – scheme for the  $R$  parameter determining; б – scheme for applying internal forces to the zones of extreme equilibrium «А» and «Б»:

$T_1, T_2$  – total ground resistance forces;  $F_1, F_2$  – total soil adhesion forces

Давление обжатия  $p_{обж}$  обусловлено двумя факторами: реакцией от давления инъекции  $p_{ин}$  подвижной бетонной смеси и горизонтальным давлением грунта  $p_0$  от его собственного веса на боковую поверхность инъекционной сваи. Давление обжатия  $p_{обж}$  определяется по формуле:

$$p_{обж} = p_{кр} + p_0, \quad (4)$$

где  $p_0$  – то же, что и в формуле (2);

$p_{кр}$  – критическое давление на стенку расширяющейся скважины, кПа.

Критическое давление  $p_{кр}$  соответствует такому значению, когда упругие деформации грунта на стенке расширяющейся скважины переходят в пластические [10]. Параметр  $p_{кр}$  определяется на основе аналитических решений [11] задачи о расширении цилиндрической скважины в грунтовой среде и с учетом упрощений имеет вид:

$$p_{кр} = \frac{-2 \times (p_0 \times \sin \varphi + c \times \cos \varphi)}{(w + 2) \times \sin \varphi + w}, \quad (5)$$

где  $p_0$ ,  $c$ ,  $\varphi$ , – то же, что и в формуле (2);

$w$  – параметр, изменяющийся от -1,65 до -2 в зависимости от характеристик  $\mu$  и  $\lambda$ ;

$\mu$  – коэффициент Пуассона для грунта;

$\lambda$  – коэффициент разномодульности (В.В. Лушников, 1991). Для изотропной грунтовой среды  $\lambda = 1$  и  $w = -2$  (В.В. Лушников, 1991).

## Инженерный метод расчета осадки комбинированного фундамента

Осадка комбинированного отдельного фундамента  $S_{\kappa}$  формируется из двух ее составляющих: осадки фундамента  $S_{\phi}$  здания до его реконструкции и осадки фундамента  $S_{рек}$  после усиления инъекционными сваями. Поэтому для осадки фундамента  $S_{\kappa}$  можно записать:

$$S_{\kappa} = S_{\phi} + S_{рек}, \quad (6)$$

где  $S_{\phi}$  – расчетная осадка фундамента до реконструкции здания, мм;

$S_{рек}$  – то же, после его реконструкции, мм.

Расчетную осадку фундамента  $S_{\phi}$  мелкого заложения реконструируемого здания рекомендуется определять методом послойного суммирования по СП 22.13330.2016 [12].

Осадку  $S_{рек}$  можно установить из условия [13]:

$$S_{рек} = S_o \times k_n + S_{\phi} \times (k_{mex} - 1), \quad (7)$$

где  $S_o$  – конечная осадка одиночных инъекционных свай, мм;

$S_{\phi}$  – то же, что и в (6);

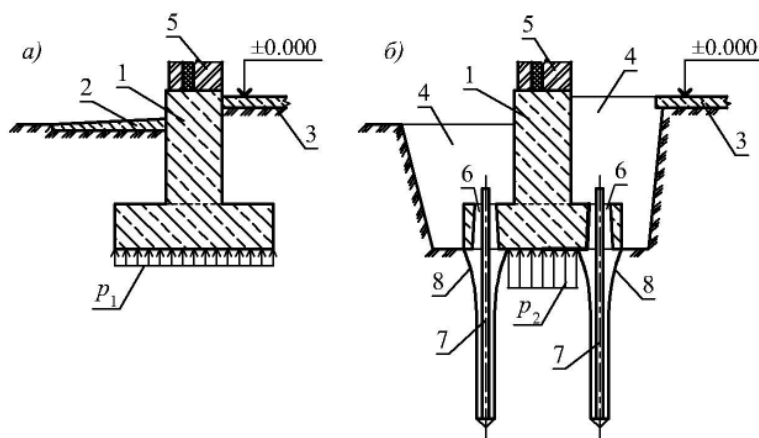
$k_{mex} = 1,01 - 1,13$  – коэффициент, учитывающий технологические осадки грунта при устройстве фундамента с инъекционными сваями [14, 15];

$k_n$  – коэффициент [14, 15], учитывающий изменение напряженного состояния грунта в основании под подошвой плитной части фундамента после устройства инъекционных свай ( $k_n = 0,93 - 0,98$ ).

Значения коэффициента  $k_{mex}$ , учитывающего технологические перемещения (осадки) грунта при устройстве инъекционных свай, устанавливались по результатам аналитических исследований [13]. Под технологическими понимаются перемещения грунта в его основании, обусловленные особенностями технологии устройства инъекционных свай (оплывание устраиваемых скважин, осыпание и потеря устойчивости стенок). На этапе формирования комбинированного фундамента происходит повышение давления  $p$  по подошве (от  $p_1$  до  $p_2$ ) и изменение

напряженного состояния основания за счет уменьшения ее площади  $A$  при образовании скважин под инъекционные сваи. Уменьшение площади опирания фундамента  $A$  на основание при возрастающем давлении  $p$  по подошве является основной причиной развития технологических перемещений (осадок) грунта. При этом наибольшие их значения проявляются в слабых водонасыщенных глинистых грунтах (текучей и текучепластичной консистенции) (рис. 11).

Коэффициент  $k_{\text{н}}$  показывает изменение напряженного (деформированного) состояния основания под подошвой комбинированного фундамента и улучшение его свойств в пределах глубины  $(0,5-1,0)b$  ( $b$  – ширина подошвы фундамента) в массиве грунта между стволами устроенных инъекционных свай от действия внешней вертикальной нагрузки. Значения коэффициента  $k_{\text{н}}$  устанавливались на основе аналитических (тестовых) расчетов и архивных экспериментальных данных (А.И. Полищук и др., 1996, 2007).



**Рис. 11.** Уменьшение площади опирания фундамента мелкого заложения при устройстве скважин под инъекционные сваи непосредственно под его подошвой: а – схема работы фундамента до его усиления;

б – то же, на этапе его усиления; 1 – фундамент мелкого заложения [отдельный или ленточный];

2 – водонепроницаемая отсыпка; 3 – бетонный пол по грунту; 4 – шурф для выполнения работ по усилению фундамента;

5 – надземные строительные конструкции; 6 – коническое отверстие в плитной части фундамента для устройства

инъекционной сваи; 7 – перфорированный иньектор; 8 – оплывание, потеря устойчивости стенок скважины;

$p_1$  – давление в уровне подошвы существующего фундамента до его усиления;  $p_2$  – то же, на этапе его усиления

**Fig. 11.** Reduction of the support area of the shallow foundation when installing wells for injection piles directly under its sole: а – the scheme of the foundation before it is reinforced; б – the same, at the stage of its reinforcement;

1 – shallow foundation [separate or ribbon]; 2 – waterproof blind area; 3 – concrete a floor on the ground;

4 – a pit for carrying out work to strengthen the foundation; 5 – aboveground building structures; 6 – a conical hole

in the slab part of the foundation for the installation of an injection pile; 7 – a perforated injector; 8 – sinking, loss of stability of the borehole walls;  $p_1$  – pressure at the level of the base of the existing foundation before it is reinforced;

$p_2$  – the same, at the stage of its reinforcement

## Выводы

Разработан способ устройства инъекционных свай для условий реконструкции зданий, прошедший экспериментальное обоснование на опытных площадках, сложенных глинистыми грунтами. Внедрение инъекционных свай выполнено при подготовке проектной документации и усилении фундаментов реконструируемых зданий на глинистых грунтах в городах Кемерово и Томске.

Результаты выполненных экспериментальных исследований позволили дать оценку изменения свойств глинистых грунтов, залегающих вокруг ствола инъекционных свай до и после их устройства. Выявлено, что после устройства инъекционных свай происходит уплотнение гли-

нистого грунта в пределах 2,0–2,5 диаметров ствола в радиальном направлении. Это приводит к улучшению условий работы инъекционных свай и повышению их несущей способности.

Разработан аналитический метод расчета несущей способности  $F_d$  инъекционных свай для фундаментов реконструируемых зданий. Метод учитывает улучшение свойств основания вокруг ствола свай за счет уплотнения глинистых грунтов на этапе их устройства.

Разработан инженерный метод расчета осадки комбинированного фундамента с инъекционными сваями в глинистых грунтах, который учитывает ее развитие до и после реконструкции здания.

## Список литературы

1. Полищук А.И., Петухов А.А., Тарасов А.А. Усиление оснований и фундаментов зданий и сооружений. В: Справочник геотехника: основания, фундаменты, подземные сооружения. 3-е изд. Москва: Изд-во АСВ; 2023. Гл. 16, с. 828–868.
2. Полищук А.И. Основания и фундаменты, подземные сооружения: учебник. 2-е изд. Москва: Изд-во АСВ; 2020.
3. Коновалов П.А., Коновалов В.П. Основания и фундаменты реконструируемых зданий: монография. 5-е изд. Москва: Изд-во АСВ; 2011.
4. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. Томск: Изд-во Томск; 1992.
5. Полищук А.И. Основы проектирования и устройства фундаментов реконструируемых зданий. 3-е изд. Нортхэмптон: STT; Томск: STT; 2007.
6. Мангушев Р.А., Готман А.Л., Знаменский В.В., Пономарев А.Б. Сваи и свайные фундаменты. Конструкции, проектирование и технологии. Москва: Изд-во АСВ; 2018.
7. Петухов А.А. Совершенствование способа устройства инъекционных свай в слабых глинистых грунтах для условий реконструкции зданий [диссертация]. Томск; 2006.
8. ГОСТ 5886–2020. Грунты. Методы полевых испытаний сваями. Москва: Стандартиформ; 2020.
9. Полищук А.И., Петухов А.А., Семенов И.В. Усиление фундаментов инъекционными сваями в условиях реконструкции зданий. Москва: АСВ; 2023.
10. Полищук А.И., Петухов А.А., Шалгинов Р.В. Аналитический метод расчета несущей способности инъекционных свай в глинистых грунтах. В: *Фундаментальные прикладные вопросы геотехники: новые материалы, конструкции, технологии и расчеты: материалы конференции*. СПб, 2019, с. 259–264.
11. Федоровский В.Г. О расширении цилиндрической скважины в упруго-пластической среде // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 1972;(2):28–30.
12. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01–83\*. Москва; 2016.
13. Полищук А.И., Семенов И.В. Инженерный метод расчета осадки инъекционной сваи в глинистом грунте // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 2019;(5):23–28. Режим доступа: <https://ofmg.ru/index.php/ofmg/article/view/6198>.
14. Полищук А.И., Семенов И.В. Разработка метода расчета осадки одиночной инъекционной сваи в глинистых грунтах В: *IV Международная научно-практическая молодежная конференция по геотехнике: сборник материалов*. Тюмень: Тюменский индустриальный университет; 2018, с. 67–69.
15. Полищук А.И., Семенов И.В. Расчет осадки комбинированного фундамента для реконструируемого здания в глинистых грунтах // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 2022;(6):7–11. Режим доступа: <https://ofmg.ru/index.php/ofmg/article/view/7261>.

## References

1. Polishchuk A.I., Petukhov A.A., Tarasov A.A. Reinforcement of the bases and foundations of buildings and structures. In: Handbook of Geotechnics: Bases, Foundations, and Underground Structures. Moscow: ASV Publ.; 2023. Ch. 16, pp. 828–868. (In Russian).
2. Polishchuk A.I. Beds and foundations, underground structures. Moscow: ASV Publ.; 2020. (In Russian).

3. Konovalov P.A., Konovalov V.P. Foundations and foundations of reconstructed buildings: monograph. Moscow: ASV Publ.; 2011. (In Russian).
4. Malganov A.I., Plevkov V.S., Polishchuk A.I. Restoration and strengthening of building structures of damaged and reconstructed buildings. Tomsk: Tomsk Publishing House; 1992. (In Russian).
5. Polishchuk A.I. Fundamentals of design and installation of foundations of reconstructed buildings. Northampton: STT; Tomsk: STT; 2007. (In Russian).
6. Mangushev R.A., Gotman A.L., Znamensky V.V., Ponomarev A.B. Piles and pile foundations. Designs, design and technologies. Moscow: ASV Publ.; 2018. (In Russian).
7. Petukhov A.A. Improving the method of installing injection piles in weak clay soils for the conditions of reconstruction of buildings [dissertation]. Tomsk; 2006. (In Russian).
8. State Standard 5886-2020. Soils. Field test methods by piles. Moscow: Standartinform Publ.; 2020. (In Russian).
9. Polishchuk A.I., Petukhov A.A., Semenov I.V. Strengthening foundations with injection piles in the context of building reconstruction. Moscow: ASV Publ.; 2023. (In Russian).
10. Polishchuk A.I., Petukhov A.A., Shalginov R.V. Analytical method for calculating the bearing capacity of injection piles in clayey soil. In: *Fundamental applied issues of geotechnics: new materials, structures, technologies and calculations: conference materials*. St. Petersburg, 2019, pp. 259–264.
11. Fedorovsky V.G. On the expansion of a cylindrical well in an elastic-plastic medium. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1972;(2):28–30. (In Russian).
12. SP 22.13330.2016. Soil bases of buildings and structures. Updated version of SNiP 2.02.01-83\*. Moscow; 2016. (In Russian).
13. Polishchuk A.I., Semenov I.V. Engineering method of calculating injection pile settlement in clayey soils. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 2019;56(5):352–358. Available at: <https://ofmg.ru/index.php/ofmg/article/view/6198>. (In Russian).
14. Polishchuk A.I., Semenov I.V. Development of a method for calculating the settlement of a single injection pile in clayey soils. In: *IV International Scientific and Practical Youth Conference on Geotechnics: collection of materials*. Tyumen: Tyumen Industrial University; 2018, pp. 67–69. (In Russian).
15. Polishchuk A.I., Semenov I.V. Calculation of the settlement of a combined foundation for a reconstructed building in clay soils. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 2022;(6):7–11. Available at: <https://ofmg.ru/index.php/ofmg/article/view/7261> (In Russian).

## Информация об авторах / Information about the authors

**Анатолий Иванович Полищук\***, д-р техн. наук, профессор, профессор кафедры оснований и фундаментов, Кубанский государственный аграрный университет имени И.Т. Трубилина, Краснодар  
e-mail: ofpai@mail.ru

**Anatoly I. Polishchuk\***, Dr. Sci. (Engineering), Professor, Professor of the Department of Foundations and Foundations, Kuban State Agrarian University named after I.T. Trubilin, Krasnodar  
e-mail: ofpai@mail.ru

**Аркадий Александрович Петухов**, канд. техн. наук, Томск; доцент кафедры оснований и фундаментов, Кубанский государственный аграрный университет имени И.Т. Трубилина, Краснодар  
e-mail: paa5579@mail.ru

**Arkady A. Petukhov**, Cand. Sci. (Engineering), Associate Professor of the Department of Beds and Foundations, Kuban State Agrarian University named after I.T. Trubilin, Krasnodar  
e-mail: paa5579@mail.ru

**Иван Владимирович Семенов**, старший преподаватель, аспирант кафедры оснований и фундаментов, Кубанский государственный аграрный университет имени И.Т. Трубилина, Краснодар  
e-mail: amigos\_siv@mail.ru

**Ivan V. Semenov**, Senior Lecturer, Graduate Student of the Department of Beds and Foundations, Kuban State Agrarian University named after I.T. Trubilin, Krasnodar  
e-mail: amigos\_siv@mail.ru

\* Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

# НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ ЖУРНАЛ «БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН»

Журнал «Бетон и железобетон» – научно-техническое рецензируемое издание для профессионалов-строителей, архитекторов, инженеров, проектировщиков, всех работников строительного комплекса, а также для индивидуальных застройщиков. Издается с 1955 г. В журнале публикуются материалы о новых конструктивных и планировочных решениях, прогрессивных строительных материалах, о теплосберегающих технологиях и конструкциях, об экономике жилищно-гражданского строительства, проблемах архитектуры, градостроительства, сельского строительства, экологии жилища.

**Учредитель:** Ассоциация «Железобетон».

**Издатель:** АО «НИЦ «Строительство».

Журнал включен в перечень ВАК с 10.06.2024 г. по научным специальностям:

2.1.1 – Строительные конструкции, здания и сооружения (технические науки);

2.1.5 – Строительные материалы и изделия (технические науки).

Журнал зарегистрирован Федеральной службой по надзору в сфере связи, информационных технологий и массовых коммуникаций (Роскомнадзор). Свидетельство о регистрации печатного издания ПИ № ФС 77-76959 от 09.10.2019. Свидетельство о регистрации средства массовой информации Эл № ФС77-86552 от 26.12.2023.

Журнал зарегистрирован в Национальном центре ISSN (International Standard Serial Number): печатное – 0005-9889, сетевое – 3034-1302.

Журнал издается на платформе Elpub Национального консорциума российских библиотек (НЭИКОН). Входит в систему РИНЦ (Российский индекс научного цитирования) на платформе eLIBRARY.ru.

**Основан:** Институт НИИЖБ Госстроя СССР и ВНИИЖелезобетон Минстройматериалов СССР.

Тираж печатного издания – 300 экземпляров.

Периодическое печатное издание (6 раз в год).

Подробная информация на сайте **bzhb.ru**

Подписной индекс ООО «АРЗИ» – **85502**.



*Приглашаем к сотрудничеству  
ученых, аспирантов,  
исследователей!*

Адрес редакции: г. Москва, 2-я Институтская ул.,  
дом 6, корпус 1

Тел. редакции: +7(495)602-00-70 доб. 1022, 1023

Выпускающий редактор – Починина Наталья

e-mail: [pochininane@estroy.ru](mailto:pochininane@estroy.ru)

# РАЗРАБОТКА ТЕХНОЛОГИИ СТРУЙНОЙ ЦЕМЕНТАЦИИ ДЛЯ МНОГОЛЕТНЕМЕРЗЛЫХ ГРУНТОВ, ИСПОЛЬЗУЕМЫХ ПО ПРИНЦИПУ II

Д.В. ЗОРИН<sup>1</sup>, канд. техн. наук,  
П.М. САЗОНОВ<sup>1</sup>  
В.В. ХМЫЗОВ\*<sup>1</sup>,  
Т.С. ГОРБАЧЕВА<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Научно-исследовательский, проектно-изыскательский и конструкторско-технологический институт оснований и подземных сооружений (НИИОСП) им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Рязанский проспект, д. 59, г. Москва, 109428, Россия

## Аннотация

*Введение.* Основной причиной деформаций фундаментов сооружений в Арктической зоне является значительная сжимаемость многолетнемерзлых грунтов при их оттаивании. Эти процессы активизируются из-за техногенного воздействия и климатических изменений, скорость потепления в регионе, согласно данным Росгидромета, достигает 0,5 °С за десятилетие. Подобные условия требуют разработки методов, которые не только усиливают конструкции, но и кардинально улучшают деформационные свойства самого грунтового основания. В качестве перспективного решения рассматривается закрепление грунтов технологией струйной цементации. Данная технология позволит расширить арсенал средств улучшения строительных свойств оснований, сложенных частично или полностью мерзлыми породами, что в свою очередь позволит с большей технико-экономической эффективностью решать сложные геотехнические задачи на проблемных объектах. Закрепление и армирование высокотемпературных мерзлых грунтов представляется эффективной технологией для обеспечения долговременной устойчивости фундаментов в криолитозоне.

*Цель.* Разработка технологии струйной цементации в условиях высокотемпературных мерзлых грунтов (выше минус 0,5 °С) для возможности одновременного оттаивания и армирования основания, а также выполнение оценки степени изменения деформационных свойств мерзлого грунта после оттаивания и закрепления.

*Материалы и методы.* Методология заключается в проведении анализа архивной изыскательской и проектной документации, а также нормативной и другой технической литературы по теме работы с определением направлений дальнейших экспериментальных исследований, их анализе и обобщении, а также в разработке рекомендаций по применению технологии струйной цементации для многолетнемерзлых грунтов, используемых по принципу II.

*Результаты.* Изложены результаты анализа современной научно-технической, нормативной и методической литературы. Выполнены лабораторные исследования по определению физических, теплофизических и деформационных свойств грунта в естественном состоянии и закрепленном, которые в последствии использовались при моделировании теплового воздействия от устройства грунтоцементных элементов, а также при расчетно-аналитическом исследовании на примере расчета осадки. Выданы рекомендации по применению технологии струйной цементации для закрепления оснований в районах распространения многолетнемерзлых грунтов, используемых по принципу II.

*Выводы.* На основе анализа литературы, результатов экспериментальных исследований и исследований по закреплению высокотемпературных многолетнемерзлых грунтов разработаны рекомендации по применению технологии струйной цементации для закрепления оснований в рамках распространения многолетнемерзлых грунтов, используемых по принципу II. Разработаны предложения по при-

менению результатов НИОКР при разработке и изменении нормативно-технических и методических документов.

**Ключевые слова:** многолетнемерзлый грунт, струйная цементация, армирование грунтового основания, закрепление грунтов, деформационные свойства грунтов, улучшение свойств грунтов

**Для цитирования:** Зорин Д.В., Сазонов П.М., Хмызов В.В., Горбачева Т.С. Разработка технологии струйной цементации для многолетнемерзлых грунтов, используемых по принципу II // *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2026. 1(48). С. 183–201. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1\(48\)-183-201](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1(48)-183-201)

#### **Вклад авторов**

Зорин Д.В., Сазонов П.М., Хмызов В.В. – на основе анализа литературы и результатов исследований разработаны рекомендации по применению технологии струйной цементации для закрепления оснований в районах распространения многолетнемерзлых грунтов, используемых по принципу II, и предложения по использованию результатов НИОКР при разработке и изменении нормативно-технической и методических документов.

Хмызов В.В. – проведен обзор и анализ современных нормативных требований, выполнен анализ результатов экспериментальных исследований грунтов и результатов экспериментальных исследований закрепления многолетнемерзлых грунтов.

Горбачева Т.С., Хмызов В.В. – выполнена разработка программы экспериментальных исследований применения струйной цементации в условиях высокотемпературных мерзлых грунтов, проведение лабораторных испытаний, проведение расчетно-аналитических исследований.

#### **Финансирование**

Исследование выполнено в рамках договорных работ между АО «НИЦ «Строительство» и ФАУ «ФЦС».

#### **Конфликт интересов**

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

*Поступила в редакцию 26.12.2025*

*Поступила после рецензирования 03.02.2026*

*Принята к публикации 12.02.2026*

## **DEVELOPMENT OF JET CEMENTATION TECHNOLOGY FOR PERMAFROST SOILS USED ACCORDING TO PRINCIPLE II**

D.V. ZORIN<sup>1</sup>, Cand. Sci. (Engineering),

P.M. SAZONOV<sup>1</sup>

V.V. KHMZYOV<sup>1\*</sup>

T.S. GORBACHEVA<sup>1</sup>

<sup>1</sup>*Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Ryazanskiy ave., 59, Moscow, 109428, Russia*

#### **Abstract**

*Introduction.* The main cause of foundation deformation in Arctic structures is the significant compressibility of permafrost soils during thawing. These processes are accelerated by anthropogenic impacts and climate change; according to Roshydromet, the rate of warming in the region is reaching 0.5°C per decade. These conditions require the development of methods that not only strengthen structures but also dramatically improve the deformation properties of the soil base itself. Soil stabilization using jet grouting is being considered as a promising solution. The key effect is the virtual elimination of subsidence during thawing. Therefore, stabilization and reinforcement of high-temperature frozen soils appears to be an effective technology for ensuring the long-term stability of foundations in the permafrost zone.

*Aim.* Development of jet grouting technology in conditions of high-temperature frozen soils (above minus 0.5 °C) to enable simultaneous thawing and reinforcement of the foundation, and an assessment of the degree of change in the deformation properties of frozen soil after thawing and consolidation.

*Materials and methods.* The methodology consists in analyzing archival survey and design documentation, as well as regulatory and other technical literature on the topic of work, identifying areas for further experimental research, analyzing and summarizing them, as well as developing recommendations for the use of jet cementation technology for permafrost soils used according to principle II.

*Results.* The results of the analysis of modern scientific, technical, normative and methodological literature are presented. Laboratory studies were performed to determine the physical, thermophysical and deformation properties of the soil in its natural state and fixed, which were later used in modeling the thermal effects from the device of soil cement elements, as well as in computational and analytical research using the example of subsidence calculation. Recommendations have been issued on the use of jet cementation technology for fixing foundations in areas of permafrost soils used according to principle II.

*Conclusions.* Based on the analysis of the literature, the results of experimental studies and studies on the consolidation of high-temperature permafrost soils, recommendations have been developed for the use of jet cementation technology for the consolidation of foundations within the framework of the distribution of permafrost soils used according to principle II. Proposals have been developed for the application of R&D results in the development and modification of regulatory, technical and methodological documents.

**Keywords:** permafrost soil, jet grouting, soil reinforcement, soil stabilization, soil deformation properties, soil properties improvement

**For citation:** Zorin D.V., Sazonov P.M., Khmyzov V.V., Gorbacheva T.S. Development of jet cementation technology for permafrost soils used according to principle II. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*, 2026, 1(48), pp. 183–201. [In Russian] [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1\(48\)-183-201](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1(48)-183-201)

#### **Authors contribution statement**

Zorin D.V., Sazonov P.M., Khmyzov V.V. – based on a literature review, recommendations were developed for the use of jet grouting technology for foundation stabilization in areas with permafrost soils, used according to the ii principle, and proposals for the use of R&D results in the development and revision of regulatory, technical, and methodological documents.

Khmyzov V.V. – a review and analysis of current regulatory requirements was conducted, and the results of experimental soil studies and the results of experimental studies on permafrost soil stabilization were analyzed.

Gorbacheva T.S., Khmyzov V.V. – development of the experimental research program for the use of jet grouting in high-temperature frozen soils.

#### **Funding**

The study was carried out within the framework of contractual work between JSC Research Center of Construction and the Federal Center for Regulation, Standardization and Technical Assessment in Construction (FAU "FCC").

