



НИЦ строительство  
научно-исследовательский центр



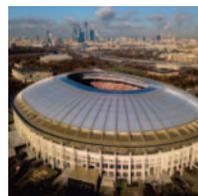
ISSN 2224-9494 (Print)  
ISSN 2782-3938 (Online)

№ 4(35) 2022

# ВЕСТНИК

## НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»

с 1927 ГОДА  
**95**  
ЛЕТ



# НАУЧНЫЙ ПОТЕНЦИАЛ СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ



**НИЦ** строительство  
научно-исследовательский центр

с 1927 года  
**95**  
ЛЕТ

# ВЕСТНИК

## НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»

№ 4(35) 2022

# 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

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: АО «НИЦ «Строительство»

Адрес редакции: 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.





**RESEARCH CENTER  
OF CONSTRUCTION**  
Joint Stock Company



# BULLETIN

of Science and Research Center  
of Construction

No. 4(35) 2022

## 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

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.

Publisher: JSC Research Center of Construction

Address: 6, 2nd Institut'skaya 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



**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

**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  
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  
Москва, Российская Федерация

**КОЛЫБИН Игорь Вячеславович**, канд. техн. наук  
НИИОСП им. Н.М. Герсевича  
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

**МОНДРУС Владимир Львович**,  
д-р техн. наук, профессор  
ФГБОУ ВО «НИУ МГСУ», 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  
ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство»,  
Москва, Российская Федерация

**СТАВНИЦЕР Леонид Рувимович**,  
д-р техн. наук, профессор  
НИИОСП им. Н.М. Герсевича  
АО «НИЦ «Строительство»,  
Москва, Российская Федерация

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

**ТЕР-МАРТИРОСЯН Армен Заверович**, 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

**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

**Вестник НИЦ «Строительство»**  
**Научный потенциал строительной отрасли**  
Вып. 4(35) / под ред. А.И. Звездова. –  
М.: АО «НИЦ «Строительство», 2022. – 186 с.  
ISSN 2224-9494 (Print) ISSN 2782-3938 (Online)  
DOI журнала: <https://doi.org/10.37538/2224-9494>  
DOI выпуска: [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35))

**В действующем Перечне ВАК от 07.12.2022 г.  
под номером 518.**

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», 2022

## 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

**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 Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) 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) Moscow, Russian Federation

### **KOLYBIN Igor V.,** Cand. Sci. (Engineering)

Research Institute of Bases and Underground Structures (NIIOSP) 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 (NIIZHB) named after A.A. Gvozdev, 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

**MONDRUS Vladimir L.,** Dr. Sci. (Engineering), Professor Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), 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 (TSNIISK) 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 Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow, Russian Federation

**STAVNITSER Leonid R.,** Dr. Sci. (Engineering), Professor Research Institute of Bases and Underground Structures (NIIOSP) named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow, Russian Federation

**TAMRAZYAN 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 (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow, 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

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

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

Issue 4(35) / edited by A.I. Zvezdov. – M.: JSC Research Center of Construction, 2022. – 186 p. ISSN 2224-9494 (Print) ISSN 2782-3938 (Online) DOI journal <https://doi.org/10.37538/2224-9494> DOI issue [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)) **In the current version of List of HAC from December 07, 2022 our journal has a number 518.**

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, 2022

---

# Содержание

## Строительные конструкции, здания и сооружения

### **Батрак В.Е., Глазунов А.Ю., Голубова Г.А.**

Разработка национальных стандартов Российской Федерации по трехслойным и двухслойным панелям с тонколистовыми облицовками и утеплителями из пенопластов ..... 9

### **Бондарев А.Б., Югов А.М.**

Влияние геометрических отклонений на напряженно-деформированное состояние переходного моста сгустителя хвостов обогащения..... 17

### **Ванин И.В., Аriskин М.В.**

Соединение деревянных конструкций с применением клеенных стальных шайб с внутренней резьбой..... 30

### **Лебедева И.В., Фарфель М.И., Коняшин Д.Ю., Березин М.М.**

Экспериментальное исследование распределения снеговых нагрузок на покрытии Большой спортивной арены «Лужники»..... 40

### **Мозголов М.В., Козлова Е.В.**

О применении жесткостей аналитического метода расчета прямых железобетонных кессонных перекрытий. Часть 2. Расчет с относительной жесткостью балок..... 62

### **Назаренко В.Г., Звездов А.И., Ларионов Е.А.**

Некоторые соображения о построении современной теории расчета железобетонных конструкций ..... 80

### **Павлова М.О., Захаров В.А.**

К вопросу оценки прочности тонкослойной кирпичной кладки в составе комбинированных конструкций..... 88

### **Смирнов П.Н., Устименко К.А., Ломакин А.Д., Аксенов К.А.**

Стойкость древесины перекрестноклееной к атмосферным воздействиям ..... 104

### **Тихонов И.Н., Звездов А.И., Блажко В.П., Гришин Г.Е., Тихонов Г.И.**

Механические соединения арматуры с прокатным винтовым профилем ..... 117

### **Фарфель М.И., Вдовенко А.И.**

Мониторинг напряженно-деформированного состояния уникального трансформированного большепролетного покрытия стадиона «Газпром Арена» — основа его безопасной эксплуатации ..... 133

## Строительные материалы и изделия

### **Кривцов Ю.В., Groшев Ю.М., Комов С.А., Еремина Г.П.**

Применение магнитного метода неразрушающего контроля для оценки величины защитного слоя бетона ограждающих и несущих строительных конструкций на АЭС ..... 149

### **Мухаметзянов З.Р.**

Технология ремонта продуктопроводов, эксплуатируемых в сероводородной среде..... 156

### **Рожков М.Ю., Рожков Е.Ю.**

Использование купершлака для обработки поверхностей фрикционных соединений на высокопрочных болтах ..... 164

### **Розенталь Н.К., Чехний Г.В.**

Проблемы хлоридной коррозии стальной арматуры..... 174

---

# Contents

## Building constructions and facilities

### **Batrak V.E., Glazunov A.Yu., Golubova G.A.**

Development of national standards of the Russian Federation for three- and two-layer panels having thin cladding sheets and foam insulation ..... 9

### **Bondarev A.B., Yugov A.M.**

Influence of geometric deviations on the stress-strain state of overbridge at tailings thickener ..... 17

### **Vanin I.V., Ariskin M.V.**

Joining of wooden structures using insert threaded steel washers ..... 30

### **Lebedeva I.V., Farfel M.I., Konyashin D.Yu., Berezin M.M.**

Experimental study of snow load distribution on a shell of the Grand Sports Arena of Luzhniki Olympic Complex ..... 40

### **Mozgolov M.V., Kozlova E.V.**

Use of analytical method for calculating stiffnesses of straight waffle slabs. Part 2. Calculation using relative stiffness of beams ..... 62

### **Nazarenko V.G., Zvezdov A.I., Larionov E.A.**

Calculation of reinforced concrete structures: considerations on developing new theory..... 80

### **Pavlova M.O., Zakharov V.A.**

Assessment of strength of thin-layer brickwork as part of composite structures ..... 88

### **Smirnov P.N., Ustimenko K.A., Lomakin A.D., Aksenov K.A.**

Resistance of cross-laminated timber to atmospheric actions..... 104

### **Tikhonov I.N., Zvezdov A.I., Blazhko V.P., Grishin G.E., Tikhonov G.I.**

Mechanical joints in rolled screw-threaded reinforcing bars..... 117

### **Farfel M.I., Vdovenko A.I.**

Monitoring stress-strain state of the unique transformed long-span shell of the Gazprom Arena stadium as a base for its safe operation..... 133

## Building materials and products

### **Krivtsov Yu.V., Groshev Yu.M., Komov S.A., Eremina G.P.**

Use of magnetic non-destructive testing to evaluate thickness of concrete protective layer for enclosing and bearing structures at NPP ..... 149

### **Mukhametzyanov Z.R.**

Repair technology of product pipelines operated in a hydrogen sulfide environment..... 156

### **Rozhkov M.Yu., Rozhkov E.Yu.**

Use of cooper slag for surface treatment of slip-critical high-strength bolts ..... 164

### **Rozental N.K., Chekhonii G.V.**

Chloride corrosion of reinforcing steel ..... 174

УДК 624.011.78

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-9-16](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-9-16)

EDN: YYZSLT

# РАЗРАБОТКА НАЦИОНАЛЬНЫХ СТАНДАРТОВ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ ПО ТРЕХСЛОЙНЫМ И ДВУХСЛОЙНЫМ ПАНЕЛЯМ С ТОНКОЛИСТОВЫМИ ОБЛИЦОВКАМИ И УТЕПЛИТЕЛЯМИ ИЗ ПЕНОПЛАСТОВ

В.Е. БАТРАК, канд. техн. наук  
А.Ю. ГЛАЗУНОВ<sup>✉</sup>, канд. техн. наук  
Г.А. ГОЛУБОВА

*Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций (ЦНИИСК) им. В.А. Кучеренко  
АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, г. Москва, 109428, Российская Федерация*

## Аннотация

*Введение.* Объем производства легких двухслойных и трехслойных панелей стен и покрытий с металлическими облицовками и эффективными утеплителями в России в настоящее время непрерывно увеличивается. Актуальность применения слоистых панелей обусловлена тем, что монтаж панелей позволяет быстро возводить производственные и административные здания, за счет чего значительно снижается срок окупаемости легких зданий и сооружений. Нормативные документы, регламентирующие процессы производства панелей, в основном были разработаны в 70-х и 80-х годах прошлого столетия. За прошедшие 40–50 лет в технологии производства панелей многое изменилось: разработаны более современные материалы для слоев панелей, новые стыки конструкций, подходы к оценке безопасности панелей. Для учета изменений за указанный период были разработаны новые государственные стандарты на конструкции и методы испытаний панелей.

*Целью* работы являлось информирование изготовителей и потребителей слоистых панелей об изменениях, произошедших в индустрии их производства, – изменении технических требований к конструктивным решениям панелей, стыковым соединениям, к материалам панелей, методам отбора и испытаниям утеплителя и панелей, безопасности и охране окружающей среды – для использования новых документов при производстве и применении панелей.

*Материалы и методы.* При разработке новых нормативных документов – ГОСТ Р был применен метод анализа существующих документов, результатов испытаний панелей в ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, поиск новых материалов и технических решений по документам заводов-изготовителей.

*Результатом* разработки новых стандартов явилось установление актуальных технических требований к конструктивным решениям панелей, стыковым соединениям, к материалам панелей, методам отбора и испытаниям утеплителя и панелей, безопасности и охране окружающей среды. В разработанных стандартах приведен ряд новых положений: расширена область применения и номенклатура показателей, рекомендованы новые, более эффективные стыковые соединения панелей, снижена материалоемкость утеплителя, предложены новые методы испытаний материалов утеплителя.

*Выводы.* Внедрение разработанных ГОСТ Р позволит оптимизировать процесс изготовления двухслойных и трехслойных панелей с эффективными утеплителями, понизит трудоемкость их производства.

**Ключевые слова:** ГОСТы Р, трехслойные и двухслойные панели, утеплители из пенопластов, технические требования к панелям, конструктивные решения панелей, методы испытаний утеплителя

**Для цитирования:** Батрак В.Е., Глазунов А.Ю., Голубова Г.А. Разработка национальных стандартов Российской Федерации по трехслойным и двухслойным панелям с тонколистовыми облицовками и утеплителями из пенопластов. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2022;35(4):9–16. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-9-16](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-9-16)

#### **Вклад авторов**

Батрак В.Е. – сбор и анализ имеющейся информации по конструкциям облицовок и стыков панелей.

Глазунов А.Ю. – анализ имеющейся информации по испытаниям панелей.

Голубова Г.А. – сбор и анализ информации по эффективным утеплителям панелей.

#### **Финансирование**

Исследование не имело спонсорской поддержки.

#### **Конфликт интересов**

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

*Поступила в редакцию 07.10.2022*

*Поступила после рецензирования 17.11.2022*

*Принята к публикации 29.11.2022*

## **DEVELOPMENT OF NATIONAL STANDARDS OF THE RUSSIAN FEDERATION FOR THREE AND TWO-LAYER PANELS HAVING THIN CLADDING SHEETS AND FOAM INSULATION**

V.E. BATRAK, Cand. Sci. (Engineering)

A.Yu. GLAZUNOV✉, Cand. Sci. (Engineering)

G.A. GOLUBOVA

*Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V. A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, 2nd Institut'skaya str., 6, Moscow, 109428, Russian Federation*

### **Abstract**

*Introduction.* At present, the overall production of light two- and three-layer wall panels and coatings having metal claddings and efficient insulation is continuously increasing in Russia. Especially relevant is the use of sandwich panels, since industrial and administrative buildings can be quickly erected, thereby significantly reducing their payback period. Regulatory documents regulating the production processes of panels were mainly developed in the 1970s and 1980s. However, over the past 40–50 years, much has changed in the technology of panel production, including the development of advanced materials for panel layers, new structural joints, and approaches to assessing the safety of panels. New federal standards for panel constructions and testing methods were developed in order to account for the changes in the intervening period.

*Aim.* In this work, changes that occurred in the production of laminated panels are addressed, including changes in technical requirements for panel design solutions, butt joints, panel materials, methods of selecting and testing insulation and panels, and safety and environmental protection, in order to inform the manufacturers and consumers on the use of new documents in the production and application of panels.

*Materials and methods.* When developing new regulatory documents (GOST R), the existing documents and results of panel testing at the TSNIISK named after V.A. Koucherenko were analyzed, along with the identification of new materials and technical solutions on the basis of the technical materials of manufacturing plants.

*Results.* The work established current technical requirements for panel design solutions, butt joints, panel materials, methods of selecting and testing insulation and panels, and safety and environmental protection. The following new provisions are given in the developed standards: the scope of application and classification of indicators are expanded, more efficient butt joints for panels are recommended, the consumption of insulation material is reduced, and new methods of testing insulation materials are proposed.

*Conclusions.* The implementation of the developed GOST R will optimize the manufacturing process of two- and three-layer panels having efficient insulation, along with reducing the labor intensity of their production.

**Keywords:** GOST R, three-layer and two-layer panels, foam insulation, technical requirements for panels, construction solutions for panels, testing methods for insulation

**For citation:** Batrak V.E., Glazunov A.Yu., Golubova G.A. Development of national standards of the Russian Federation for three- and two-layer panels having thin cladding sheets and foam insulation. *Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2022;35(4):9–16. (In Russ.) [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-9-16](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-9-16)

#### **Author contribution statements**

Batrak V.E. – collection and analysis of available information on the construction of cladding and panel joints.

Glazunov A.Yu. – analysis of available information on testing panels.

Golubova G.A. – collection and analysis of information on efficient insulation panels.

#### **Funding**

No funding support was obtained for the research.

#### **Conflict of interest**

The authors declare no conflict of interest.

*Received 07.10.2022*

*Revised 17.11.2022*

*Accepted 29.11.2022*

В соответствии с программой разработки национальных стандартов (ПНС) на 2020 г., утвержденной Приказом Росстандарта № 2612 от 01.11.2019 г. [1], ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство» разработал комплекс нормативных документов для строительства, включающий следующие национальные стандарты Российской Федерации (ГОСТ Р):

ГОСТ Р 59685–2021 «Панели металлические трехслойные стеновые с утеплителем из пенополиуретана. Технические условия» [2];

ГОСТ Р 59686–2021 «Панели слоистые с утеплителем из пенопластов для стен и покрытий зданий. Методы испытаний» [3];

ГОСТ Р 59687–2022 «Панели металлические с утеплителем из пенопласта. Общие технические условия» [4];

ГОСТ Р 59688–2022 «Панели стальные двухслойные покрытий зданий с утеплителем из пенополиуретана. Технические условия» [5];

ГОСТ Р 59689–2022 «Панели хризотилцементные трехслойные с утеплителем из пенопластов. Общие технические условия» [6].

Целью разработки стандартов являлось установление актуальных технических требований к конструктивным решениям и стыковым соединениям панелей, к материалам панелей – утеплителю, облицовкам, ребрам, защитным покрытиям облицовок, методам отбора и испытаниям образцов утеплителя и панелей, безопасности и охраны окружающей среды.

Объектом разработки являлись слоистые трехслойные и двухслойные панели с эффективными утеплителями, предназначенные для использования в качестве наружных и внутренних стен, покрытий, перегородок различных зданий и сооружений как в новом строительстве, так и при реконструкции промышленных объектов, производственных и складских помещений, спортивных комплексов, пищевых и сельскохозяйственных предприятий, АЗС, котельных, торговых павильонов, зданий холодильников и морозильных камер и др.

К настоящему времени в России построены здания с ограждающими конструкциями из слоистых панелей с утеплителями из пенопластов площадью в десятки миллионов квадратных метров. За время эксплуатации здания и сооружения со слоистыми панелями с пенопластами показали значительную долговечность и высокую эффективность при эксплуатации, особенно в северной климатической зоне.

Панели с утеплителями из пенопластов отличаются высокими теплозащитными характеристиками за счет значительно более низких по сравнению с другими утеплителями коэффициентов теплопроводности, хорошими физико-механическими характеристиками и наиболее значимой для слоистых панелей характеристикой – сцеплением с металлическими и неметаллическими облицовками. За счет низкой плотности пенопластовых утеплителей по сравнению с другими утеплителями трехслойные и двухслойные панели отличаются небольшой массой и, как следствие, эффективны для быстрого монтажа полносборных зданий.

Разработанные стандарты предписывают предприятиям, выпускающим панели, при разработке технических условий на продукцию обеспечивать показатели, не ниже установленных государственными стандартами.

Во всех разработанных в новой редакции стандартах решены задачи по корректировке их структуры и содержания в связи с изменениями требований основополагающего стандарта ГОСТ Р 1.5–2012 «Стандартизация в Российской Федерации. Стандарты национальные. Правила построения, изложения, оформления и обозначения» [7]. Проведена актуализация нормативных ссылок, уточнена используемая терминология, обеспечена согласованность стандартов с действующими нормативными техническими документами в строительстве. Уточнены основные параметры и технические требования к трехслойным и двухслойным панелям с учетом изменений, произошедших в последние годы в конструктивном исполнении и технологии изготовления панелей.

В стандартах приведены требования по обеспечению безопасных для здоровья человека условий пребывания в зданиях и сооружениях, а также безопасного уровня воздействия материалов панелей на окружающую среду.

В 1976–1981 гг. были разработаны стандарты на трехслойные и двухслойные панели. За период со времени выпуска стандартов с 70-х годов по настоящее время промышленностью предложены и разработаны новые материалы для утеплителей, облицовок и обрамлений панелей, новые более качественные покрытия для антикоррозионной защиты облицовок, систематизированы методы испытания панелей. Разработаны новые конструкции стыков панелей. Все эти новшества учтены в новых стандартах.

Во всех разработанных ГОСТ Р введены разделы: нормативные ссылки, термины и определения, требования к безопасности и охраны окружающей среды, гарантии поставщика.

Разработка стандартов производилась в развитие СП 429.1325800.2018 «Конструкции ограждающие с эффективным утеплителем и тонколистовыми облицовками. Правила

проектирования» [8], ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко, и «Рекомендаций по проектированию и расчету конструкций с применением пластмасс», ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко, 1969 г.

В разработанных стандартах приведен ряд новых положений.

В ГОСТ Р 59685–2021 по сравнению с ГОСТ 23486–79 [9] введены рекомендуемые и применяемые на практике рациональные типы листовых облицовок панелей с гладкой поверхностью, профилированной – волнистой, трапециевидной и с поверхностью, образованной накаткой.

Рекомендованы более надежные, экономичные и менее трудозатратные замковые стыковые соединения панелей в шпунт «насухо» (без прокладки в стыках) для панелей с симметричным двойным замком и открытым креплением и с несимметричным двойным замком и со скрытым креплением, а также с пазогребневым «шип-паз» с открытым креплением.

Приведено требование к защите от коррозии поверхности стальных облицовок, принимаемое по СП 28.13330.2017 «Защита строительных конструкций от коррозии» [10], по отечественным и зарубежным нормам.

По результатам проведенных исследований уменьшено значение показателя коэффициента теплопроводности материала утеплителя, что позволяет снизить материалоемкость заполнителя с плотности 55 до 42 кг/м<sup>3</sup>.

В ГОСТ Р 59686–2021 объединены в одном стандарте по испытаниям утеплителей панелей наиболее значимые испытания, характеризующие эксплуатационные показатели панелей – прочность и модули упругости при сжатии, растяжении и сдвиге, которые в ранее разработанных стандартах были приведены в трех разных документах (ГОСТ 22695–77 [11], ГОСТ 23404–86 [12], ГОСТ 24434–80 [13]). В данном стандарте разработаны новые прогрессивные методы определения прочности и деформативности утеплителей панелей при сдвиге, позволяющие проводить испытания на серийно выпускаемых испытательных машинах и существенно облегчающие процессы испытаний.

В разработанном стандарте по сравнению с указанными пересматриваемыми стандартами предлагаются новые методы определения модуля упругости и прочности при сдвиге пенопласта применением вместо трубчатых образцов, испытываемых на кручение, призматических односрезных образцов, испытываемых на сдвиг при растяжении, что упрощает испытания и позволяет использовать стандартные разрывные машины.

В ГОСТ Р 59687–2022 конкретизированы области применения металлических панелей: для стен и покрытий объектов гражданского и промышленного строительства, складских зданий, а также холодильников.

Предлагается для расширения области применения слоистых панелей использовать кроме заливочных утеплителей типа ППУ, также плитные утеплители, изготавливаемые заранее и склеиваемые с облицовками при изготовлении панелей.

Расширена номенклатура слоистых панелей по геометрическим размерам – длине (2000 и 14000 мм), ширине (900 мм) и толщине (150 мм).

В ГОСТ 59688–2022 по сравнению с ГОСТ 24524–80 [14] расширена область конструктивного решения панелей – по способу изготовления путем приклеивания плит утеплителя к стальной облицовке.

Приведены требования к защите стальных облицовок по СП 28.13330.2017.

Для стальных облицовок введены современные защитные покрытия – полиэстер (PE для внутреннего и наружного применения), поливинилфторидная эмаль PVDF, поливинилфторидная эмаль PVDF HB, полиуретановое покрытие Pural, ламинат Foodsafe.

ГОСТ Р 59689–2022 регламентирует применять в панелях хризотилцементные облицовки взамен асбестоцементных по ГОСТ 24581–81 «Панели асбестоцементные трехслойные с утеплителем из пенопласта» [15].

Основной причиной применения нового материала облицовок явились экологические требования по защите окружающей среды, связанные с повышением безопасности труда рабочих и технического персонала, занимающихся изготовлением панелей.

Для утеплителя панелей в разработанном стандарте дополнительно предлагаются новые марки утеплителя XPS (экструдированный пенополистирол) и PIR (пенополиизоцианурат) с улучшенными физико-механическими характеристиками и повышенной огнестойкостью. В качестве ребер панелей наряду с традиционными материалами из древесины предложено применять хризотилцементные профили, а также высокоэффективные тонкостенные пул-трузионные стеклопластиковые профили.

Для приведенных в новых стандартах современных металлических и неметаллических материалов облицовок панелей с покрытиями для их защиты рекомендовано применение панелей в среднеагрессивных средах.

Разработанные новые стандарты для слоистых панелей с металлическими и неметаллическими облицовками и утеплителями из пенопластов образуют комплекс нормативных документов, регламентирующих изготовление, применение и испытание слоистых панелей. Нормативные документы включают в себя ОТУ – общие технические условия с обобщенными показателями для трехслойных и двухслойных панелей с различными облицовками и утеплителями, ТУ – технические условия для конкретных типов панелей с конкретными облицовками и утеплителями, методы испытания утеплителей и панелей. В результате разработки комплекса нормативных документов были решены следующие задачи для слоистых панелей с пенопластовыми утеплителями:

- корректировка структуры и положений стандарта в связи изменениями требований основополагающих стандартов ГОСТ Р 1.5–2012 «Стандартизация в Российской Федерации. Стандарты национальные. Правила построения, изложения, оформления и обозначения» к структуре и содержанию стандартов;

- корректировка нормативных ссылок, уточнение используемой терминологии, обеспечение согласованности стандарта с действующими нормативными техническими документами в строительстве;

- уточнение основных параметров и технических требований к панелям с учетом изменений, произошедших в конструктивном исполнении и технологии изготовления металлических двухслойных и трехслойных панелей;

- обеспечение безопасных для здоровья человека условий пребывания в зданиях и сооружениях;

- обеспечение энергетической эффективности зданий и сооружений, безопасного уровня воздействий зданий и сооружений на окружающую среду.

Срок введения новых стандартов – сентябрь 2022 года.

## Список литературы

1. Министерство промышленности и торговли Российской Федерации. Федеральное агентство по техническому регулированию и метрологии. Об утверждении программы национальной стандартизации на 2020 год. Приказ от 1 ноября 2019 г. № 2612 [Интернет]. Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/563675684>
2. ГОСТ Р 59685-2021. Панели металлические трехслойные стеновые с утеплителем из пенополиуретана. Технические условия. Москва: Российский институт стандартизации; 2022.
3. ГОСТ Р 59686-2021. Панели слоистые с утеплителем из пенопластов для стен и покрытий зданий. Методы испытаний. Москва: Российский институт стандартизации; 2022.
4. ГОСТ Р 59687-2022. Панели металлические с утеплителем из пенопласта. Общие технические условия. Москва: Российский институт стандартизации; 2022.
5. ГОСТ Р 59688-2022. Панели стальные двухслойные покрытий зданий с утеплителем из пенополиуретана. Технические условия. Москва: Российский институт стандартизации; 2022.
6. ГОСТ Р 59689-2022. Панели хризотилцементные трехслойные с утеплителем из пенопластов. Общие технические условия. Москва: Российский институт стандартизации; 2022.
7. ГОСТ Р 1.5-2012. Стандартизация в Российской Федерации. Стандарты национальные. Правила построения, изложения, оформления и обозначения. Москва: Стандартинформ; 2013.
8. СП 429.1325800.2018. Конструкции ограждающие с эффективным утеплителем и тонколистовыми облицовками. Правила проектирования. Москва: Стандартинформ; 2019.
9. ГОСТ 23486-79. Панели металлические трехслойные стеновые с утеплителем из пенополиуретана. Технические условия. Москва: Издательство стандартов; 1980.
10. СП 28.13330.2017. Защита строительных конструкций от коррозии. Актуализированная редакция СНиП 2.03.11-85. Москва: Минстрой России; 2017.
11. ГОСТ 22695-77. Панели стен и покрытий зданий слоистые с утеплителем из пенопластов. пенопласты. Методы испытаний на прочность. Москва: Издательство стандартов; 1979.
12. ГОСТ 23404-86. Панели легкие ограждающие с утеплителем из пенопласта. Метод определения модулей упругости и сдвига пенопласта. Москва: Издательство стандартов; 1986.
13. ГОСТ 24434-80. Панели слоистые с утеплителем из пенопластов для стен и покрытий зданий. Пенопласты. Метод определения усадки. Москва: Издательство стандартов; 1981.
14. ГОСТ 24524-80. Панели стальные двухслойные покрытий зданий с утеплителем из пенополиуретана. Технические условия. Москва: Издательство стандартов; 1981.
15. ГОСТ 24581-81. Панели асбестоцементные трехслойные с утеплителем из пенопласта. Общие технические условия. Москва: Издательство стандартов; 1981.

## References

1. Ministry of Industry and Trade of the Russian Federation. Federal Agency for Technical Regulation and Metrology. On the approval of the national standardization program for 2020. Order of November 1, 2019 No. 2612 [Internet]. Available at: <https://docs.cntd.ru/document/563675684> (in Russian).
2. State Standard R 59685-2021. Wall metal-faced sandwich panels with polyurethane foam thermal insulation. Specifications. Moscow: Russian Institute of Standardization; 2022 (in Russian).
3. State Standard R 59686-2021. Layered panels with foam insulation for buildings, walls and coverings. Test methods. Moscow: Russian Institute of Standardization; 2022 (in Russian).
4. State Standard R 59687-2022. Metal panels with foam insulation. General specifications. Moscow: Russian Institute of Standardization; 2022 (in Russian).
5. State Standard R 59688-2022. Metal-faced roof panels for industrial buildings with polyurethane foam thermal insulation. Specifications. Moscow: Russian Institute of Standardization; 2022 (in Russian).
6. State Standard R 59689-2022. Three-layer chrysotile cement panels with foam insulation. General specifications. Moscow: Russian Institute of Standardization; 2022 (in Russian).
7. State Standard R 1.5-2012. Standardization in Russian Federation. National standards. Rules of structure, drafting, presentation and indication. Moscow: Standartinform Publ.; 2013 (in Russian).
8. SP 429.1325800.2018. Fencing constructions with effective insulation and cladding of thin sheets. Design rules. Moscow: Standartinform Publ.; 2019 (in Russian).

9. State Standard 23486-79. Wall three-layer metal panels with foam polyurethane thermal insulation. Specifications. Moscow: Standards Publishing House; 1980 (in Russian).
10. SP 28.13330.2017. Protection against corrosion of construction. Updated Edition SNiP 2.03.11-85. Moscow: Ministry of Construction of Russia; 2017 (in Russian).
11. State Standard 22695-77 Laminated wall and roof panels with foam plastic thermal insulation. Foam plastics. Methods of strength testing. Moscow: Standards Publishing House; 1979 (in Russian).
12. State Standard 23404-86 Lightweight enclosure panels with foam plastic thermal insulation. Method of determining modulus of elasticity and shear modulus of foam plastic. Moscow: Standards Publishing House; 1986 (in Russian).
13. State Standard 24434-80 Laminated wall and roof panels with foam plastic thermal insulation. Foam plastics. Method of determining shrinkage. Moscow: Standards Publishing House; 1981 (in Russian).
14. State Standard 24524-80 Metal-faced roof panels for industrial buildings with polyurethane foam thermal insulation. Specifications. Moscow: Standards Publishing House; 1981 (in Russian).
15. State Standard 24581-81 Asbestos-cement sandwich panels with plastic foam thermal insulation. General technical requirements. Moscow: Standards Publishing House; 1981 (in Russian).

## Информация об авторах / Information about the authors

**Владимир Евгеньевич Батрак**, канд. техн. наук, заведующий лабораторией легких конструкций и теплоизоляционных материалов ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва  
e-mail: batrakve@yandex.ru  
тел.: +7 (499) 174-73-28

**Vladimir E. Batrak**, Cand. Sci. (Engineering), Head of the Laboratory of Light Structures and Thermal Insulation Materials of TSNIISK named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: batrakve@yandex.ru  
tel.: +7 (499) 174-73-28

**Андрей Юрьевич Глазунов**<sup>✉</sup>, канд. техн. наук, ведущий научный сотрудник лаборатории легких конструкций и теплоизоляционных материалов ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва  
e-mail: glazunov0638@mail.ru  
тел.: +7 (499) 174-73-28

**Andrey Yu. Glazunov**<sup>✉</sup>, Cand. Sci. (Engineering), Leading researcher of the Laboratory of Light Structures and Thermal Insulation Materials of TSNIISK named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: glazunov0638@mail.ru  
tel.: +7 (499) 174-73-28

**Галина Александровна Голубова**, научный сотрудник лаборатории легких конструкций и теплоизоляционных материалов ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва  
e-mail: ga\_golubova@mail.ru  
тел.: +7 (499) 174-73-28

**Galina A. Golubova**, Researcher of the Laboratory of Light Structures and Thermal Insulation Materials of TSNIISK named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: ga\_golubova@mail.ru  
tel.: +7 (499) 174-73-28

<sup>✉</sup> Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 624.072.33

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-17-29](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-17-29)

EDN: XEAIAI

# ВЛИЯНИЕ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ ОТКЛОНЕНИЙ НА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ПЕРЕХОДНОГО МОСТА СГУСТИТЕЛЯ ХВОСТОВ ОБОГАЩЕНИЯ

А.Б. БОНДАРЕВ<sup>1,✉</sup>А.М. ЮГОВ<sup>2</sup>, д-р техн. наук

<sup>1</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

<sup>2</sup>Государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры» (ГОУ ВПО ДонНАСА), ул. Державина, д. 2, г. Макеевка, 286123, Донецкая Народная Республика

## Аннотация

*Введение.* В статье представлен опыт апробации разработанной методики оценки влияния геометрических отклонений на напряженно-деформированное состояние металлоконструкций переходного моста на объекте «Сгуститель хвостов обогащения № 1», который расположен на Наталкинском горно-обогатительном комбинате. В работе приведен краткий обзор ранее выполненных исследований по учету отклонений на металлоконструкции, подтверждена актуальность задач, решенных в статье и исследовании в целом. Обоснована необходимость корректировки ранее разработанного проекта по переходному мосту сгустителя и практическая применимость разработанной методики.

*Цель.* Провести апробацию методики определения напряженно-деформированного состояния стержневых металлоконструкций с учетом отклонений на примере переходного моста сгустителя.

*Материалы и методы.* Основу исследований составляют следующие материалы и методы:

- метод конечных элементов, реализованный в SCAD 11.5, применен при численном исследовании состояния переходного моста сгустителя с отклонениями;
- теория размерных цепей и метод геометрического моделирования при определении величин геометрических отклонений, реализованные в авторской компьютерной программе – Вычислительный комплекс «Размерный анализ стержневых конструкций».

*Результаты.* Изложенные в статье результаты позволили своевременно обосновать необходимость корректировки документации и повысить уровень надежности и экономическую эффективность как переходного моста сгустителя, так и объекта в целом. В процессе исследований:

- спрогнозированы возможные геометрические отклонения переходного моста сгустителя, построены эпюры предельных значений возможных геометрических отклонений узлов по трем направлениям (X, Y, Z);
- проведен учет возможных геометрических отклонений на напряженно-деформированное состояние металлоконструкций переходного моста сгустителя при его поверочных расчетах, что позволило обосновать необходимость корректировки проекта и провести оптимизацию ранее принятых решений;
- снижены величины постоянных и временных нагрузок, что позволило избежать возможного возникновения аварийного состояний на объекте.

*Выводы.* Выполнена апробация разработанной методики определения напряженно-деформированного состояния стержневых металлоконструкций с учетом накопления геометрических отклонений изготовления и монтажа на примере переходного моста сгустителя.

**Ключевые слова:** монтажные воздействия, расчет точности, метод конечных элементов, отклонения большепролетных металлоконструкций, сгуститель хвостов обогащения

**Для цитирования:** Бондарев А.Б., Югов А.М. Влияние геометрических отклонений на напряженно-деформированное состояние переходного моста сгустителя хвостов обогащения. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2022;35(4):17–29. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-17-29](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-17-29)

#### **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 24.11.2022*

*Поступила после рецензирования 01.12.2022*

*Принята к публикации 06.12.2022*

## **INFLUENCE OF GEOMETRIC DEVIATIONS ON THE STRESS-STRAIN STATE OF OVERBRIDGE AT TAILINGS THICKENER**

A.B. BONDAREV<sup>1,✉</sup>

A.M. YUGOV<sup>2</sup>, Dr. Sci. (Engineering)

<sup>1</sup>*Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete (NIIZHB) named after A.A. Gvozdev,  
JSC Research Center of Construction, 2nd Institut'skaya str., 6, bld. 5, Moscow, 109428, Russian Federation*

<sup>2</sup>*State Educational Institution of Higher Professional Education "Donbas National Academy of Civil Engineering  
and Architecture" (SEI HPE DonNACEA), Derzhavina str., 2, Makeyevka, 286123, Donetsk People's Republic*

### **Abstract**

*Introduction.* The article presents the results of testing a developed methodology for assessing the effect of geometric deviations on the stress-strain state of the metal structures of an overbridge at the facility of "Tailings Thickener 1", located at the Natalka Mining Processing Plant. A brief review of previously performed studies for recording deviations of metal structures is provided, along with confirming the relevance of the problems solved in the article and the study in general. It was substantiated that it is necessary to adjust the previously developed project on the overbridge of a thickener (OT); the applicability of the developed methodology was demonstrated.

*Aim.* In the article, the methodology for determining the stress-strain state of frame metal structures was tested in the light of deviations, using the example of an OT.

*Materials and methods.* The following materials and methods were used:

- the finite element method implemented in SCAD 11.5 was applied in the numerical study of the state of the (OT) having deviations;
- the theory of dimensional chains and the method of geometric modeling implemented in the authoring software entitled the "Dimensional analysis of rod structures" Computational Complex were used to determine the values of geometric deviations.

*Results.* The results presented in the article allowed for timely substantiation of the amendments of the documentation and an increase in the reliability and economic efficiency of the OT, as well as the entire facility.

During research:

- possible geometric deviations of the OT were forecasted, along with plotting the limiting values of possible geometric deviations of nodes in three directions (X, Y, Z);
- effect of possible geometric deviations on the stress-strain state of the OT metal structures was included in its verification calculations, which substantiated the necessity of adjusting the project and optimizing previously made decisions;
- values of permanent and temporary loads were reduced, which allowed the possible emergency situations at the facility to be avoided.

*Conclusions.* The developed methodology for determining the stress-strain state of frame metal structures was validated on the example of an overbridge of a thickener, taking into account the accumulation of geometric deviations during its manufacture and installation.

**Keywords:** assembling stress, accuracy calculation, finite element method, displacement of long-span steel structures, tailings thickener

**For citation:** Bondarev A.B., Yugov A.M. Influence of geometric deviations on the stress-strain state of overbridge at tailings thickener. *Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2022;35(4):17–29. (In Russ.) [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-17-29](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-17-29)

#### **Author contribution statements**

All authors have made an equivalent contribution to the preparation of the article.

#### **Funding**

No funding support was obtained for the research.

#### **Conflict of interest**

The authors declare no conflict of interest.

*Received 24.11.2022*

*Revised 01.12.2022*

*Accepted 06.12.2022*

## **Введение**

В данной статье представлен опыт апробации методик [1, 4, 15] на примере мостового перехода объекта «Сгуститель хвостов обогащения № 1» (сооружение 8.5) при строительстве Наталкинского горнодобывающего комбината (НГОК) на базе золоторудного месторождения «НАТАЛКА», расположенного в Тенькинском районе Магаданской области Российской Федерации. Заказчик строительства НГОК – АО «Рудник им. Матросова», являющийся в настоящее время Управляемым Обществом (УО) Управляющей компании «ПОЛЮС» (УК «ПОЛЮС»). Работы по строительству исследуемого объекта, в том числе монтаж металлоконструкций переходного моста сгустителя, выполнен ООО «Полюс Строй».

**Объект исследования** – металлоконструкции мостового перехода на объекте 8.5 «Сгуститель хвостов обогащения № 1».

**Цель исследования** – получить более экономически эффективный и надежный переходной мост сгустителя хвостов обогащения Наталкинского ГОКа.

В основу исследований положены следующие **методы исследования**:

- метод конечных элементов (МКЭ) – при численном исследовании работы объекта исследования под действием нагрузок и отклонений, реализованный в ВК SCAD 11.5;

– теория размерных цепей и геометрический метод – при определении величин геометрических отклонений и решении систем алгебраических уравнений.

В статье решены следующие **задачи исследования**:

- выполнен краткий обзор исследований по учету влияния отклонений монтажа металлоконструкций на их напряженно-деформированное состояние (НДС);
- произведен расчет и анализ точности металлоконструкций переходного моста сгустителя, изготовленного фирмой «DELKOR»;
- произведен расчет и анализ НДС металлоконструкций переходного моста, изготовленного фирмой «DELKOR» с учетом отклонений, полученных в ВК РАСК [1].

## **Краткий обзор ранее выполненных исследований**

Известно, что одновременно с появлением и развитием нового горно-металлургического предприятия, как правило, получают импульс и развитие прикладные исследования, происходит интеграция академической и отраслевой наук, содействующих эффективному развитию новообразовавшегося предприятия – НГОК. Примерами таких исследований могут служить работы Ю. Д. Норова и Е. Г. Кассихиной [6, 10].

Для оценки влияния отклонений на НДС металлоконструкций В. А. Савельев [12], А. С. Гвамичава [5], М. В. Моисеев [9] и другие использовали метод статистических испытаний, который широко известен в проектировании металлоконструкций.