#### **Conflict of interest**

The authors declare no conflict of interest.

*Received 26.12.2025*

*Revised 03.02.2026*

*Accepted 12.02.2026*

## **Введение**

Основной причиной деформаций фундаментов сооружений в Арктической зоне является значительная сжимаемость многолетнемерзлых грунтов при их оттаивании. Эти процессы активизируются из-за техногенного воздействия и климатических изменений, скорость потепления в регионе, согласно данным Росгидромета, достигает 0,5 °С за деся-

тилетие. Подобные условия требуют разработки новых технологий строительства фундаментов и улучшения механических свойств грунтов оснований в условиях криолитозоны, которые не только усиливают конструкции, но и кардинально улучшают деформационные свойства самого грунтового основания.

В качестве перспективного решения рассматривается закрепление грунтов технологией струйной цементации, тем временем возможность применения данной технологии в условиях распространения многолетнемерзлых грунтов оставляет еще множество вопросов. Данная технология позволит расширить арсенал средств улучшения строительных свойств оснований, сложенных частично или полностью мерзлыми породами, что в свою очередь позволит с большей технико-экономической эффективностью решать сложные геотехнические задачи на проблемных объектах. Закрепление и армирование высокотемпературных мерзлых грунтов представляется эффективной технологией для обеспечения долговременной устойчивости фундаментов в криолитозоне.

Целью являлась оценка возможности применения струйной цементации в условиях высокотемпературных мерзлых грунтов (выше 0,5 °С) для возможного одновременного оттаивания и армирования основания; оценка степени изменения деформационных свойств мерзлого грунта после оттаивания и закрепления.

Для достижения цели решался комплекс задач:

- проведение анализа отечественной и зарубежной нормативной, методической и научной литературы, касающейся технологии струйной цементации, закрепления и армирования грунтов, а также опыта применения данной технологии в условиях многолетнемерзлых грунтов;
- проведение комплекса экспериментальных исследований по определению степени изменения деформационных свойств мерзлых грунтов в естественном и закрепленном состояниях;
- обобщение и сопоставление результатов экспериментов, оценка изменения деформационных свойств образцов мерзлого грунта и преобразованного в грунтоцемент мерзлого и оттаявшего грунта в результате закрепления;
- разработка рекомендаций по применению технологии струйной цементации для закрепления оснований в районах распространения многолетнемерзлых грунтов, используемых по принципу II;
- подготовка предложений по использованию результатов НИОКР в нормативных документах.

## **Обзор и анализ современной научно-технической, нормативной и методической литературы**

Технологии закрепления грунтов отлично зарекомендовали себя в немерзлых грунтах. Они позволяют повысить несущую способность слабых, сильно сжимающихся грунтов, уплотняя грунты, увеличивая их прочностные и деформационные свойства.

Перспективной технологией для улучшения грунтового основания мерзлых грунтов является струйная цементация за счет устройства искусственного основания из закрепленного грунта в виде сплошного массива или армирующих элементов. Это позволит производить одновременное оттаивание и закрепление высокотемпературных мерзлых грунтов. В рамках настоящего исследования далее рассматривается данный способ закрепления грунта.

Основным действующим нормативным документом, используемым при устройстве армированного массива грунта по методу струйной цементации в немерзлых грунтах, является СП 291.1325800.2017 [1], устанавливающий основные геотехнические требования и правила на проектирование армированных грунтоцементных конструкций.

Над развитием технологии струйной цементации в многолетнемерзлых грунтах работают многие российские ученые, результаты работ которых отражены в статьях А.Г. Алексеева, Д.В. Зорина [2], В.А. Ильичева [3], С.С. Зуева [4], А.Г. Малинина [5, 6] и многих других.

Важным техническим решением по закреплению грунтов является выбор способа устройства грунтоцементных элементов. Грунтоцементные конструкции могут выполняться из комбинации грунтоцементных элементов, отличающихся в зависимости от расположения: одиночно, в один, два, три ряда, по треугольной или квадратной сетке с заданным шагом, а также в виде ячеистой структуры и сплошным массивом.

Нормируемыми показателями качества и контролируемыми параметрами при проектировании струйной цементации грунтов являются [7]:

- способ цементации (jet-1, jet-2, jet-3);
- расчетный условный радиус закрепления, глубина закрепления / длина элемента закрепленного грунта (грунтоцементного элемента – ГЦЭ);
- нормируемые показатели качества закрепленного грунта – базовые;
- номинальный состав раствора;
- технологические параметры цементации: диаметр форсунок монитора, давление, скорость вращения, скорость подъема монитора при формировании ГЦЭ, объем раствора и расход цемента на 1 м;
- расчетные характеристики армирующих элементов при применении армирования.

В настоящее время технологии струйной цементации по устройству грунтоцементных элементов в условиях распространения многолетнемерзлых грунтов не описываются в нормативно-технической литературе, что ограничивает набор доступных методов по укреплению основания в криолитозоне.

## **Экспериментальные исследования применения струйной цементации в условиях высокотемпературных мерзлых грунтов**

В рамках исследований проведены лабораторные испытания песчаного и супесчаного мерзлых грунтов в естественном и закрепленном состояниях. Для того чтобы определить температурное распределение в массиве закрепленного грунта, его оттаивания за счет устройства ГЦЭ, проводилось теплотехническое моделирование ГЦЭ и рассматриваемых высокотемпературных мерзлых грунтов.

В рамках подготовки к лабораторным исследованиям в программном комплексе «Борей 3D» выполнен теплотехнический расчет оттаивания грунта в результате устройства ГЦЭ для определения температурного распределения и значения температуры в теле ГЦЭ, при которой впоследствии проводилась выстойка образцов для набора прочности. Значение температуры принималось на 3 суток. Полученные результаты применены в качестве температуры твердения грунтоцементных образцов для дальнейших исследований в рамках этапа лабораторных испытаний.

В данной работе рассматривались два типа грунтов:

– Песок средней крупности незасоленный, без включений органики, влажность – 0,18 д.е., плотность – 1,86 г/см<sup>3</sup>.

– Супесь песчанистая незасоленная, без включений органики, влажность – 0,20 д.е., плотность – 1,95 г/см<sup>3</sup>.

Данные параметры грунтов достигнуты путем изготовления образцов дисперсного грунта нарушенного сложения с заданными значениями плотности и влажности в соответствии с ГОСТ 30416-2020 [8]. Также для двух типов грунтов были определены физические и теплофизические характеристики.

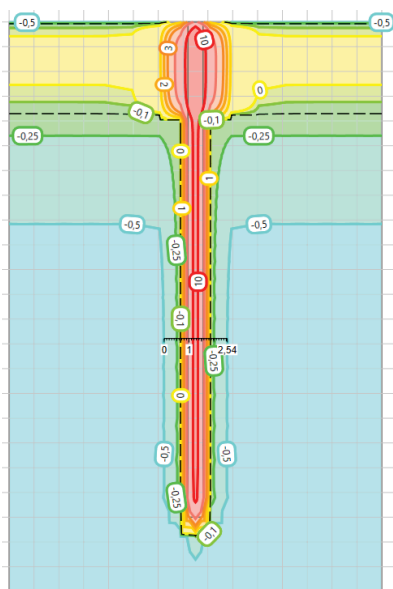
Элемент грунтоцемента принимался круглого сечения диаметром 1,2 и 0,6 м, что соответствует реалистичным достигнутым диаметрам на опытных участках [4–6]. Длина ГЦЭ принята 20,0 м. Начальная температура ГЦЭ принята 24 °С. Для ГЦЭ диаметром 0,6 м расход цемента на 1 пог. м принят равным 100 кг/пог. м, для диаметра 1,2 м – 400 кг/пог. м, что соответствует опытным параметрам и нижнему рекомендованному пределу расхода цемента. Соответственно, содержание цемента на 1 м<sup>3</sup> составляет 354 кг/ м<sup>3</sup>. Суммарное тепловыделение рассчитано на 3, 7, 28 и 90 суток. Принято, что процесс тепловыделения прекращается в возрасте 28 суток. По полученным значениям построена логарифмическая кривая, по уравнению которой определено значение суммарного тепловыделения через каждые сутки.

Теплотехнический расчет показал, что на третий день диаметр зоны оттаивания от одиночного ГЦЭ диаметром 0,6 м достигает 3,64 м в песке и 2,54 м в супеси, а при диаметре ГЦЭ 1,2 м увеличивается до 4,8 и 3,68 м соответственно. Результаты температурного распределения на 3 сутки представлены на рис. 1–4.



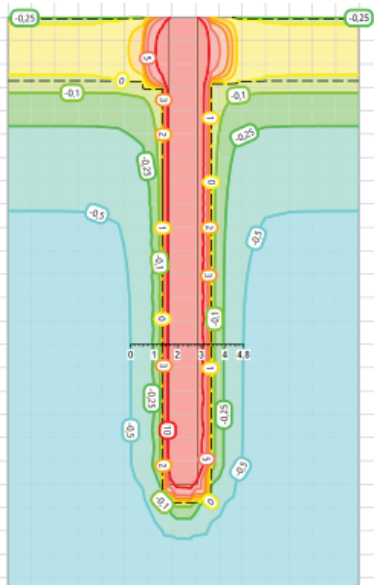
**Рис. 1.** Температурное распределение ГЦЭ диаметром 0,6 м в песке на 3 сутки

**Fig. 1.** Temperature distribution of the soil-cement element with a diameter of 0.6 m in sand for 3 days



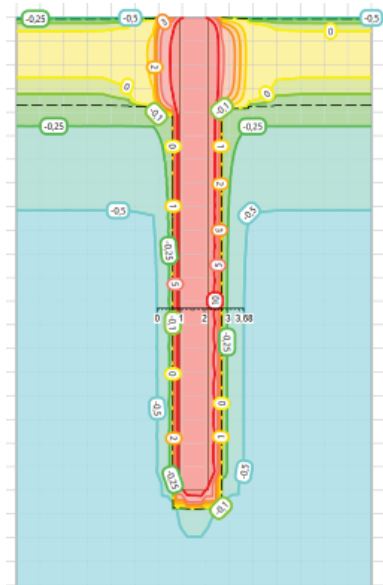
**Рис. 2.** Температурное распределение ГЦЭ диаметром 0,6 м в супеси на 3 сутки

**Fig. 1.** Temperature distribution of the soil-cement element with a diameter of 0.6 m in sandy loam for 3 days



**Рис. 3.** Температурное распределение ГЦЭ диаметром 1,2 м в песке на 3 суток

**Fig. 3.** Temperature distribution of the soil-cement element with a diameter of 1.2 m in sand for 3 days



**Рис. 4.** Температурное распределение ГЦЭ диаметром 1,2 м в супеси на 3 суток

**Fig. 4.** Temperature distribution of the soil-cement element with a diameter of 1.2 m in sandy loam for 3 days

На 3 суток с начала расчета в теле ГЦЭ диаметром 1,2 м температура составляла около плюс 3 °С, для ГЦЭ диаметром 0,6 м температура составляла около плюс 2,8 °С. Для дальнейших лабораторных исследований при выдержке образцов принята температура, равная 3 °С.

Для оценки изменения деформационных свойств сравнивались результаты лабораторных испытаний методом компрессионного сжатия естественного грунта и закрепленного согласно ГОСТ 12248.10-2020 [9], а также проводились расчетно-аналитические исследования на примере расчета осадки плитного фундамента модели сооружения с полами по грунту размерами в плане 24 × 24 м.

Создание образцов исходного грунта осуществлялось по стандартной методике путем формирования образца нарушенного сложения с заданными значениями плотности и влажности в соответствии с ГОСТ 30416-2020 [8].

Образцы грунтоцемента формировались в лаборатории по специальной методике путем смешивания предварительно выдержанного в холодильной камере (при температуре –0,5 °С) грунта заданной влажности с цементным раствором.

По истечению суток температура грунта составляла около 0,3–0,6 °С у песка и супеси соответственно.

Для подготовки цементного раствора применялся портландцемент ЦЕМ I 32.5Н (ГОСТ 31108-2020 [10]). Водоцементное отношение (В/Ц) раствора – 0,8.

Необходимый объем раствора вычислялся исходя из объема закрепляемого грунта и объема заполняемых пор.

Изготовление образцов закрепленного грунта выполнялось при температуре воздуха 21–25 °С. После образцы переносились в климатическую камеру на расчетный период времени набора прочности, принятый равным 14 суткам. Температура воздуха в климати-

ческой камере применялась по результатам предварительного теплотехнического расчета и была равна 3 °С.

Всего проведено 12 испытаний по определению плотности грунтов и грунтоцемента, 12 испытаний по определению влажности грунтов и грунтоцемента, 6 испытаний по определению теплопроводности и теплоемкости грунта в талом и мерзлом состояниях, а также 3 испытания по определению температуры фазового перехода грунта и грунтоцемента.

В ходе исследований сделан вывод, что физические классификационные характеристики грунта соответствуют изначально заданным значениям. Осредненные значения физических и теплофизических характеристик грунтов, принятых в расчетах, приведены в табл. 1.

Таблица 1

**Осредненные значения физических и теплофизических характеристик грунтов и грунтоцемента**

Table 1

**Average values of physical and thermophysical characteristics of soils and soil-cement**

Наименование грунта	Суммарная влажность, $W_{tot}$ , %	Плотность, $\rho$ , г/см <sup>3</sup>	Температура начала замерзания, $T_{зр}$ , °С	В мерзлом состоянии		В талом состоянии	
				к-т тепл-ти, $\lambda_r$ , Вт/(м×К)	об-я тепл-ть, $C_r$ , МДж/(м <sup>3</sup> ×К)	к-т тепл-ти, $\lambda_t$ , Вт/(м×К)	об-я тепл-ть, $C_t$ , МДж/(м <sup>3</sup> ×К)
Песок средней крупности	18,0	1,89	-0,05	2,80	1,65	2,10	2,00
Супесь песчанистая, незасоленная	20,0	1,96	-0,17	2,54	1,96	2,04	2,74
Грунтоцемент (песок средней крупности)	17,4	2,28	-0,05	3,39	2,47	2,39	2,97
Грунтоцемент (супесь песчанистая, незасоленная)	19,8	2,23	-0,32	2,71	2,68	1,93	3,34

Проведено 8 испытаний по определению деформационных свойств мерзлых грунтов методом компрессионного сжатия, 8 испытаний по определению деформационных свойств мерзлых грунтов методом компрессионного сжатия при оттаивании, 6 испытаний по определению деформационных свойств мерзлого грунтоцемента методом компрессионного сжатия, 12 испытаний по определению деформационных свойств мерзлого грунтоцемента методом компрессионного сжатия при оттаивании. Всего проведено 34 испытания.

Осредненные значения деформационных свойств приведены в табл. 2.

**Осредненные значения деформационных свойств грунтов и грунтоцемента**

Table 2

**Average values of deformation properties of soils and soil-cement**

Тип грунта	Состояние закрепления	Коэф. сжимаемости, МПа-1	Модуль деформации, МПа	Коэф. оттаивания, д.е.	Коэф. сжимаемости при оттаивании, МПа-1
Песок	Естественное	0,052	15,6	0,016	0,038
	Грунтоцемент	0,020	46,3	0,000	0,017
Супесь	Естественное	0,066	12,2	0,097	0,090
	Грунтоцемент	0,014	62,1	0,000	0,020

**Моделирование теплового воздействия от устройства грунтоцементных элементов в многолетнемерзлых грунтах**

В рамках исследований проведены теплотехнические расчеты моделирования оттаивания грунтового массива от устройства ГЦЭ в рассматриваемых высокотемпературных многолетнемерзлых грунтах.

Всего выполнено четыре типа расчетов:

- песок – ГЦЭ Ø 0,6 м;
- супесь – ГЦЭ Ø 0,6 м;
- песок – ГЦЭ Ø 1,2 м;
- супесь – ГЦЭ Ø 1,2 м.

Во всех вариантах ГЦЭ имеет соответствующие диаметры и длину 20 м. Шаг принимался по результатам предварительного теплотехнического расчета одиночного ГЦЭ так, чтобы он не превышал половину величины оттаявшей зоны при расчете одиночного ГЦЭ. Климатические условия и параметры грунтов приняты идентично расчету одиночной сваи.

Прогнозный расчет выполнен на период одного месяца. Результаты теплотехнического расчета для закрепленного грунта элементами диаметром 0,6 представлены в виде сечений распределения температуры грунтов по глубине для различных моментов времени на рис. 5–7 для песка и 8–10 для супеси.

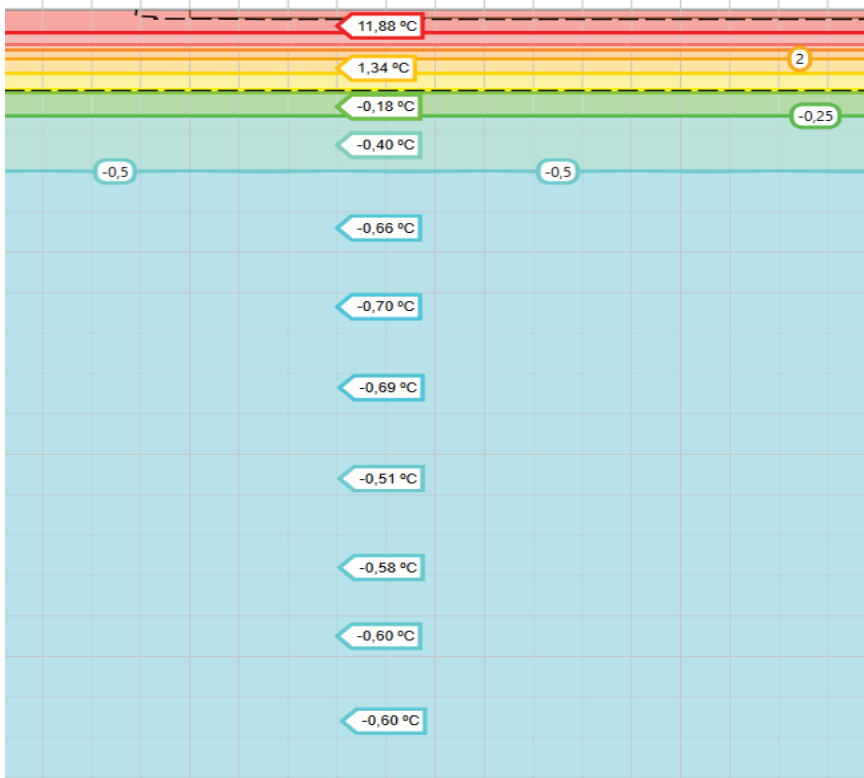


Рис. 5. Исходное температурное распределение грунта для песка до устройства ГЦЭ  
Fig. 5. Initial temperature distribution of the sand before the soil-cement element making

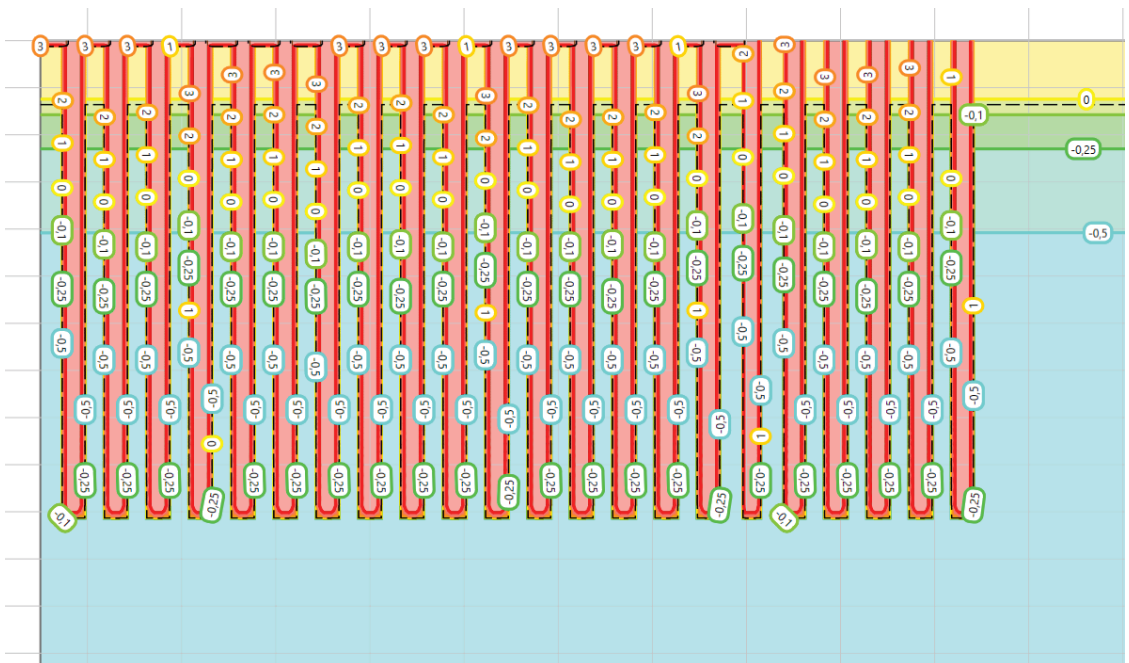
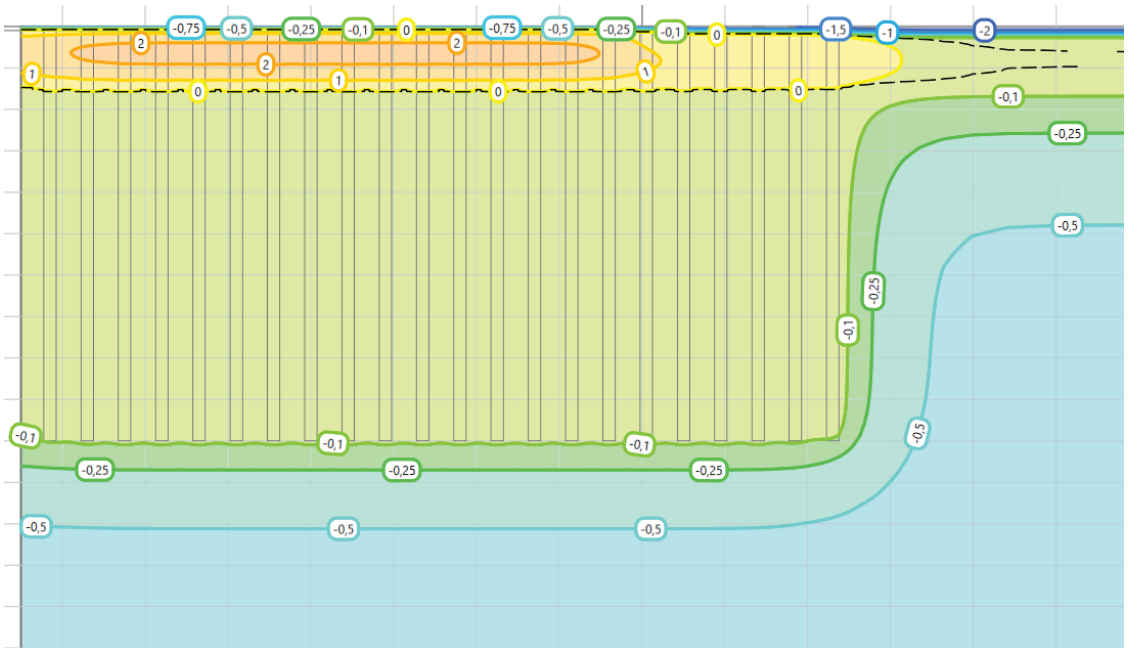
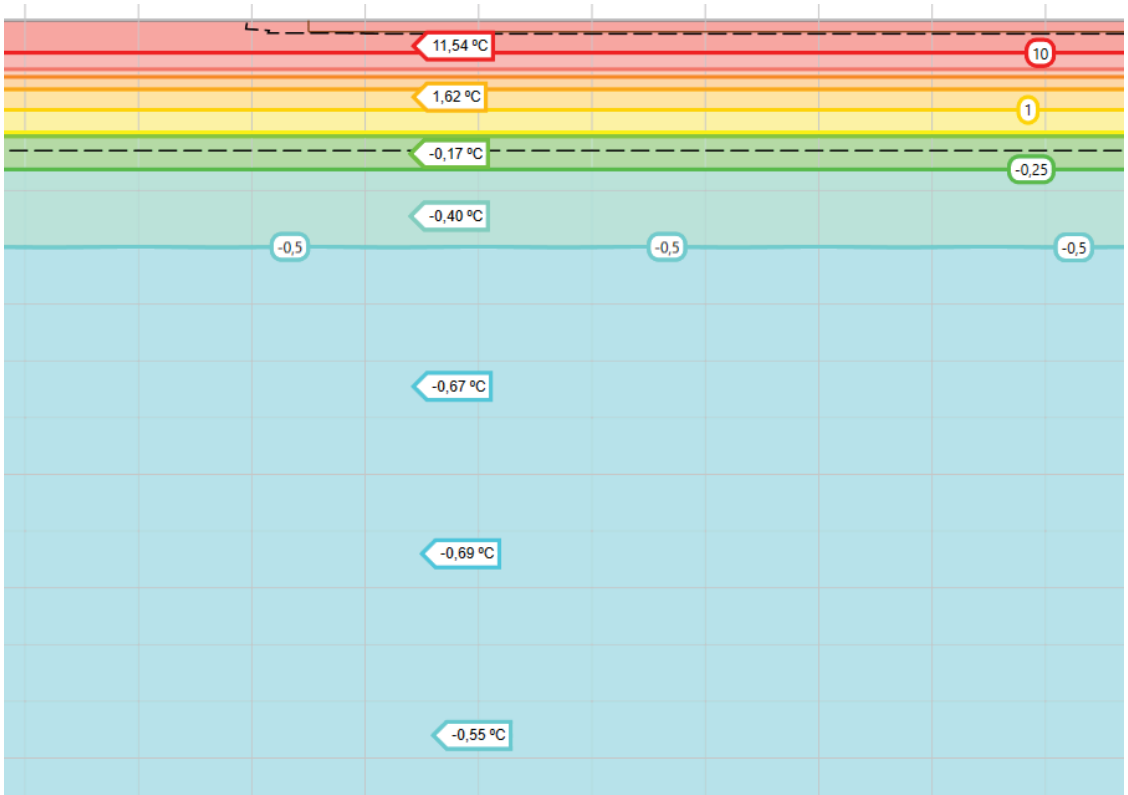