Н. М. Кирсанов [7] приводит в своей работе индуктивный метод определения погрешностей, схожий с методом Мора. М. Sonmez [23], Н. S. Kim, А. К. Shin [19] для определения погрешностей и ферменных конструкций предлагают алгоритм оптимизации. Для борьбы с отклонениями и деформациями в мостовых конструкциях А. Preumont [21] использует активную систему управления. В работе А. М. Белостоцкого, А. С. Павлова [3] в качестве сейсмоизоляции покрытия большепролетного сооружения предлагается использовать эластомерные опоры, которые могут выполнять функцию компенсаторов отклонений.

А. В. Перельмутер, О. В. Кабанцев [11, 18], а также зарубежные исследователи [14, 16, 17, 19, 20, 21, 23] занимаются моделированием поведения конструкций многоэтажных зданий с учетом последовательности их возведения. Исследования А. В. Перельмутера, О. В. Кабанцева и М. С. Барабаш [2] являются современными, но не учитывают величин возможных отклонений при монтаже.

Ранее А. М. Югов и А. Б. Бондарев исследовали поведение конструкций большепролетных шарнирно-стержневых металлических покрытий с учетом накопления геометрических отклонений, а также проводили оценку их НДС с учетом монтажных нагрузок, вызванных отклонениями [1, 4, 15]. А. А. Григорян под руководством Е. В. Лебеда [8] занимался исследованием начальных усилий в двухпоясных металлических куполах, вызванных погрешностями изготовления и монтажа их конструкций, а также устранением погрешностей.

## **Характеристика объекта исследования**

Сгуститель хвостов обогащения № 1 запроектирован в виде монолитной железобетонной чаши круглой формы в плане. Монолитная чаша сгустителя поднята над планировкой земли на 14 м. Она запроектирована в виде плит, опертых по контуру с толщиной перекрытия

1500 мм. Диаметр сгустителя составляет 65 м. Под чашей расположена разгрузочная камера и галереи. Исследуемый переходной мост сгустителя, входящий в состав сгустителя хвостов обогащения № 1, представляет собой жесткую сварную конструкцию в виде пространственной фермы, которая опирается на верхнюю часть (борт) чаши сгустителя. Ситуационный план площадки золотоизвлекательной фабрики (ЗИФ) и его фрагмент с расположением объекта, а также аксонометрическая схема моста сгустителя приведены в статье [13]. Переходной мост сгустителя разработан институтом ЗАО «ПитерГОРпроект» с использованием металлоконструкций фирмы «DELKOR Technik India Pvt» Ltd («DELKOR»). При рассмотрении и анализе чертежей ЗАО «ПитерГОРпроект» было установлено, что отсутствуют таблицы нагрузок и ведомостей элементов с указанием сечений и усилий в элементах металлоконструкций переходного моста сгустителя.

### Численное исследование отклонений металлоконструкций моста сгустителя

В чертежах компании «DELKOR» отсутствует информация о параметрах НДС металлоконструкций переходного моста сгустителя. ЗАО «ПитерГОРпроект» указал, что *«не принимает никакие претензии в части вопросов несущей способности конструкций мостового перехода и возможных деформациях указанных конструкций после монтажа панелей»*.

Учитывая, что информация о НДС металлоконструкций в проектах отсутствовала, было принято решение выполнить поверочные расчеты общей устойчивости, несущей способности и геометрической неизменяемости конструкций мостового перехода с учетом того, что сэндвич-панели смонтированы для эксплуатационной стадии, а также с учетом возможных геометрических отклонений. Следовательно, авторы определили НДС металлоконструкций переходного моста сгустителя с учетом действующих нагрузок и отклонений, определенных в ВК РАСК [1].

Сначала для проведения численного исследования геометрических отклонений металлоконструкций переходного моста сгустителя его конструкции разбиты на монтажные блоки в соответствии с конструктивной разбивкой на блоки по проекту компании «DELKOR» (рис. 1).

Расчет точности и оценка отклонений при сборке металлоконструкций переходного моста сгустителя выполнены по пространственному отклонению для узлов и линейному – для составных и замыкающих стержней размерной цепи с последующим их сравнением с номинальными значениями. Определение отклонений производилось на основе многократных построений. Количество построений  $n = 1000$  раз. В результате расчетов точности моста сгустителя с помощью ВК РАСК получены эпюры отклонений (рис. 2).

В качестве величин допусков принят линейный допуск по ГОСТ 21779–82 как для 2-го класса точности  $\pm 1,6$  мм. Положение узлов металлоконструкций переходного моста сгустителя оценивалось по их отклонениям от номинального положения по всем трем пространственным направлениям  $DX$ ,  $DY$ ,  $DZ$ . На эпюрах отклонений показаны предельные величины отклонений, полученные на основе многократных расчетов точности металлоконструкций переходного моста сгустителя –  $n$ . В качестве закона распределения отклонений принят нормальный гауссовский закон распределения случайных величин.

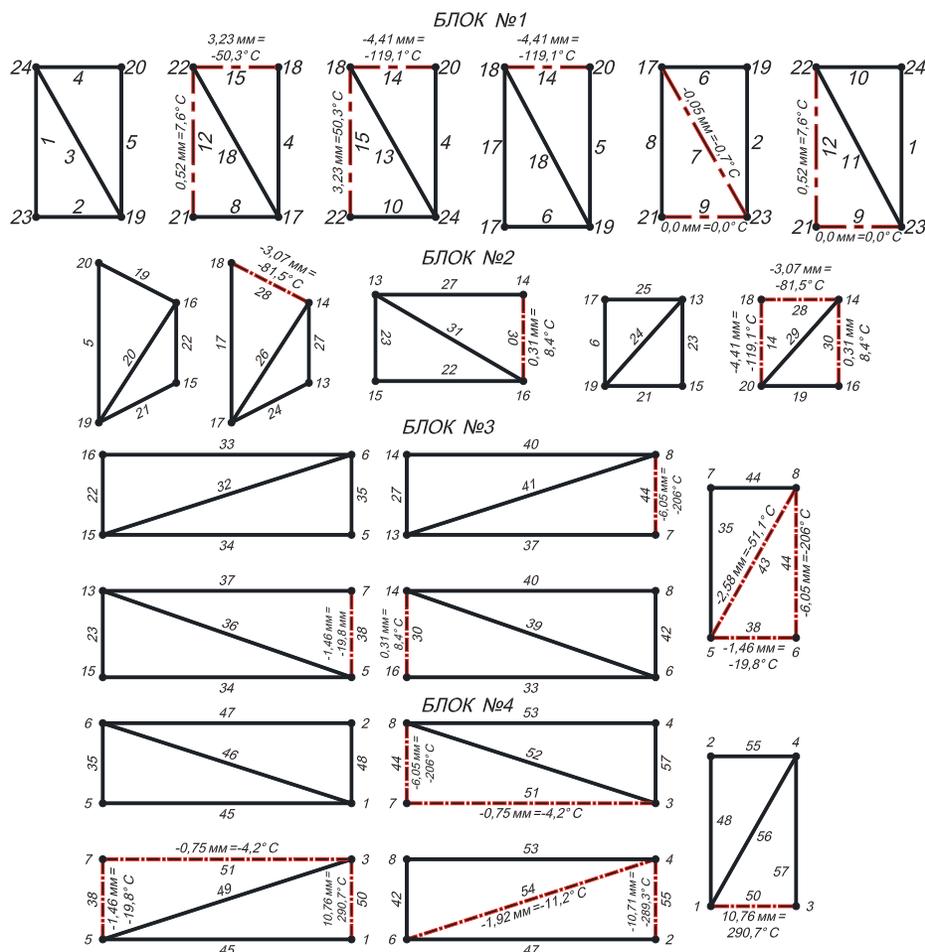


Рис. 1. Схема блоков 1–4 для расчета точности  
 Fig. 1. Diagram of units 1–4 for calculating accuracy

На эпюрах отклонений показаны предельные отклонения по направлениям  $DX$ ,  $DY$ ,  $DZ$ . Из всех направлений наибольшие отклонения зафиксированы в узле 2 по  $DX$ , в узле 8 по  $DX$  – 40,6 и 34,9 мм соответственно, а также в узле 4 по  $DZ$  – 46,5 мм. Наибольшие отклонения зафиксированы в 44, 50, 55 замыкающих стержнях – 38,4, 56,0 и 66,3 мм соответственно. В узлах 2, 20 и 24 по направлению  $DZ$  отклонения отсутствуют. В результате расчета точности установлено, что возможные отклонения переходного моста сгустителя превышают допускаемые по СНиП 3.03.01–87\*.

### Численное исследование НДС переходного моста сгустителя с учетом отклонений

В результате расчета точности получены отклонения и температурные воздействия в замыкающих стержнях, приведенные в табл. 1. Температурными воздействиями смоделировано влияние отклонений на НДС металлоконструкций переходного моста сгустителя. Результаты

численных расчетов НДС подтверждают, что указания ЗАО «ПитерГОРпроект» относительно прочности и жесткости металлоконструкций переходного моста сгустителя обоснованы.

По результатам численных расчетов установлено, что в элементах металлоконструкций переходного моста сгустителя возникают максимальные величины усилий, представленные на рис. 3 а и в табл. 2. Максимальные перемещения узлов нижних и верхних поясов пролетных строений мостового перехода отражены на рис. 3 б. Максимальные величины суммарного перемещения узлов нижнего и верхнего поясов переходного моста сгустителя с утеплением по проекту ЗАО «ПитерГОРпроект» составляют 70 и 77 мм соответственно.

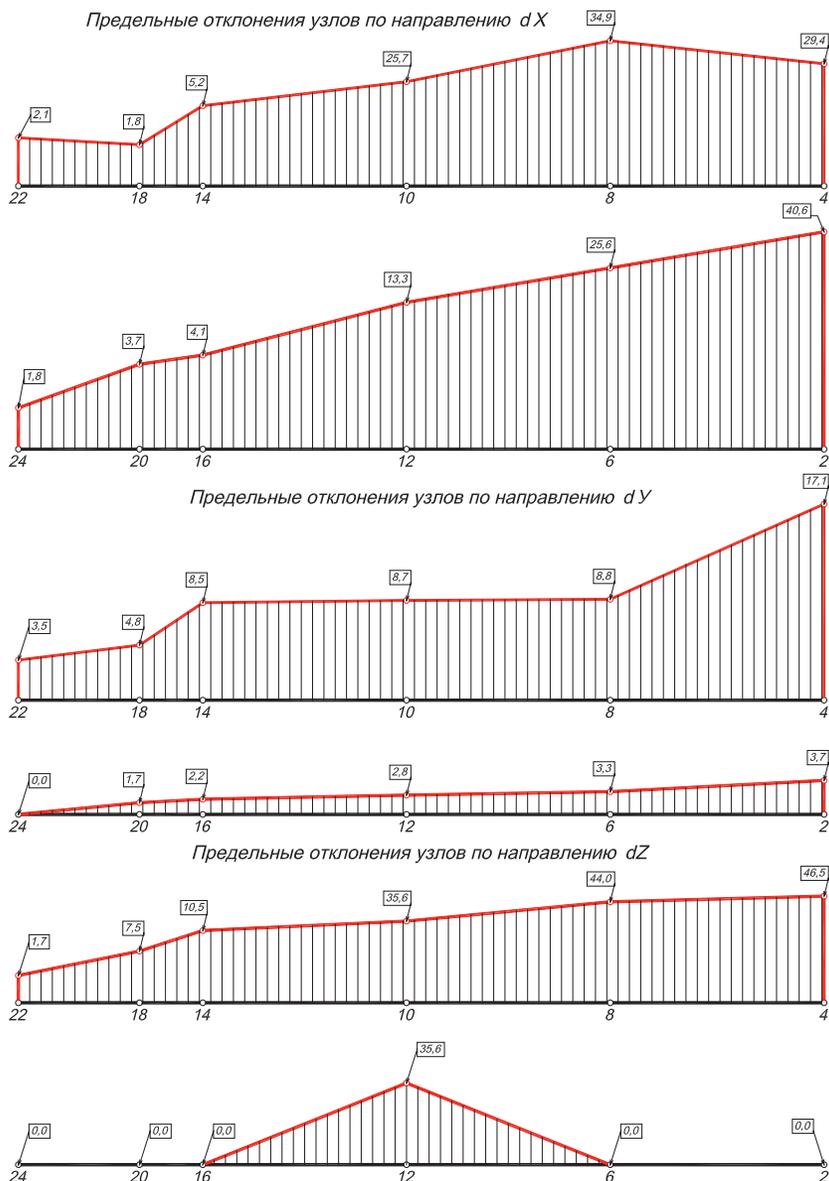


Рис. 2. Эпюры предельных отклонений DX, DY, DZ при сборке сгустителя  
 Fig. 2. Diagrams of limit displacements DX, DY, and DZ when assembling thickener

Таблица 1

**Отклонения и температурные воздействия в замыкающих стержнях**

Table 1

**Deviations and temperature effects in the closing rods**

Номер стержня	Величина отклонения случайная, мм	Величина отклонения предельная, мм	Длина стержня, мм	Температурная нагрузка, °С
<b>ВАРИАНТ № 1</b>				
7	-0,05	0,9	6175,74	-0,7
9	0,00	0,0	3085,00	0,0
12	0,52	2,2	5700,00	7,6
14	-4,41	8,0	3085,00	-119,1
15	3,23	6,1	5350,00	50,3
28	-3,07	11,2	3139,48	-81,5
30	0,31	10,4	3085,00	8,4
31	-4,27	4,5	3937,98	-90,4
38	-1,46	24,2	6138,99	-19,8
43	-2,58	18,7	4206,76	-51,1
<b>44</b>	<b>-6,05</b>	<b>38,4</b>	<b>2447,53</b>	<b>-206,0</b>
<b>50</b>	<b>10,76</b>	<b>56,0</b>	<b>3085,00</b>	<b>290,7</b>
51	-0,75	10,6	14925,56	-4,2
54	-1,92	31,1	14234,33	-11,2
<b>55</b>	<b>-10,71</b>	<b>66,3</b>	<b>3085,47</b>	<b>-289,3</b>

Величины предельных прогибов, которые получены в результате расчетов, не превышают требования СП 20.13330.2016 – 238 мм. По результатам из табл. 2 видно, что несущая способность металлоконструкций верхнего пояса и стоек переходного моста не обеспечена в соответствии с СП 16.13330.2011 и СП 20.13330.2016. Следовательно, необходима корректировка проекта с целью обеспечения несущей способности металлоконструкций переходного моста сгустителя. Рассмотрев расчеты, изложенные в данной статье, проектный институт ООО «Полус Проект» принял решение откорректировать проект утепления переходного моста сгустителя хвостов обогащения. Откорректированный проект подразумевал утепление только привода сгустителя – рис. 4, а от утепления пролетной части переходного моста было принято решение отказаться.

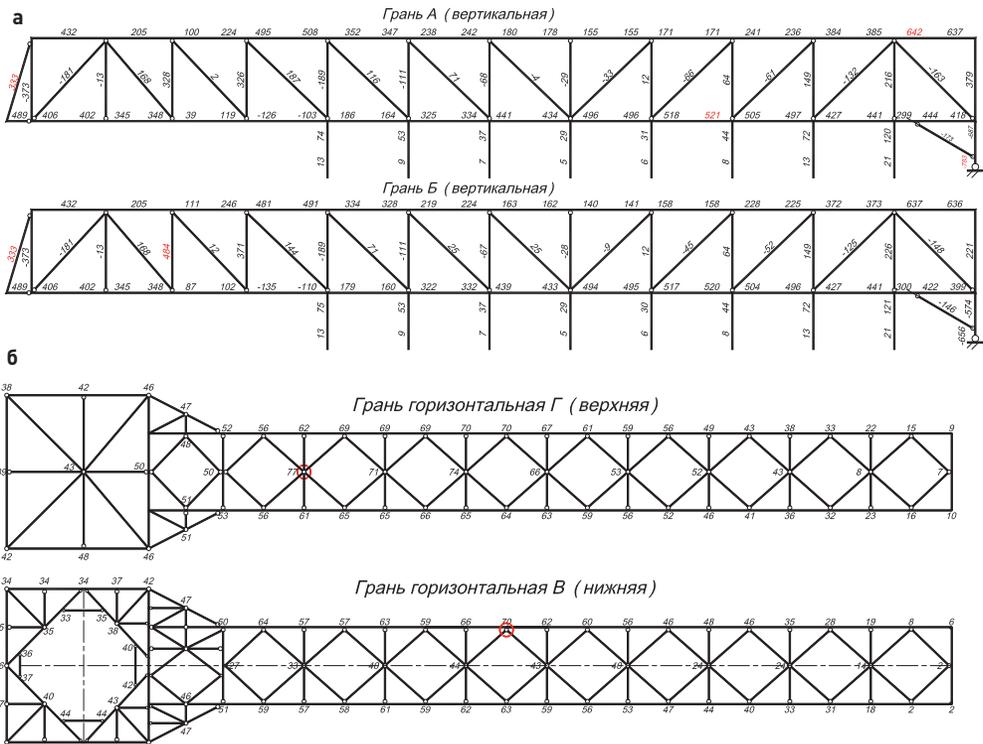


Рис. 3. Схема мостового перехода: а – усилия в нелинейной постановке, выражены в кН; б – суммарные перемещения в узлах в нелинейной постановке, выражены в мм

Fig. 3. Scheme of overbridge: а – forces in nonlinear setting, kN; б – total displacement in nodes at nonlinear setting, mm

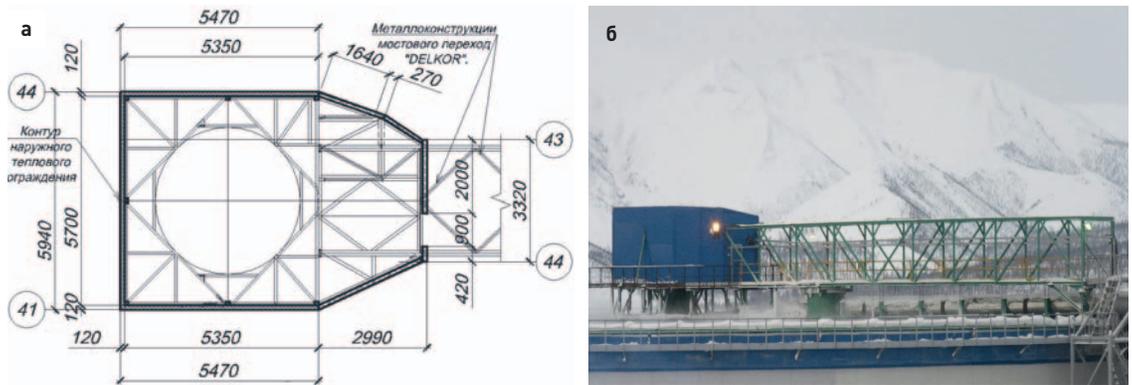


Рис. 4. Утепление привода сгустителя № 1: а – план-схема; б – общий вид

Fig. 4. Insulation of thickener drive unit 1: а – complex diagram; б – general view

Таблица 2

**Усилия в элементах по проекту «ПитерГОРпроект» с учетом отклонений**

Table 2

**Efforts in the elements of the “Petergorproject” project, taking into account deviations**

Наименование элементов	Сечение	Марка стали	Несущая способность, кН	Максимальное усилие от загрузений № 1–11, кН	Перегруз сечения (ЗАО «ПитерГОРпроект»), %	Перегруз сечения (ООО «Полюс Проект»)*, %
Верхний пояс	Двутавр 14 Б	С345–4	556	642	15	-48
Нижний пояс	Двутавр 14 Б	С345–4	556	521	-6	-26
Раскосы вертикальных панелей	Квадрат 120×3	С345–4	475	333	-30	-54
Раскосы горизонтальных панелей	Квадрат 120×3	С345–4	475	140	-71	-71
Стойки	Квадрат 120×3	С345–4	475	484	2	-9

Примечание: \* Знак «-» означает имеющийся запас прочности в сечении при возникновении всех расчетных нагрузок

Note: \* The “-” sign means the available margin of safety in the cross section when all design loads occur

## Выводы

На основании анализа результатов, полученных при численных исследованиях НДС металлоконструкций переходного моста стусителя с учетом отклонений монтажа, можно сформулировать такие выводы:

1. В результате численного статистического исследования геометрических отклонений металлоконструкций переходного моста стусителя построены эпюры предельных значений возможных геометрических отклонений узлов по трем направлениям. Наибольшие отклонения зафиксированы в узле 2 по  $DX$ , в узле 8 по  $DX - 40,6$  и  $34,9$  мм соответственно, а также в узле 4 по  $DZ - 46,5$  мм.