Рис. 6. Температурное распределение ГЦЭ через 1 день  
Fig. 6. Temperature distribution of the soil-cement element after 1 day



**Рис. 7.** Температурное распределение ГЦЭ через 30 дней  
**Fig. 7.** Temperature distribution of the soil-cement element after 30 days



**Рис. 8.** Исходное температурное распределение грунта для супеси до устройства ГЦЭ  
**Fig. 8.** Initial temperature distribution of the sandy loam before the soil-cement element making

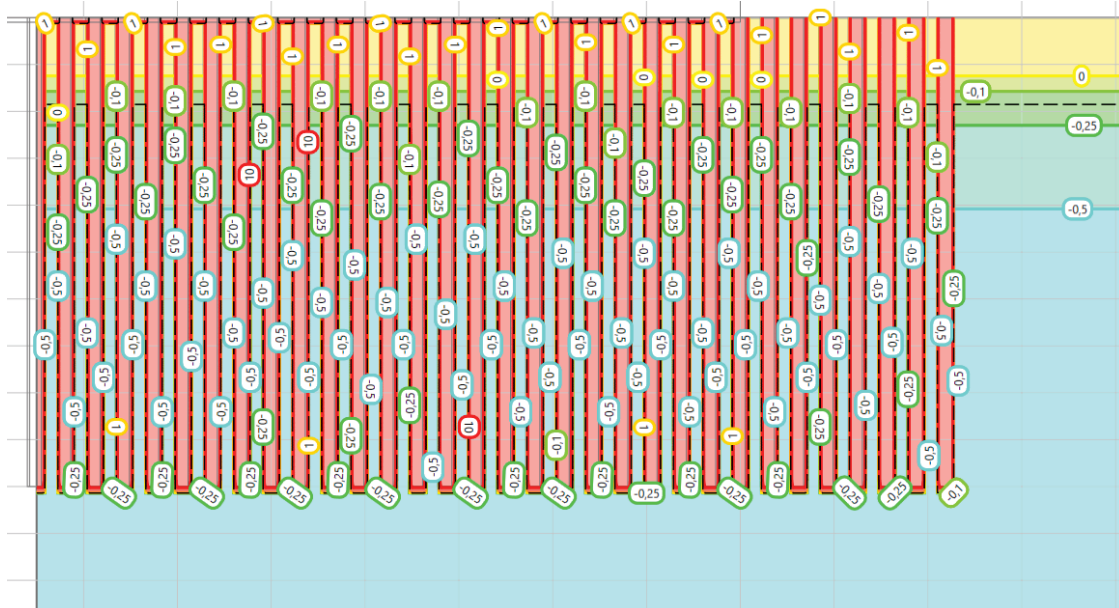


Рис. 9. Температурное распределение ГЦЭ через 1 день  
Fig. 9. Temperature distribution of the soil-cement element after 1 day

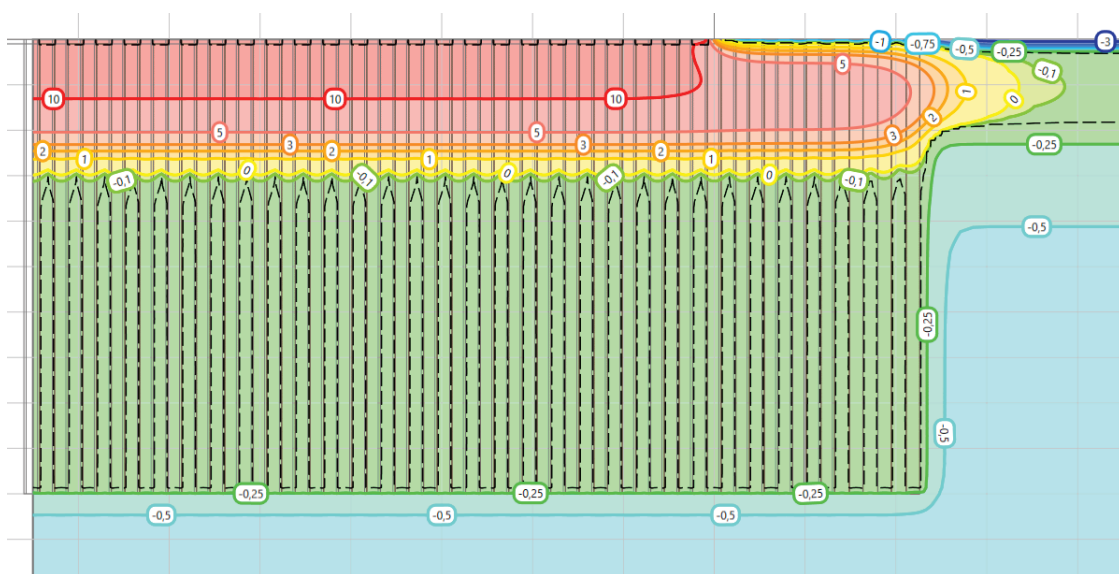


Рис. 10. Температурное распределение ГЦЭ через 30 дней  
Fig. 10. Temperature distribution of the soil-cement element after 30 days

Результаты теплотехнического расчета для закрепленного грунта элементами диаметром 1,2 м представлены в виде сечений распределения температуры грунтов по глубине на первый день и через 30 дней на рис. 11, 12 для песка и рис. 13, 14 для супеси.

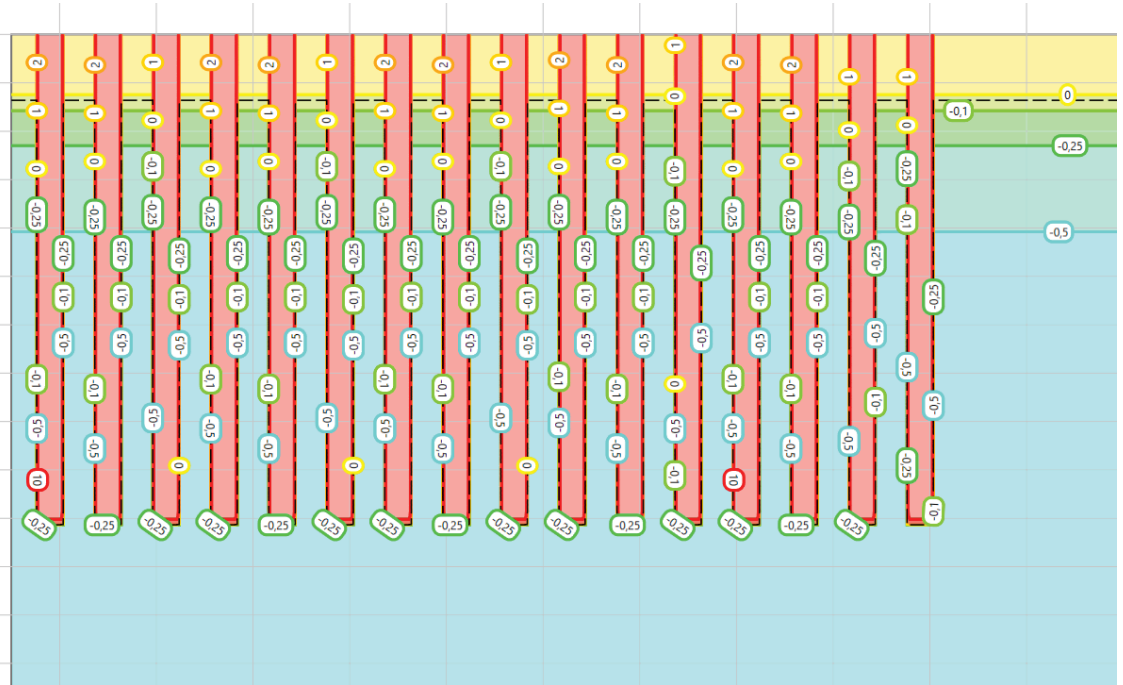


Рис. 11. Температурное распределение ГЦЭ через 1 день  
Fig. 11. Temperature distribution of the soil-cement element after 1 day

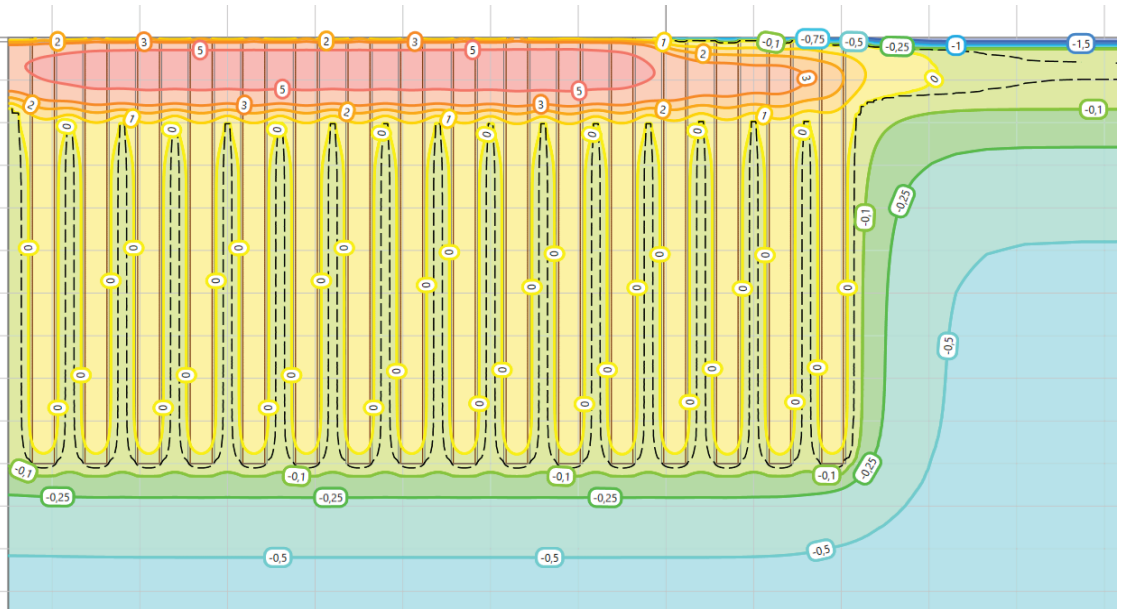
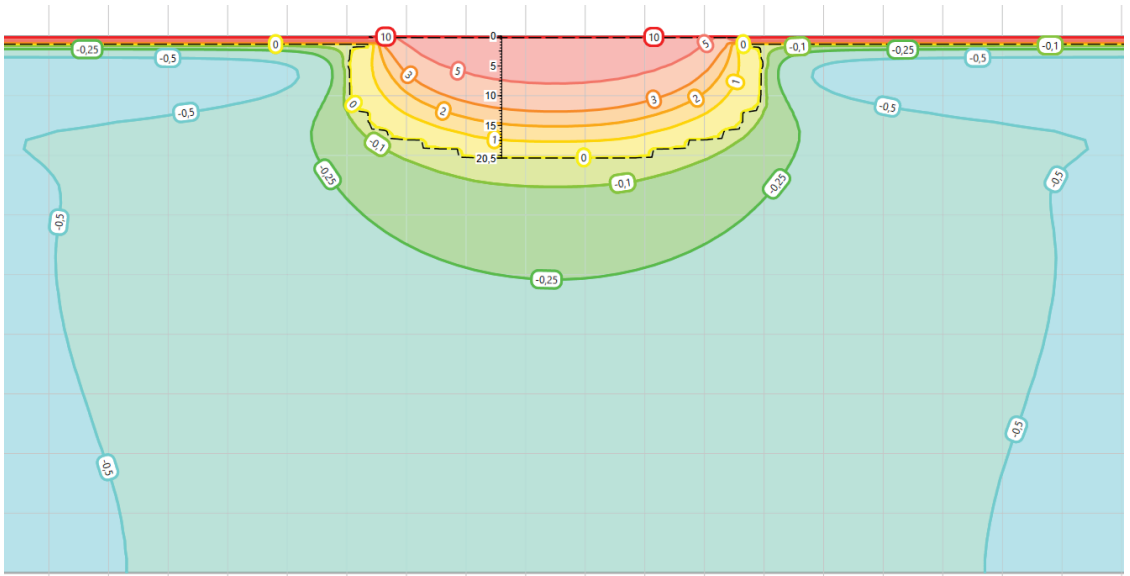
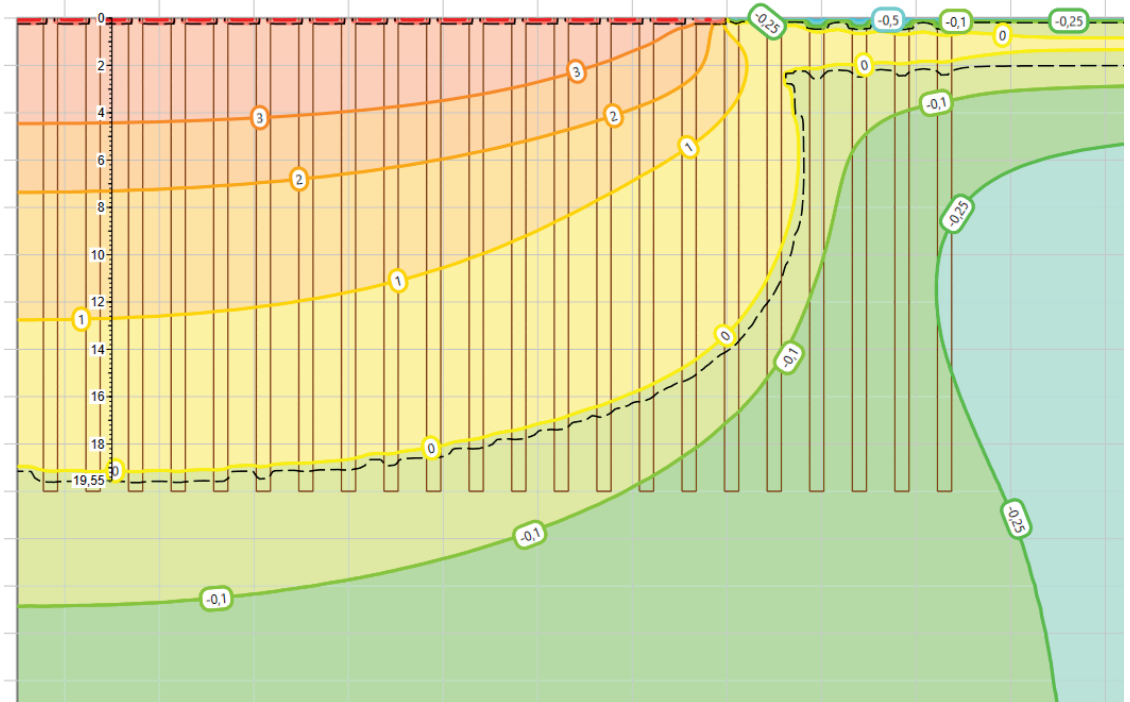


Рис. 12. Температурное распределение ГЦЭ через 30 дней  
Fig. 12. Temperature distribution of the soil-cement element after 30 days





**Рис. 15.** Температурное распределение грунта при допущении оттаивания на конец срока эксплуатации  
**Fig. 15.** Temperature distribution of the soil when thawing is allowed at the end of the service life



**Рис. 16.** Температурное распределение закрепленного грунта на конец срока эксплуатации  
**Fig. 16.** Temperature distribution of the fixed soil at the end of the service life

Расчетная глубина оттаивания в варианте при допущении оттаивания составила около 20,5 м, в свою очередь глубина оттаивания закрепленного грунта составила 19,5 м.

### Расчетное аналитическое исследование ГЦЭ на примере расчета осадки

Эффективность применения технологии струйной цементации с точки зрения деформационных свойств показана на примере расчета осадки плитного фундамента габаритами в плане  $24 \times 24$  м для песка в трех вариантах: при допущении оттаивания основания, при сплошном закреплении грунтового основания и при армировании основания ГЦЭ диаметром 1,2 м по квадратной сетке с шагом  $2,4 \times 2,4$  м. Характеристики для расчета приняты по результатам проведенных экспериментальных исследований.

Мощность оттаивания принята по результатам теплотехнического расчета и составляет 20,5 м для расчетной схемы с допущением оттаивания и 19,5 м для расчетной схемы при устройстве ГЦЭ.

Осадку основания рассчитывали на разные периоды времени: после применения струйной цементации и на конец срока эксплуатации здания.

На первом этапе расчета определялась осадка основания, обусловленная действием собственного веса оттаивающего грунта по п. 7.3.7 СП 25.13330.2020 [11]. Для расчета армированного грунта модуль деформации  $E$  определен согласно п. 6.10.20 СП 22.13330.2016 [12] как приведенный интегральный модуль деформации армированного основания. Коэффициент сжимаемости оттаивающего массива  $m_{th}$ , коэффициент оттаивания  $A_{th}$  и удельный вес армированного грунта  $\rho$  определены аналогичным образом.

По результатам расчета осадка основания, обусловленная действием собственного веса оттаивающего грунта, составила:

- при допущении оттаивания 0,646 м;
- при сплошном закреплении 0,145 м;
- при армировании основания  $2,4 \times 2,4$  м.

На втором этапе определяется дополнительная осадка за счет продавливания ГЦЭ на уровне подошвы условного фундамента по п. 7.4.10 СП 24.13330.2021 [13]. Для сплошного закрепления грунтового массива дополнительную осадку за счет продавливания принимаем равной нулю.

Осадку основания при предварительном оттаивании на конец срока эксплуатации  $s$  вычислена как сумма осадок, состоящая из уплотнения закрепленного массива грунта  $s_{p,th}$ , оттаянного грунта  $s_{nf}$  и мерзлого грунта  $s_f$ , дополнительной осадки за счет продавливания ГЦЭ на уровне подошвы закрепленного массива  $\Delta s_p$ , а также дополнительной осадки основания при оттаивании закрепленного массива  $s_{ad}$ .

В результате расчета на конец срока эксплуатации получены следующие значения осадок:

- 0,701 м при допущении оттаивания;
- 0,150 м при сплошном закреплении;
- 0,529 м при армировании основания.

В результате расчетов в процентном отношении осадка основания при допущении оттаивания на конец срока эксплуатации здания на 30 % больше полученной осадки при армировании основания. Основной эффект в улучшение деформационных свойств основания вносит практическое отсутствие осадки при оттаивании закрепленного массива.

## Выводы

1. В результате анализа современной научно-технической, нормативной и методической литературы выявлено, что в настоящее время технологии струйной цементации по устройству грунтоцементных элементов в условиях распространения многолетнемерзлых грунтов не описываются в нормативно-технической литературе, что ограничивает набор доступных методов по укреплению основания в криолитозоне.

2. Для всех диапазонов нагрузок коэффициенты сжимаемости закрепленного грунта оказались ниже, чем у грунта в естественном состоянии: в среднем на 62 % для песка и на 79 % для супеси.

3. Зафиксировано увеличение модуля деформации для закрепленного грунта для всех диапазонов нагрузок в обоих типах грунтов. Стоит также отметить отклонения значений модуля деформации для разных стадий приложения нагрузок, это может объясняться количеством проведенных испытаний. Среднее значение модуля деформации закрепленного песка выше почти в три раза, чем грунта в естественном состоянии. Для супеси среднее значение модуля деформации выше практически в пять раз.

4. Коэффициент сжимаемости при оттаивании закрепленного грунта в песке ниже в 2,5 раза, чем у исходного песка. Такой же характер наблюдается для супеси: коэффициент сжимаемости при оттаивании закрепленного грунта ниже в 4,5 раза. Стоит также отметить, что разница коэффициента сжимаемости при оттаивании закрепленных грунтов незначительна и составляет 15 %.

5. Во время проведения испытаний оттаивание закрепленного грунта не наблюдалось. Причиной этому возможно последствие реакции цемента с водой в образцах ГЦЭ, в результате которого жидкий или пластичный цементный клей превращается в цементный камень.

Результаты экспериментальных исследований указывают на отсутствие деформаций за счет оттаивания грунтоцемента, а также увеличение деформационных свойств после закрепления высокотемпературных мерзлых грунтов.

6. По результатам теплотехнического расчета одиночного ГЦЭ видно, что на 3 сутки с начала расчета в теле ГЦЭ диаметром 1,2 м температура составляет около плюс 3 °С, для ГЦЭ диаметром 0,6 м температура составляет около плюс 2,8 °С. Для дальнейших лабораторных исследований при выдержке образцов принята температура, равная 3 °С. Анализ результатов показывает, что в начале устройства ГЦЭ происходит полное оттаивание основания во всех вариантах расчета. Промерзание закрепленного грунта наступает раньше в случаях диаметра 0,6 м в обоих типах грунтов.

7. В ходе расчетно-аналитического исследования получены осадки на примере плитного фундамента габаритами в плане 24 × 24 м для песка в трех вариантах: при допущении оттаивания основания, при сплошном закреплении грунтового основания и при армировании основания ГЦЭ диаметром 1,2 м по квадратной сетке с шагом 2,4 × 2,4 м. В результате расчетов осадка основания на конец срока эксплуатации здания составила 0,701 м при допущении оттаивания, что в 4,5 раза больше полученной осадки при сплошном закреплении массива – 0,150 м. В результате расчетов в процентном отношении осадка основания при допущении оттаивания на конец срока эксплуатации здания на 30 % больше полученной осадки при армировании основания, которая составила 0,529 м. Основной эффект в улучшение деформационных свойств основания вносит практическое отсутствие осадки при оттаивании закрепленного массива.

8. Данная методика позволяет проводить закрепление и армирование высокотемпературных многолетнемерзлых грунтов, способствует их оттаиванию и улучшению деформационных свойств.

## Список литературы

1. СП 291.1325800.2017. Конструкции грунтоцементные армированные. Правила проектирования. Москва: Стандартинформ; 2017.
2. Алексеев А.Г., Зорин Д.В., Алексеенко В.А. Струйная цементация для устройства фундаментов на многолетнемерзлых грунтах // *Промышленное и гражданское строительство*. 2021. № 8. С. 27–32. <https://doi.org/10.33622/0869-7019.2021.08.27-32>. EDN: QFEFIL.
3. Ильичев В.А., Никифорова Н.С., Коннов А.В. Влияние преобразования грунтов криолитозоны на их температурное состояние в основании здания // *Жилищное строительство*. 2022. № 9. С. 12–17. <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2022-9-12-17>. EDN: CUQFNP.
4. Зуев С.С., Каменских Е.М., Маковецкий О.А. О возможности применения технологии струйной цементации грунта в зоне многолетнемерзлых грунтов // *Жилищное строительство*. 2022. № 9. С. 32–39. <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2022-9-32-39>. EDN: TXLBHM.
5. Малинин А.Г., Салмин И.А., Малинин Д.А. Устройство грунтоцементных элементов в мерзлых грунтах // *Фундаменты*. 2023. № 4(14)ю С. 30–35. EDN: ELBLMK.
6. Малинин А.Г., Салмин И.А., Колосов А.Г. Опытные работы по формированию грунтоцементных элементов в мерзлых грунтах // *Жилищное строительство*. 2023. № 9. С. 21–26. <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-9-21-26>. EDN: PUUXDQ.
7. Методическое пособие по укреплению грунтов методами струйной цементации, глубинным перемешиванием, инъекции растворами на основе микроцементов, манжетной инъекцией в режиме гидроразрывов. Москва: Минстрой РФ; 2020, 89 с.
8. ГОСТ 30416-2020. Грунты. Лабораторные испытания. Общие положения. Москва: Российский институт стандартизации; 2021.
9. ГОСТ 12248.10-2020. Грунты. Определение характеристик деформируемости мерзлых грунтов методом компрессионного сжатия. Москва: Стандартинформ; 2020.
10. ГОСТ 31108-2020. Цементы общестроительные. Технические условия. Москва: Стандартинформ; 2020.
11. СП 25.13330.2020. Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах. Актуализированная версия СНиП 2.02.04-88. Москва: Стандартинформ; 2021.
12. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83\*. Москва: Стандартинформ; 2016.
13. СП 24.13330.2021. Свайные фундаменты. Актуализированная версия СНиП 2.02.03-85. Москва: Российский институт стандартизации; 2022.
14. СП 45.13330.2017. Земляные сооружения, основания и фундаменты. СНиП 3.02.01-87. Москва: Стандартинформ; 2017.

## References

1. SP 291.1325800.2017. Armed grouted structures. Rules of architectural design. Moscow: Standartinform Publ.; 2017. (In Russian).
2. Alekseev A.G., Zorin D.V., Alekseenko V.A. Jet-cementation for the construction of foundations on permafrost soils. *Industrial and civil engineering*, 2021, no. 8, pp. 27–32. (In Russian). <https://doi.org/10.33622/0869-7019.2021.08.27-32>. EDN: QFEFIL.
3. Ilyichev V.A., Nikiforova N.S., Konnov A.V. The effect of the transformation of cryolithozone soils on their temperature state at the base of the building. *Housing Construction*, 2022, no. 9, pp. 12–17. (In Russian). <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2022-9-12-17>. EDN: CUQFNP.
4. Zuev S.S., Kamenskikh E.M., Makovetskiy O.A. On the possibility of applying the technology of jet grouting of soil in the zone of permafrost soils. *Housing Construction*, 2022, no. 9, pp. 32–39. (In Russian). <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2022-9-32-39>. EDN: TXLBHM.