2. Учет возможных геометрических отклонений на параметры НДС металлоконструкций переходного моста стусителя при его поверочных расчетах позволил обосновать необходимость корректировки проекта ЗАО «ПитерГОРпроект» институтом ООО «Полюс Проект».

3. Проведенные исследования и предложенный на их основании проект ООО «Полюс Проект» позволили снизить величины постоянных и временных нагрузок, а также избежать возможного возникновения аварийных состояний на объекте НГОК «Стуситель хвостов обогащения № 1».

## Список литературы

1. *Бондарев А.Б., Югов А.М.* Компьютерная программа «Вычислительный комплекс «Размерный анализ стержневых конструкций» («ВК РАСК»). Авторское свидетельство 47952 Украина; 20.02.2013.
2. *Барабаш М.С.* Методы компьютерного моделирования процессов возведения высотных зданий. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2012;8(3):58–67.
3. *Белостоцкий А.М., Павлов А.С.* Комплексное конечноэлементное моделирование НДС и устойчивости сетчатой оболочки покрытия большепролетного сооружения с эластомерными опорами. *International journal for computational civil and structural engineering*. 2014;10(3):64–70.
4. *Бондарев А.Б., Югов А.М.* Оценка монтажных усилий в металлическом покрытии с учетом сборки. *Инженерно-строительный журнал*. 2015;56(4):28–37.
5. *Гвамичава А.С.* Разработка и внедрение конструктивных форм и методов расчета крупногабаритных космических антенных сооружений: автореф. дис. ... д-ра техн. наук. Москва: ЦНИИПСК им. Н.П. Мельникова; 1984.
6. *Кассихина Е.Г.* Новая конструктивная форма надшахтного копра многофункционального назначения. *Горный журнал*. 2017;(8):56–60.
7. *Кирсанов М.Н.* Индуктивный анализ влияния погрешностей монтажа на жесткость и прочность плоской фермы. *Инженерно-строительный журнал*. 2012;(5):38–42.
8. *Лебедь Е.В., Григорян А.А.* Влияние монтажных расчетных схем ребер двухпоясного металлического купола на начальные усилия при устранении погрешностей. *Вестник МГСУ*. 2015;(8):66–79.
9. *Моисеев М.В.* Начальные усилия и собираемость стальных структурных конструкций при случайных отклонениях длин стержней: дис. ... канд. техн. наук. Казань: КГАСА; 2004.
10. *Норов Ю.Д.* Научное сопровождение горно-металлургического производства. *Горный журнал*. 2017;(8):56–60.
11. *Перельмутер А.В., Кабанцев О.В.* Учет изменения жесткостей элементов в процессе монтажа и эксплуатации. *Инженерно-строительный журнал*. 2015;(1):6–14.
12. *Савельев В.А.* Теоретические основы проектирования металлических куполов: дис. ... канд. техн. наук. Москва: ЦНИИСК им. Мельникова; 1995. 40 с.
13. *Югов А.М., Малаш Е.А., Бондарев А.Б.* Опыт монтажа технологического оборудования сгустителя хвостов обогащения № 1 Наталкинского горно-обогатительного комбината. Монтажные и специальные работы в строительстве. 2016;(10):2–6.
14. *Mahovič A.* Typology of Retractable Roof Structures in Stadiums and Sports Halls. *Igra ustvarjalnosti – Creativity game*. 2015;3:90–99. <https://doi.org/10.15292/iu-cg.2015.03.090-099>
15. *Bondarev A.B., Yugov A.M.* The Method of Generating Large-Span Rod Systems with the Manufacturer Defect and Assembly Sequence. *Procedia Engineering*. 2015;117:953–963. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.08.188>
16. *Jadhav H.S., Patil Ajit S.* Parametric study of double layer steel dome with reference to span to height ratio. *International Journal of Science and Research (IJSR)*. 2013;2(8):110–118.
17. *Jianguo Cai, Jian Feng, Chao Jiang.* Development and analysis of a long span retractable roof structure. *Journal of Constructional Steel Research*. 2014;92:175–182. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2013.09.006>
18. *Kabantsev O.V., Perelmuter A.V.* Modeling Transition in Design Model when Analyzing Specific Behaviors of Structures. *Procedia Engineering*. 2013;57:479–488. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2013.04.062>
19. *Kim H.S., Shin A.K.* Column shortening analysis with lumped construction sequence. *Procedia Engineering*. 2011;14:1791–1798. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2011.07.225>
20. *Patidar S., Gandhe V.* Typology of Retractable Roof Structure. *International Journal of Advance Research, Ideas and Innovations in Technology*. 2017;3(3):556–560.
21. *Preumont A.* Vibration control of active structures: an introduction. 2-nd Ed. New York, Boston, Dordrecht, London, Moscow: Kluwer Academic Publishers; 2002. <https://doi.org/10.1007/978-94-007-2033-6>
22. *Poojara S.D., Patel P.V.* Axial deformation of columns in multi-story R.C. buildings. *International Journal of Science and Research (IJSR)*. 2014;5(3):294–300.
23. *Sonmez M.* Artificial bee colony algorithm for optimization of truss structures. *Applied Soft Computing*. 2011;11:2406–2418.

## References

1. *Bondarev A.B., Yugov A.M.* Computer program "Computational complex "Dimensional analysis of rod structures" ("VK RASK"). Copyright certificate 47952 Ukraine; 20.02.2013 (in Russian).
2. *Barabash M.S.* The methods of computer simulation erection process of high-rise buildings. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2012;8(3):58–67 (in Russian).
3. *Belostotsky A.M., Pavlov A.S.* Complex finite element modeling of VAT and stability of the mesh shell covering a large-span structure with elastomeric supports. *International Journal of Computational Civil and Construction Engineering*. 2014;10(3):64–70 (in Russian).
4. *Bondarev A.B., Yugov A.M.* Assessment of installation efforts in a metal coating taking into account assembly. *Inzhenerno-stroitel'nyi zhurnal = Magazine of Civil Engineering*. 2015;56(4):28–37 (in Russian).
5. *Gvamichava A.S.* Development and implementation of design forms and methods of calculation of large-sized space antenna structures: abstract of the dissertation for the degree of Doctor of Technical Sciences. Moscow: TSNIIPSK named after N.P. Melnikov; 1984 (in Russian).
6. *Kassikhina E.G.* A new constructive form of a multi-purpose overhead copra. *Gornyi Zhurnal*. 2017;(8):56–60 (in Russian).
7. *Kirsanov M.N.* Inductive analysis of the influence of mounting errors on the rigidity and strength of a flat truss. *Inzhenerno-stroitel'nyi zhurnal = Magazine of Civil Engineering*. 2012;(5):38–42 (in Russian).
8. *Lebed' E.V., Grigoryan A.A.* The influence of the mounting design schemes of the edges of a two-belt metal dome on the initial efforts to eliminate errors. *Vestnik MGSU*. 2015;(8):66–79 (in Russian).
9. *Moiseev M.V.* Initial efforts and assemblability of steel structural structures with random deviations of rod lengths [dissertation]. Kazan: Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUAE); 2004 (in Russian).
10. *Norov Yu.D.* Scientific support of mining and metallurgical production. *Gornyi Zhurnal*. 2017;(8):56–60 (in Russian).
11. *Perelmuter A.V., Kabantsev O.V.* Consideration of changes in the stiffness of elements during installation and operation. *Inzhenerno-stroitel'nyi zhurnal = Magazine of Civil Engineering*. 2015;(1):6–14 (in Russian).
12. *Savelyev V.A.* Theoretical foundations of the design of metal domes [dissertation]. Moscow: TSNIISK named after Melnikov; 1995 (in Russian).
13. *Yugov A.M., Malash E.A., Bondarev A.B.* Experience of installation of technological equipment of the enrichment tailings thickener No. 1 of the Nataka mining and processing plant. *Montazhnye i spetsial'nye raboty v stroitel'stve [Assembly and special works in construction]*. 2016;(10):2–6 (in Russian).
14. *Mahovič A.* Typology of Retractable Roof Structures in Stadiums and Sports Halls. *Igra ustvarjalnosti – Creativity game*. 2015;3:90–99. <https://doi.org/10.15292/iu-cg.2015.03.090-099>
15. *Bondarev A.B., Yugov A.M.* The Method of Generating Large-Span Rod Systems with the Manufacturer Defect and Assembly Sequence. *Procedia Engineering*. 2015;117:953–963. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.08.188>
16. *Jadhav H.S., Patil Ajit S.* Parametric study of double layer steel dome with reference to span to height ratio. *International Journal of Science and Research (IJSR)*. 2013;2(8):110–118.
17. *Jianguo Cai, Jian Feng, Chao Jiang.* Development and analysis of a long span retractable roof structure. *Journal of Constructional Steel Research*. 2014;92:175–182. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2013.09.006>
18. *Kabantsev O.V., Perelmuter A.V.* Modeling Transition in Design Model when Analyzing Specific Behaviors of Structures. *Procedia Engineering*. 2013;57:479–488. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2013.04.062>
19. *Kim H.S., Shin A.K.* Column shortening analysis with lumped construction sequence. *Procedia Engineering*. 2011;14:1791–1798. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2011.07.225>
20. *Patidar S., Gandhe V.* Typology of Retractable Roof Structure. *International Journal of Advance Research, Ideas and Innovations in Technology*. 2017;3(3):556–560.
21. *Preumont A.* Vibration control of active structures: an introduction. 2-nd Ed. New York, Boston, Dordrecht, London, Moscow: Kluwer Academic Publishers; 2002. <https://doi.org/10.1007/978-94-007-2033-6>
22. *Poojara S.D., Patel P.V.* Axial deformation of columns in multi-story R.C. buildings. *International Journal of Science and Research (IJSR)*. 2014;5(3):294–300.
23. *Sonmez M.* Artificial bee colony algorithm for optimization of truss structures. *Applied Soft Computing*. 2011;11:2406–2418.

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

**Алексей Борисович Бондарев**✉, руководитель проектов НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», Москва

e-mail: bondarev\_a\_b\_rus@mail.ru, abondarev@niizhb-fgup.ru

**Alexey B. Bondarev**✉, Project Manager of the NIIZHB named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: bondarev\_a\_b\_rus@mail.ru, abondarev@niizhb-fgup.ru

**Анатолий Михайлович Югов**, д-р техн. наук, заведующий кафедрой «Технология и организация строительства», государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры» (ГОУ ВПО ДонНАСА), Макеевка  
e-mail: amyrgus@mail.ru

**Anatoliy M. Yugov**, Dr. Sci. (Engineering), Head of the Department "Technology and Construction Management" of the State Educational Institution of Higher Professional Education "Donbass National Academy of Civil Engineering and Architecture" (SEI HPE DonNACEA), Makeyevka

e-mail: amyrgus@mail.ru

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 694.14

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-30-39](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-30-39)

EDN: XJAWGC

# СОЕДИНЕНИЕ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ПРИМЕНЕНИЕМ ВКЛЕЕННЫХ СТАЛЬНЫХ ШАЙБ С ВНУТРЕННЕЙ РЕЗЬБОЙ

И.В. ВАНИН✉

М.В. АРИСКИН, канд. техн. наук

Пензенский государственный университет архитектуры и строительства  
ул. Германа Титова, д. 28, г. Пенза, 440028, Российская Федерация

## Аннотация

*Введение.* Древесина – доступный и возобновляемый материал, обладающий высокими прочностными характеристиками. Древесина применяется в строительстве для возведения как жилых и нежилых зданий, так и различных сооружений. Прочность и долговечность зданий и сооружений с применением деревянных конструкций во многом зависит от прочности и надежности соединения деревянных элементов. В настоящее время существует множество видов узловых соединений деревянных конструкций. Все они обладают определенными достоинствами и недостатками, что делает актуальным совершенствование и разработку новых видов соединений деревянных конструкций, обладающих высокой прочностью и технологичностью.

*Цель.* Исследовать характер работы усовершенствованного соединения деревянных конструкций с применением клеенных стальных шайб. Разработать технологию изготовления и методику исследования соединения с применением клеенных шайб с внутренней резьбой.

*Материалы и методы.* Методика исследования рассматриваемого соединения включает в себя изготовление серии образцов и проведение эксперимента для определения разрушающих нагрузок и предельных деформаций.

*Результаты.* Разработаны технология изготовления соединения и методика проведения экспериментальных исследований, экспериментальным путем получены значения разрушающих нагрузок и деформаций, построены графики деформаций образцов. Выявлено, что при соединении клеенной стальной шайбы со шпилькой резьбой несущая способность соединения уменьшается из-за возникновения распора в клеевом шве. Также определено, что на характер работы соединения влияют параметры стальных шайб.

*Выводы.* Экспериментальные исследования рассматриваемого соединения показали, что резьбовое соединение шпильки и клеенных стальных шайб не ведет к увеличению несущей способности и жесткости соединения вследствие преждевременного разрушения клеевого шва и отрыва шайб от деревянного элемента. Вместе с тем устройство в соединении дополнительных связей, воспринимающих распор, может решить данную проблему. Для оценки целесообразности применения данного соединения необходимо проведение дополнительных исследований.

**Ключевые слова:** деревянные конструкции, соединения, шайбы, клей, резьба, методика

**Для цитирования:** Ванин И.В., Арискин М.В. Соединение деревянных конструкций с применением клеенных стальных шайб с внутренней резьбой. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2022;35(4):30–39. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-30-39](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-30-39)

## Вклад авторов

Ванин И.В. – подготовка оборудования, изготовление образцов, проведение экспериментального исследования, анализ результатов, написание статьи.

Арискин М.В. – разработка идеи, описание методики эксперимента, написание выводов.

**Финансирование**

Исследование не имело спонсорской поддержки.

**Конфликт интересов**

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 01.11.2022

Поступила после рецензирования 18.11.2022

Принята к публикации 06.12.2022

## JOINING OF WOODEN STRUCTURES USING INSERT THREADED STEEL WASHERS

I.V. VANIN✉

M.V. ARISKIN, Cand. Sci. (Engineering)

*Penza State University of Architecture and Construction, German Titov str., 28, Penza, 440028, Russian Federation*

**Abstract**

*Introduction.* Wood, being an affordable and renewable material characterized by high strength characteristics, is used in construction for both residential and non-residential buildings, as well as various structures. The strength and durability of buildings based on wooden structures largely depend on the strength and reliability of joints between wooden elements. At present, various types of nodal joints used in wooden structures all exhibit certain advantages and disadvantages, calling for an improvement and development of new types of joints having high strength and manufacturability.

*Aim.* In this work, the behavior of an improved joint of wooden structures using insert steel washers was investigated, along with the development of their manufacturing technology and methodology for studying.

*Materials and methods.* The investigation of the joint involves manufacturing a series of samples and conducting an experiment in order to determine the load to failure and ultimate strain.

*Results.* The manufacturing method of a joint and the experimental procedure were developed; values of load to failure and deformation were determined experimentally, with the deformation curves being plotted. It was revealed that the threaded connection of an insert steel washer and a rod leads to a decrease in the bearing capacity of the joint due to the thrust occurring in the adhesive line. In addition, it was established that the parameters of the steel washers affect the joint behavior.

*Conclusion.* Experimental studies of the joint showed that the threaded connection between the rod and the insert steel washers fails to increase the bearing capacity and stiffness of the joint due to the early failure of an adhesive line and the separation of the washers from a wooden element. However, using additional joints that accept the thrust in the connection can solve this problem. It is necessary to conduct additional research in order to assess the feasibility of using such a connection.

**Keywords:** wooden structures, joints, washers, glue, thread, methodology

**For citation:** Vanin I.V., Ariskin M.V. Joining of wooden structures using insert threaded steel washers. *Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2022;35(4):30–39. (In Russ.) [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-30-39](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-30-39)

**Author contribution statements**

Vanin I.V. – equipment preparation, sample manufacturing, experimental data collection, data analysis, article preparation.

Ariskin M.V. – concept development, description of experimental procedure, writing conclusions.

**Funding**

No funding support was obtained for the research.

### **Conflict of interest**

The authors declare no conflict of interest.

*Received 01.11.2022*

*Revised 18.11.2022*

*Accepted 06.12.2022*

Исследования соединений деревянных конструкций с применением клеенных стальных шайб [1] показали, что указанный тип соединений обладает многими положительными качествами, такими как прочность, надежность, технологичность, ремонтпригодность. Вместе с тем данное соединение можно дополнительно усилить, применив клеенные стальные шайбы с внутренней резьбой.

Резьбовое соединение является крепежным разъемным соединением, представляющим собой сцепление двух входящих друг в друга деталей, а точнее, их спиральных поверхностей: внутренней и внешней. Применение резьбовых соединений в деревянных конструкциях объясняется простотой и прочностью этого вида креплений, возможностью регулирования затяжки, а также легкостью осуществления разборки и повторной сборки соединения без замены функционального элемента.

В целях повышения жесткости соединения с применением клеенных стальных шайб в шайбах и на шпильке нарезается соответственно внутренняя и внешняя резьбы, обеспечивающие совместную работу шпильки и стальных шайб. При таком соединении шпилька теоретически должна работать как неразрезная балка, что увеличит жесткость соединения за счет уменьшения деформативности шпильки. Для изучения данного вопроса проведено экспериментальное исследование, результаты которого представлены ниже.

**Цель исследования** – определить характер работы соединений деревянных конструкций с применением клеенных стальных шайб с внутренней резьбой (далее – ВШР).

### **Методика проведения экспериментального исследования**

Методика экспериментального исследования соединений ВШР принципиально не отличается от методики исследования соединений с применением клеенных стальных шайб (далее – ВШ) [2] и включает в себя разработку следующих вопросов:

- выбор формы и размеров образцов;
- выбор клеевой композиции;
- разработка технологии изготовления образцов;
- подготовка и контроль образцов перед испытанием;
- выбор испытательной установки и назначение нормативных и контрольных нагрузок;
- определение порядка измерений и наблюдений в процессе испытаний.

Материалом для испытываемых образцов принята древесина сосны 2-го сорта, так как эта порода имеет наиболее широкое применение в строительстве при изготовлении несущих деревянных конструкций. Влажность древесины принималась близкой к  $W = 12\%$ . Круглые шайбы и шпильки изготавливались из стали С255. В качестве основного образца принимался образец

с размерами  $a \times b \times h = 200 \times 150 \times 50$  мм. Диаметр шпильки – 20 мм. Для склеивания древесины и металла используется клеевая композиция на основе эпоксидной смолы ЭД-20.

Технология изготовления образца включает в себя несколько этапов.

1. Перед выполнением операций по вклеиванию стальной шайбы сначала выбирается образец заданной формы и размеров (рис. 1).

2. Однозаходная резьба на шпильке и в шайбах изготавливается с помощью токарно-фрезерного оборудования. Также на внешнюю поверхность одной из шайб наносятся специальные насечки для удобства закручивания шайб.

3. Специальной фрезой в образце выбираются гнезда диаметром на 1–2 мм больше диаметра шайбы с двух сторон и на необходимую толщину шайбы. Отверстие под стяжную шпильку просверливается диаметром на 2–3 мм больше диаметра шпильки. Это необходимо для того, чтобы шпилька не упиралась в деревянный элемент средней частью и передавала на него усилия только через стальные шайбы. Процесс выборки гнезда под шайбу представлен на рис. 2.

4. Гнездо частично заполняется эпоксидным клеем так, чтобы пространство между стальной шайбой и древесиной было полностью заполнено клеевой композицией.

5. С одной стороны в гнездо вставляется шайба с предварительно ввернутой шпилькой. Шпилька вворачивается для того, чтобы совпал заход резьбы на обеих шайбах. Далее с другой стороны наворачивается вторая шайба до тех пор, пока не войдет в гнездо, и затягивается. Перед вклеиванием шайбы обезжириваются ацетоном, чтобы увеличить адгезию металла и древесины и тем самым повысить прочность клеевого шва. Шпилька же обрабатывается масляным составом, чтобы облегчить ход резьбы, а также уменьшить адгезию контактных поверхностей шпильки при попадании на них излишков клея. Готовый к испытанию образец выдерживается не менее трех дней до полного отверждения клеевой композиции и установления равновесной влажности древесины.

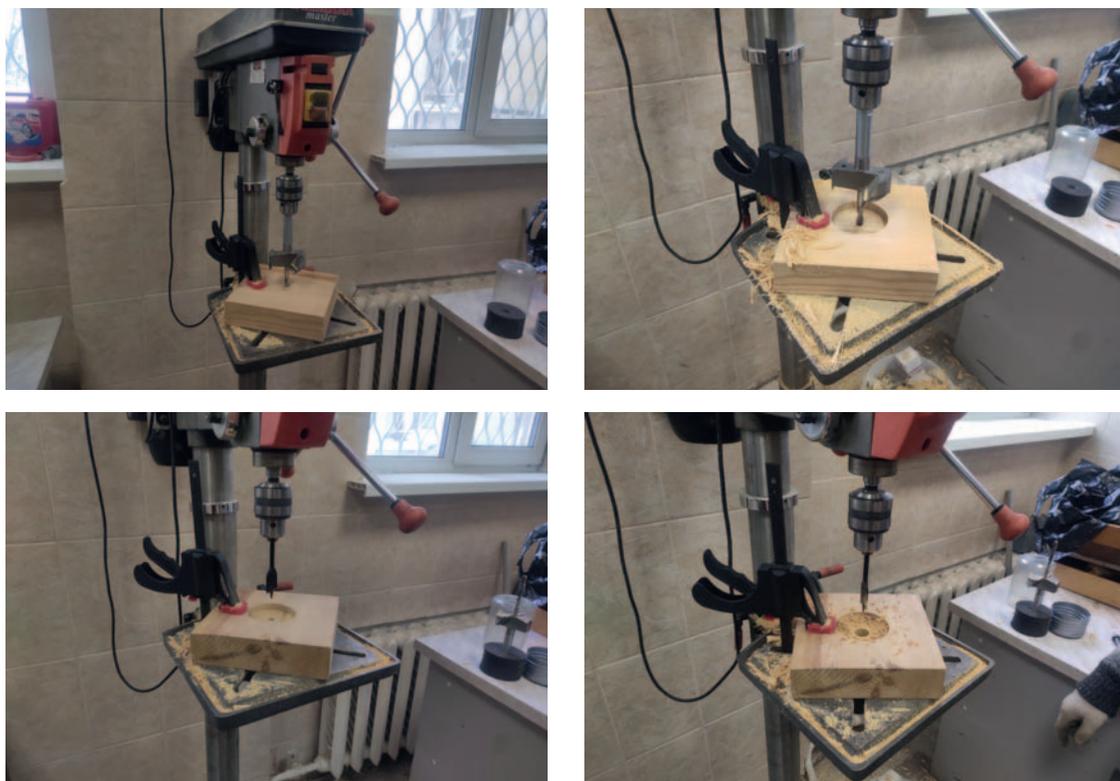
6. Из образца выкручивается шпилька, и готовый образец вставляется в П-образную стальную раму. Затем шпилька вкручивается вновь, и с помощью гаек полученная конструкция стягивается. Перед тем как образец помещается в испытательную установку, на него устанавливаются необходимые детали для размещения датчиков для определения деформаций. Образец, готовый к испытанию, представлен на рис. 3.

Так как целью данного исследования является определение характера работы рассматриваемого соединения, для эксперимента изготовлены три образца с одинаковыми размерами деревянного элемента, но разными (случайными) параметрами стальных шайб. Все образцы



Рис. 1. Деревянный образец для проведения испытания

Fig. 1. Wooden sample for testing



**Рис. 2.** Выборка гнезда под шайбу  
**Fig. 2.** Morticing a hole for washer



**Рис. 3.** Образец, готовый к испытанию  
**Fig. 3.** Sample ready for testing

соответствующим образом промаркированы, и их параметры приведены в табл. 1.

Схема маркировки образцов: ВШР-80-8-РМ, где ВШР – клеенная шайба с внутренней резьбой;

80 – диаметр шайбы, мм;

8 – толщина шайбы, мм;

РМ – испытание образца, помещенного в П-образную металлическую раму.

Исследование проводилось на базе лаборатории кафедры «Строительные конструкции» ФГБОУ ВО «Пензенский государственный университет архитектуры и строительства» при нормальных температурно-влажностных условиях, т. е. при температуре 18–20 °С и относительной влажности воздуха 60–65 %. Испытательная установка состоит из силовой рамы, домкрата марки

Таблица 1

## Параметры испытываемых образцов

Table 1

## Parameters of test samples

Марка образца	Параметры деревянного элемента, мм			Параметры шайбы, мм	
	$a$	$b$	$h$	$D_{ш}$	$t_{ш}$
ВШР-80-8-PM	150	50	200	80	8
ВШР-80-10-PM				80	10
ВШР-100-6-PM				100	6

ДУ20 П150 грузоподъемностью 20 тонн, устройства управления давлением с преобразующим блоком.

Нагрузка создается гидравлическим прессом и прикладывается в соответствии с заданным алгоритмом. Алгоритм задан при помощи программного обеспечения АСИС, разработанного ООО НПО «Геотек». Алгоритм проведения испытания состоит из двух этапов.

На первом этапе образец загружается до 100 кг. Данная нагрузка выдерживается в течение 5 секунд, а затем сбрасывается до 0. Цель первого этапа – обжатие элементов испытываемого образца.

Второй этап предназначен для непосредственного определения разрушающей нагрузки и деформации образца. Нагружение задается ступенчато, величина ступени – 100 кг. Каждая ступень выдерживается в течение 5 секунд, далее идет нагрузка следующей ступени. Ступени повторяются непрерывно до полного разрушения образца. Деформации образца (вертикальные перемещения) определяются при помощи датчика, подключенного к преобразующему блоку, и индикатора часового типа и фиксируются в журнале испытания.

Схема приложения нагрузки представлена на рис. 4. Общий вид испытательной установки представлен на рис. 5.

Испытания проводились до полного разрушения образцов. За разрушающую нагрузку принята та, при которой наблюдается значительный рост деформаций при небольшом увеличении вертикальной нагрузки.

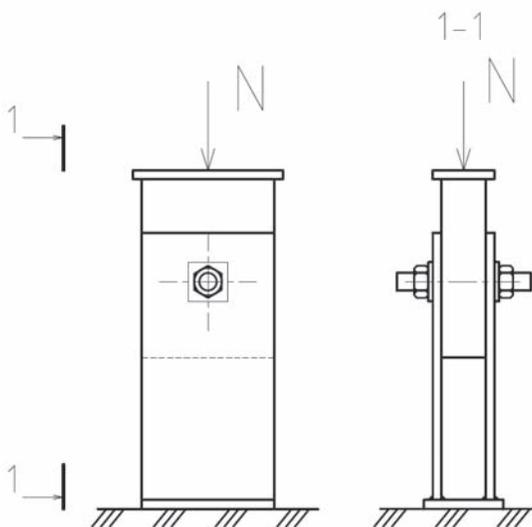


Рис. 4. Схема приложения нагрузки  
Fig. 4. Load application diagram



Рис. 5. Общий вид испытательной установки  
Fig. 5. General view of test bench

Таблица 2

**Результаты испытаний образцов при действии кратковременной нагрузки**

Table 2

**Test results of samples under short-term load**

Марка образца	Разрушающая нагрузка, кН	Предельные деформации образца, мм
ВШР-80-8-PM	57,395	8,128
ВШР-80-10-PM	66,429	1,605
ВШР-100-6-PM	78,027	10,176

**Результаты испытаний**

Результаты испытаний приведены в табл. 2. По итогам испытаний построены графики деформаций образцов (рис. 6). Общий вид разрушения образцов представлен на рис. 7.

По характеру разрушения образцов можно прийти к выводу, что клеевое соединение стальных шайб и деревянного элемента не включилось в работу соединения в полной мере, о чем говорит отсутствие сколов древесины под поверхностью шайб. Клеевое соединение преимущественно предназначено для восприятия сдвиговых усилий между соединяемыми элементами [3] и его работа на восприятие растягивающих усилий

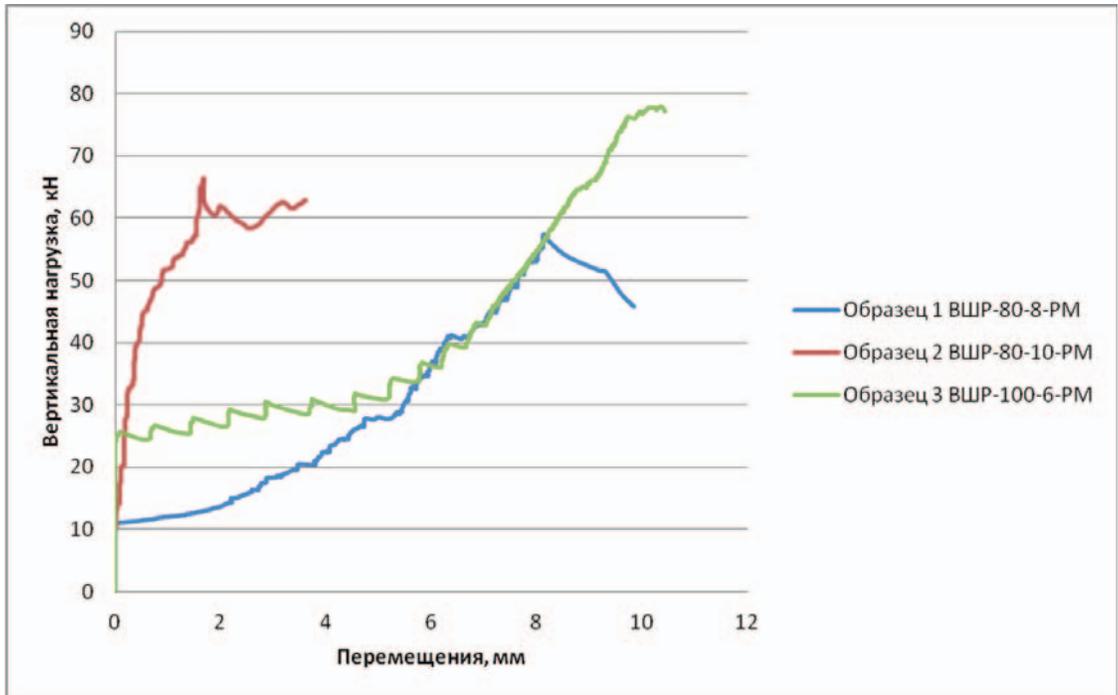


Рис. 6. Графики деформаций образцов  
Fig. 6. Sample deformation curves



Образец 1  
ВШР-80-8-PM  
Sample 1  
VShR-80-8-RM



Образец 2  
ВШР-80-10-PM  
Sample 2  
VShR-80-10-RM



Образец 3  
ВШР-100-6-PM  
Sample 3  
VShR-100-6-RM

Рис. 7. Общий вид разрушения образцов  
Fig. 7. General view of sample destruction

несколько хуже. В данном эксперименте разрушение клеевого соединения произошло в результате отрыва шайб от деревянного элемента в продольном направлении шпильки до исчерпания предела прочности клеевого шва на восприятие усилий сдвига. Отрыв шайб (распор) произошел из-за деформаций (изгиба) шпильки, соединенной с шайбами жестким резьбовым соединением.

Анализируя графики деформаций образцов, можно предположить, что на характер разрушения рассматриваемого соединения в большей степени влияет толщина шайбы, так как клеевой шов под торцом шайбы работает на восприятие сдвиговых усилий от распора, чем и объясняется хрупкое разрушение образца 2, имеющего наибольшую толщину шайб в данной серии образцов. Вместе с тем для более полного исследования этого вопроса необходимо проведение дополнительных испытаний серий образцов с различными параметрами стальных круглых шайб.

## Выводы

Экспериментальные исследования соединения ВШР показали, что при возникновении деформаций в шпильке от вертикальной кратковременной нагрузки происходит отрыв шайб от деревянного элемента, что приводит к росту деформаций и уменьшению разрушающей нагрузки. В дальнейшем необходимо предусмотреть конструктивные мероприятия для восприятия усилий отрыва вдоль шпильки в клеевом соединении стальных шайб и деревянного элемента либо отказаться от применения клеевой композиции в данном соединении, отдав предпочтение технологичности изготовления соединения.

Результаты испытаний показали, что на характер работы соединения влияет изменение параметров шайбы. Данный вопрос будет изучен в ходе дальнейших исследований.

## Список литературы

1. *Вдовин В.М., Мартышкин Д.О.* Цельнодеревянные фермы с узловыми соединениями на клеенных шайбах. В: Эффективные строительные конструкции: теория и практика. Сборник статей XIX Международной научно-технической конференции. Пенза: Пензенский государственный университет архитектуры и строительства; 2019. с. 29–33.
2. *Вдовин В.М., Арискин М.В.* Несущая способность соединений на клеенных шайбах при передаче усилий вдоль волокон древесины. Приволжский научный журнал. 2009;(4):21–27.
3. *Линьков В.И.* К вопросу о прочности клеевых соединений для деревянных клееных конструкций [Интернет]. Инженерный вестник Дона. 2020;(2). Режим доступа: [http://www.ivdon.ru/uploads/article/pdf/IVD\\_35\\_\\_1\\_Linkov.pdf\\_fd042c9709.pdf](http://www.ivdon.ru/uploads/article/pdf/IVD_35__1_Linkov.pdf_fd042c9709.pdf)
4. *Римшин В.И., Лабудин Б.В., Мелехов В.И., Попов Е.В., Рощина С.И.* Соединения элементов деревянных конструкций на шпонках и шайбах. Вестник МГСУ. 2016;(9):35–50. <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2016.9.35-50>
5. *Rimshin V.I., Labudin B.V., Melekhov V.I., Orlov A.O., Kurbatov V.L.* Improvement of strength and stiffness of components of main struts with foundation in wooden frame buildings. ARPN Journal of engineering and applied sciences. 2018;13(11):3851–3856.

## References

1. *Vdovin V.M., Martyshkin D.O.* Solid wood farm with nodal connections on the glued washers. In: Effective building structures: theory and practice. Collection of articles of the scientific and technical XIX International Conference. Penza: Penza State University of Architecture and Construction; 2019. p. 29–33 (in Russian).
2. *Vdovin V.M., Ariskin M.V.* Carrying ability of connections on the pasted washers at load transfer along fibres of wood. *Privolzhskii nauchnyi zhurnal = Privolzhsky scientific journal.* 2009;(4):21–27 (in Russian).
3. *Linkov V.I.* On the issue of the joints strength for wooden glued structures. *Inzhenernyi vestnik Dona = Engineering journal of Don.* 2020;(2). Available at: [http://www.ivdon.ru/uploads/article/pdf/IVD\\_35\\_\\_1\\_Linkov.pdf\\_fd042c9709.pdf](http://www.ivdon.ru/uploads/article/pdf/IVD_35__1_Linkov.pdf_fd042c9709.pdf) (in Russian).
4. *Rimshin V.I., Labudin B.V., Melekhov V.I., Popov E.V., Roshchina S.I.* Dowel and washer connections for elements of wooden structures. *Vestnik MGSU.* 2016;(9):35–50 (in Russian). <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2016.9.35-50>
5. *Rimshin V.I., Labudin B.V., Melekhov V.I., Orlov A.O., Kurbatov V.L.* Improvement of strength and stiffness of components of main struts with foundation in wooden frame buildings. *ARNP Journal of engineering and applied sciences.* 2018;13(11):3851–3856.

## Информация об авторах / Information about the authors

**Илья Владимирович Ванин** , аспирант кафедры «Строительные конструкции», Пензенский государственный университет архитектуры и строительства, Пенза  
e-mail: [ya.vanin94@yandex.ru](mailto:ya.vanin94@yandex.ru)  
тел.: 8 (927) 091-81-96

**Иlya V. Vanin** , Postgraduate student of the Department “Building Structures” of the Penza State University of Architecture and Construction, Penza  
e-mail: [ya.vanin94@yandex.ru](mailto:ya.vanin94@yandex.ru)  
tel.: 8 (927) 091-81-96

**Максим Васильевич Арискин**, канд. техн. наук, доцент кафедры «Строительные конструкции», Пензенский государственный университет архитектуры и строительства, Пенза  
e-mail: [m.v.ariskin@mail.ru](mailto:m.v.ariskin@mail.ru)  
тел.: 8 (927) 374-25-44

**Maxim V. Ariskin**, Cand. Sci. (Engineering), Associate Professor of the Department “Building Structures” of the Penza State University of Architecture and Construction, Penza  
e-mail: [m.v.ariskin@mail.ru](mailto:m.v.ariskin@mail.ru)  
tel.: 8 (927) 374-25-44

 Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 624.072.2.014

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-40-61](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-40-61)

EDN: VWUPTA

# ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ СНЕГОВЫХ НАГРУЗОК НА ПОКРЫТИИ БОЛЬШОЙ СПОРТИВНОЙ АРЕНЫ «ЛУЖНИКИ»

И.В. ЛЕБЕДЕВА<sup>1,✉</sup>, канд. техн. наук

М.И. ФАРФЕЛЬ<sup>1,3</sup>, канд. техн. наук

Д.Ю. КОНЯШИН<sup>1</sup>

М.М. БЕРЕЗИН<sup>2</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, Российская Федерация

<sup>2</sup>Новосибирский отдел аэродинамики сооружений, Научно-исследовательская и проектно-строительная фирма «УНИКОН», ул. Притомская набережная, д. 13, оф. 21, Кемерово, 650000, Российская Федерация

<sup>3</sup>ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» Минобрнауки России (НИУ МГСУ), Ярославское шоссе, д. 26, г. Москва, 129337, Российская Федерация

## Аннотация

*Введение.* На основе полученных данных мониторинга и измерений веса снегового покрова установлены закономерности формирования снегоотложений на покрытии БСА «Лужники» и их перераспределения в зимний период. В статье проанализированы экспериментально полученные данные измерений за период более 20 лет.

*Цель.* Исследование предназначено для установления закономерностей формирования снегоотложений и их распределения на покрытии БСА «Лужники» и определения численных значений коэффициента формы  $\mu$ , характеризующего переход от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытии.

*Материалы и методы.* Выполнены измерения веса и плотности снегоотложений на покрытии БСА «Лужники» с 1998 по 2019 год. Полученные результаты сопоставлены с параллельными измерениями веса снегового покрова (далее – ВСП) на земле в Лужниках. Также проведен анализ веса снегового покрова на основе гидрометеорологических данных декадных снегосъемок в Москве, выполненных Метеорологической обсерваторией имени В.А. Михельсона в соответствии с датами проведения натурных измерений, а также статистический анализ данных о максимальных ежегодных значениях ВСП в Москве. Построены графики повторяемости направлений ветра за месяц, предшествующий датам наблюдений.

*Результаты.* Получены максимальные значения коэффициентов формы  $\mu$  для каждого участка покрытия. Выявлены участки повышенных снегоотложений на покрытии в различные периоды процесса снегонакопления и зависимость их образования от скоростей и направлений ветра в зимний период. Построены графики распределения снеговой нагрузки по покрытию по годам наблюдений. Установлено, что значения снеговых нагрузок на покрытии БСА за период наблюдений в целом не превысили заданных проектом значений, за исключением локальных зон возле внутреннего контура в период монтажа козырька.

*Выводы.* Показано, что процесс формирования, накопления и перераспределения снегоотложений на покрытии является весьма сложным и неравномерным и меняется от зимы к зиме. При назначении расчетных схем снеговых нагрузок для проведения расчетов несущих конструкций уникальных сооружений необходимо учитывать наиболее неблагоприятные направления ветрового потока, при которых формируется неравномерная картина снегоотложений, а также физические свойства покрытия и данные натурных наблюдений.

**Ключевые слова:** вес снегового покрова, покрытие, снеговая нагрузка, мониторинг, анализ, коэффициент формы  $\mu$

**Для цитирования:** Лебедева И.В., Фарфель М.И., Коняшин Д.Ю., Березин М.М. Экспериментальное исследование распределения снеговых нагрузок на покрытии Большой спортивной арены «Лужники». Вестник НИЦ «Строительство». 2022;35(4):40–61. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-40-61](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-40-61)

#### **Вклад авторов**

Каждый автор внес равноценный вклад в подготовку статьи.

#### **Финансирование**

Исследование не имело спонсорской поддержки.