5. Malinin A.G., Salmin I.A., Malinin D.A. Construction of soil-cement elements in frozen soils. *Foundations*, 2023, no. 4(14), pp. 30–35. (In Russian). EDN: ELBLMK.
6. Malinin A.G., Salmin I.A., Kolosov A.G. Experimental Works On The Formation Of Soil-Cement Elements In Frozen Soils. *Housing Construction*, 2023, no. 9, pp. 21–26. (In Russian). <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-9-21-26>. EDN: PUUXDQ.
7. Methodological guide for soil reinforcement using jet grouting, deep mixing, microcement-based injections, and hydraulic fracturing. Moscow: Ministry of Construction of the Russian Federation; 2020, 89 p. (In Russian).
8. State Standard 30416-2020. Soils. Laboratory testing. General. Moscow: Russian Institute of Standardization; 2021. (In Russian).
9. State Standard 12248.10-2020. Soils. Determination of strain deformation parameters of frozen soils by compression testing. Moscow: Standartinform Publ.; 2020. (In Russian).
10. State Standard 31108-2020. Common cements. Specifications. Moscow: Standartinform Publ.; 2020. (In Russian).
11. SP 25.13330.2020. Soils bases and foundations on permafrost soils. Updated version of SNiP 2.02.04-88. Moscow: Standartinform Publ.; 2021. (In Russian).
12. SP 22.13330.2016. Soil bases of buildings and structures. Updated version of SNiP 2.02.01-83\*. Moscow: Standartinform Publ.; 2016. (In Russian).
13. SP 24.13330.2021. Pile foundations. Updated version of SNiP 2.02.03-85. Moscow: Russian Institute of Standardization; 2021. (In Russian).
14. SP 45.13330.2017. Earthworks, grounds and footings. SNiP 3.02.01-87. Moscow: Standartinform Publ.; 2017. (In Russian).

## Информация об авторах / Information about the authors

**Дмитрий Васильевич Зорин**, заведующий сектором сопровождения строительства на мерзлых грунтах, НИИОСП им. Н.М. Герсеевича АО «НИЦ «Строительство», Москва  
e-mail: zorinsved@mail.ru

**Dmitry V. Zorin**, Head of the Construction Support Sector for Frozen Soils, Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: zorinsved@mail.ru

**Павел Михайлович Сазонов**  
e-mail: sazonov-pm@yandex.ru  
**Pavel M. Sazonov**  
e-mail: sazonov-pm@yandex.ru

**Вадим Валерьевич Хмызов\***, инженер сектора сопровождения строительства на мерзлых грунтах, НИИОСП им. Н.М. Герсеевича АО «НИЦ «Строительство», Москва  
e-mail: khm.vadim@mail.ru

**Vadim V. Khmyzov\***, Engineer of the Sector for Support for Construction on Frozen Soils, Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: khm.vadim@mail.ru

**Татьяна Сергеевна Горбачева**, техник сектора сопровождения строительства на мерзлых грунтах, НИИОСП им. Н.М. Герсеевича АО «НИЦ «Строительство», Москва  
e-mail: tat.g0rbacheva@yandex.ru

**Tatyana S. Gorbacheva**, Technician of the Sector for Support for Construction on Frozen Soils, Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: tat.g0rbacheva@yandex.ru

\* Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

# АВТОМАТИЧЕСКАЯ КОМПЕНСАЦИЯ ДЕФОРМАЦИЙ ФУНДАМЕНТОВ НА НЕРАВНОМЕРНО-СЖИМАЕМЫХ МЕРЗЛЫХ ОСНОВАНИЯХ ПУТЕМ ПРИМЕНЕНИЯ ПНЕВМОМЕМБРАН

П.М. САЗОНОВ<sup>1,\*</sup>

И.К. ПОПСУЕНКО<sup>1</sup>, канд. техн. наук

И.А. ДЫМЧЕНКО<sup>1,2</sup>

А.А. ЩЕРБАКОВА<sup>1,2</sup>

Е.В. САФРОНОВ<sup>3</sup>

<sup>1</sup>Научно-исследовательский, проектно-изыскательский и конструкторско-технологический институт оснований и подземных сооружений (НИИОСП) им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Рязанский проспект, д. 59, г. Москва, 109428, Россия

<sup>2</sup>АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, к. 1, г. Москва, 109428, Россия

<sup>3</sup>Московский Государственный Университет им. М.В. Ломоносова, г. Москва, Ленинские горы, дом 1

## Аннотация

**Введение.** Осадка грунта при оттаивании многолетнемерзлых пород провоцирует деформации зданий и сооружений, расположенных в криолитозоне. Ранее предполагалось, что мерзлые грунты обладают стабильной несущей способностью, однако в условиях современного потепления процессы оттаивания происходят все чаще, что в перспективе может стать ключевой инженерной проблемой. Перед специалистами встает задача разработки методов адаптации зданий к изменяющимся грунтовым условиям в процессе эксплуатации. Одним из перспективных направлений является применение плитных фундаментов на пневмомембранах, способных компенсировать неравномерные осадки за счет регулируемого давления в воздушных контурах. В статье рассмотрены принципы работы такой технологии на примере лоткового испытания, ее ограничения и потенциальные области применения в условиях деградации многолетнемерзлых грунтов.

**Цель.** Получение экспериментальных данных по технологии компенсации неравномерной осадки фундаментов зданий и сооружений путем автоматического контроля и сохранения первоначального положения фундамента здания.

**Материалы и методы.** Методология заключалась в проведении анализа архивной, нормативной и другой технической литературы по методам компенсации деформаций и определении направлений экспериментальных исследований, разработке программы работ, проведении численного моделирования и лотковых исследований, их анализе и обобщении, а также испытаниях мембраны на прочность.

**Результаты.** В ходе исследований сформулированы рекомендации по минимизации неравномерных осадок фундаментов на неравномерно сжимающихся при повышении температуры многолетнемерзлых грунтах. Предложен подход с использованием эластичных поддерживающих мембран и системы автоматического контроля, обеспечивающий сохранение проектного положения фундамента.

**Выводы.** Автоматическая система способна стабильно и корректно работать и эффективно обеспечить своевременную подкачку воздуха в мембрану для соблюдения практически неизменного «нуле-

вого» положения плиты фундамента. Эксперименты показали возможность применения данной технологии, но для ее внедрения требуется еще больший комплекс экспериментов.

**Ключевые слова:** неравномерные деформации, оттаивающий грунт, неравномерно-сжимаемый грунт, автоматический контроль, пневмомембраны, фундаменты, компенсация деформаций, многолетне-мерзлые грунты

**Для цитирования:** Сазонов П.М., Попсуенко И.К., Дымченко И.А., Щербакова А.А., Сафронов Е.В. Автоматическая компенсация деформаций фундаментов на неравномерно-сжимаемых мерзлых основаниях путем применения пневмомембран // *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2026. 1(48). С. 202–212. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1\(48\)-202-212](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1(48)-202-212)

#### **Вклад авторов**

Все авторы внесли равноценный вклад в подготовку публикации.

#### **Финансирование**

Исследование выполнено в рамках контракта с ФАУ «ФЦС».

#### **Конфликт интересов**

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

*Поступила в редакцию 20.01.2026*

*Поступила после рецензирования 10.02.2026*

*Принята к публикации 17.02.2026*

## **AUTOMATIC COMPENSATION OF FOUNDATION DEFORMATIONS ON UNEVENLY-COMPRESSED FROZEN SOILS BY USING PNEUMOMEMBRANES**

P.M. SAZONOV<sup>1,\*</sup>

I.K. POPSUENKO<sup>1</sup>, Cand. Sci. (Engineering)

I.A. DYMSHENKO<sup>1,2</sup>

A.A. SHCHERBAKOVA<sup>1,2</sup>

E.V. SAFRONOV<sup>3</sup>

<sup>1</sup>*Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov (NIIOSP) of JSC Research Center of Construction, Ryazansky Prospekt, 59, Moscow, 109428, Russia*

<sup>2</sup>*JSC Research Center of Construction, 2nd Institut'skaya Street, 6, Building 1, Moscow, 109428, Russia*

<sup>3</sup>*Lomonosov Moscow State University, 1 Leninskie Gory, Moscow*

#### **Abstract**

*Introduction.* Ground subsidence during thawing of permafrost causes deformation of buildings and structures located in the permafrost zone. Previously, it was assumed that frozen soils have a stable bearing capacity, but in the context of modern warming, thawing processes are becoming more frequent, which could become a key engineering challenge in the future. Experts are faced with the task of methods development for buildings adapting to the changing conditions. One of the promising directions is the use of slab foundations on pneumatic membranes capable of compensating for uneven subsidence due to controlled pressure in air circuits. The article discusses the principles of operation of such technology using the example of tray testing, its limitations and potential applications in conditions of degradation of permafrost soils.

*Aim.* Obtaining experimental data on technology for compensation of uneven subsidence of foundations of buildings and structures by automatically monitoring and maintaining the original position of the building foundation.

*Materials and methods.* The methodology consisted of analyzing archival, regulatory and other technical literature on deformation compensation methods and determining the directions of experimental research, development of the work program, conducting numerical modeling and tray studies, analyzing and summarizing them, as well as testing the membrane for strength.

*Results.* In the course of the research, recommendations were formulated to minimize uneven foundation deposits on multi-year frozen soils that contract unevenly with increasing temperature. An approach using elastic support membranes and an automatic control system is proposed to ensure the preservation of the design position of the foundation.

*Conclusions.* The automatic system is able to operate stably and correctly and effectively ensure timely air supply to the membrane to maintain an almost invariable “zero” position of the foundation slab. Experiments have shown the possibility of using this technology, but its implementation requires an even larger range of experiments.

**Keywords:** uneven deformations, thawing soil, unevenly compressible soil, automatic control, pneumatic membranes, foundations, deformation compensation, permafrost soils

**For citation:** Sazonov P.M., Popsuenko I.K., Dymchenko I.A., Shcherbakova A.A., Safronov E.V. Automatic compensation of foundation deformations on unevenly-compressed frozen soils by using pneumomembranes. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*, 2026, 1(48), pp. 202–212. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1\(48\)-202-212](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1(48)-202-212)

#### **Authors contribution statement**

All the authors have made an equal contribution to the preparation of the publication.

#### **Financing**

The study was carried out under a contract with the FAA “FTS”.

#### **Conflict of interest**

The authors declare that there is no conflict of interest.

*Received 20.01.2026*

*Received 10.02.2026*

*Accepted 17.02.2026*

## **Введение**

Современное потепление провоцирует учащение процессов оттаивания многолетне-мерзлых грунтов в криолитозоне, вследствие чего осадка грунта вызывает деформации сооружений – это опровергает прежние представления о стабильности мерзлых грунтов и превращается в ключевую инженерную проблему [1, 2].

При строительстве на неоднородных многолетнемерзлых деформирующихся оттаивающих грунтах вероятность сверхнормативных осадок зданий и сооружений, возводимых на них, весьма высока. В нормативной и рекомендательной базах [3–5] отсутствуют прямые указания по расчету, проектированию и применению мероприятий по компенсации упомянутых осадок. Под компенсацией осадок основания понимается эквивалентный осадке подъем фундамента. При этом, учитывая наличие в арсенале современных строительных материалов высокопрочных, долговечных эластичных мембран, программного обеспечения и автоматической пневмотехники, целесообразно и актуально исследовать возможность компенсации осадок путем автоматической накачки мембран, помещенных в основания деформирующихся фундаментов с целью сохранения их первоначального положения. Подобный подход является инновационным, так как может принести практическую и экономическую выгоду.

Так, в НИИОСП им. Н.М. Герсеванова возникла идея применения эластичных пневмомембран, компенсирующих осадки основания здания. В пользу возможности применения такого подхода свидетельствует наличие в практике современного строительства широкого арсенала высокопрочных, эластичных, долговечных мембран из синтетических материалов. В качестве многочисленных примеров применения таких

мембран можно привести системы гидроизоляции из геомембран в фундаментных плитах, ограждающих конструкциях, стенах в грунте. При этом стандартизованные технические характеристики геомембран (прочность при разрыве, относительное удлинение при разрыве, прочность на прокол, потеря прочности при циклическом оттаивании – замораживании) вполне отвечают условиям эксплуатации в многолетнемерзлых грунтах. Численное моделирование подтверждает техническую возможность автоматической компенсации осадки фундамента за счёт регулируемого увеличения высоты (надувания) поддерживающей геомембраны при оттаивании многолетнемерзлого основания.

Необходимо отметить, что одной из немногочисленных запатентованных и исследованных идей в мировой практике применения «надувных фундаментов» является патент РФ: RU 2701398C1, патентообладатель АО «НИЦ «Строительство» [6].

В статье представлены результаты исследования возможности внедрения инновационного решения по автоматической компенсации деформаций фундаментов на неравномерно-сжимаемых мерзлых основаниях путем применения пневмомембран.

## Материалы и методы

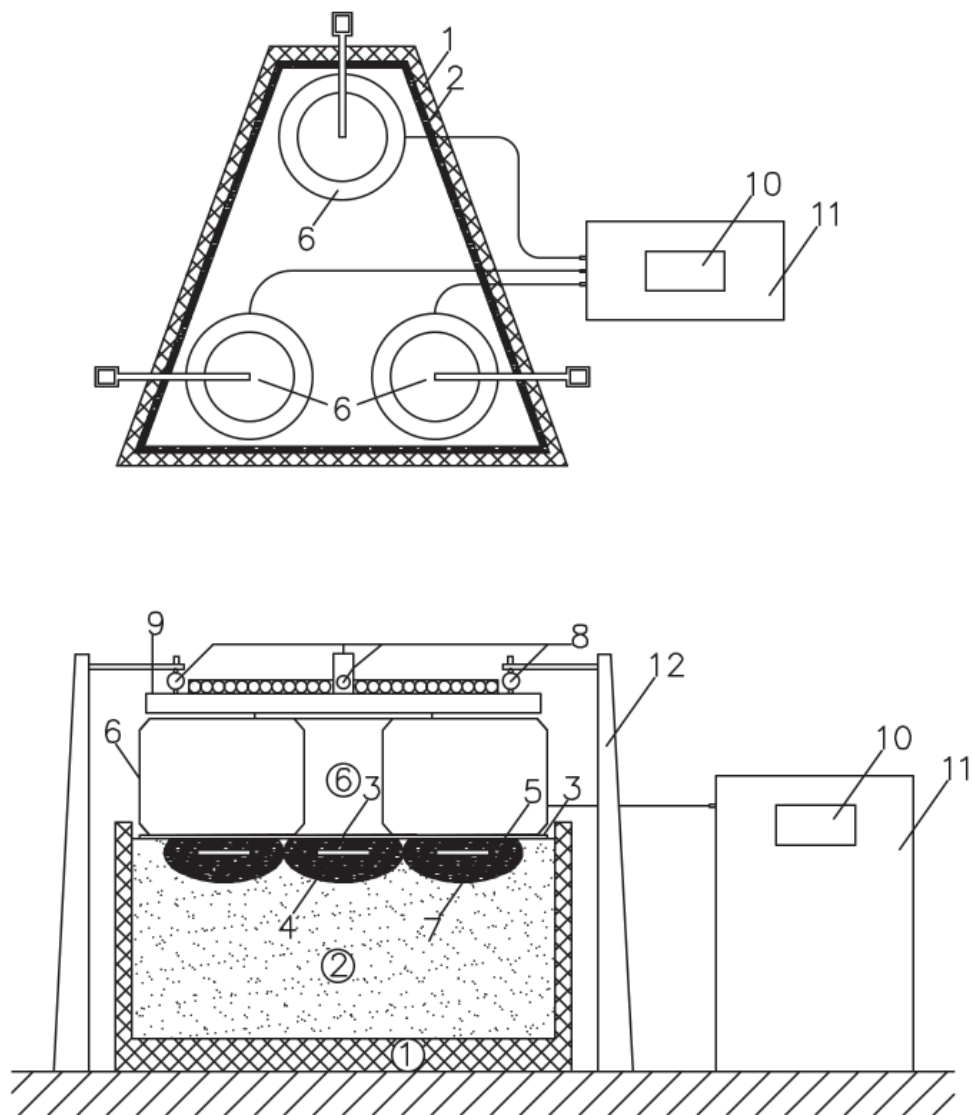
В рамках исследования проведена серия лотковых испытаний. Ключевой целью при проведении лотковых исследований являлась разработка надежной, устойчиво работающей автоматической системы управления компенсирующими деформациями мембраны в зависимости от скорости и конечных величин неравномерных осадок оснований фундаментов. Это потребовало в свою очередь разработки экспериментального варианта программного обеспечения (ПО), исполнительных пневмоавтоматических систем, датчиков автоматического контроля соответствия полной и своевременной компенсации неравномерных деформаций оснований с целью недопущения осадки опытных фундаментов.

Для проведения исследований в климатической камере изготовлен деревянный лоток с отсыпкой в нем на высоту 75 см основания мембран – песка по ГОСТ 25100-2020 [7] кварцевого средней крупности, средней плотности. Форма лотка выбрана из соображений устойчивости модели фундамента на трех опорах (рис. 1).

На подготовленной и выровненной поверхности песчаного основания в лотке размещены три металлических диска-штампа толщиной 5 см и диаметром 27 см. На каждый диск установлен цилиндрический предварительно накачанный до давления 0,1–0,3 МПа надувной домкрат (диаметром 40 см), изготовленный из армированной стекловолокном ПВХ ткани. При этом материал верха и низа мембран домкрата имел одинаковую плотность (850 г/м<sup>2</sup>) и жесткость.

На верх надувных домкратов установлена горизонтальная плита модели фундамента с размещением металлических грузов общим весом 3 кН, включая вес плиты модели фундамента (рис. 2). Суммарное давление на песок основания под штампами составило 17,5 кПа. Для исключения влияния горизонтальных смещений на результаты испытаний треугольная плита модели фундамента прикреплена тремя упругими связями к неподвижным боковым стойкам по периметру опытного лотка.

Модель фундамента и штампы в основании мембран оснащены датчиками перемещений. Пневмомембраны и датчики перемещений присоединены (каждый автономно) к аппаратной базе ОСАКСПП (рис. 3).



**Рис. 1.** Схема лотка: 1 – деревянная емкость; 2 – основание экспериментального фундамента – песок; 3 – металлический диски – штампы в основаниях мембран; 4 – зоны предполагаемых деформаций; 5 – деформационные диски из льда; 6 – пневмомембрана; 7 – термонагревательные элементы; 8 – прибор измерения смещений; 9 – модель фундамента; 10 – опытная система автоматического контроля сохранения первоначального положения (ОСАКСПП); 11 – компрессор; 12 – реперные неподвижные стойки для крепления датчиков перемещений

**Fig. 1.** Tray diagram: 1 – wooden container; 2 – the base of the experimental foundation – sand; 3 – metal discs – stamps in the bases of the membranes; 4 – zones of suspected deformations; 5 – deformation discs made of ice; 6 – pneumatic membrane; 7 – thermal heating elements; 8 – displacement measuring device; 9 – foundation model; 10 – experimental system automatic control of maintaining the initial position (OSAKSPP); 11 – compressor; 12 – reference fixed racks for mounting motion sensors. На подготовленной и выровненной поверхности песчаного основания в лотке размещены три металлических диска-штампа толщиной 5 см и диаметром 27 см. На каждый диск установлен цилиндрический предварительно накачанный до давления 0,1–0,3 МПа надувной домкрат (диаметром 40 см), изготовленный из армированной стекловолокном ПВХ ткани. При этом материал верха и низа мембран домкрата имел одинаковую плотность (850 г/м<sup>2</sup>) и жесткость.



Рис. 2. Общий вид лотка: 1 – датчики перемещения фундаментной плиты (П1, П2, П3);  
2 – датчики перемещения основания (О1, О2, О3)  
Fig. 2. General view of the tray: 1 – sensors for the movement of the foundation plate (P1, P2, P3);  
2 – sensors for the movement of the base (O1, O2, O3)



Рис. 3. Интерфейс ОСАКСПП  
Fig. 3. OSAKSPP interface

## Проведение испытаний

После окончания подготовительных работ производились лотковые испытания ОСАКСПП при неравномерной осадке его основания. Важным фактором является анализ влияния скорости деформирования на целостность фундаментов и конструкций здания. Это особенно важно, так как большинство конструкций в строительстве изготавливается из бетона. Согласно имеющимся литературным данным [8–10], решающая роль в разрушении строительных конструкций играет не столько характер, сколько собственно полная деформация – амплитуда при периодических колебаниях. Периодические колебания характеризуются частотой (периодом) и амплитудой перемещений. В опытах период вертикальных перемещений плиты опытного фундамента, установленного на мембранах, фактически соответствовал статическому режиму, а амплитуда не превышала 1 мм за 150 минут. Таким образом, скорость перемещения в фактически статическом режиме в рамках, допускаемых по СП 22.13330.2016 [11], не может привести к трещинообразованию в бетоне фундамента.

В рамках экспериментальных исследований проведен опыт автоматической компенсации неравномерной осадки фундамента, вызванной оттаиванием деформационных блоков под мембраной № 1. Нагревательный элемент работал под деформационным блоком 6,5 часов, в течение которых фиксировались перемещения модели фундамента и основания, а также изменения температуры грунта под мембранами. Эксперимент начался при температуре грунта и воздуха в камере минус 7 °С, однако в ходе эксперимента было принято поднять температуру воздуха в холодильной камере до минус 2 °С для упрощения работы нагревательного элемента.

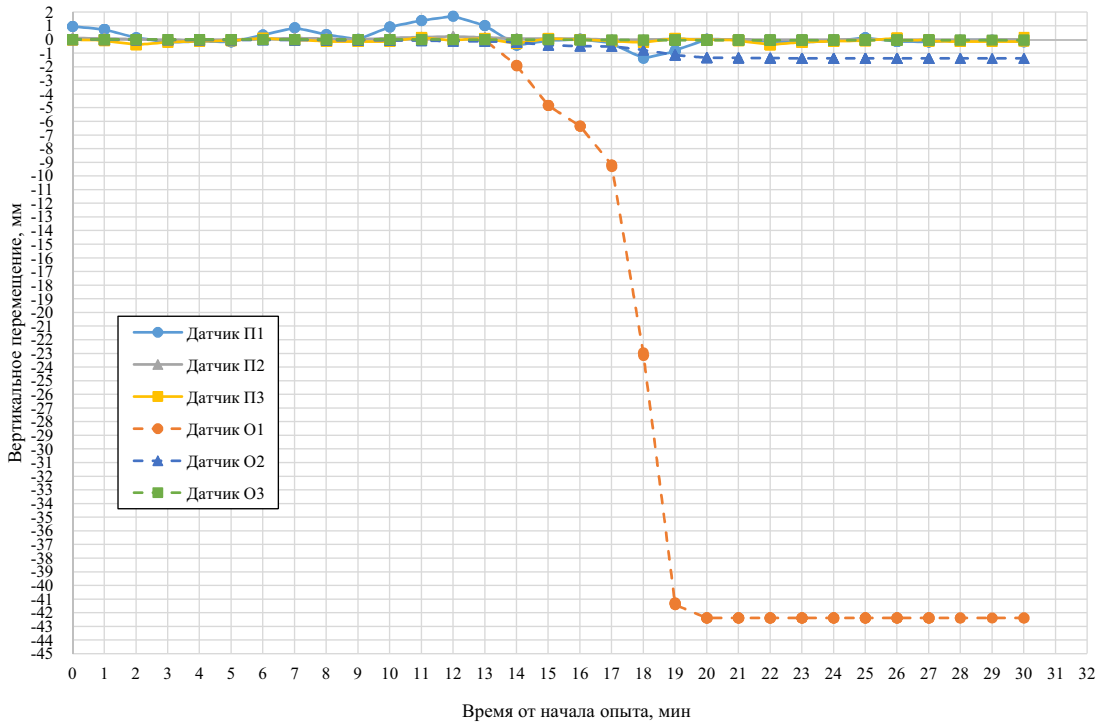
При принудительном оттаивании ледяного деформационного блока в основании мембраны № 1 развивалась осадка общей величиной порядка 2 мм. При этом ее развитие практически прекратилось спустя 3 часа от начала эксперимента, в то время как основание на глубине установки деформационного блока перешло в талое состояние. В связи с необходимостью достичь больших деформаций основания принято инициировать деформации путем выбуривания грунта.

Контролируемое выбуривание грунта в основании мембран выполнялось с помощью буров длиной 40 см и диаметром 14 мм. Всего проведено 3 контролируемых выбуривания грунта продолжительностью от 5 до 10 мин. В процессе выбуривания фиксировались перемещения модели фундамента и основания, температура основания поддерживалась неизменной.

## Результаты испытаний

На рис. 4 представлен типичный график перемещений оснований, модели фундамента и компенсация деформаций (разность между наблюдаемыми перемещениями основания и контролируемого фундамента).

Согласно результатам эксперимента, колебания положения плиты, относительно первоначального положения, не превышают 1 мм за 3 минуты для первого испытания, 0,5 мм – за 1 минуту для второго испытания, 0,3 мм – за 1 минуту для третьего испытания. По результатам эксперимента сделаны следующие выводы:



**Рис. 4.** График перемещения плиты и основания во времени при выбуривании грунта под мембраной № 1 (датчик О1): датчики П – датчики перемещений модели фундаментной плиты; датчики О – датчики перемещений основания

**Fig. 4.** Graph of the movement of the slab and base over time when drilling the soil under membrane No. 1 (sensor O1): sensors P – sensors of movement of the model of the foundation slab; sensors O – sensors of movement of the base

– В процессе всего эксперимента, сопровождавшегося большими осадками основания, система ОСАКСПП стабильно включалась, корректно работала и эффективно обеспечивала своевременную подкачку воздуха в мембрану и осуществляла соблюдения практически неизменного «нулевого» положения плиты модели фундамента при абсолютной величине осадки основания, равной 21–42 мм, наибольшей относительной неравномерности осадки, равной 0,04. При этом скорость восстановления горизонтального неизменного положения модели фундамента с помощью системы ОСАКСПП при скорости, инициированной деформаций основания 3–4 мм/сек, и величине деформации, превышающей в 5–10 раз предельные по [11] была удовлетворительной при запаздывании не более 1–2 минут.

– Система ОСАКСПП сохраняла надежность, работоспособность, исправность и целостность всех элементов во время экспериментов.