#### **Конфликт интересов**

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 24.10.2022

Поступила после рецензирования 16.11.2022

Принята к публикации 22.11.2022

## **EXPERIMENTAL STUDY OF SNOW LOAD DISTRIBUTION ON A SHELL OF THE GRAND SPORTS ARENA OF LUZHNIKI OLYMPIC COMPLEX**

I.V. LEBEDEVA<sup>1,✉</sup>, Cand. Sci. (Engineering)

M.I. FARFEL<sup>1,3</sup>, Cand. Sci. (Engineering)

D.Yu. KONYASHIN<sup>1</sup>

M.M. BEREZIN<sup>2</sup>

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

<sup>2</sup>Novosibirsk Department of Aerodynamics of Buildings, Research and Development and Construction Company "UNIKON," Pritomskaya embankment str., 13, off. 21, Kemerovo, 650000, Russian Federation

<sup>3</sup>National Research Moscow State University of Civil Engineering, Yaroslavskoye Shosse, 26, Moscow, 129337, Russian Federation

### **Abstract**

*Introduction.* The mechanism of the formation of snow deposits on the shell of the Luzhniki GSA and their redistribution in winter were established on the basis of the data obtained during the monitoring of the snow load for over 20 years.

*Aim.* In this article, the mechanism of the formation of snow deposits and their distribution on the shell of the Luzhniki GSA were determined, along with the numerical values of the form factor  $\mu$  characterizing the transition from the ground snow load to the snow load on the shell.

*Materials and methods.* The measurements of the load and density of snow deposits on the shell of the Luzhniki GSA were carried out from 1998 to 2019. The obtained results were compared with the parallel measurements of ground snow load (GSL) in Luzhniki. In addition, the snow load, as well as statistical data analysis on the maximum annual values of the GSL, were analyzed using the hydrometeorological data of decadic snow surveys in Moscow, performed by the V.A. Mikhelson Meteorological Observatory following the dates of field measurements. The graphs of the repeatability of wind directions for the month preceding the observation dates were plotted.

*Results.* The maximum values of the form factor  $\mu$  for each section of the shell were obtained. The areas characterized by increased snow deposition on the shell during various periods of snow accumulation and

the dependence of their formation on wind speeds and directions in winter were revealed. Graphs depicting the distribution of snow load on the surface by observation years were plotted. It was established that the values of snow loads on the GSA shell during the observation period generally lay within the design values, except for local zones near the internal contour during the installation of the canopy.

*Conclusion.* It was shown that the formation, accumulation, and redistribution of snow deposits on the shell comprise a complex and uneven process, varying from winter to winter. When selecting the analytical models of snow loads for calculating unique load-bearing structures, it is necessary to account for the most unfavorable wind flow directions, at which an uneven snow deposition pattern occurs, as well as the physical properties of the shell and field observations.

**Keywords:** shell, snow load, monitoring, analysis, form factor  $\mu$

**For citation:** Lebedeva I.V., Farfel M.I., Konyashin D.Yu., Berezin M.M. Experimental study of snow load distribution on a shell of the Grand Sports Arena of Luzhniki Olympic Complex. *Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2022;35(4):40–61. (In Russ.) [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-40-61](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-40-61)

#### **Author contribution statements**

All authors have contributed equally to the work.

#### **Funding**

No funding support was obtained for the research.

#### **Conflict of interest**

The authors declare no conflict of interest.

*Received 24.10.2022*

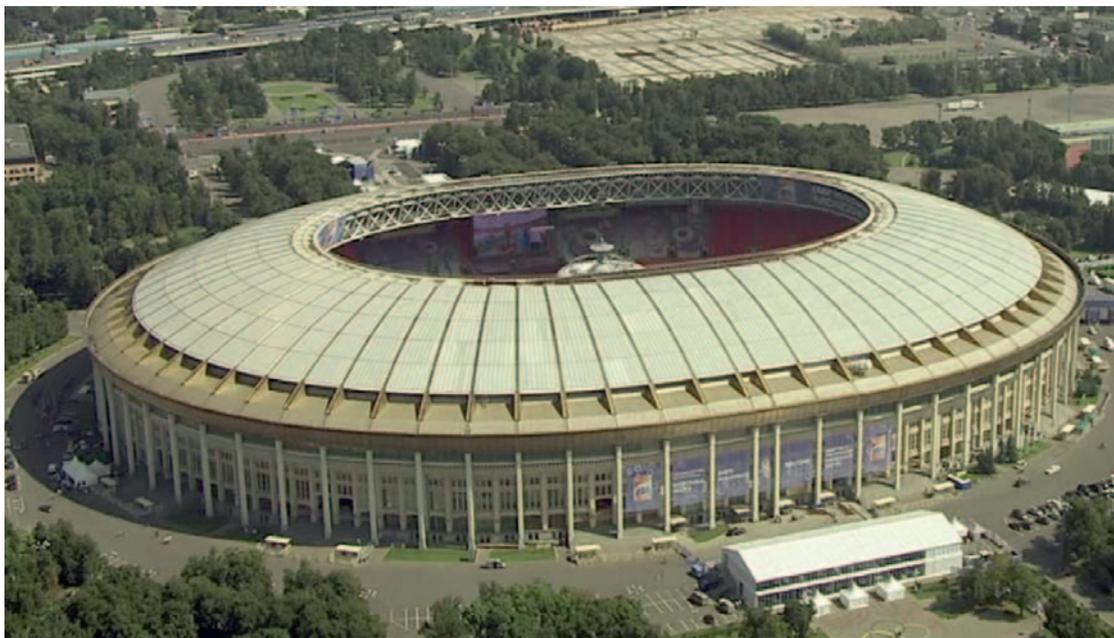
*Revised 16.11.2022*

*Accepted 22.11.2022*

## **Введение**

Уникальное покрытие Большой спортивной арены (БСА) олимпийского комплекса «Лужники» в Москве имеет самый большой в мире безопорный пролет, равный 310 м, для покрытия в форме купола, выполненного из стальных конструкций. Покрытие состоит из наружного опорного и внутреннего контуров, криволинейных радиальных балок и кольцевых ферм. Между радиальными балками смонтирована кровля из поликарбоната, имеющего небольшой коэффициент трения. Покрытие было возведено в 1997 году (рис. 1) [5, 8, 10] и реконструировано к чемпионату мира по футболу 2018 г., проведенного в России, в результате которого площадь покрытия была увеличена (рис. 2) [4, 7].

В настоящей статье предпринята одна из первых в нашей стране попыток произвести анализ и выявить закономерности снегонакопления и снегопереноса по покрытию уникального сооружения – Большой спортивной арены (БСА) «Лужники», расположенной в Москве, на основе результатов проведения многолетних натуральных наблюдений и прямого измерения веса снегового покрова на покрытии в зимний и весенний периоды. Измерения проводились на эксплуатируемом покрытии сооружения до проведения его реконструкции с 1998 по 2015 год (рис. 1). После реконструкции добавился внутренний козырек, и мониторинг снеговых нагрузок проводился с 2016 по 2019 год (рис. 2) [4] с использованием весового снегомера в различных частях покрытия с последующим составлением схем распределения снеговой нагрузки по данным проведенных экспериментальных исследований.



**Рис. 1.** Общий вид БСА «Лужники» до проведения реконструкции  
**Fig. 1.** General view of the Luzhniks GSA prior to reconstruction



**Рис. 2.** Общий вид БСА «Лужники» после проведения реконструкции  
**Fig. 2.** General view of the Luzhniks GSA following reconstruction

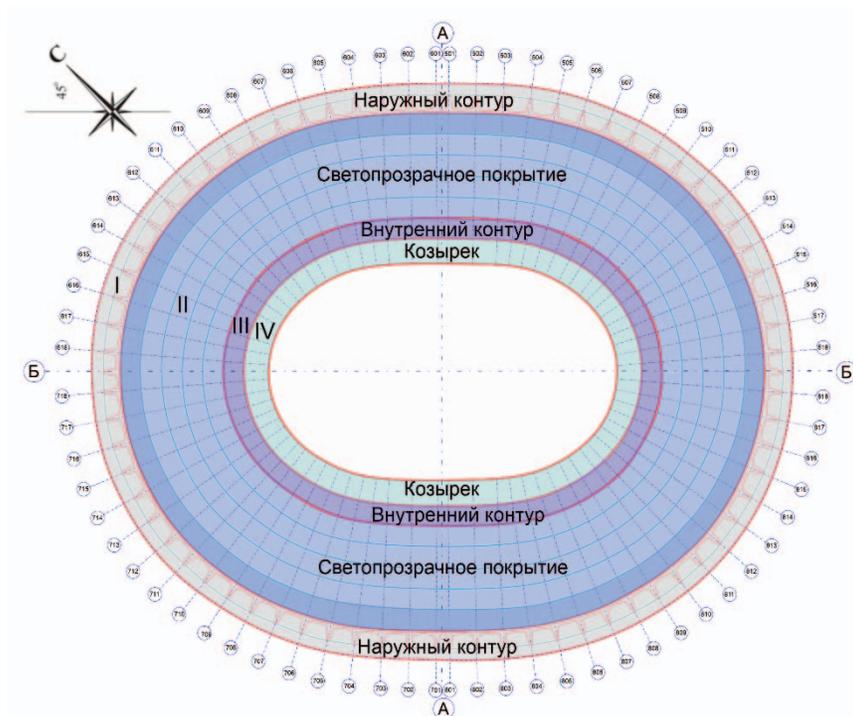
Для оценки и анализа результатов наблюдений и выявления закономерностей формирования снегоотложений на покрытии под действием ветра использовались данные гидрометеорологических наблюдений о запасах воды в снеговом покрове, скоростях и направлениях ветра в зимний период на метеостанциях Росгидромета, соответствующие времени проведения натурных измерений высоты и веса снега на покрытии БСА, а также данные о максимальных запасах воды в снеговом покрове, полученные на основе декадных снего съемок на Метеорологической обсерватории РГАУ МСХА им. В. А. Михельсона.

Выполнено сравнение с результатами модельных аэродинамических испытаний сооружения, проведенных фирмой «УНИКОН», г. Новосибирск, 2014 год.

### Методика проведения натурных измерений на покрытии

Измерение веса снегового покрова выполнялось как на различных участках покрытия БСА, так и на земле, на площадке с неповрежденным снеговым покровом вблизи сооружения. Измерения проводились в нескольких точках с помощью весового снегомера, позволяющего непосредственно установить значение веса снегового покрова и его плотность, с последующим осреднением полученных результатов.

Для измерения снеговой нагрузки с 1998 по 2015 год (до проведения реконструкции) покрытие условно разбито на три зоны: I – зона покрытия, примыкающая к наружному контуру; II – зона светопрозрачного покрытия; III – зона верхнего пояса внутреннего контура (рис. 3).



**Рис. 3.** Схема расположения зон снегоотложений на покрытии БСА:  
I – наружный контур; II – светопрозрачное покрытие; III – внутренний контур; IV – козырек

**Fig. 3.** Scheme of snow deposition zones on the GSA shell:  
I – external contour; II – translucent roof; III – internal contour; IV – canopy

После реконструкции стадиона, которая была осуществлена в 2015 году, к внутреннему контуру добавилась также зона IV – козырек. Характерный разрез сооружения до проведения реконструкции и фрагмент разреза по покрытию после нее показаны на рис. 4 [3, 8] и рис. 5 [4, 7] соответственно.

Экспериментальное определение распределения снеговых нагрузок по покрытию БСА «Лужники» проводилось в зимний период, а также в начале весеннего периода с 1998 по 2019 год. Даты проведения измерений выбирались так, чтобы отразить характерные этапы снегонакопления, период максимальных снегоотложений на различных частях покрытия, а также последующего сползания и таяния снега с уменьшением снеговой нагрузки. Результаты исследований регистрировались в журнале наблюдений и наносились на схему покрытия, представленную на рис. 3.

### Анализ результатов экспериментальных исследований

Максимальная плотность и объем неравномерных снеговых отложений во все годы наблюдались в нижней зоне покрытия I, примыкающей к светопрозрачной части покрытия и образующей с ней перепады высот.

Следует отметить резко выраженную неоднородную структуру снега в зонах его сползания и падения с вышележащих участков покрытия и повышенную плотность снегоотложений (см. рис. 6 а, б), тогда как при снегопереносе по покрытию снеговой покров сохраняет более

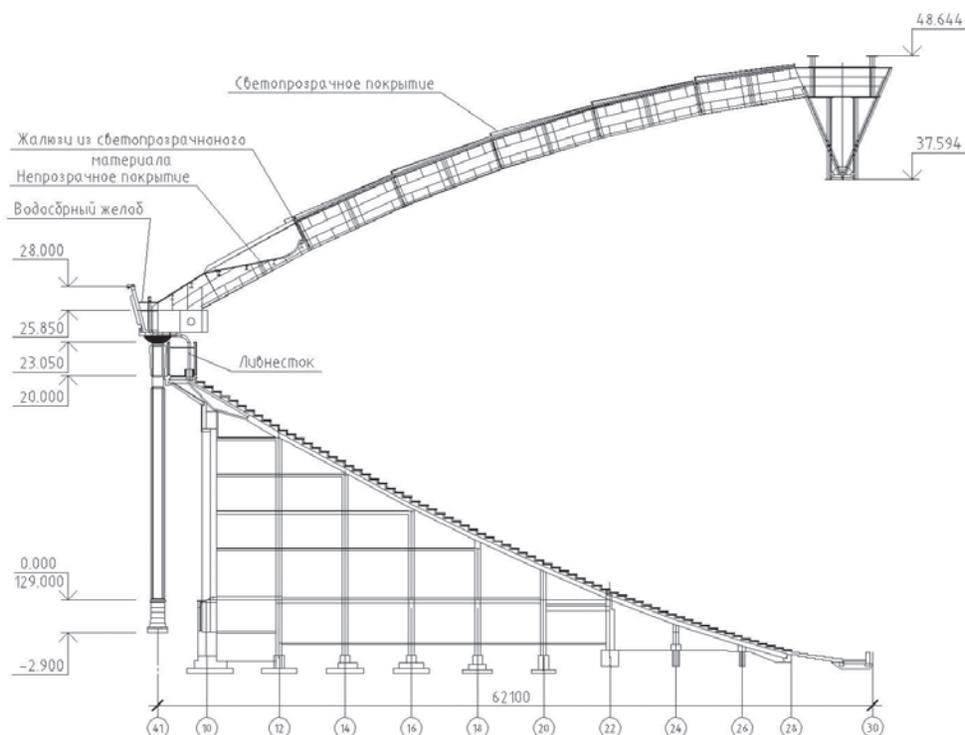
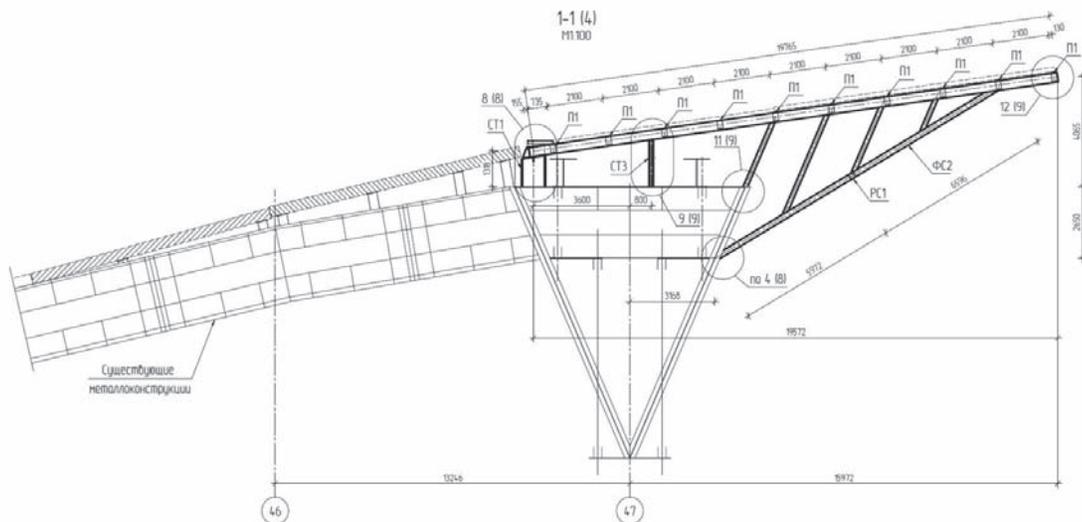


Рис. 4. Характерный разрез сооружения до проведения реконструкции  
Fig. 4. Characteristic section of a structure prior to reconstruction



**Рис. 5.** Фрагмент разреза по покрытию после проведения реконструкции  
**Fig. 5.** Fragment of a section over shell following reconstruction



**а** – 21.02.2004



**б** – 05.03.2007

**Рис. 6.** Снегоотложения по наружному контуру покрытия, в зонах перепадов высот  
**Fig. 6.** Snow deposits along external contour of a shell, in areas of height discontinuity

гладкую и однородную структуру, которая может быть слоистой (см. рис. 6 а). Измеренная плотность снега на верхней части покрытия ниже, но, как правило, несколько превышает аналогичную плотность снегового покрова земли.

В весенний период плотность снегоотложений существенно возрастает и может составлять примерно 300–500 кгс/м<sup>3</sup>. При этом снег принимает пористую структуру с включениями льда (рис. 7).

Зимы в Московском регионе характеризуются неустойчивым температурно-влажностным режимом с чередованием морозной погоды и оттепелей, а также переменным направлением ветра. При различных сочетаниях скорости и направления ветра со снегопадами в результате перераспределения снега по покрытию формируется сложная картина неравномерных



26.03.2019

Рис. 7. Структура снегоотложений в весенний период

Fig. 7. Structure of snow deposits in spring

снеговых нагрузок, постоянно изменяющаяся не только от зимы к зиме, но и в течение одного зимнего периода.

Следует отметить, что для Москвы характерно преобладание маловетреной погоды со средними скоростями ветра, не превышающими 2 м/с. При таких скоростях ветра снеготранспорта практически не происходит, и наблюдается лишь сползание снега с центральной светопрозрачной части покрытия с низким коэффициентом трения снега о поверхность на нижнее опорное кольцо.

Однако в некоторые зимы наблюдаются дни с сильным, порывистым ветром и скоростями, превышающими в среднем 4 м/с, при которых может происходить более интенсивный перенос снега по покрытию. Направление снеготранспорта может быть как радиальным (сверху вниз, либо снизу вверх), так и кольцевым (по нижнему опорному кольцу, ограниченному наружным парапетом и перепадом высот с центральной частью покрытия). При этом снег, который выпал ранее, чем за трое суток до возникновения сильных порывов ветра, кристаллизуется и, как правило, уже не переносится ветром.

Значения коэффициента формы  $\mu$  получаются как отношение наблюдаемого значения снеговой нагрузки на покрытие к весу снегового покрова земли.

В табл. 1–4 представлены максимальные значения коэффициентов формы  $\mu$  для каждой зоны покрытия, показанной на рис. 3, вычисленные как отношение снеговой нагрузки на покрытие к значениям веса снегового покрова (ВСП), измеренным:

- на земле с неповрежденным снеговым покровом в Лужниках, вблизи от стадиона, одновременно с измерениями, проведенными на покрытии;
- на Метеорологической обсерватории РГАУ МСХА им. В. А. Михельсона на ближайшую дату декадной снегосъемки;
- к расчетным значениям веса снегового покрова, превышаемым в среднем один раз в 50 лет, установленным в СП [1].

Для удобства представления экспериментальных данных все результаты измерения веса снегового покрова далее в настоящей статье приведены в кгс/м<sup>2</sup> (1 кН/м<sup>2</sup> = 100 кгс/м<sup>2</sup>).