## Выводы

По результатам исследований можно сделать следующие выводы:

1. Система ОСАКСПП показала стабильную работу в условиях значительных осадок (21–42 мм) и высокой неравномерности (до 0,04). Восстановление положения фундамента при критических скоростях деформации (3–4 мм/сек) занимало не более 1–2 минут, что подтверждает ее практическую пригодность.

2. Проведенное численное моделирование на подготовительном этапе исследования в программе PLAXIS [12] для расчета напряженно-деформированного состояния мембраны и ее основания позволило детально изучить напряжения и деформации с высокой степенью детализации на всех стадиях работы системы ОСАКСПП. Полученные при математическом моделировании перемещения основания мембраны и восстановления соответствуют экспериментально полученным перемещениям.

3. Исследования производителей материала ПВХ пневмомембраны, используемого для гидроизоляции, показали ее способность длительное время противостоять различным агрессивным химическим веществам и гарантировать защиту бетонных и железобетонных конструкций фундаментов и стилобатов. Для оценки потенциального срока службы до и после выдержки в агрессивных средах определены деформационно-прочностные свойства, масса, гибкость и водонепроницаемость гидроизоляционного материала. Путем математической обработки результатов изменений этих параметров установлен потенциальный срок службы гидроизоляционных материалов – он составил не менее 100 лет. Расчетные внутренние напряжения в оболочке мембраны не превышали ее фактической прочности, по результатам испытаний можно ожидать, что надувные ПВХ мембраны, примененные для выполнения данного исследования, достаточно прочные и долговечные для применения их в основаниях зданий и сооружений, в том числе при отрицательной температуре.

4. Технология имеет следующие ограничения:

– Требуется непрерывное электроснабжение для поддержания рабочего давления в мембранах. Перебои в подаче электроэнергии приводят к снижению компенсационной способности системы и риску необратимых деформаций фундамента. Необходимость резервных источников питания повышает затраты.

– Под воздействием отрицательной температуры сжимается материал мембраны, вследствие чего появляются отверстия, которые пропускают часть воздуха. Для компенсации утечек требуется постоянная подкачка воздуха, что увеличивает энергопотребление.

– Технология не рекомендована для использования для сейсмоопасных районов и зон с вибрационными воздействиями из-за риска резонансных колебаний воздушной подушки.

5. Технология автоматической компенсации деформаций фундаментов путем применения пневмомембран является перспективным методом возведения сооружений на неравномерно-сжимаемых мерзлых основаниях. В рамках дальнейшего исследования технологии рекомендуется провести полевые исследования.

## Список литературы

1. Алексеев А.Г., Сазонов П.М., Зорин Д.В., Алексеева А.А., Дымченко И.А. Восстановление эксплуатационной пригодности оснований и фундаментов в Арктической зоне и криолитозоне России. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2024;43(4):66–80. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-66-80](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-66-80). EDN: PNLOKS.
2. Сазонов П.М., Алексеев А.Г. Особенности проектирования фундаментов в различных геокриологических условиях России. *Фундаменты*. 2024. 4(18). С. 34–37. EDN: AAUTUW.
3. СП 25.13330.2020. Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах. Актуализированная версия СНиП 2.02.04-88. Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/573659326>.

4. Руководство по проектированию оснований и фундаментов на вечномёрзлых грунтах. Москва: Стройиздат; 1980.
5. СП 496.1325800.2020. Основания и фундаменты зданий и сооружений на многолетнемерзлых грунтах. Правила производства работ. Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/603253371>.
6. Патент РФ №2701398. Попсуенко И.К., Алексеев А.Г. Фундамент здания, сооружения. RU 2701398 C1. 2018.
7. ГОСТ 25100-2020. Грунты. Классификация. Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/1200174302>.
8. Созонов П.С., Пинус Б.И. Влияние скорости нагружения на конструктивные свойства бетона // *Вестник Иркутского государственного университета*. 2015;101(6):117–120. Режим доступа: [https://journals.istu.edu/vestnik\\_irtgu/journals/2015/06/articles/20](https://journals.istu.edu/vestnik_irtgu/journals/2015/06/articles/20).
9. Баженов Ю.М. Бетон при динамическом нагружении. Москва: Стройиздат; 1970.
10. Клепиков С.Н. Расчет конструкций на упругом основании. Киев: Будівельник; 1967.
11. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. Актуализированная версия СНиП 2.02.01-83\*. Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/456054206>.
12. Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З., Сидоров В.В. Методика выполнения геотехнических расчетов методом конечных элементов на программном комплексе PLAXIS 2D: методические указания к выполнению практических работ по дисциплине «Численное моделирование в механике грунтов». Москва: НИУ МГСУ; 2015.

## References

1. Alekseev A.G., Sazonov P.M., Zorin D.V., Alekseeva A.A., Dymchenko I.A. Restoration of serviceability of bases and foundations in the Arctic zone and permafrost zone of Russia. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*, 2024;43(4):66–80. (In Russian) [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4\(43\)-66-80](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2024-4(43)-66-80). EDN: PNLOKS.
2. Sazonov P.M., Alekseev A.G. Features of foundation design in various geocryological conditions of Russia. *Foundations*, 2024, no. 4(18), pp. 34–37. (In Russian). EDN: AAUTUW.
3. SP 25.13330.2020. Soil bases and foundations on permafrost soils. Available at: <https://docs.cntd.ru/document/573659326>. (In Russian).
4. Guide to Designing Foundations and Bases on Permafrost Soils. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1980. (In Russian).
5. SP 496.1325800.2020. Soil bases and foundations of buildings and constructions on permafrost soils. Rules for production of works. Available at: <https://docs.cntd.ru/document/603253371>. (In Russian).
6. Russian Federation Patent No. 2701398. Popsuenko I.K., Alekseev A.G. Foundation of a building, structure. RU 2701398 C1. 2018. (In Russian).
7. GOST 25100-2020. Soils. Classification. 2020. Available at: <https://docs.cntd.ru/document/1200174302>. (In Russian).
8. Sozonov P.S., Pinus B.I. Impact of loading speed on structural properties of concrete. *Bulletin of Irkutsk State University*, 2015;101(6):117–120. Available at: [https://journals.istu.edu/vestnik\\_irtgu/journals/2015/06/articles/20](https://journals.istu.edu/vestnik_irtgu/journals/2015/06/articles/20). (In Russian).
9. Bazhenov Yu.M. Concrete under dynamic loading. Moscow: Stroyizdat; 1970. (In Russian).
10. Klepikov S.N. Calculation of structures on elastic foundation. Kyiv: Budivelnik; 1967. (In Russian).
11. SP 22.13330.2016. Soil bases of buildings and structures. 2016. Available at: <https://docs.cntd.ru/document/456054206>. (In Russian).
12. Ter-Martirosyan Z.G., Ter-Martirosyan A.Z., Sidorov V.V. Methods for performing geotechnical finite element calculations using PLAXIS 2D software: guidelines for practical work in the discipline «Numerical Modeling in Soil Mechanics». Moscow: NIU MGSU; 2015. (In Russian).

## Информация об авторах / Information about the authors

**Павел Михайлович Сазонов\***, заведующий лабораторией геокриологических и геотехнических исследований (№ 8), НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва  
e-mail: [sazonov-pm@yandex.ru](mailto:sazonov-pm@yandex.ru)

**Pavel M. Sazonov\***, Head of the Laboratory of Geocryological and Geotechnical Research (No. 8), Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: [sazonov-pm@yandex.ru](mailto:sazonov-pm@yandex.ru)

**Иван Константинович Попсуенко**, канд. техн. наук, ведущий научный сотрудник лаборатории новых видов свайных фундаментов (№ 38), НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва, кандидат технических наук  
e-mail: popsuenko@list.ru

**Ivan K. Popsuenko**, Cand. Sci. (Engineering), Leading Researcher at the Laboratory of New Types of Pile Foundations (No. 38), Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: popsuenko@list.ru

**Анна Андреевна Щербакова**, инженер сектора проектирования и геокриологических исследований лаборатории геокриологических и геотехнических исследований (№ 8), НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство»; аспирант, АО «НИЦ «Строительство», Москва  
e-mail: shcherbakovaannaandreevna@gmail.com

**Анна А. Shcherbakova**, Engineer of the Design and Geocryological Research Sector of the Laboratory of Geocryological and Geotechnical Research (No. 8), Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction; Graduate Student, JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: shcherbakovaannaandreevna@gmail.com

**Илья Александрович Дымченко**, инженер сектора проектирования и геокриологических исследований лаборатории геокриологических и геотехнических исследований (№ 8), НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство»; аспирант, АО «НИЦ «Строительство», Москва  
e-mail: 89212002055i@gmail.com

**Ilya A. Dumchenko**, Engineer of the Design and Geocryological Research Sector of the Laboratory of Geocryological and Geotechnical Research (No. 8), Research Institute of Bases and Underground Structures named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction; Graduate Student, JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: 89212002055i@gmail.com

**Сафронов Евгений Викторович**, научный сотрудник кафедры геокриологии Геологического факультета МГУ им. М.В. Ломоносова, соискатель степени кандидата геолого-минералогических наук, МГУ им. М.В. Ломоносова, Москва  
e-mail: evgenii567@yandex.ru

**Safronov Evgeny V.**, researcher of the Department of Geocryology of the Geological Faculty of Moscow State University. M.V. Lomonosov, applicant for the degree of Candidate of Geological and Mineralogical Sciences, Moscow State University. M.V. Lomonosova, Moscow  
e-mail: evgenii567@yandex.ru

\*Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

# АНАЛИЗ ТЕРМИЧЕСКОГО РАЗЛОЖЕНИЯ ОГНЕЗАЩИТНОГО ВСПУЧИВАЮЩЕГОСЯ ПОКРЫТИЯ НА ОСНОВЕ ОКИСЛЕННОГО ГРАФИТА

М.А. КОМАРОВА<sup>1</sup>

М.В. ШАЛАБИН<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций (ЦНИИСК) им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, к. 1, г. Москва, 109428, Россия

## Аннотация

*Введение.* Создание эффективных вспучивающихся огнезащитных покрытий для металлических строительных конструкций требует глубокого понимания механизмов их термического разложения. Модификация классических огнезащитных систем, в частности путем добавления в рецептуру интеркалированного графита, направлена на повышение их термостабильности и огнезащитной эффективности. Ключевым инструментом для изучения этих процессов является синхронный термический анализ методами термогравиметрии и дифференциальной сканирующей калориметрии.

*Цель.* Исследование механизма и кинетики термической деструкции терморасширяющегося огнезащитного покрытия на основе связующего из эпоксидной диановой смолы и аминного отвердителя и окисленного графита как основного интумесцентного наполнителя в инертной (аргон) и окислительной (кислород) атмосферах методами ТГ/ДСК для оценки его огнезащитного потенциала и выявления ключевых стадий термического разложения.

*Материалы и методы.* В работе проведен термический анализ образцов покрытия на синхронном термоанализаторе NETZSCH STA 449 F5 в атмосферах аргона и кислорода при скорости нагрева 10 К/мин в диапазоне до 1000 °С. Определены качественные характеристики, в том числе тепловые эффекты и выполнен сравнительный анализ поведения покрытия в условиях пиролиза и окисления после обработки полученных данных с использованием программного обеспечения Proteus Thermal Analysis.

*Результаты.* Представлены результаты исследований термических свойств терморасширяющегося огнезащитного покрытия на основе связующего из эпоксидной диановой смолы и аминного отвердителя и окисленного графита как основного интумесцентного наполнителя, а также самого окисленного графита. Определены термические свойства в температурном интервале от 24 до 1000 °С. Установлено, что термическое разложение терморасширяющегося огнезащитного покрытия на основе связующего из эпоксидной диановой смолы и аминного отвердителя и окисленного графита как основного интумесцентного наполнителя носит многостадийный характер.

Количественно определена критическая температура перехода покрытия в активное состояние, соответствующее началу интумесценции.

*Выводы.* Подтверждено, что окисленный графит в составе исследуемого огнезащитного покрытия обеспечивает высокий эндотермический эффект, что подтверждает эффективность огнезащитного покрытия в условиях пожара. Полученные данные позволяют количественно оценить вклад различных стадий разложения в огнезащитную эффективность состава.

**Ключевые слова:** пожарная безопасность, огнезащитные покрытия, вспучивающиеся покрытия, окисленный графит, термический анализ, термогравиметрия, дифференциальная сканирующая калориметрия, пиролиз, окисление, огнестойкость

**Для цитирования:** Комарова М.А., Шалабин М.В. Анализ термического разложения огнезащитного вспучивающегося покрытия на основе окисленного графита // Вестник НИЦ «Строительство». 2026. № 1(48). С. 213–225. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1\(48\)-213-225](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1(48)-213-225)

#### **Вклад авторов**

Комарова М.А. – постановка задачи исследования, анализ и интерпретация полученных данных, формулировка выводов, написание текста статьи.

Шалабин М.В. – выполнение экспериментальной части, подбор и анализ литературных источников, редактирование текста статьи.

#### **Финансирование**

Исследование выполнено в рамках договорных работ между АО «НИЦ «Строительство» и АО «Унихимтек».

#### **Конфликт интересов**

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 27.01.2026

Поступила после рецензирования 24.02.2026

Принята к публикации: 27.02.2026

## **ANALYSIS OF THE THERMAL DECOMPOSITION OF A FIRE-RETARDANT INTUMESCENT COATING BASED ON OXIDIZED GRAPHITE**

M.A. KOMAROVA<sup>1</sup>

M.V. SHALABIN<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Research Institute of Building Constructions named after V.A. Koucherenko, JSC Science and Research Center of Construction, 2nd Institut'skaya str., 6, bld. 1, Moscow, 109428, Russia

#### **Abstract**

*Introduction.* The development of effective intumescent fire-retardant coatings (FRC) for steel building structures requires a deep understanding of their thermal decomposition mechanisms. Modification of classic fire-retardant systems, in particular by adding intercalated graphite to the formulation, is aimed at improving its thermal stability and fire-retardant effectiveness. A key tool for studying these processes is synchronous thermal analysis using thermogravimetry (TG) and differential scanning calorimetry (DSC) methods.

*Aim.* Study of the mechanism and kinetics of thermal degradation of a thermally expanding fire-retardant coating based on an epoxy dianic resin binder and an amine hardener, with oxidized graphite as the main intumescent filler in inert (argon) and oxidative (oxygen) atmospheres using TG/DSC methods for assessing its fire-retardant potential and identifying the key stages of thermal decomposition.

*Materials and methods.* Thermal analysis of the coating samples was carried out using a NETZSCH STA 449 F5 synchronous thermal analyzer in argon and oxygen atmospheres at a heating rate of 10 K/min up to 1000 °C. Qualitative characteristics, including thermal effects, were determined, and a comparative analysis of the coating's behavior under pyrolysis and oxidation conditions was performed after processing the obtained data using Proteus Thermal Analysis software.

*Results.* Presented are the results of studies of the thermal properties of a thermally expanding fire-retardant coating based on an epoxy dianic resin binder and an amine hardener, with oxidized graphite as the main intumescent filler, as well as the oxidized graphite itself. The thermal properties were determined in the temperature range from 24 to 1000°C. It was determined that the thermal decomposition of a thermally expanding fire-retardant coating based on an epoxy dianic resin binder and an amine hardener and oxidized graphite as the main intumescent filler is multistage.

The critical temperature of the coating transition to an active state, corresponding to the initiation of intumescence, has been quantitatively determined.

*Conclusions.* It has been confirmed that the oxidized graphite in the analyzed fire-retardant coating provides a high endothermic effect, which confirms the effectiveness of the fire-retardant coating in fire conditions. The data obtained allow to quantitatively assess the impact of various decomposition stages in the fire-retardant effectiveness of the formulation.

**Keywords:** fire safety, fire-protective coatings, intumescent coatings, intercalated graphite, thermal analysis, TG, DSC, pyrolysis, oxidation, fire resistance

**For citation:** Komarova M.A., Shalabin M.V. Analysis of the thermal decomposition of a fire-retardant intumescent coating based on oxidized graphite. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*, 2026, no. 1(48), pp. 213–225. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1\(48\)-213-225](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1(48)-213-225)

#### **Authors contribution statement**

Komarova M.A. – setting the research aim, analysis and interpretation of the received data, formulating of conclusions, writing the text of the article.

Shalabin M.V. – performing of the experimental part, selection and analysis of literary sources, editing the text of article.

#### **Funding**

The study was carried out under the contract between JSC Science and Research Center of Construction and JSC «Unichimtek».

#### **Conflict of interest**

The authors declare no conflict of interest

*Received 27.01.2026*

*Revised 24.02.2026*

*Accepted 27.02.2026*

## **Введение**

В настоящее время обеспечение требуемых пределов огнестойкости металлических строительных конструкций является одной из приоритетных задач в области пожарной безопасности зданий и сооружений [1]. Среди широкого спектра средств огнезащиты вспучивающиеся огнезащитные покрытия (ВОП) занимают особое место благодаря способности при нагревании формировать многократно увеличивающийся в объеме теплоизолирующий коксовый слой, эффективно защищающий металлоконструкции от быстрого прогрева [2, 3].

Классические ВОП часто включают в свой состав углеродные материалы, такие как графит, выполняющие роль каркасообразующего агента. Однако в условиях реального пожара (окислительная атмосфера) углеродная фаза может подвергаться интенсивному окислению, что приводит к потере массы защитного слоя и дополнительному тепловыделению, снижая общую эффективность покрытия [4]. Одним из перспективных направлений модификации таких систем является применение интеркалированного графита. Введение в межслойное пространство графита молекул-гостей (интеркалянтов) позволяет изменять его химическую активность, температурную устойчивость и расширяющую способность, что потенциально может повысить огнезащитные характеристики всего композита [5–8].

Для объективной оценки огнезащитного потенциала и понимания механизма работы таких сложных многокомпонентных систем необходимо детальное исследование их поведения при высокотемпературном воздействии. Синхронный термический анализ представляет собой наиболее информативный комплексный метод, позволяющий в одном эксперименте регистрировать изменение массы образца (термогравиметрия, ТГ) и тепловые эффекты (дифференциальная сканирующая калориметрия, ДСК) в контролируемой атмосфере [9, 10]. Сравнение поведения материала в инертной (аргон) и окислительной (кислород) атмосферах позволяет разделить

процессы пиролиза и окисления, количественно оценить их энергетический вклад и определить температурные диапазоны стабильности [11].

Особенностью проведения ДСК-эксперимента интумесцентных покрытий является нарушение теплопередачи от разрушающегося материала к тиглю и далее к сенсору, что происходит за счет спонтанного образования и схлопывания пустот в покрытии при термодеструкции покрытия. Подтверждено, что данный эффект сильнее заметен в корундовых тиглях (с меньшей теплопроводностью), меньше – в тиглях из платины [12]. Поэтому термический анализ методами ТГ/ДСК в данной работе проведен в платиновых тиглях.

Проведено сравнительное исследование термического разложения терморасширяющегося огнезащитного покрытия на основе связующего из эпоксидной диановой смолы и аминного отвердителя и окисленного графита как основного интумесцентного наполнителя в атмосферах аргона и кислорода.

Целью работы является установление механизма его термической деструкции, идентификация ключевых стадий (интумесценция, структурирование углеродного каркаса, стабилизация и деградация пенококса) и количественная оценка их параметров (температура, остаточная масса, тепловой эффект), а также определение критической температуры перехода покрытия в активное состояние, что необходимо для прогнозирования огнезащитной эффективности.

## Материалы и методы

Объектами исследования являются образцы терморасширяющегося огнезащитного покрытия на основе связующего из эпоксидной диановой смолы, аминного отвердителя и окисленного графита как основного интумесцентного наполнителя в виде навесок дисперсного порошка массой до 5 мг, полученных путем измельчения высушенного покрытия, а также окисленный графит в виде навесок порошка массой до 2,5 мг.

Термический анализ проводился методами синхронной термогравиметрии и дифференциальной сканирующей калориметрии (ТГ/ДСК). Испытания выполнены на автоматизированном синхронном термоанализаторе NETZSCH STA 449 F5 Jupiter, оснащенный программным комплексом Proteus Thermal Analysis для сбора и обработки данных. Исследуемые образцы помещали в платиновый тигель и закрывали платиновой крышкой. Подробные условия проведения экспериментов приведены в Таблице 1.

Таблица 1

### Условия термического анализа (ТГ/ДСК)

Table 1

#### Thermal analysis conditions (TG/DSC)

Параметр условия испытаний	Атмосфера Ar (инертная)	Атмосфера O <sub>2</sub> (окислительная)
Термопара	Платина/платино-родий (тип S)	Платина/платино-родий (тип S)
Тигель (материал, объем)	сплав платины с родием (10 %) (Pt/Rh), 80 мкл	сплав платины с родием (10 %) (Pt/Rh), 80 мкл
Масса образца	до 5 мг (порошок)	до 2,5 мг (порошок)
Атмосфера	Аргон (Ar), 30 мл/мин	Кислород (O <sub>2</sub> ), 30 мл/мин
Скорость нагрева	10 К/мин	10 К/мин
Диапазон температур	24 °С → 1000 °С	24 °С → 1000 °С
Режим измерения ДСК	Корректированный	Корректированный

Тепловыделение исследуемых образцов определяли как суммарную теплоту ( $\Delta H$ , Дж/г), рассчитанную с помощью программного приложения по площади комплексных пиков наблюдаемых эффектов при обработке кривых ДСК.

## Результаты

Выбор контрастных газовых сред в данном исследовании является методологической основой для разделения и количественной оценки процессов термического разложения.

Атмосфера аргона является химически инертной. Проведение анализа в среде аргона позволяет изучить процессы пиролиза (термического разложения в отсутствие кислорода) компонентов покрытия: сублимацию и разложение интумесцентных компонентов, реструктуризацию углеродного каркаса.

Атмосфера кислорода моделирует окислительные условия реального пожара. Исследование в среде кислорода направлено на выявление процессов термоокислительной деструкции, главным образом – окисления углеродной фазы.

Сравнение результатов, полученных в инертной и окислительной атмосферах, позволяет количественно оценить вклад экзотермических реакций окисления в общий тепловой баланс, определить потерю массы каркаса и, следовательно, спрогнозировать поведение покрытия в разных условиях пожара.

На рис. 1–2 представлены сравнительные термогравиметрические (ТГ) и дифференциально-термогравиметрические (ДТГ) кривые исследуемого терморасширяющегося огнезащитного покрытия на основе связующего из эпоксидной диановой смолы, аминного отвердителя и окисленного графита как основного интумесцентного наполнителя, полученные в атмосферах аргона и кислорода.

В инертной атмосфере аргона в интервале 190–320 °С наблюдается комплексный ДТГ-пик, соответствующий активной фазе процесса интумесценции и сопровождающийся интенсивной потерей массы. Основная массопотеря (~45 %) происходит в диапазоне 190–520 °С и связана с эндотермическими реакциями интумесцентных компонентов и пиролизом вспененного каркаса с выделением газов. После 520 °С кривая выходит на плато, демонстрируя высокую термостабильность образовавшегося углеродно-неорганического каркаса. Зольный остаток при 1000 °С составляет 53,21 %, что подтверждает наличие значительной доли термостабильных компонентов.

В окислительной атмосфере кислорода начальный этап интумесценции приходится на ~190–260 °С. При данных температурах в интумесцентных покрытиях происходит разложение полифосфатов и их эндотермическая реакция с полиолами [13]. При температуре ~200–320 °С начинается процесс вспенивания окисленного графита и интенсивное образование терморасширенного слоя огнезащитного покрытия.

Около 370°С углеродно-фосфорная пена начинает затвердевать, что завершает начальный этап ее формирования. В интервале 370–650°С происходит образование новых углеродсодержащих продуктов каркаса, в том числе за счет окислительной термодеструкции эпоксидной полимерной матрицы.

При температуре свыше 800 °С начинается стадия окисления каркаса, в результате конечный остаток при 1000 °С снижается до 26,42 %.

Разница в остаточной массе (~27 %) количественно характеризует долю горючего углеродного компонента (в том числе полимерного связующего), который в условиях пожара полностью выгорает.