Из приведенных таблиц следует, что на локальном участке покрытия в нижней зоне, прилегающей к наружному контуру, максимальное значение коэффициента формы составило  $\mu = 2,66$  к расчетному значению ВСП, для светопрозрачного покрытия –  $\mu = 0,67$ , для внутреннего контура –  $\mu = 1,53$  к расчетному значению ВСП. На козырьке за период наблюдений существенных снеговых нагрузок не было зарегистрировано. Однако следует отметить, что локальные снеговые нагрузки возле наружного контура могут превышать соответствующие нагрузки на земле в 5–8 раз, а для внутреннего пологого участка в центральной

Таблица 1

**Сравнительные результаты измерений максимальных значений веса снегового покрова и коэффициентов формы  $\mu$  для зоны I**

Table 1

**Comparative results of maximum snow load and form factor  $\mu$  for zone I**

Дата наблюдений	ВСП на покрытии	ВСП на Земле	мю	ВСП РГАУ МСХА	мю	ВСП по СП 20 [1]	мю
10.02.1998	123			92	1,34	203	0,61
17.03.1998	50			92	0,54	203	0,25
26.02.1999	200	117	1,71	143	1,40	203	0,99
13.02.2001	360	117	3,08	108	3,33	203	1,77
05.03.2003	220	89	2,47	77	2,86	203	1,08
01.03.2004	372	105	3,54	110	3,38	203	1,83
03.03.2006	220	100	2,20	96	2,29	203	1,08
11.03.2009	180	70	2,57	65	2,77	203	0,89
01.03.2011	231	97	2,38	115	2,01	203	1,14
01.03.2012	170	78	2,18	92	1,85	203	0,84
01.03.2013	270	172	1,57	130	2,08	203	1,33
02.02.2016	531	70	7,59	64	8,30	203	2,62
18.02.2016	483			68	7,10	203	2,38
03.03.2016	483	90	5,37	71	6,80	203	2,38
17.03.2016	300			80	3,75	203	1,48
31.01.2017	238	108	2,20	94	2,53	203	1,17
16.02.2017	238	108	2,20	86	2,77	203	1,17
14.02.2018	230	100	2,30	112	2,05	203	1,13
15.03.2018	458	116	3,95	135	3,39	203	2,26
28.01.2019	212	85	2,49	110	1,93	203	1,04
20.02.2019	540	105	5,14	95	5,68	203	2,66
<b>Максимум</b>	<b>540</b>	<b>172</b>	<b>7,59</b>	<b>143</b>	<b>8,30</b>		<b>2,66</b>
<b>Среднее</b>	<b>291</b>	<b>102</b>	<b>3,11</b>	<b>97</b>	<b>3,25</b>		<b>1,43</b>

Таблица 2

**Сравнительные результаты измерений максимальных значений веса снегового покрова и коэффициентов формы  $\mu$  для зоны II**

Table 2

**Comparative results of maximum snow load and form factor  $\mu$  for zone II**

Дата наблюдений	ВСП на покрытии	ВСП на Земле	мю	ВСП РГАУ МСХА	мю	ВСП по СП 20 [1]	мю
10.02.1998	13			92	0,14	203	0,06
17.03.1998	15			92	0,16	203	0,07
26.02.1999		117		143		203	
13.02.2001	30	117	0,26	108	0,28	203	0,15
05.03.2003	9	89	0,10	77	0,12	203	0,04
01.03.2004		105	0,00	110		203	
03.03.2006	30	100	0,30	96	0,31	203	0,15
11.03.2009	20	70	0,29	65	0,31	203	0,10
01.03.2011	90	97	0,93	115	0,78	203	0,44
01.03.2012	55	78	0,71	92	0,60	203	0,27
01.03.2013		172	0,00	130	0,00	203	
02.02.2016	74	70	1,06	64	1,16	203	0,36
18.02.2016				68		203	
03.03.2016	31	90	0,34	71	0,44	203	0,15
17.03.2016				80		203	
31.01.2017	136	108	1,26	94	1,45	203	0,67
16.02.2017	136	108	1,26	86	1,58	203	0,67
14.02.2018	110	100	1,10	112	0,98	203	0,54
15.03.2018	128	116	1,10	135	0,95	203	0,63
28.01.2019	80	85	0,94	110	0,73	203	0,39
20.02.2019		105		95		203	
<b>Максимум</b>	<b>136</b>	<b>172</b>	<b>1,26</b>	<b>143</b>	<b>1,58</b>		<b>0,67</b>
<b>Среднее</b>	<b>64</b>	<b>102</b>	<b>0,64</b>	<b>97</b>	<b>0,62</b>		<b>0,31</b>

зоне покрытия – в 2–4 раза, что свидетельствует о существенном различии процессов снегонакопления на земле и на покрытиях зданий и сооружений. Этот факт объясняется неравномерным метелевым переносом снега в верхней части покрытия, а также его сносом и сползанием с центральной светопрозрачной части на нижний контур, особенно в зоны перепадов высот, и его следует учитывать при проектировании.

Расчетные значения веса снегового покрова в соответствии с СП [1] принимаются по данным многолетних маршрутных снегосъемок на защищенных от действия ветра участках местности и устанавливаются как превышаемый в среднем один раз в 50 лет ежегодный максимум ВСП.

Для аппроксимации полученных данных используются различные теоретические законы распределения, выбор которых определяется наилучшим соответствием аппроксимирующей функции наблюдаемым значениям случайной величины, которое оценивается с помощью различных критериев согласия.

В нормативных документах различных стран мира, в том числе в стандартах США [11], Канады [12], в международных стандартах ИСО [9], а также в Еврокодах

Таблица 3

**Сравнительные результаты измерений максимальных значений веса снегового покрова и коэффициентов формы  $\mu$  для зоны III**

Table 3

**Comparative results of maximum snow load and form factor  $\mu$  for zone III**

Дата наблюдений	ВСП на покрытии	ВСП на Земле	мю	ВСП РГАУ МСХА	мю	ВСП по СП 20 [1]	мю
10.02.1998	106					203	
17.03.1998	50					203	
26.02.1999		117		143		203	
13.02.2001		117		108		203	
05.03.2003	60	89	0,67	77	0,78	203	0,30
01.03.2004	85	105	0,81	110	0,77	203	0,42
03.03.2006	180	100	1,80	96	1,88	203	0,89
11.03.2009	120	70	1,71	65	1,85	203	0,59
01.03.2011	215	97	2,22	115	1,87	203	1,06
01.03.2012	265	78	3,40	92	2,88	203	1,31
01.03.2013	210	172	1,22	130	1,62	203	1,03
02.02.2016	211	70	3,01	64	3,30	203	1,04
18.02.2016	308			68	4,53	203	1,52
03.03.2016	310	90	3,44	71	4,37	203	1,53
17.03.2016	136			80	1,70	203	0,67
31.01.2017	136	108	1,26	94	1,45	203	0,67
16.02.2017	136	108	1,26	86	1,58	203	0,67
14.02.2018	115	100	1,15	112	1,03	203	0,57
15.03.2018	204	116	1,76	135	1,51	203	1,00
28.01.2019	80	85	0,94	110	0,73	203	0,39
20.02.2019	130	105	1,24	95	1,37	203	0,64
<b>Максимум</b>	<b>310</b>	<b>172</b>	<b>3,44</b>	<b>143</b>	<b>4,53</b>		<b>1,53</b>
<b>Среднее</b>	<b>161</b>	<b>102</b>	<b>1,73</b>	<b>97</b>	<b>1,95</b>		<b>0,84</b>

при нормировании расчетных значений веса снегового покрова наиболее широко применяется распределение экстремальных значений типа I (распределение Гумбеля). При этом принимается превышаемое в среднем один раз в 50 лет значение ежегодных максимумов ВСП (с вероятностью превышения 2 %). Для аппроксимации данных наблюдений допускается использовать также логнормальный закон распределения и распределение Вейбулла (см., например, [11]). Прогнозируемые оценки ВСП заданной обеспеченности, получаемые с применением этих распределений, имеют несущественные различия.

Методика определения расчетных значений веса снегового покрова на территории Российской Федерации приведена в [14, 15]. Как было установлено из проведенных исследований, для большинства метеорологических станций на территории России наилучшее согласие с зарегистрированными данными о ежегодных максимумах ВСП дает их аппроксимация распределением Гумбеля с поправками на длину рядов наблюдений, которое предназначено для описания распределения экстремальных значений климатических параметров нагрузок [12]:

Таблица 4

**Сравнительные результаты измерений максимальных значений веса снегового покрова и коэффициентов формы  $\mu$  для зоны IV (козырек)**

Table 4

**Comparative results of maximum snow load and form factor  $\mu$  for zone IV (canopy)**

Дата наблюдений	ВСП на покрытии	ВСП на Земле	мю	ВСП РГАУ МСХА	мю	ВСП по СП 20 [1]	мю
02.02.2016	531	70	7,59	64	8,30	203	2,62
18.02.2016	483			68	7,10	203	2,38
03.03.2016	483	90	5,37	71	6,80	203	2,38
17.03.2016	300			80	3,75	203	1,48
31.01.2017	238	108	2,20	94	2,53	203	1,17
16.02.2017	238	108	2,20	86	2,77	203	1,17
14.02.2018	69	100	0,69	112	0,62	203	0,34
15.03.2018	77	116	0,66	135	0,57	203	0,38
28.01.2019	30	85	0,35	110	0,27	203	0,15
20.02.2019		105		95		203	
<b>Максимум</b>	<b>77</b>	<b>116</b>	<b>0,69</b>	<b>135</b>	<b>0,62</b>		<b>0,38</b>
<b>Среднее</b>	<b>59</b>	<b>101,5</b>	<b>0,57</b>	<b>113</b>	<b>0,49</b>		<b>0,29</b>

$F(x) = \exp(-\exp^{-y})$ , где:

$$y = \frac{x - a}{b}; \quad b = \frac{\sigma}{\sigma_N}; \quad a = \tilde{x} - \sigma \frac{\bar{y}_N}{\sigma_N}; \quad (1)$$

$\tilde{x}$  – среднее арифметическое из наибольших ежегодных значений веса снегового покрова;

$\sigma$  – среднеквадратическое (стандартное) отклонение;

$\bar{y}_N$  и  $\sigma_N$  – коэффициенты редукции среднего и стандартного отклонений (в функции от количества лет наблюдений).

Для получения расчетных значений ВСП  $S_{g,m}$ , превышаемых в среднем один раз в  $T$  лет, формула (1) преобразуется к виду

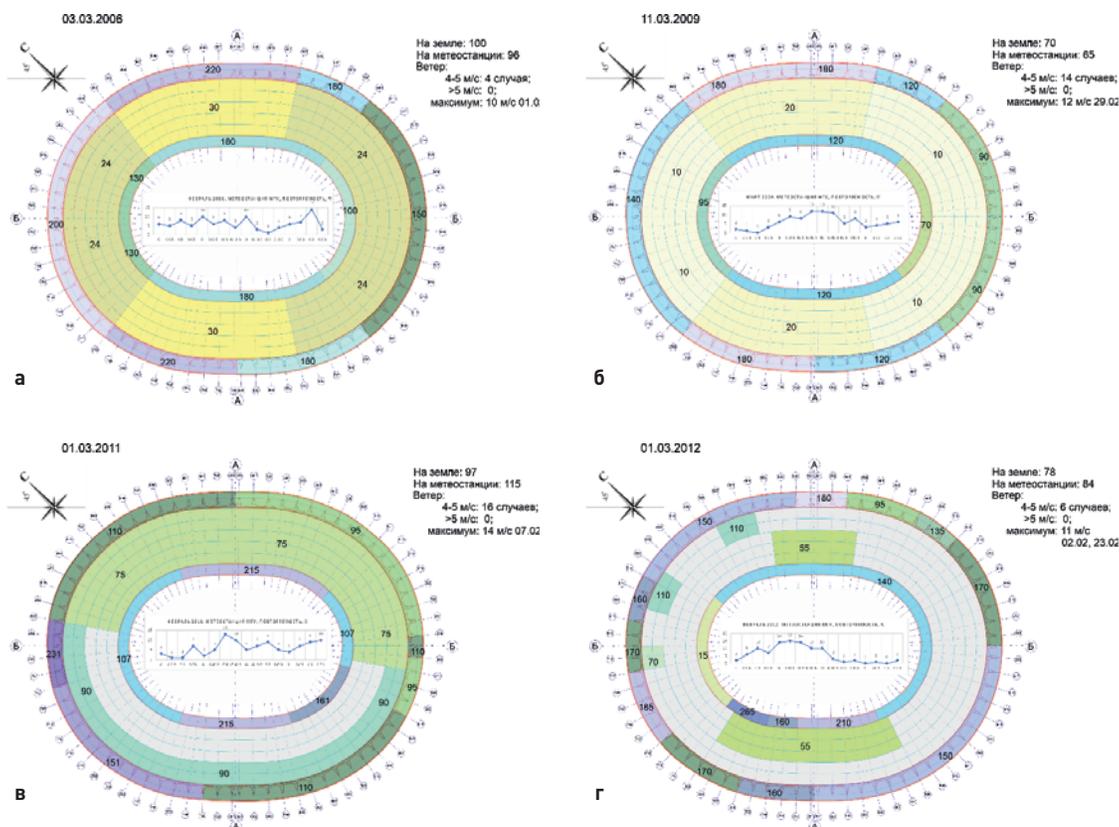
$$S_{g,m} = \tilde{x} - \frac{1}{\sigma_N} \times \sigma [\bar{y}_N + \ln(-\ln m)], \quad (2)$$

где  $m = 1-1/T$ , где  $T$ , лет – средний период повторяемости.

В последние десятилетия методика непосредственного измерения ВСП с помощью весового снегомера широко применяется во многих странах Европы, США и Канаде (см. [10, 11]).

Для уточнения расчетного значения ВСП использован ряд наблюдений на Метеорологической обсерватории РГАУ МСХА им. В.А. Михельсона, расположенной в Москве, за период более 100 лет, до 2019 года включительно. Установленное расчетное значение ВСП соответствует принятому в приложении К СП [1] для Москвы и составляет 2,03 кПа (203 кгс/м<sup>2</sup>).

Некоторые из полученных характерных результатов измерений веса снегового покрова на покрытии приведены на рис. 8–10. До проведения реконструкции БСА все измерения проводились для трех зон покрытия, начиная с 2016 года – для четырех зон, включая внутренний козырек, построенный в 2015 году (см. рис. 4).



**Рис. 8.** Измерения ВСП на покрытии БСА: 2006, 2009, 2011 и 2012 гг.  
**Fig. 8.** GSL on the GSA shell: 2006, 2009, 2011, and 2012

Во внутреннем пространстве на рис. 8–10 показаны соответствующие графики повторяемости направлений ветра за месяц, по румбам, для шестнадцати направлений, в процентах, построенные по данным метеостанции МГУ, ближайшей к месту расположения сооружения.

На диаграммах (рис. 11) показаны средние значения повторяемостей за зимний период, построенные по данным метеостанции МГУ за те месяцы, в которые проводились измерения ВСП на покрытии БСА «Лужники». В СП [2] необходимые данные о повторяемостях направлений ветра по румбам в настоящее время отсутствуют.

Из рис. 10 видно, что преобладающими для места расположения БСА являются ветры юго-западного, южного, западного и юго-восточного направлений. Из рис. 11 видно, что в феврале к ним добавляются также ветры северо-западного направления.

Следует отметить, что в отдельные годы повторяемость направлений ветра в зимний период существенно отличается от приведенных осредненных значений, что существенно влияет на картину неравномерного распределения снега по покрытию (см. рис. 12).

Из рис. 8–12 видно, что преобладающие направления ветра в зимний период меняются от зимы к зиме, как и направления ветра при метелях и снегопадах. Изменчивость скоростей ветра и направлений снеготранспорта способствуют формированию различных картин снеготложений на покрытии БСА в зимний период. К примеру, если в 2012 году в зимний

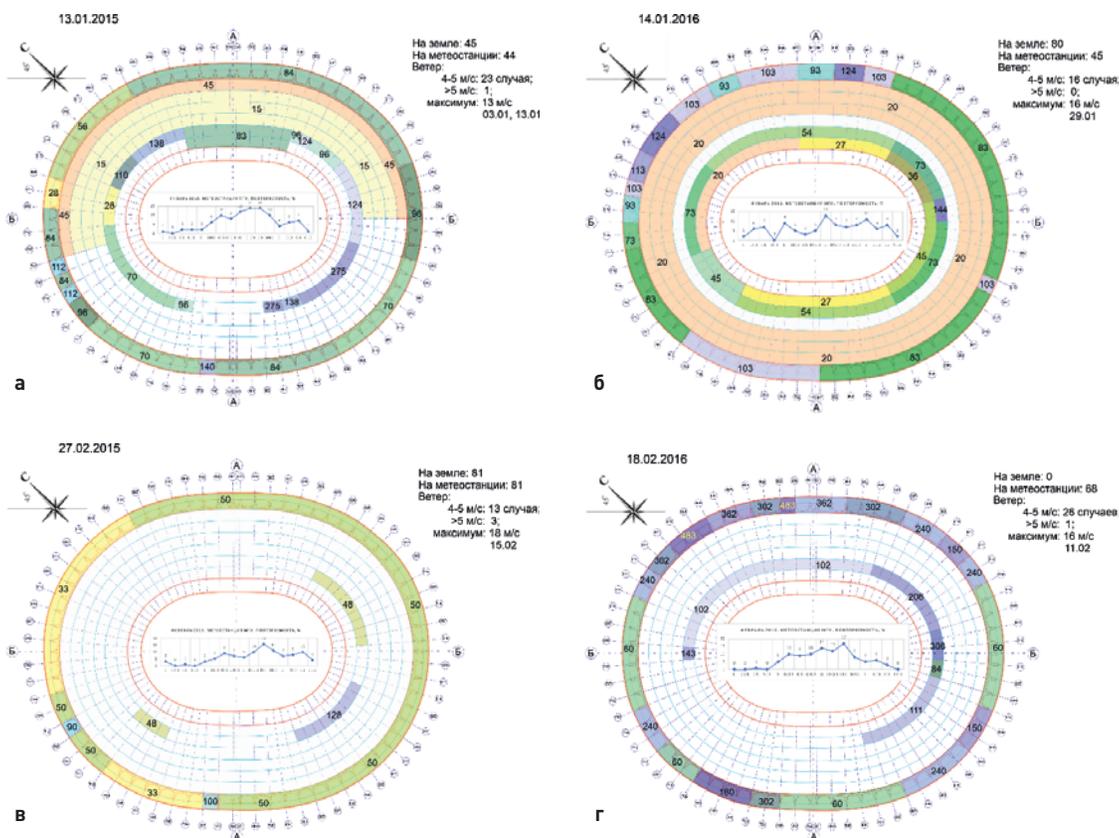


Рис. 9. Измерения ВСП на покрытии БСА: 2015 и 2016 гг.

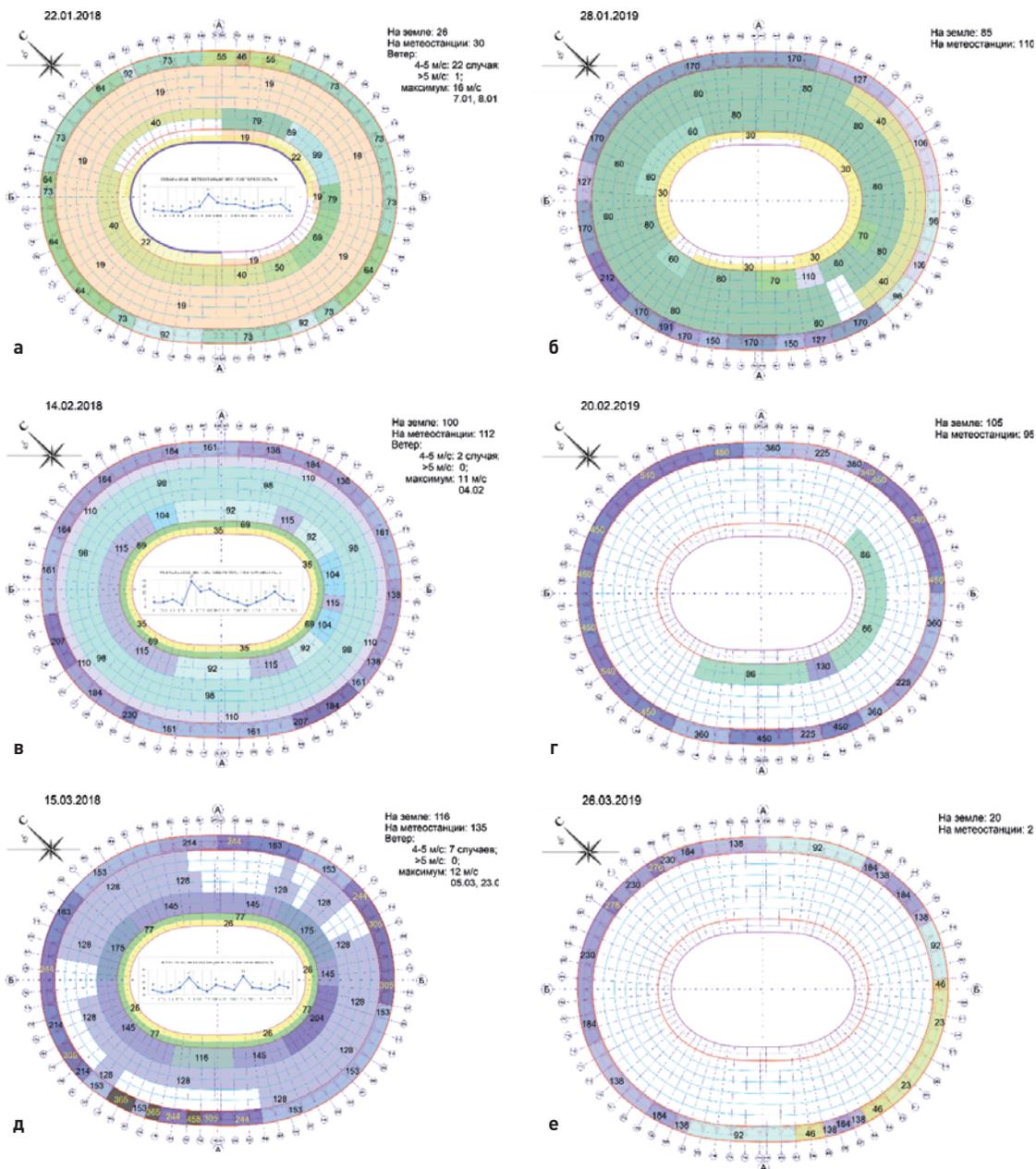
Fig. 9. GSL on the GSA shell: 2015 and 2016

период преобладали ветры восточных – юго-восточных направлений, то в 2015 году – южных – юго-западных. Соответствующие распределения снеговой нагрузки по покрытию в разные годы также существенно различаются.