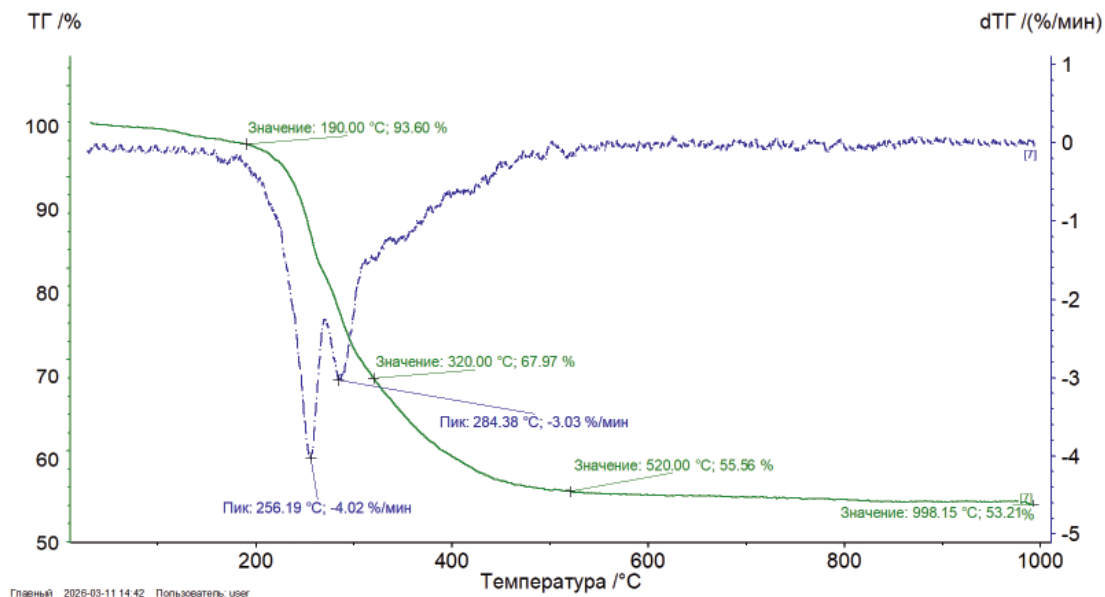


Рис. 1. Результаты термического анализа огнезащитного покрытия в атмосфере аргона  
Fig.1. Results of thermal analysis of fire-protective coating in an argon atmosphere

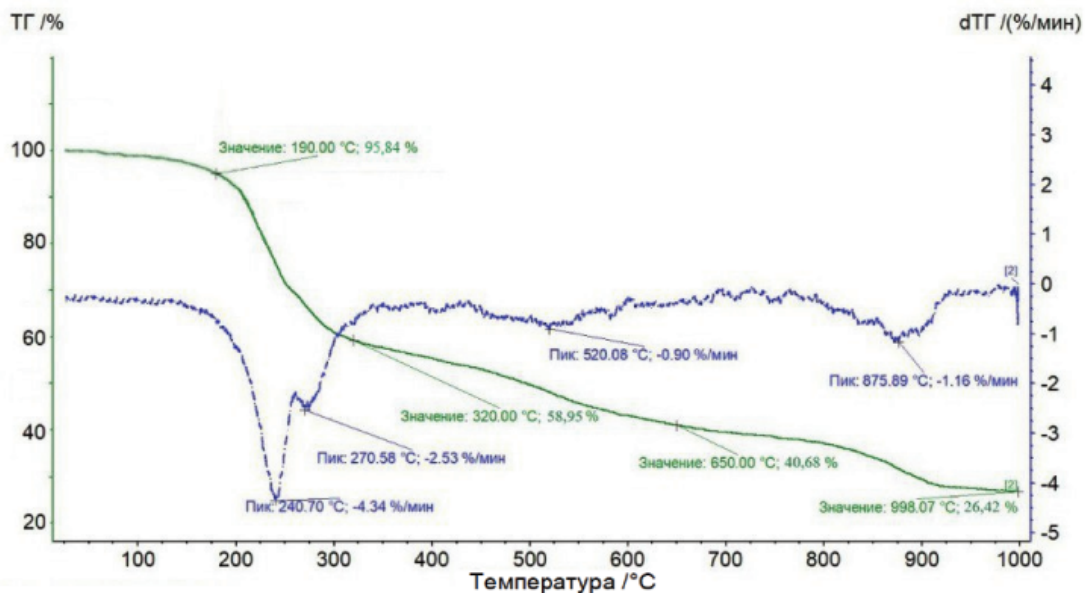


Рис. 2. Результаты термического анализа огнезащитного покрытия в атмосфере кислорода  
Fig. 2. Results of thermal analysis of fire-protective coating in an oxygen atmosphere

Термограммы исследуемого покрытия в атмосферах аргона и кислорода, представленные на рис. 3 характеризуют энергетический профиль термического разложения покрытия в контрастных средах.

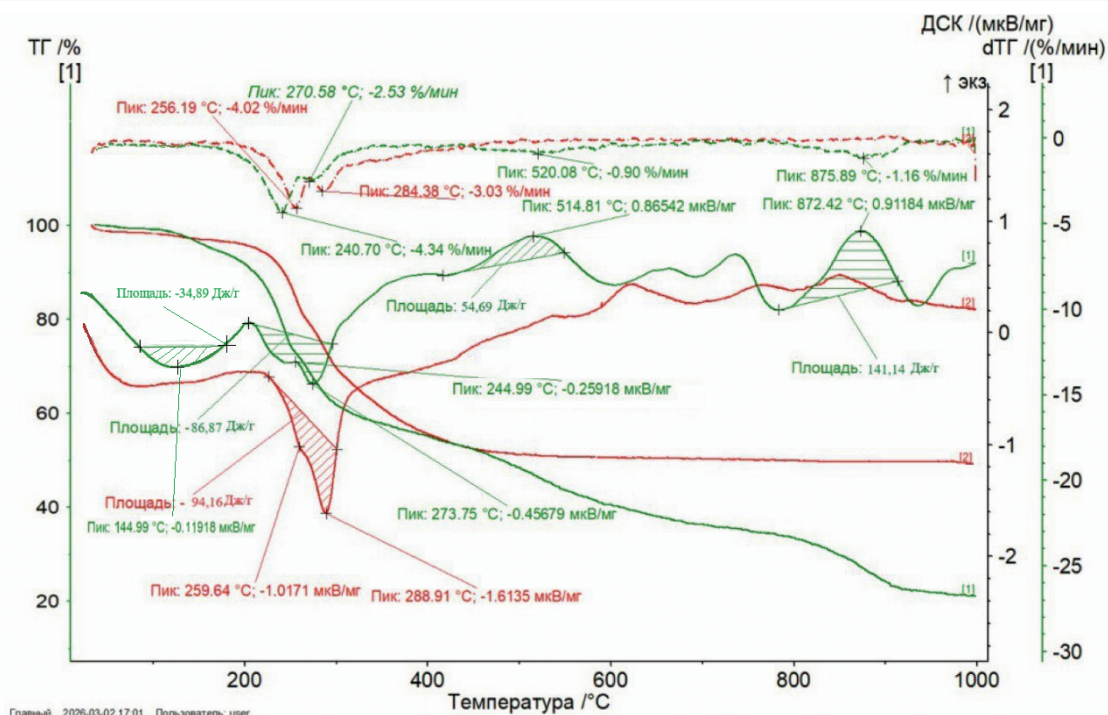


Рис. 3. Термограммы огнезащитного покрытия в атмосфере аргона (красные линии) и в атмосфере кислорода (зеленые линии)

Fig. 3. Thermograms of fire-retardant coating in an argon atmosphere (red lines) and in an oxygen atmosphere (green lines)

Определено, что идентификационные характеристики ТГ- и ДТГ- кривых в диапазоне температур 190–320 °C показывают отсутствие существенных различий между кислородсодержащей и бескислородной атмосферой из чего следует, что реакции окисления с газообразным кислородом мало участвуют в реакциях интумесценции. Об этом свидетельствуют и схожие эндотермические пики на ДСК-кривых в диапазоне температур 190–320 °C.

Однако, сравнительный анализ ДСК- кривых огнезащитного покрытия в инертной и окислительной атмосферах позволяет также сделать вывод об участии кислорода в процессе структурирования и деградации пенококса исследуемого покрытия.

ДСК-кривая огнезащитного покрытия в инертной атмосфере не имеет выраженных экзотермических эффектов, в то время как в атмосфере кислорода можно выделить два экзотермических пика, согласующихся с ДТГ-пиками в аналогичных температурных диапазонах. Первый из них с пиковой температурой 514,81 °C и с энтальпией 54,69 Дж/г связан с окислением эпоксидной матрицы [14], а второй с пиковой температурой 872,42 °C и с энтальпией 141,14 Дж/г характеризует окисление углеродсодержащих продуктов каркаса пенококса.

На основании анализа полученных данных можно сделать вывод, что энергетический профиль пиролиза огнезащитного покрытия в атмосфере аргона отражает потенциал огнезащитного покрытия, так как в полной мере характеризует стадию активной интумесценции, протекающую в диапазоне температур 190–320 °C и позволяет оценить массовую долю термостабильных компонентов.

Полученные качественные характеристики ТГ/ДТГ анализа и данные тепловых эффектов по ДСК позволяют выделить основные этапы термодеструкции исследуемого покрытия в атмосферах аргона и кислорода, представленные в Таблице 2.

Таблица 2

**Основные этапы термодеструкции в атмосферах аргона и кислорода**

Table 2

**The main stages of thermal destruction in argon and oxygen atmospheres**

Основные этапы и их характеристики	Атмосфера аргона				Атмосфера кислорода			
	Температурный интервал, °С	Остаточная масса, %	ДТГ-пики, °С%/мин	Тепловые эффекты, °С / Дж/г	Температурный интервал, °С	Остаточная масса, %	ДТГ-пики, °С%/мин	Тепловые эффекты, °С / Дж/г
Фаза активной интумесценции	190–320	67,97	256,19/ 4,02; 284,38/3,03	259,64; 288,91 / –94,16	190–320	58,95	240,7/ 4,34; 270,58/2,53	244,99; 273,75 / –86,87
Структурирование углеродного каркаса	320–520	55,56	-	-	320–650	40,68	520,08/ 0,90	514,81 / 54,69
Стабилизация / деградация пенококса	520–1000	53,21	-	-	650–1000	26,42	875,89/ 1,16	872,42/ 141,14

Для оценки возможного вклада окисленного графита, являющегося основным интумесцентным наполнителем, в наблюдаемые тепловые эффекты были сняты термограммы окисленного графита в атмосфере аргона и кислорода. Сравнительные результаты представлены на рис. 4.

На ДСК-кривых в атмосфере кислорода чистого окисленного графита и огнезащитного покрытия на его основе наблюдаются пики при температуре около 150 °С, что связано с выделением адсорбированной воды. Вспенивание окисленного графита требует энергии для превращения интеркалянтного соединения в газы и разделения графеновых плоскостей [15], о чем свидетельствуют эндотермические пики при 243,49 °С на термограмме окисленного графита в атмосфере аргона и при 242,09 °С на термограмме окисленного графита в атмосфере кислорода. Сравнение ДСК-кривых, показанных на рис. 4 подтверждает, что вступление окисленного графита в процесс интумесценции огнезащитного покрытия начинается в температурном диапазоне 200–250 °С и вносит дополнительный эндотермический эффект.

Зольный остаток окисленного графита в атмосфере кислорода составляет 5,8 %, а на ДСК-кривой при пиковой температуре 740,55 °С наблюдается значительный экзо-эффект, при этом окисление вспененного графита в составе огнезащитного покрытия происходит при пиковой температуре 872,42 °С. Данный эффект вероятнее всего связан со взаимодействием окисленного графита с полимерной матрицей и приводит к смещению процесса окисления в высокотемпературную область, о чем свидетельствуют результаты работы [16]. Кроме того, слой углерода, образованный наполнителями на основе окисленного графита на поверхности эпоксидной матрицы, действует как тепловой барьер и увеличивает температуру зажигания композитов [17].

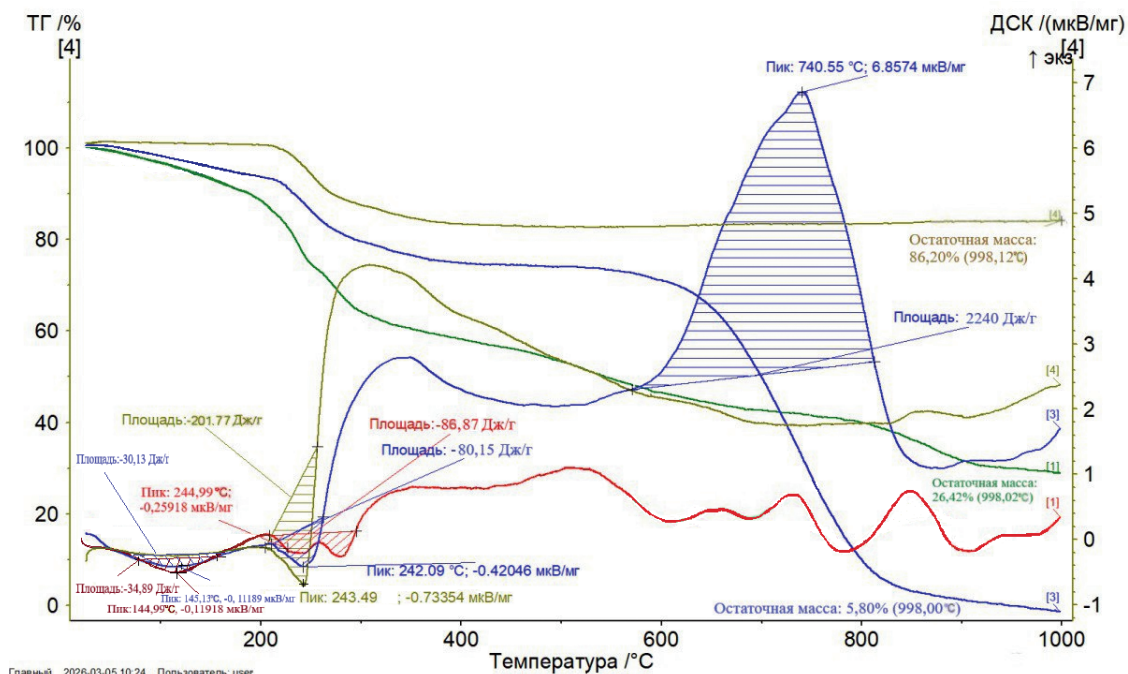


Рис. 4. ТГ и ДСК-кривые: огнезащитного покрытия в атмосфере кислорода – [1]; окисленного графита в атмосфере кислорода – [3] окисленного графита в атмосфере аргона – [4]

Fig. 4. TG and DSC curves: fire-retardant coating in an oxygen atmosphere – [1]; oxidized graphite in an oxygen atmosphere – [3]; oxidized graphite in an argon atmosphere – [4]

При этом, температура начала интумесценции, соответствующая температуре размягчения полимерной матрицы является ключевым параметром, определяющим огнезащитную эффективность покрытия.

Дифференциально-сканирующий калориметр регистрирует тепловой поток как функцию температуры по формуле (1):

$$q = f(T), \tag{1}$$

где  $q$  – удельный тепловой поток, мкВ/мг (или мВт/мг),

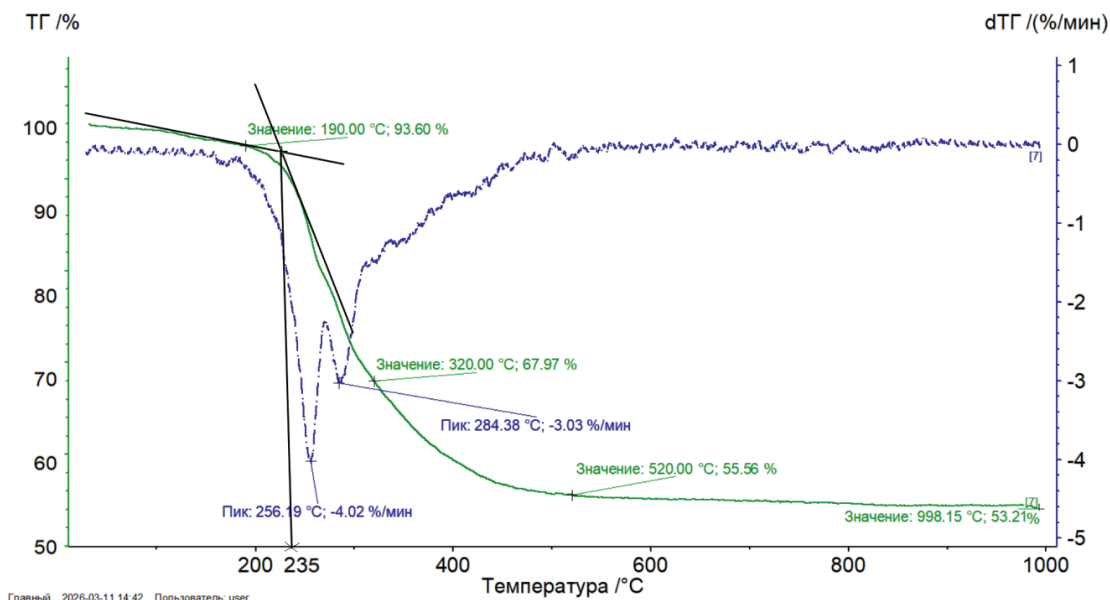
$T$  – температура, °С.

Температура начала интумесценции соответствует температуре размягчения полимерного огнезащитного покрытия и проявляется в виде излома линии ДСК-кривой без выраженного пика.

Для количественного определения данной температуры можно использовать метод пересечения касательных, рекомендованный в термическом анализе полимерных материалов [18]. Результат графического определения температуры размягчения полимерной матрицы представлен на рис. 5.

Более точное значение можно определить, учитывая, что в температурной области до фазового перехода ( $T < T_{ф.п}$ ) тепловой поток аппроксимируется линейной функцией по формуле (2):

$$q_1(T) = a_1 T + b_1 \tag{2}$$



**Рис. 5.** Графическое определение температуры размягчения полимерной матрицы  
**Fig. 5.** Graphical determination of the softening temperature of the polymer matrix

В области после фазового перехода ( $T > T_{ф.п.}$ ) базовая линия описывается другой линейной зависимостью по формуле (3):

$$q_2(T) = a_2 T + b_2 \quad (3)$$

где  $a_1, a_2$  – коэффициенты наклона (связаны с эффективной теплоемкостью);  
 $b_1, b_2$  – свободные члены.

Температура фазового перехода определяется как температура пересечения аппроксимирующих прямых по зависимости (4):

$$q_1(T_{ф.п.}) = q_2(T_{ф.п.}) \quad (4)$$

Откуда (по формуле (5)):

$$T_{ф.п.} = \frac{b_2 - b_1}{a_1 - a_2} \quad (5)$$

По аппроксимации полученной ДСК-кривой огнезащитного покрытия в инертной среде в программном обеспечении Proteus Thermal Analysis получены следующие коэффициенты (формулы (6) и (7)):

$$q_1(T) = -0,0711T + 107,11 \quad (6)$$

$$q_2(T) = -0,35T + 172 \quad (7)$$

Таким образом температура размягчения полимерной матрицы для огнезащитного покрытия составила 233 °С.

## Заключение

На основании проведенного комплексного термического анализа (ТГ/ДСК) терморасширяющегося огнезащитного покрытия на основе связующего из эпоксидной диановой смолы, аминного отвердителя и окисленного графита как основного интумесцентного наполнителя в контрастных атмосферах аргона и кислорода определены ключевые закономерности его разложения.

Установлено, что окисленный графит в составе огнезащитного покрытия вносит вклад в эндотермические реакции и снижает горючесть полимерной матрицы.

Энергетический профиль пиролиза огнезащитного покрытия в атмосфере аргона отражает потенциал огнезащитного покрытия, так как в полной мере характеризует стадию активной интумесценции и термостабильность компонентов.

Количественно определена критическая температура перехода покрытия в активное состояние. Методом пересечения касательных к базовой линии ДСК-кривой в аргоне установлена температура размягчения полимерной матрицы. Данная температура соответствует температуре начала термолитического разложения интумесцентных наполнителей согласно данным ТГ. Близость этих температур характеризует согласованный характер процессов расклевывания полимерного связующего и начала термического расширения окисленного графита, необходимого для дальнейшего образования целостного огнезащитного покрытия.

## Список литературы

1. Технический регламент о требованиях пожарной безопасности: Федеральный закон от 22 июля 2008 г. № 123-ФЗ // Собрание законодательства Российской Федерации. 2008. № 30 (ч. 1). Ст. 2800.
2. Иванова А.А., Мезенцева И.А., Закиров М.Ф. Современные подходы к повышению огнезащитной эффективности вспучивающихся покрытий для металлических конструкций с учётом параметров реального пожара // *Актуальные исследования*. 2026. № 10 (296). Ч. I. С. 29–34.
3. Павлович А.В., Дринберг А.С., Машляковский Л.Н. Огнезащитные вспучивающиеся лакокрасочные покрытия. Москва: ЛКМ-пресс, 2018. 487 с.
4. Антипов В.В., Венедиктова М.А., Пушница А.С. Исследование возможности расширения температурного интервала эксплуатации огнезащитных материалов // *Труды ВИАМ*. 2024. № 10 (140). С. 74–83. EDN: JGUFHI.
5. Гильманшина Т.Р., Дубова И.В., Королева Г.А., Васильев Г.В. Условия получения окисленного графита с высокой способностью к терморасширению // *Обогащение руд*. 2023. № 5. С. 13–17.
6. Богданова В.В., Кобец О.И. Огне-термозащитные свойства термовспенивающихся композитов на основе полиолефинов в зависимости от природы и содержания наполнителей // *Полимерные материалы и технологии*. 2018. Т. 4. № 4. С. 64–71.
7. Wang Zhan, Zhiyuan Xu, Le Chen, Lixia Li, Qinghong Kong, Mingyi Chen, Qingwu Zhang, Juncheng Jiang. Research progress of carbon-based materials in intumescent fire-retardant coatings: A review. *European Polymer Journal*, 2024, vol. 220, p.113486.
8. Gardelle B., Duquesne S., Vandereecken P., Bourbigot S. Characterization of the carbonization process of expandable graphite/silicone formulations in a simulated fire. *Polymer Degradation and Stability*, 2013, vol. 98, no. 5, pp. 1052–1063.
9. Инкина П.С., Беззапонная О.В. Оценка термостойкости строительных материалов методом синхронного термического анализа // *Актуальные проблемы развития технических наук: сборник статей участников XXIV Областного конкурса научно-исследовательских работ «Научный Олимп» по направлению «Технические науки»*. Екатеринбург: Уральский федеральный университет. 2021. С. 26–30. ISBN 978-5-91256-537-3.
10. Барановский В.М., Задорина Е.Н., Крутилин В.М. Современные методы исследования полимерных материалов: исследование полимерных материалов методами термического анализа. Москва: Изд-во МАИ, 1993. 67 с.

11. Лоскутов С.Р., Шапченкова О.А., Анискина А.А. Термический анализ древесины основных лесообразующих пород Средней Сибири // *Сибирский лесной журнал*. 2015. № 6. С. 17–30.
12. Головина Е.В. Методика оценки термостойкости огнезащитных составов интумесцентного типа для объектов нефтегазовой отрасли: дис. канд. техн. наук: 05.26.03. Екатеринбург, 2019. 130 с.
13. Халтуринский Н.А., Крупкин В.Г. О механизме образования огнезащитных вспучивающихся покрытий // *Пожаровзрывобезопасность*. 2011. Т. 20. № 10. С. 33–36.
14. Mastalska-Popławska J. Effect of Modified Halloysite/Expandable Graphite Addition on Thermal and Intumescent Properties of the Fire-Resistant Paints for Steel. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 2023, vol. 48, pp. 16087–16095.
15. Vast P. Thermal behaviour of graphite intercalation compounds with oxide of difluoride of phosphoryl. *Journal of Thermal Analysis*, vol. 41, 1994, pp.1433–1439.
16. Галигузов А.А., Яшин Н.В., Авдеев В.В. Использование бутадиен-нитрильного каучука в составе интумесцентных огнезащитных материалов на основе пластифицированного поливинилхлорида // *Тонкие Химические Технологии*. 2026. Т. 20. № 1. С. 73–89.
17. Bannov A.G., Nazarenko O.B., Maksimovskii E.A., Popov M.V., Berdyugina I.S. Thermal Behavior and Flammability of Epoxy Composites Based on Multi-Walled Carbon Nanotubes and Expanded Graphite: A Comparative Study. *Applied Sciences*, vol. 10, 2020, iss.19, 13 p.
18. ISO 11357-1:2023. Plastics – Differential scanning calorimetry (DSC). Part 1: General principles. Geneva: International Organization for Standardization, 2023. 24 p.

## References

1. Technical Regulation on Fire Safety Requirements: Federal Law No. 123-FZ of July 22, 2008. Collection of Legislation of the Russian Federation. 2008. № 30 (p. 1). St. 2800.
2. Ivanova A.A., Mezentseva I.A., Zakirov M.F. Modern approaches for improving the fire protection effectiveness of intumescent coatings for steel structures, considering the parameters of a typical fire. *Actual researches*, 2026, no. 10 [296], P. I, pp. 29–34.
3. Pavlovich A.V., Drinberg A.S., Mashlyakovskii L.N. Fire-retardant intumescent paint coatings. Moscow: LKM-press, 2018. 487 p.
4. Antipov V.V., Venediktova M.A., Pushnitsa A.S. Research of the possibility of expanding the temperature range of operation of fire-retardant materials. *Works of scholars VIAM*, 2024, no. 10 [140], pp. 74–83. EDN: JGUFHI.
5. Gilmanshina T.R., Dubova I.V., Koroleva G.A., Vasiliev G.V. The conditions for obtaining oxidized graphite with high thermal expansion capacity. *Ore enrichment*, 2023, no. 5, pp. 13–17.
6. Bogdanova V.V., Kobets O.I. Fire-resistant and heat-resistant properties of heat-expandable polyolefin-based composites depending on the nature and content of additives. *Polymer Materials and Technologies*, 2018, no. 4, pp. 64–71.
7. Wang Zhan, Zhiyuan Xu, Le Chen, Lixia Li, Qinghong Kong, Mingyi Chen, Qingwu Zhang, Juncheng Jiang. Research progress of carbon-based materials in intumescent fire-retardant coatings: A review. *European Polymer Journal*, 2024, vol. 220, p. 113486.
8. Gardelle B., Duquesne S., Vandereecken P., Bourbigot S. Characterization of the carbonization process of expandable graphite/silicone formulations in a simulated fire, 2013, vol. 98, no. 5, pp. 1052–1063.
9. Inkina P.S., Bezzaponaya O.V. Assessment of thermal stability of building materials using synchronous thermal analysis. Current issues in the development of technical sciences: a collection of articles by participants in the XXIV Regional Research Competition “Scientific Olympus” in the field of “Technical Sciences.” Yekaterinburg: Ural Federal University 2021, pp. 26–30. ISBN 978-5-91256-537-3.
10. Baranovsky V.M., Zadorina E.N., Krutilin V.M. Modern methods of researching polymer materials: researching polymer materials using thermal analysis methods. Moscow: MAI Publishing House, 1993, 67 p.
11. Loskutov S.R., Shapchenkova O.A., Aniskina A.A. Thermal analysis of wood from the main forest-forming species of Central Siberia. *Siberian Forest Journal*, 2015, no. 6, pp. 17–30.
12. Golovina E.V. Methodology for assessing the heat resistance of intumescent fire retardants for oil and gas industry facilities: dissertation for the degree of Candidate of Technical Sciences: 05.26.03. Yekaterinburg, 2019, 130 p.

13. Khalturinsky N.A., Krupkin V.G. About the mechanism of formation of fire-retardant intumescent coatings. *Fire and Explosion Safety*, 2011, vol. 20, no. 10, pp. 33–36.
14. Mastalska-Popławska J. Effect of Modified Halloysite/Expandable Graphite Addition on Thermal and Intumescent Properties of the Fire-Resistant Paints for Steel. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 2023, vol. 48, pp. 16087–16095.
15. Vast P. Thermal behaviour of graphite intercalation compounds with oxide of difluoride of phosphoryl. *Journal of Thermal Analysis*, vol. 41, 1994, pp. 1433–1439.
16. Galiguzov A.A., Yashin N.V., Avdeev V.V. Use of butadiene-nitrile rubber in intumescent fire-retardant materials based on plasticized polyvinyl chloride. *Advanced Chemical Technologies*, 2026, vol. 20, no. 1, pp. 73–89.
17. Bannov A.G., Nazarenko O.B., Maksimovskii E.A., Popov M.V., Berdyugina I.S. Thermal Behavior and Flammability of Epoxy Composites Based on Multi-Walled Carbon Nanotubes and Expanded Graphite: A Comparative Study. *Applied Sciences*, vol. 10, 2020, iss.19, 13 p.
18. ISO 11357-1:2023. Plastics – Differential scanning calorimetry (DSC). Part 1: General principles. Geneva: International Organization for Standardization, 2023. 24 p.

## Информация об авторах / Information about the authors

**Мария Александровна Комарова\***, кандидат химических наук, руководитель научного экспертного бюро пожарной, экологической безопасности в строительстве ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва  
e-mail: maria.com5@mail.ru

**Maria A. Komarova**, Cand. Sci. (Chem.), Bureau Head, Scientific Expert Bureau of Fire and Environmental Safety in Construction, Research Institute of Building Constructions named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: maria.com5@mail.ru

**Михаил Валерьевич Шалабин**, аспирант, заведующий лабораторией научного экспертного бюро пожарной, экологической безопасности в строительстве, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

**Mikhail V. Shalabin**, Graduate Student, Laboratory Head, Scientific Expert Bureau of Fire and Environmental Safety in Construction, Research Institute of Building Constructions named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

\*Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

# ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ЭКСПЛУАТАЦИОННЫХ СВОЙСТВ ЩЕБЕНОЧНО-МАСТИЧНЫХ АСФАЛЬТОБЕТОНОВ

О.Н. НИКОНОВА<sup>1</sup>

<sup>1</sup>ГБУ города Москвы «Автомобильные дороги», ул. Народного ополчения, д. 31, г. Москва, 123154, Россия

## Аннотация

*Введение.* Улично-дорожная сеть города Москвы претерпевает серьезные нагрузки от трафика. Для повышения сроков эксплуатации дорожного покрытия в верхних слоях используются асфальтобетоны из щебеночно-мастичных смесей. С введением новой системы проектирования асфальтобетонов (американской и европейской) и отменой старой системы актуальным стал вопрос определения оптимального состава асфальтобетонной смеси.

*Цель.* Подтвердить гипотезу, что новые ГОСТ на асфальтобетоны позволяют моделировать асфальтобетонные смеси в соответствии с реальными условиями эксплуатации.

*Материалы и методы.* Рассматривается ряд гипотез для объяснения полученных результатов и прогнозируются свойства дорожных асфальтобетонов.

*Результаты.* Приведены результаты большой практической работы с построением опытных участков на МКАД (Московская кольцевая автомобильная дорога), где в качестве верхнего слоя покрытия были запроектированы асфальтобетоны по ГОСТ 31015-2002, ГОСТ Р 58406.1-2020 и ГОСТ Р 58401.2-2019. Анализ результатов мониторинга опытных участков МКАД проводился на протяжении трех лет.

*Выводы.* Показано, что максимальная колея образуется в 1 и 2 скоростных полосах независимо от состава асфальтобетонной смеси. Согласно результатам, глубина колеи не зависит не только от состава экспериментальной смеси, но и от крупности щебня в асфальтобетонной смеси. Отмечено, что асфальтобетонные покрытия из традиционной для города Москвы смеси ЩМА-20 на ПБВ 60 по ГОСТ 31015-2002 не уступают по износостойкости покрытию на 7 экспериментальных участках, при этом они дешевле асфальтобетонных смесей по новым ГОСТ Р.

**Ключевые слова:** верхний слой дорожного покрытия, колея, слой износа, эксплуатационные свойства, опытные участки, МКАД, эксперимент, ЩМА

**Для цитирования:** Никонова О.Н. Прогнозирование эксплуатационных свойств щебеночно-мастичных асфальтобетонов // Вестник НИЦ «Строительство». 2026. 1(48). С. 226–239. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1\(48\)-226-239](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1(48)-226-239)

## Вклад автора

Автор берет на себя ответственность за все аспекты работы над статьей.

## Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки.

## Конфликт интересов

Автор заявляет об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 14.10.2025

Поступила после рецензирования 17.12.2025

Принята к публикации: 27.01.2026

# PREDICTING PERFORMANCE PROPERTIES OF STONE-MASTIC ASPHALT CONCRETE

O.N. NIKONOVA<sup>1</sup>

*<sup>1</sup>State Budgetary Institution of the City of Moscow "Motorways", Narodnogo Opolcheniya str., 31, Moscow, 123154, Russia*

## Abstract

*Introduction.* Moscow's road network experiences significant traffic loads. To extend the service life of the road surface, stone mastic asphalt concrete is used in the upper layers. With the introduction of the new asphalt concrete design system (American and European) and the abolition of the old system, the issue of determining the optimal asphalt concrete mix composition has become relevant.

*Aim.* To confirm the hypothesis that new State standards for asphalt concrete allow modeling asphalt concrete mixtures in accordance with real operating conditions.

*Materials and methods.* A number of hypotheses are considered to explain the obtained results and predict the properties of road asphalt concrete.

*Results.* This article presents the results of extensive practical work involving the construction of test sections on the Moscow Ring Road (MKAD), where asphalt concrete was designed as the top layer of the pavement in accordance with State Standard 31015-2002, State Standard R 58406.1-2020, and State Standard R 58401.2-2019. Analysis of the monitoring results for the MKAD test sections was conducted over a three-year period.

*Conclusions.* It was shown that maximum rutting occurs in lanes 1 and 2 regardless of the asphalt concrete mix composition. The results indicate that rut depth is independent of both the experimental mix composition and the aggregate size of the asphalt concrete mix. It was noted that asphalt concrete pavements made from the traditional Moscow mix of SMA-20 on PBB 60 according to State Standard 31015-2002 are comparable in wear resistance to the pavements on seven experimental sections, while being less expensive than asphalt concrete mixes according to the new State Standards R.

**Keywords:** top layer of road surface, track, wearing layer, performance properties, test sections, Moscow Ring Road, experiment, SMA

**For citation:** Nikonova O.N. Predicting the performance properties of stone mastic asphalt concrete *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*, 2026, no. 1(48), pp. 226–239. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1\(48\)-226-239](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2026-1(48)-226-239)

## Author contribution statement

The author takes responsibility for all aspects of the paper.

## Funding

No funding support was obtained for the research.

## Conflict of interest

The author declares no conflict of interest.

*Received 14.10.2025*

*Revised 17.12.2025*

*Accepted 27.01.2026*

## Введение

В России в настоящее время на автомобильных дорогах с высокой грузонапряженностью и большим трафиком преимущественно в верхнем слое асфальтобетонного покрытия используют щебеночно-мастичный асфальтобетон. Первые исследования щебеночно-мастичного асфальтобетона в нашей стране находят отражение в работах Г.Н. Кирюхина и других авторов начала 2000-х годов [1–5]. Параллельно с этим в ФГУП «Союздорнии»

был разработан ГОСТ 31015-2002 «Смеси асфальтобетонные и асфальтобетон щебеночно-мастичные. Технические условия», который принят в 2002 г.

За прошедшие годы интерес к щебеночно-мастичному асфальтобетону несколько не снизился. Исследованиям данного материала посвящены работы современных авторов [8–14]. В зарубежной литературе вопросы исследования в области дорожных щебеночно-мастичных асфальтобетонов актуальны и по сей день [8–10].

Однако, с учетом новых требований, предъявляемых к дорожным асфальтобетонам, стало понятным, что существующие стандарты на асфальтобетон нуждаются в коренной переработке, что отражает необходимость адаптации к новым условиям строительства и эксплуатации. Одним из первых, кем был поднят данный вопрос, был А.В. Руденский [15].

Как итог, появились новые стандарты на асфальтобетон – ГОСТ Р 58406.1-2020 [16] и ГОСТ Р 58401.2-2019 [17], разработанные АНО «НИИ ТСК» совместно с ООО «ИТЦ». Исследованиям асфальтобетонов по новым ГОСТ посвящено достаточно много научных работ [18–21].

Анализ плюсов и минусов новой системы проектирования асфальтобетонов нашел отражение в работах Г.Н. Кирюхина [22, 23].

Однако к настоящему моменту, как отмечалось в отчете контролирующего государственного органа, при всем многообразии исследований, посвященных асфальтобетонам по новой системе ГОСТ, информация носит довольно разобщенный характер.

В данной статье приведены результаты большой практической работы с построением опытных участков на МКАД (Московская кольцевая автомобильная дорога), где в качестве верхнего слоя покрытия были запроектированы асфальтобетоны по [6, 16, 17]. Мониторинг опытных участков проводился в течение трех лет.

Помимо этого, в статье рассматриваются гипотезы прогнозирования свойств дорожных асфальтобетонов, начиная с момента получения первых результатов и заканчивая подведением выводов, подкрепленных фактическими натурными результатами.

Данная работа стала первой большой работой, где теоретические аксиомы новой системы проектирования асфальтобетонов были проверены на практике. В выполнении экспериментальной работы приняло участие сразу несколько организаций, а именно: ГБУ «Автомобильные дороги» (О.Н. Никонова, Э.А. Караблина, В.А. Аксенов), МАДИ (проф. Ю.Э. Васильев, проф. Э.В. Котлярский, доцент И.Ю. Сарычев), ООО «ИТЦ» (К.А. Жданов), АНО «НИИ ТСК» (Д.И. Оверин), ОАТИ (З.В. Королева, О.В. Крюкова), ООО «Газпромнефть-БМ» (А.В. Коротков).

Следует отметить, что исследовательская работа на МКАД стала последней научной работой для основоположника ЩМА в нашей стране, автора множества научных работ, а также ГОСТ 31015-2002 [6] – Г.Н. Кирюхина.

## Материалы и методы

Улично-дорожная сеть такого города, как Москва, претерпевает серьезные нагрузки и существенный трафик. В связи с этим, для выдерживания межремонтных сроков, которые на сегодняшний день для верхнего слоя покрытия составляют не менее 4 лет, на грузонапряженных участках применяется дорожный асфальтобетон ЩМА-20 по [7]. Следует отметить, что в городе верхний слой покрытия улиц и дорог одновременно выполняет и функцию слоя износа.

Предпосылкой эксперимента с построением опытных участков на МКАД весной 2021 года стало мнение, что Москва использует устаревшие требования к дорожно-строительным материалам, которые не учитывают показатель «колея», что обуславливает преждевременный эксплуатационный износ верхнего слоя асфальтового покрытия на МКАД. Тогда же была высказана первая гипотеза, что новые ГОСТ позволяют моделировать асфальтобетонные смеси в соответствии с реальными условиями эксплуатации.

Так, в поисках новых решений для улично-дорожной сети города Москвы весной 2021 года специалистами ГБУ города Москвы «Автомобильные дороги» был проведен эксперимент по устройству опытных участков с укладкой асфальтобетонных смесей нового типа на всю ширину участка. Для этой работы был выбран участок внутреннего кольца МКАД 86-й км – 88-й км + 800 м.

В ходе эксперимента были определены 7 видов и типов асфальтобетонных смесей с последующей разработкой для них рецептур и укладкой в строгом соответствии с технологическими регламентами (табл.). Согласно утвержденной дорожной карте, в течение трех лет был предусмотрен мониторинг состояния уложенного асфальтобетонного покрытия. Завершение трехлетнего цикла наблюдений за данным участком было намечено на весну 2024 года.

Верхний слой на соседнем с экспериментальным участком МКАД км 88+800 – 90 км был выполнен из дорожного асфальтобетона ЩМА-20 по [7] на ПБВ 60, который является традиционным для улично-дорожной сети города Москвы. Все вяжущее, использованное в составе опытных смесей, было производства «Газпромнефть-БМ».

Таблица

### Экспериментальные асфальтобетонные смеси на МКАД в 2021 г.

Table

#### Experimental asphalt concrete mixtures on the Moscow Ring Road in 2021

№	км + м	Асфальтобетон в верхнем слое покрытия
1	86 + 000 – 86 + 427	ЩМА-20 на PG 70-34 [6]
2	86 + 428 – 86 + 817	ЩМА-22 на PG 70-34 [16]
3	86 + 818 – 87 + 180	SMA-22 на PG 70-34 [17]
4	87 + 181 – 87 + 558	SMA-16 на PG 70-34 [17]
5	87 + 560 – 88 + 23	ЩМА-16 на PG 70-34 [16]
6	88 + 24 – 88 + 421	ЩМА-16 на БНД 70/100 + PROPolymer MA-CK [16]
7	88 + 422 – 88 + 800	ЩМА-16 на БНД 70/100 + модиф. сера [16]

Для всех экспериментальных составов, запроектированных по [16, 17], на участке внутреннего кольца МКАД 86-й км – 88-й км + 800 м показатель «средняя глубина колеи» выдерживался.

## Результаты и обсуждение

Весной 2024 года с помощью передвижных дорожных лабораторий на всех 7 экспериментальных участках внутреннего кольца МКАД 86-й км – 88-й км + 800 м по каждой полосе движения было проведено инструментальное обследование, в ходе которого определялся показатель поперечной ровности. Полученные результаты приведены на рис. 1.

Как видно из рис. 1, разброс значений по данному показателю на всех опытных участках незначительный, так как все экспериментальные участки показывают близкие значения. При этом все полученные значения превышают допустимое требование «не более 20 мм» для эксплуатационного состояния в крайних левых полосах.

Полученные результаты позволили сделать выводы, что глубина колеи не зависит не только от состава экспериментальной смеси, но и от крупности щебня, использованного в составе асфальтобетонной смеси.

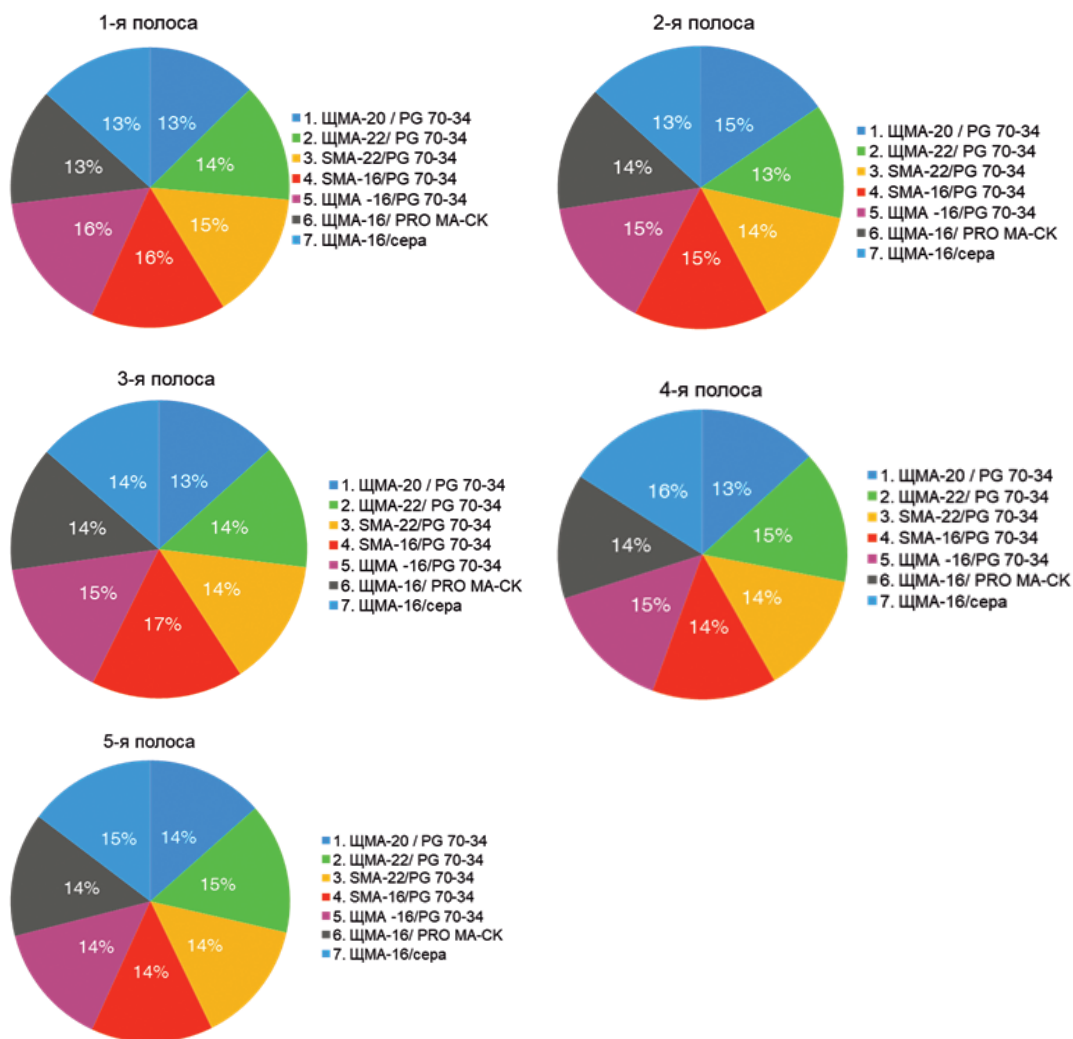
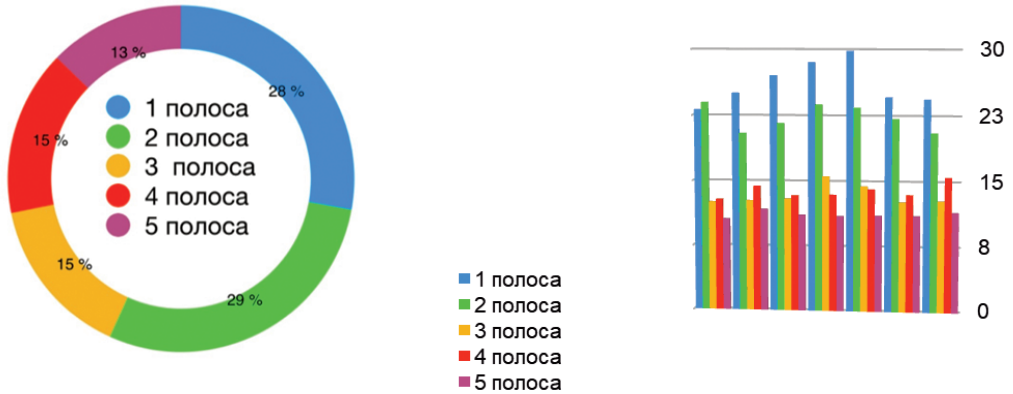


Рис. 1. Изменение величины износа асфальтобетона по полосам движения МКАД от состава (нумерация полос от оси дороги)

Fig. 1. Change in the amount of asphalt concrete wear on the Moscow Ring Road traffic lanes depending on the composition (lane numbering from the road axis)

Следует отметить, что максимальная колея после трех лет эксплуатации покрытия опытных участков МКАД образуется в 1 и 2 скоростных полосах независимо от состава асфальтобетона (рис. 2 и 3).



**Рис. 2.** Образование колеи по полосам движения на 7 опытных участках эксперимента по истечении трех лет эксплуатации покрытия

**Fig. 2.** Formation of ruts along traffic lanes on 7 experimental sections of the experiment after 3 years of pavement operation

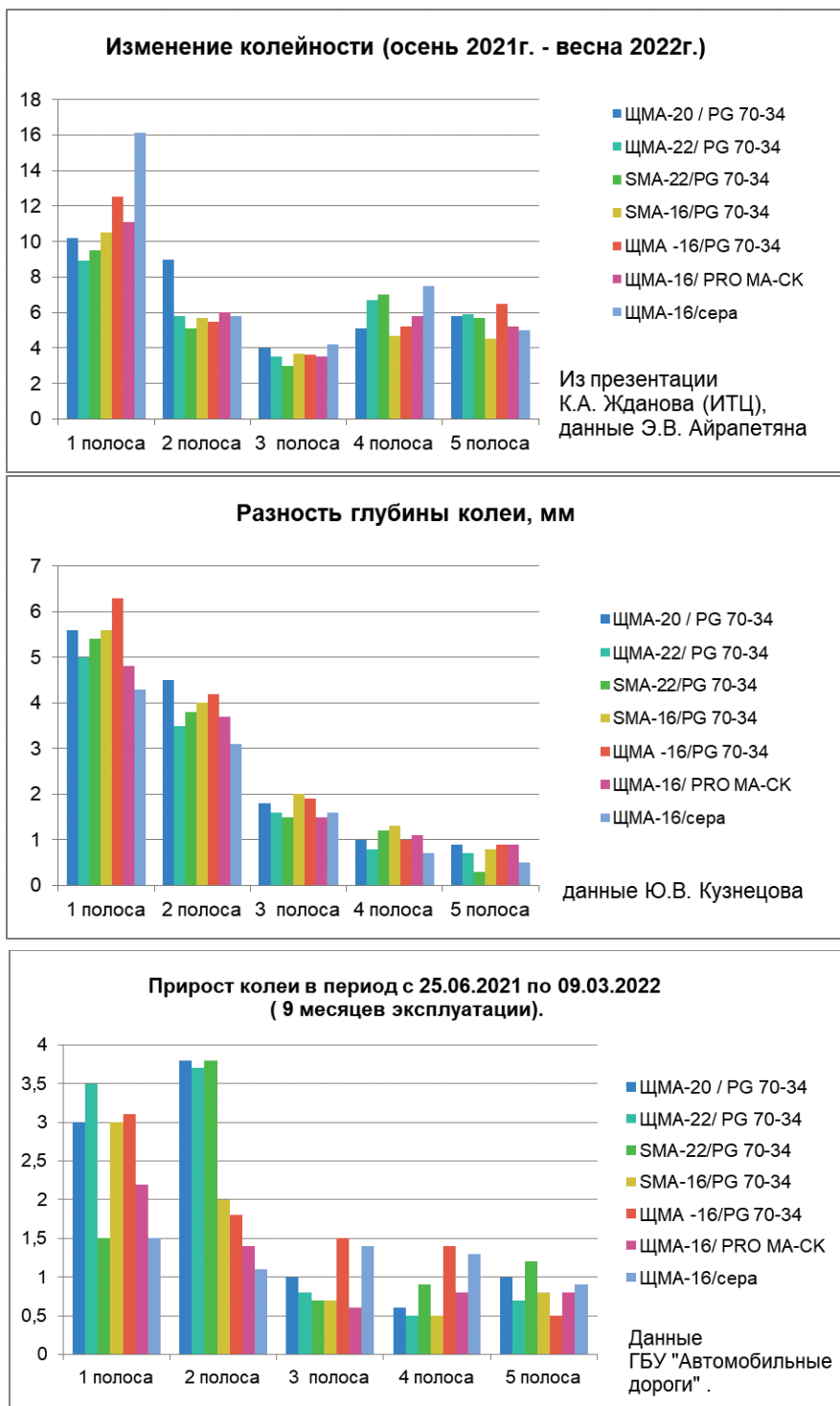


**Рис. 3** Полоса наката в 1-й скоростной полосе МКАД (фото автора)

**Fig. 3.** Rolling strip in the 1st high-speed lane of the Moscow Ring Road (photo by the author)

Полученные нами весной 2024 года результаты были вполне ожидаемыми. В 2022 г. после первого года эксплуатации участков МКАД 86-й км – 88-й км + 800 м был проведен первый предварительный анализ результатов строительства опытных участков.

Г.Н. Кирюхин уже тогда считал, что составы асфальтобетонных смесей мало чем отличаются друг от друга с позиции износостойкости к воздействию шипованных шин автомобилей. Тем не менее начиная с июня 2021 года различными организациями проводились периодические замеры глубины колеи на полосах наката с помощью передвижных лазерных установок различных конструкций [24, 25]. По представленным результатам измерений были построены гистограммы изменения глубины колеи на опытных участках МКАД (рис. 4.) и произведена оценка разброса результатов измерений на каждом участке относительно средних величин (рис. 5).



**Рис. 4.** Гистограммы изменения глубины колеи (в мм) на опытных участках МКАД лазерными установками различных конструкций  
**Fig. 4.** Histograms of changes in rut depth (in mm) on experimental sections of the Moscow Ring Road using laser installations of various designs



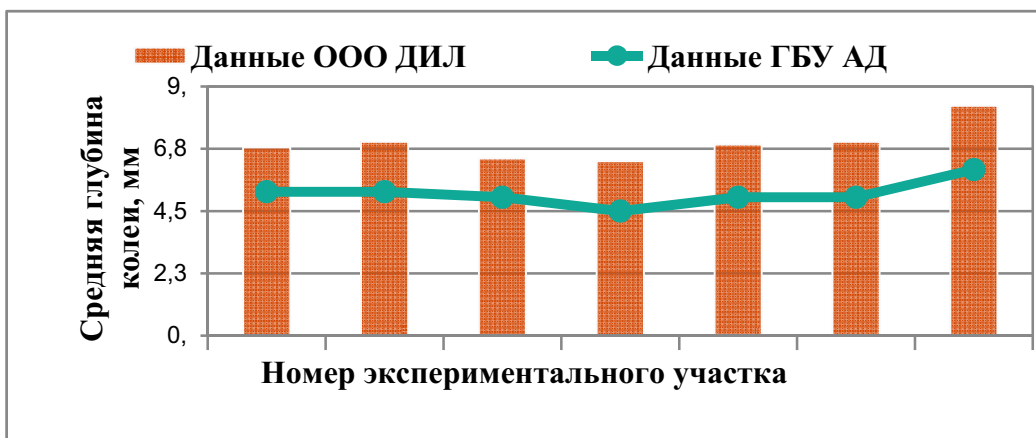
**Рис. 5.** Усредненные значения коэффициентов вариации глубины колеи по замерам различных передвижных лабораторий на экспериментальных участках МКАД

**Fig. 5.** Average values of the coefficients of variation of rut depth based on measurements by various mobile laboratories on experimental sections of the Moscow Ring Road

Из рис. 5. видно, что на крайней левой полосе движения наименьший коэффициент вариации колеи составил 17 %, при этом средняя погрешность измерения глубины колеи по результатам двух проездов установки ООО «ДИЛ» (МАДИ) составила 2,1 %. Отсюда следует, что большая часть вариации глубины колеи обусловлена ее неравномерностью по длине каждого экспериментального участка покрытия.

Из представленных на рис. 4 гистограмм следует, что однозначное влияние вида ЩМА на интенсивность колееобразование не прослеживается, что, вероятно, связано с высоким разбросом замеряемых параметров колеи (рис. 5). В то же время подтверждается ранее установленная закономерность изменения глубины колеи в зависимости от полос движения автомобилей. Условия движения, в зависимости от полосы МКАД, оказывают значимое влияние на глубину колеи и ее прирост за 9 месяцев эксплуатации покрытия. Данные мониторинга 2021–2022 годов согласуются с данными измерений колеи на МКАД в 2006–2007 годах.

При этом к 2022 г. уже удалось установить, что наблюдается определенная согласованность средней глубины колеи (по всем 5 полосам движения), рассчитанная на основании результатов весенних измерений лазерными установками ГБУ «Автомобильные дороги» и ООО «ДИЛ» (рис. 6).



**Рис. 6.** Результаты мониторинга МКАД весной 2022 г.

**Fig. 6.** Results of monitoring the Moscow Ring Road in spring 2022

Следует отметить, что на этапе исследований в 2022 г. было преждевременным ранжировать экспериментальные участки верхнего слоя по колеестойкости и выделять из них наилучший и наихудший. Причина, вполне вероятно, в том, что в рассмотренных выборках подтверждается статистическая гипотеза равенства средних по критерию Стьюдента.

На начальных этапах мониторинга стало понятно, что окончательный вывод об устойчивости экспериментальных участков ЩМА к колееобразованию можно сделать по результатам их мониторинга в период, близкий к концу срока эксплуатации.

В качестве наиболее наглядной иллюстрации на рис. 7 показан размах средней глубины колеи на каждом экспериментальном участке верхнего слоя покрытия МКАД, рассчитанный по данным измерений ООО МИП «МАДИ-ДТ» при экспериментальном коэффициенте вариации 29 % (максимальном на рис. 5).

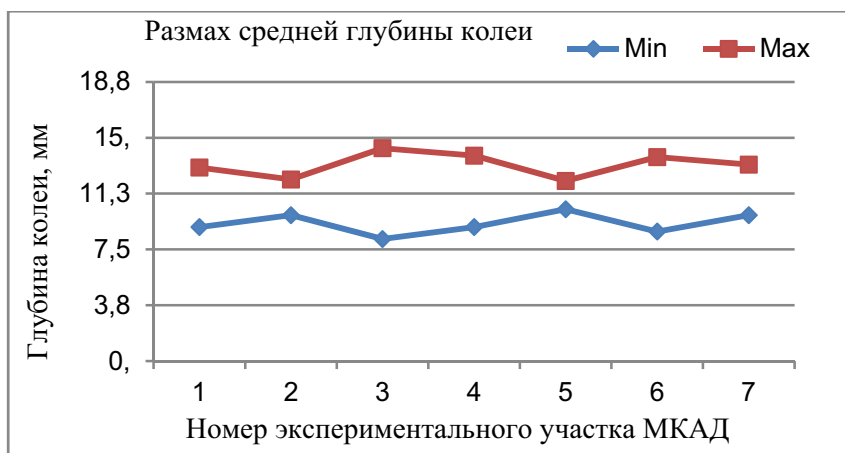


Рис. 7. Результаты статистической обработки данных измерений ООО МИП «МАДИ-ДТ»  
[дата обследования – весна 2022]

Fig. 7. Results of statistical processing of measurement data by LLC MIP "MADI-DT" (survey date spring 2022)

Примечательно, что на участке № 3 с верхним слоем SMA-22 замерена как минимальная глубина левой колеи на 3 полосе движения, так и максимальная правая колея на 2 полосе движения.

Разброс значений глубины колеи в массивах Ю.В. Кузнецова и ГБУ города Москвы «Автомобильные дороги» по результатам ПДЛ КП-514РДТ существенно ниже (рис. 4). Тем не менее, как отмечалось еще в 2022 г., при доверительной вероятности 95 % средние значения глубины колеи на всех экспериментальных участках мало отличаются друг от друга.

К 2023 г., по прошествии двух лет эксплуатации экспериментальных участков МКАД, в результатах мониторинга по-прежнему без изменений сохранялась тенденция результатов мониторинга 2022 года.

При этом данные сравнения гранулометрии экспериментальных составов (рис. 8) позволили сделать предварительные выводы, что ожидать значимых различий эксплуатационного состояния экспериментальных участков покрытий не следует. Объясняется это следующим:

- природа каменных материалов в составах ЩМА одна и та же;
- зерновые составы близки по содержанию щебня и различаются по крупности применяемого щебня в пределах одного типа ЩМА;

- использовано битумное вяжущее трех видов с близкими характеристиками вязкости;
- объем пустот, судя по результатам испытаний образцов ЩМА, находился в пределах от 1,5 до 3,7 %, не выходя за рамки действующих стандартов;
- объемное содержание битумного вяжущего в ЩМА (разность между пористостью минерального остова и объемом пустот) установлено в пределах от 13,5 до 16 %.

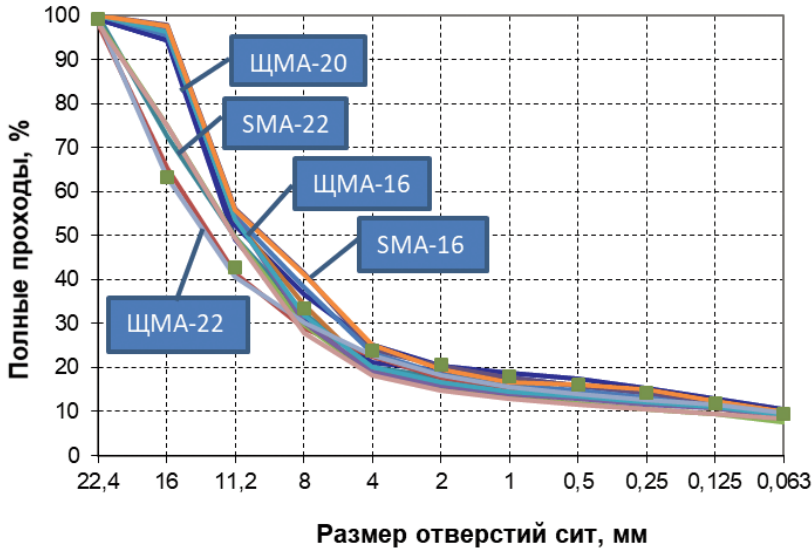


Рис. 8. Сравнение гранулометрии экспериментальных смесей в испытанных пробах  
 Fig. 8. Comparison of granulometry of experimental mixtures in the tested samples

Нашла подтверждение и другая гипотеза, высказанная при интерпретации полученных данных мониторинга. После первого года эксплуатации покрытия МКАД опытных участков мы заметили, что прирост глубины колеи стал меньше. Особенно это было заметно на участке, где в составе была сера. Наименьшие значения прироста глубины колеи тогда связали с ее величиной. Возникло предположение, что на глубине слоя порядка 6–10 мм, соответствующей половине размера щебенки в ЩМА, скорость износа будет наименьшей. Тогда снижение темпа износа можно ожидать и на других участках, где сера не применялась.

В дополнение к обследованиям экспериментальных участков внутреннего кольца МКАД 86-й км – 88-й км + 800 м были обследованы участки ремонта МКАД, выполненные в том же 2021 году на традиционной для города Москвы смеси ЩМА-20 на ПБВ 60 по [7], а именно: МКАД 1 – 2 км; МКАД 5 – 6 км; МКАД 34 – 35 км; МКАД 60 – 63 км.

Результаты показали, что асфальтобетонное покрытие из традиционной для города Москвы смеси ЩМА-20 на ПБВ 60 по [7] не уступает по износостойкости покрытию на 7 экспериментальных участках, а где-то даже и превосходит.

Необходимо также отметить и экономический эффект от использования смесей по новым ГОСТ Р на экспериментальных участках МКАД. Они оказались дороже традиционной для города Москвы смеси ЩМА-20 на ПБВ 60 по [7].

По итогам эксперимента 2021 года были сформулированы требования к дорожным асфальтобетонам для улично-дорожной сети города Москвы [26]. По заказу ГБУ города Москвы «Автомобильные дороги» в 2022 г. были разработаны стандарты организации:

СТО 87582433-01-2023 «Смеси асфальтобетонные горячие и асфальтобетон. Технические условия» [27] и СТО 87582433-02-2023 «Требования к асфальтобетонным покрытиям при ремонте автомобильных дорог улично-дорожной сети города Москвы. Технические условия» [28]. Авторами данных СТО стали канд. техн. наук Г.Н. Кирюхин (разработчик отмененных ГОСТ 31015-2002 [7] и ГОСТ 9128-2013 [29]) и д-р техн. наук Ю.Э. Васильев. При этом особый вклад в развитие данных стандартов внес Г.Н. Кирюхин, обобщив многолетние научные знания в области исследования дорожных асфальтобетонов.

Необходимо отметить, что СТО 87582433-01-2023 [27] нормирует требования асфальтобетонов по физико-механическим характеристикам, тогда как новая система ГОСТ Р полностью отменяет обязательные требования по прочностным характеристикам, оставляя только требования к объемным показателям.

Указанные стандарты организации ГБУ города Москвы «Автомобильные дороги» с 2023 года успешно применяются на объектах города Москвы.

## Заключение

В работе установлено, что разброс значений по показателю «колейность» на всех опытных участках по прошествии трехлетнего срока эксплуатации незначительный, так как все экспериментальные участки имеют близкие значения.

Полученные в работе результаты показали, что однозначное влияние вида ЩМА на интенсивность колееобразования не прослеживается.

Максимальная колея после трех лет эксплуатации покрытия опытных участков МКАД образуется в 1 и 2 скоростных полосах независимо от состава асфальтобетонной смеси.

Впервые определено, что асфальтобетонное покрытие из традиционной для города Москвы смеси ЩМА-20 на ПБВ 60 по ГОСТ 31015-2002 [7] не уступает по износостойкости покрытию на 7 экспериментальных участках.

Также был проведен экономический расчет, по которому асфальтобетонные смеси по новым ГОСТ Р на экспериментальных участках МКАД оказались дороже традиционной для города Москвы смеси ЩМА-20 на ПБВ 60 по ГОСТ 31015-2002 [7].

По итогам эксперимента 2021 года были сформулированы требования к дорожным асфальтобетонам для улично-дорожной сети города Москвы, которые нашли отражение в стандарте организации ГБУ «Автомобильные дороги».

## Список литературы

1. Стебаков А.П., Кирюхин Г.Н., Гопин О.Б. Щебеночно-мастичный асфальтобетон – будущее дорожных покрытий // *Строительная техника и технологии*. 2002;19(3):16–17.
2. Арутюнов В.Г., Кирюхин Г.Н., Юмашев В.М. Первый опыт строительства покрытий из щебеночно-мастичного асфальтобетона в России // *Дороги России XXI века*. 2002;(3):58–61.
3. Эфа А.К., Жураускас А.В., Акулов А.П. Щебеночно-мастичный асфальтобетон. Теоретические основы, практика применения // *Строительные материалы*. 2003;(1):22–23.
4. Кирюхин Г.Н. Контроль плотности покрытий из щебеночно-мастичного асфальтобетона // *Наука и техника в дорожной отрасли*. 2005;32(1):15–17.
5. Кирюхин Г.Н. Опыт устройства дорожных покрытий из щебеночно-мастичного асфальтобетона в России // *Вестник Харьковского национального автомобильно-дорожного университета*. 2006;(34–35):52–54.
6. Углова Е.В., Ширяев Н.И., Ни Г., Поздняков Н.О. Сравнительный анализ эксплуатационных свойств щебеночно-мастичных и дренирующих асфальтобетонных смесей для слоев износа // *Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова*. 2019;(1):9–15. Режим доступа: <https://cyberleninka.ru/article/n/sravnitelnyy-analiz>

ekspluatatsionnyh-svoystv-schebenochno-mastichnyh-i-dreniruyuschih-asfaltobetonnyh-smesey-dlya-sloev-iznosa?ysclid=mli4afn1wr982123453.

7. ГОСТ 31015-2002. Смеси асфальтобетонные и асфальтобетон щебеночно-мастичные. Технические условия. Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/1200031204>

8. Obert S. Predicting the performance of stonemastic asphalt. Highway Engineering Research Group, University of Ulster, 75 Belfast Road, Carrickfergus BT38 8PH, UK. In: Young Researchers' Forum. 2000, London: SCI.

9. Rodríguez W., Rivera J., Sevillano M., Torres T. Performance evaluation of Stone Mastic Asphalt (SMA) mixtures with textile waste fibres. *Construction and Building Materials*, 2024;455:139125. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2024.139125>.

10. Pourtahmasb M.S., Karim M.R. Performance Evaluation of Stone Mastic Asphalt and Hot Mix Asphalt Mixtures Containing Recycled Concrete Aggregate. *Advances in Materials Science and Engineering*, 2014;2014:ID863148. <https://doi.org/10.1155/2014/863148>.

11. Павлова Л.Н., Шмелев А.А. Применение щебеночно-мастичного асфальтобетона и его принципиальные отличия от других видов асфальтобетонов // *Тенденции развития науки и образования*, 2023;198–111:153–156. <https://doi.org/10.18411/trnio-06-2023-642>.

12. Гекк В.Ф., Кирюхин Г.Н., Смирнов Е.А. Опыт устройства долговечных покрытий из ЩМА // *Автомобильные дороги*. 2021;1072(3):115–120.

13. Чарыков Ю.М., Иванникова Н.Г., Горбатовский А.А., Коротков А.В. Применение щебеночно-мастичной асфальтобетонной смеси на основе полимерно-битумного вяжущего // *Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета*. 2015;49(2):214–221.

14. Илиополов С.К., Мардиросова И.В., Чернов С.А., Дармодехин П.О. Модифицированная щебеночно-мастичная асфальтобетонная смесь с дисперсно-армирующей добавкой «FORTA». *Интернет-журнал Науковедение*. 2012;12 (3):97.

15. Руденский А.В. О необходимости существенной переработки ГОСТа на асфальтобетон // *Дороги и мосты*. 2009;21(1):244–250.

16. ГОСТ Р 58406.1-2020. Дороги автомобильные общего пользования. Смеси щебеночно-мастичные асфальтобетонные и асфальтобетон. Технические условия. Москва: Стандартинформ, 2020.

17. ГОСТ Р 58401.2-2019. Дороги автомобильные общего пользования. Смеси асфальтобетонные дорожные и асфальтобетон щебеночно-мастичные. Система объемно-функционального проектирования. Технические требования. Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/1200164805>.

18. Колесник Д.А., Пахаренко Д.В. Опыт внедрения системы Supergrape на дорогах России // *Дорожная держава*. 2019;1(88):70–75. Режим доступа: [https://dorvest.ru/images/nomera/DD\\_88/70-75\\_88.pdf](https://dorvest.ru/images/nomera/DD_88/70-75_88.pdf).

19. Берлин А.А., Никольский В.Г., Дударева Т.В., Красоткина И.А., Зверева У.Г., Гордеева И.В., Сорокин А.В., Рожков И.М., Харпаев А.В. Опыт применения стандартов SUPERPAVE // *Автомобильные дороги*. 2016;3(3):73–80.

20. Исаков А.М., Небрatenko Д.Ю. Об организации научно-исследовательского сектора при работе по методологии SUPERPAVE // *Вестник Кыргызско-Российского Славянского университета*. 2020;20(12):111–117.

21. Дамье Е.Л. Объемный метод проектирования асфальтовых смесей по системе SUPERPAVE // *Мир дорог*. 2019;1(119):72–73.

22. Кирюхин Г.Н., Джуманов Р.Б. Плюсы и минусы системы проектирования асфальтобетона «СУПЕРПЕЙВ». В: Ассоциация исследователей асфальтобетона. *Сборник статей и докладов*. Москва; 2014, с. 72–83.

23. Кирюхин Г.Н. Гармонизация стандартов на щебеночно-мастичный асфальтобетон // *Дороги и мосты*. 2011;26(2):311–323.

24. Жданов К.А. Предварительные результаты эксперимента по устройству опытных участков из ЩМА на МКАД, запроектированных по различным национальным стандартам. В: ПРОБитум и ПБВ: доклады конференции. Москва; 2022. Режим доступа: <https://www.probitum.pro/report>.

25. Кузнецов Ю.В., Моисеенко Д.А., Кузнецов В.А., Пуркина И.А. Результаты мониторинга опытных участков дорожных покрытий на МКАД // *Автомобильные дороги*. 2023;3(3):108–117.

26. Никонова О.Н., Малазоня Г.Ш., Васильев Ю.Э. Изменение нормативной базы на асфальтобетонные смеси в Москве. В: Ассоциация исследователей асфальтобетона. *Сборник статей и докладов*. Москва; 2014, с. 72–83.

27. СТО 87582433-01-2023. Смеси асфальтобетонные горячие и асфальтобетон. Технические условия. 2023.

28. СТО 87582433-02-2023 «Требования к асфальтобетонным покрытиям при ремонте автомобильных дорог улично-дорожной сети города Москвы. Технические условия». Москва.

29. ГОСТ 9128-2013. Смеси асфальтобетонные, полимерасфальтобетонные, асфальтобетон, полимерасфальтобетон для автомобильных дорог и аэродромов. Технические условия. Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/1200108509?ysclid=mljea4qz1u249790060>.

## References

1. Stebakov A.P., Kiryukhin G.N., Gopin O.B. Stone mastic asphalt concrete – the future of road surfaces. *Construction equipment and technologie*, 2002;3:16–17. (In Russian).
2. Arutyunov V.G., Kiryukhin G.N., Yumashev V.M. First experience of building stone mastic asphalt concrete surfaces in Russia. *Roads of Russia in the 21st century*, 2002;(3):58–61. (In Russian).
3. Efa A.K., Zhurauskas A.V., Akulov A.P. Stone mastic asphalt concrete. Theoretical foundations, practical application. *Construction materials*, 2003;(1):22–23. (In Russian).
4. Kiryukhin G.N. Density control of stone mastic asphalt concrete pavements. *Science and technology in the road industry*, 2005;(1):15–17. (In Russian).
5. Kiryukhin G.N. Experience in Construction of Stone Mastic Asphalt Concrete Road Pavements in Russia. *Vestnik Khar'kovskogo natsional'nogo avtomobil'no-dorozhnogo universiteta = Bulletin of the Kharkiv National Automobile and Highway University*, 2006;(34–35):52–54. (In Russian).
6. Uglova E.V., Shiryayev N.I., Ni G., Pozdnyakov N.O. Comparative Analysis of the Performance Properties of Stone Mastic and Draining Asphalt Concrete Mixtures for Wear Courses. *Bulletin of the V.G. Shukhov BSTU*, 2019;(1):9–15. (In Russian).
7. State Standard 31015-2002. Bituminous stone mastic mixtures and stone mastic asphalt. Specifications. Available at: <https://docs.cntd.ru/document/1200031204>. (In Russian).
8. Obert S. Predicting the performance of stonemastic asphalt. Highway Engineering Research Group, University of Ulster, 75 Belfast Road, Carrickfergus BT38 8PH, UK. In: Young Researchers' Forum. 2000, London: SCI.
9. Rodríguez W., Rivera J., Sevillano M., Torres T. Performance evaluation of Stone Mastic Asphalt (SMA) mixtures with textile waste fibres. *Construction and Building Materials*, 2024;455:139125. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2024.139125>.
10. Pourtahmasb M.S., Karim M.R. Performance Evaluation of Stone Mastic Asphalt and Hot Mix Asphalt Mixtures Containing Recycled Concrete Aggregate. *Advances in Materials Science and Engineering*, 2014;2014:ID863148, <https://doi.org/10.1155/2014/863148>.
11. Pavlova L.N., Shmelev A.A. Application of stone mastic asphalt concrete and its fundamental differences from other types of asphalt concrete. *Trends in the Development of Science and Education*, 2023;(98-11):153–156. (In Russian). <https://doi.org/10.18411/trnio-06-2023-642>.
12. Gekk V.F., Kiryukhin G.N., Smirnov E.A. Experience in the Installation of Durable Stone Mastic Asphalt Pavements. *Highways*, 2021;1072(3):115–120.
13. Charykov Yu.M., Ivannikova N.G., Gorbatovskiy A.A., Korotkov A.V. Application of stone-mastic asphalt concrete mixture based on polymer-bitumen binder. *Bulletin of Tomsk State University of Architecture and Civil Engineering*, 2015;49(2):214–221. (In Russian).
14. Iliopolov S.K., Mardirosova I.V., Chernov S.A., Darmodekhin P.O. Modified stone-mastic asphalt concrete mixture with dispersed-reinforcing additive "FORTA". *Online journal Naukovedenie*, 2012;12(3):97. (In Russian).
15. Rudensky A.V. On the Need for Substantial Revision of the GOST Standard for Asphalt Concrete. *Roads and Bridges*, 2009;21(1):244–250. (In Russian).
16. State Standard R 58406.1-2020. Automobile roads of general use. Stone-mastic asphalt mixtures and asphalt concrete. Specifications. Available at: <https://docs.cntd.ru/document/1200173319>. (In Russian).
17. State Standard R 58401.2-2019. Automobile roads of general use. Stone-mastic asphalt mixtures and asphalt concrete for road pavement. Volumetric-functional design system. Technical requirements. Available at: <https://docs.cntd.ru/document/1200164805>. (In Russian).
18. Kolesnik D.A., Pakharensko D.V. Experience with the Implementation of the Superpave System on Russian Roads. *Road Power*, 2019;88:70–75. Available at: [https://dorvest.ru/images/nomera/DD\\_88/70-75\\_88.pdf](https://dorvest.ru/images/nomera/DD_88/70-75_88.pdf). (In Russian).
19. Berlin A.A., Nikolsky V.G., Dudareva T.V., Krasotkina I.A., Zvereva U.G., Gordeeva I.V., Sorokin A.V., Rozhkov I.M., Kharpaev A.V. Experience in applying SUPERPAVE standards. *Highways*, 2016;(3):73–80. (In Russian).

20. Isakov A.M., Nebratenko D.Yu. On the organization of the research sector when working on the SUPERPAVE methodology. *Bulletin of the Kyrgyz-Russian Slavic University*, 2020;20(12):111–117. (In Russian).
21. Danye E.L. Volumetric Method for Designing Asphalt Mixtures Using the SUPERPAVE System. *Road World*, 2019;(119):72–73. (In Russian).
22. Kiryukhin G.N., Dzhumanov R.B. Pros and Cons of the SUPERPAVE Asphalt Concrete Design System. Asphalt Concrete Researchers Association. In: Association of Asphalt Concrete Researchers. *Collection of Articles and Reports*. Moscow;2014, pp. 72–83. (In Russian).
23. Kiryukhin G.N. Harmonization of Stone Mastic Asphalt Concrete Standards. *Roads and Bridges*, 2011;26(2):311–323. (In Russian).
24. Zhdanov K.A. Preliminary Results of an Experiment on the Construction of SMA Test Sections on the Moscow Ring Road, Designed According to Various National Standards. PROBitum and PBB: conference report. 2022. Available at: <https://www.probitum.pro/report>. (In Russian).
25. Kuznetsov Yu.V., Moiseenko D.A., Kuznetsov V.A., Purkina I.A. Results of monitoring experimental sections of road surfaces on the Moscow Ring Road. *Highways*, 2023;(3):108–117. (In Russian).
26. Nikonova O.N., Malazoniya G.Sh., Vasiliev Yu.E. Changes in the regulatory framework for asphalt concrete mixtures in Moscow. In: Association of Asphalt Concrete Researchers. *Collection of Articles and Reports*. Moscow; 2014, pp. 72–83. (In Russian).
27. STO 87582433-01-2023. Hot asphalt concrete mixtures and asphalt concrete. Technical specifications. 2023. (In Russian).
28. STO 87582433-02-2023 «Requirements for asphalt concrete pavements during repairs of Moscow's street and road network. Technical conditions». Moscow.
29. State Standard 9128-2013. Asphaltic concrete and polimer asphaltic concrete mixtures, asphaltic concrete and polimer asphaltic concrete for roads and aerodromes. Specifications. Available at: <https://docs.cntd.ru/document/1200108509?ysclid=mljea4qz1u249790060>. (In Russian).

## Информация об авторе / Information about the author

**Ольга Николаевна Никонова**, начальник управления контроля качества и инновационной деятельности, ГБУ «Автомобильные дороги», Москва

e-mail: [olga.helga@mail.ru](mailto:olga.helga@mail.ru)

**Olga N. Nikonova**, Head of the Department of Quality Control and Innovation Activities, State Budgetary Institution "Motor Roads", Moscow

e-mail: [olga.helga@mail.ru](mailto:olga.helga@mail.ru)

Научное издание  
Вестник НИЦ «Строительство»  
Вып. 1(48) 2026

Редактор выпуска: Починина Н.Е.  
Компьютерная верстка: Орлов Н.С.

Дата выхода в свет: 26.05.2026 г. Формат 70×100/16  
Бумага мелованная. Офсетная печать.  
Тираж 500 экз. Заказ № 3615.1

Отпечатано в типографии ООО «Принт».  
426035, г. Ижевск, ул. Тимирязева, 5.

Свободная цена