Из рис. 8 *г* видно, что в марте 2012 года перенос снега ветром происходил с востока и юго-востока на запад – северо-запад, вдоль верхней части светопрозрачного покрытия и с центральной части в сторону внутреннего кольца. При этом снегоотложения максимальной плотности и интенсивности образовались на внутреннем контуре с юго-западной стороны (локально снеговая нагрузка втрое превысила ВСП земли); меньшей плотности – с северо-восточной и юго-восточной сторон (снеговая нагрузка на внутреннем контуре с наветренной стороны превысила ВСП земли более чем в полтора раза).

Остальная снеговая нагрузка, образовавшаяся на светопрозрачном покрытии, была снесена на наружный контур, что привело к ее возрастанию в этой зоне примерно вдвое по сравнению с весом снегового покрова земли на момент проведения наблюдений.

Из рис. 9 *а* видно, что в январе 2015 года перенос снега ветром по светопрозрачной части покрытия происходил с юго-запада на северо-восток, с накоплением добавочных снегоотложений в верхней центральной части вдоль внутреннего кольца, с подветренной стороны. При этом локально снеговая нагрузка примерно втрое превысила ВСП земли в верхней

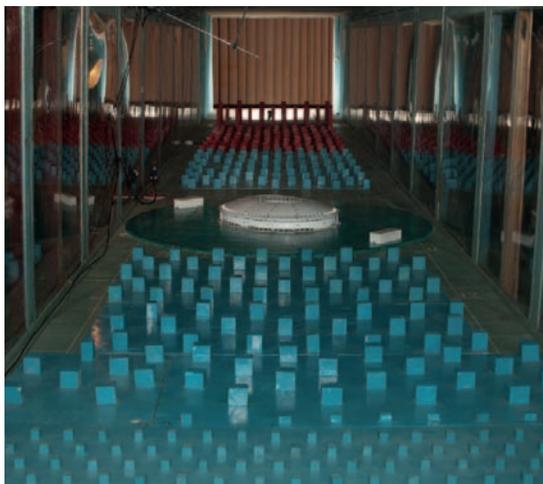


**Рис. 10.** Измерения ВСП на покрытии БСА: 2018 и 2019 гг.  
**Рис. 10.** GSL on the GSA shell: 2018 and 2019

светопрозрачной части покрытия с подветренной стороны и в пять раз на локальном участке верхней светопрозрачной части покрытия с южной наветренной стороны.

На нижнем опорном контуре снеговая нагрузка примерно вдвое превысила ВСП земли и была распределена почти равномерно, с локальными отклонениями.





**Рис. 13.** Модель сооружения в аэродинамической трубе фирмы «Уникон», г. Новосибирск, 2014 год. Типы местности «В» и «А»

**Fig. 13.** Structure model in the wind channel of the "Unicon" company, Novosibirsk, 2014. Terrain types "B" and "A"

с материалом натурального светопрозрачного покрытия. В связи с этим существенную роль в распределении снеговой нагрузки по натурному покрытию играет периодическое сползание снега с центральной части кровли на нижний опорный контур, что не могло быть учтено при проведении модельных испытаний. Поэтому результаты натурных наблюдений имеют в ряде случаев качественные отличия от результатов модельных аэродинамических испытаний.

В зоне верхнего пояса внутреннего контура натурные наблюдения показали, что снеговые отложения, как правило, сохраняются и даже накапливаются. При чередовании ветров различных направлений формируется локально неравномерная картина снеготложений со сложным чередованием зон повышенных и пониженных снеговых нагрузок.

В некоторые годы наблюдался неравномерный перенос снега в направлении снизу вверх от центральной части к внутреннему контуру покрытия и одновременный перенос

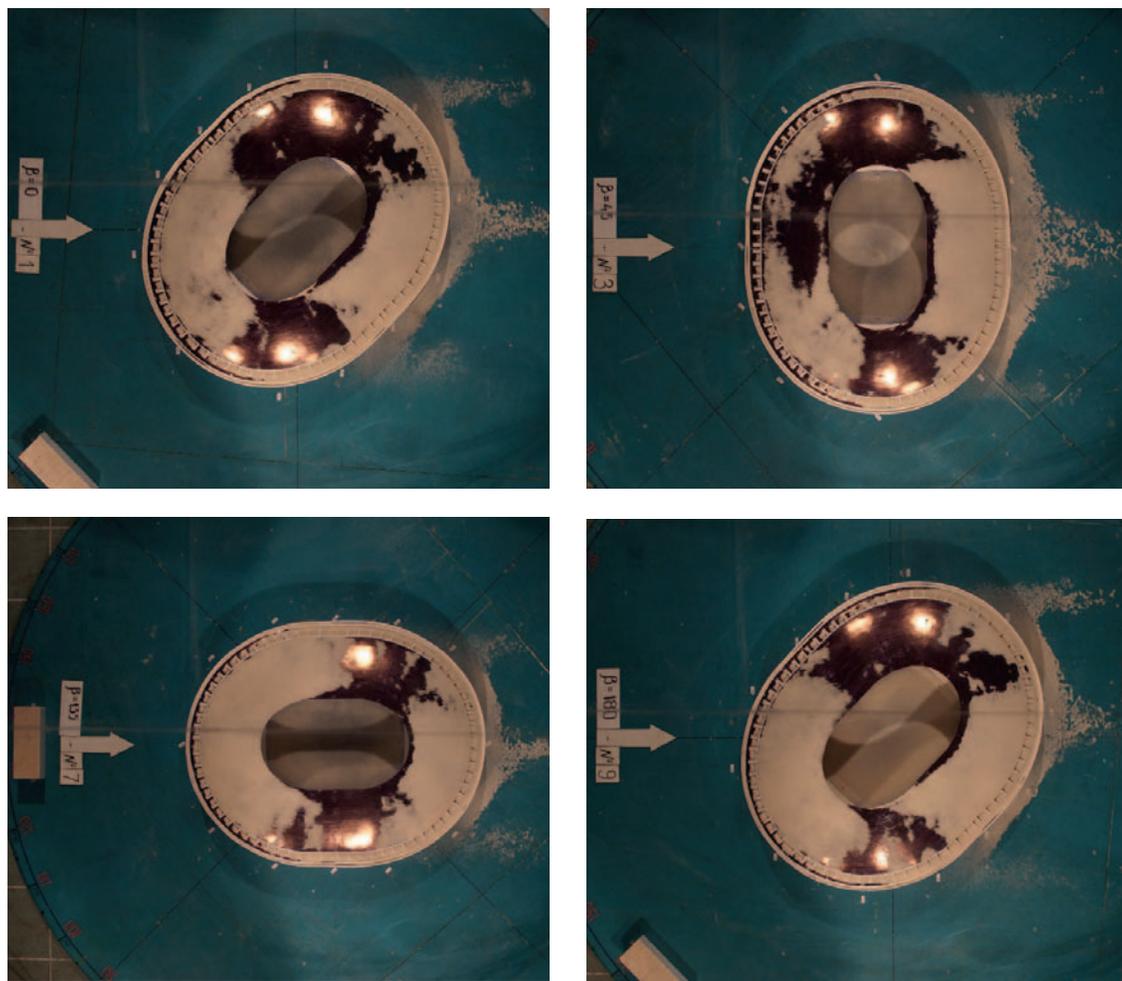
проведения подобных испытаний в нашей стране превышает 40 лет и за последние годы отражен в ряде публикаций (см., например, [16, 17]).

Модельные испытания БСА для исследования перераспределения снеговых нагрузок по покрытию под действием ветрового потока проводились в аэродинамической трубе фирмы «УНИКОН», г. Новосибирск, в 2014 году (рис. 13). Продувка модели сооружения проводилась по круговой панораме с шагом 22,5°, для типов местности «А» и «В».

Полученные характерные схемы неравномерного распределения имитатора снега по покрытию модели сооружения при различных направлениях ветрового потока представлены на рис. 14.

Из фото на рис. 14 мы видим чередование зон повышенных снеготложений с зонами, свободными от снега. Повышенные снеготложения максимальной плотности наблюдаются с подветренной стороны покрытия, а также в зоне верхнего пояса внутреннего контура с наветренной стороны. Такое перераспределение снеговой нагрузки по модели сооружения в целом подтверждается результатами натурных наблюдений на покрытии БСА, однако имеются некоторые заметные отличия.

Следует отметить, что модель БСА была выполнена из материала, имеющего более шероховатую поверхность по сравнению



**Рис. 14.** Характерные неравномерные распределения снеговой нагрузки по результатам модельных испытаний в аэродинамической трубе фирмы «УНИКОН», г. Новосибирск

**Fig. 14.** Characteristic uneven distribution of snow load according to model tests in the wind channel of the "UNICON" company, Novosibirsk

его в продольном направлении по пологим верхним участкам светопрозрачного покрытия с формированием локальных зон повышенных снегоотложений, которые превысили прогнозируемые значения снеговой нагрузки. Если максимальные рекомендуемые значения коэффициента формы  $\mu$  в зоне верхнего пояса внутреннего контура были приняты равными 1,2, то наблюдаемые в отдельные годы на небольших участках покрытия значения составили 1,35–1,5 к расчетным значениям ВСП для Москвы (см. рис. 8 г; 9 а, з).

В зоне покрытия, примыкающей к наружному контуру, модельные аэродинамические испытания показали существенное возрастание плотности и интенсивности снегоотложений с подветренной стороны покрытия, тогда как с наветренной стороны возрастание плотности заметно только возле перепадов высот со светопрозрачной частью покрытия. Такой характер перераспределения снеговой нагрузки в целом согласуется с данными натуральных

наблюдений (см., например, рис. 9 *з*), однако в большинстве случаев, поскольку направления ветра в зимний период постоянно чередуются, картина распределения снеговой нагрузки становится гораздо более сложной.

Из рис. 8–10 мы видим, что плотность снегоотложений вдоль наружного контура меняется неравномерно с чередованием зон повышенных и пониженных значений снеговой нагрузки. При этом на некоторых локальных участках образуются снегоотложения максимальной интенсивности, которые могут быть оценены в отдельные годы коэффициентами формы 2,0–2,6 к расчетным значениям ВСП (см. рис. 9 *з*; 10 *в*, *д*). В целом распределение снеговой нагрузки в нижней зоне вдоль наружного контура согласуется с рекомендуемыми значениями.

На светопрозрачной части покрытия по данным натуральных наблюдений можно выделить три характерных типа снеговой нагрузки:

– первый, близкий к равномерному, который наблюдается, как правило, в морозные маловетренные периоды зимы, а также непосредственно после снегопадов (см. рис. 8 *а*, *б*; 9 *в*; 10 *а*, *б*, *з*);

– второй – неравномерный с преобладанием повышенных снегоотложений на одной половине покрытия с подветренной стороны при сохранении зоны повышенных снегоотложений на нижнем участке с наветренной стороны либо при его отсутствии (см. рис. 8 *в*, 9 *а*);

– третий – сохранение локальных снегоотложений в разных частях кровли (см. рис. 8 *з*, 10 *в*).

Во многих случаях снеговая нагрузка на светопрозрачном покрытии полностью отсутствует ввиду сползания снега на наружный контур.

Полученные экспериментально коэффициенты формы снеговой нагрузки  $\mu$  отличаются от принятых рекомендуемых значений тем, что для светопрозрачного покрытия не наблюдается степенной зависимости между нагрузкой в его верхней и нижней частях. Распределение нагрузок меняется ступенчато в пределах отдельных зон и близко к равномерному в пределах каждой зоны. Снег сохраняется и накапливается в течение зимнего периода в верхней пологой части покрытия возле внутреннего контура.

На козырьке за период наблюдений с 2016 по 2019 год повышенных снеговых нагрузок не установлено.

## Выводы

1. Проведено натурное исследование веса снегового покрова на покрытии БСА «Лужники» за период с 1998 по 2019 год.

2. Выявлена сложная картина снегоотложений на покрытии, которая меняется не только от зимы к зиме, но и в пределах одного зимнего сезона.

3. Установлены основные закономерности распределения и перераспределения снеговой нагрузки по покрытию в зависимости от скоростей и направлений ветрового потока на сооружение в зимний период.

4. Выполнено сопоставление полученных результатов натуральных измерений снеговой нагрузки на покрытие с данными проведенных модельных аэродинамических испытаний, которое показало в целом хорошее, но неполное подобие полученных результатов.

5. Выявлены качественные отличия снеговых нагрузок на светопрозрачной части покрытия БСА от результатов проведенных модельных испытаний вследствие применяемых

материалов покрытия, обладающих малой шероховатостью и имеющих слабое сцепление со снегом, что способствует его более интенсивному переносу и сползанию.

6. Значения снеговых нагрузок на покрытие БСА за период наблюдений в целом не превысили установленных рекомендуемых значений, за исключением локальных зон возле внутреннего контура.

7. При выборе возможных неблагоприятных схем распределения снеговых нагрузок для проведения расчетов несущих конструкций уникальных сооружений необходимо одновременно учитывать несколько возможных направлений снегопереноса под действием ветрового потока, при которых формируется неравномерная картина снегоотложений на покрытии.

## Список литературы

1. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\* (с Изменениями № 1, № 2 и № 3, № 4) [интернет]. Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/456044318>
2. СП 131.13330.2020 Строительная климатология. Москва: Стандартинформ; 2021.
3. Микулин В.Б., Одесский П.Д., Лебедева И.В. и др. Покрытие Большой спортивной арены стадиона «Лужники» (проектирование, научные исследования и строительство). Москва: Фортэ; 1998.
4. Фарфель М.И., Гукова М.И., Коняшин Д.Ю. и др. Особенности реконструкции Большой спортивной арены стадиона «Лужники» к Чемпионату мира по футболу в 2018 году. Вестник НИЦ Строительство. 2017;(3):74–92.
5. Фарфель М.И. Обеспечение безаварийной эксплуатации уникального большепролетного покрытия Большой спортивной арены олимпийского стадиона «Лужники». Строительная механика и расчет сооружений. 2012;(6):56–61.
6. Микулин В.Б., Попов Н.А., Отставнов В.А., Фарфель М.И. Расчет покрытия Большой спортивной арены Олимпийского комплекса «Лужники». Сейсмостойкое строительство. 2003;(6):38–42.
7. Микулин В.Б., Фарфель М.И., Ханджи А.В. Покрытие Большой спортивной арены Олимпийского комплекса в Лужниках. В: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко 80 лет: сборник статей. Москва: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко; 2007. С. 46–55.
8. Mikulin V. B., Khandzhi A. V. Design and construction of mayor sports arena in Luzhniky. Moscow. In: Spatial Structures in new and Renovation project of Buildings and constructions (International congress ICSS-98, June 22–26 1998. Moscow. Russia). Moscow; 1998. P. 113–114.
9. ISO 4355:2013 Bases for design of structures – Determination of snow loads on roofs. Switzerland; 2013.
10. CEN. Eurocode 1: Actions on structures. – Part 1.3. Snow Loads. Brussels: CEN Central Secretariat; 2003.
11. ASCE Standard ASCE/SEI 7–10. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers; 2010.
12. Canadian Commission on Building and Fire Codes. National Building Code of Canada: 2015. National Research Council of Canada; 2015. <https://doi.org/10.4224/40002005>
13. Gumbel E. J. Statistics of extremes. New York: Columbia University Press; 1958. <https://doi.org/10.7312/gumb92958>
14. Otstavnov V. A., Lebedeva I. V. The new map of ground snow loads for Russian building code. In: Snow Engineering V. Proceedings of the fifth international conference on snow engineering, 5–8 July 2004, Davos, Switzerland. London: Taylor & Francis Group; 2004. P. 157–162.
15. Назаров Ю.П., Лебедева И.В., Попов Н.А. Региональное нормирование снеговых нагрузок в России. Строительная механика и расчет сооружений. 2006;(3):71–77.
16. Попов Н.А., Лебедева И.В., Богачев Д.С., Березин М.М. Ветровые и снеговые нагрузки на большепролетные покрытия. Промышленное и гражданское строительство. 2016;(12):50–55.
17. Лебедева И.В., Маслов А.В., Березин М.М. Экспериментальные исследования для установления расчетных параметров снеговых нагрузок. Вестник НИЦ «Строительство». 2020;25(2):66–76. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2020-2\(25\)-66-76](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2020-2(25)-66-76)

## References

1. SP 20.13330.2016. Loads and impacts. Updated version of SNiP 2.01.07-85\* [with Amendments No. 1, No. 2 and No. 3, No. 4]. [internet]. Available at: <https://docs.cntd.ru/document/456044318> (in Russian).
2. SP 131.13330.2020. Construction climatology. Moscow: Standartinform Publ.; 2021 (in Russian).
3. Mikulin V.B., Odessky P.D., Lebedeva I.V., et al. Covering of the Large Sports Arena of the Luzhniki Stadium (design, research and construction). Moscow: Forte Publ.; 1998 (in Russian).
4. Farfel M.I., Gukova M.I., Konyashin D.Yu., et al. In particular, reconstruction of the Large Sports Arena of the Luzhniki Stadium for the 2018 FIFA World Cup. Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction. 2017;(3):74–92 (in Russian).
5. Farfel M.I. Ensuring trouble-free operation of the unique long-span covering of the Large Sports Arena of the Olympic stadium "Luzhniki". Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzhenii = Structural Mechanics and Analysis of Constructions. 2012;(6):56–61 (in Russian).
6. Mikulin V.B., Popov N.A., Otstanov V.A., Farfel M.I. Calculation of the coverage of the Large sports arena of the Olympic complex "Luzhniki". Seismostoikoe stroitel'stvo = Earthquake engineering. 2003;(6):38–42 (in Russian).
7. Mikulin V.B., Farfel M.I., Khandzhi A.V. Covering the Large sports arena of the Olympic Complex in Luzhniki. V.A. Koucherenko TSNIISK 80 years old. Collection of articles. Moscow: V.A. Koucherenko TSNIISK; 2007. P. 46–55 (in Russian).
8. Mikulin V. B., Khandzhi A.V. Design and construction of mayor sports arena in Luzhniki. Moscow. In: Spatial Structures in new and Renovation project of Buildings and constructions (International congress ICSS-98, june 22–26 1998. Moscow. Russia). Moscow; 1998. P. 113–114.
9. ISO 4355:2013. Bases for design of structures — Determination of snow loads on roofs. Published in Switzerland; 2013.
10. CEN. Eurocode 1: Actions on structures. – Part 1.3. Snow Loads. CEN Central Secretariat Brussels: CEN Central Secretariat; 2003.
11. ASCE Standard ASCE/SEI 7–10. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers; 2010.
12. Canadian Commission on Building and Fire Codes. National Building Code of Canada: 2015. National Research Council of Canada; 2015. <https://doi.org/10.4224/40002005>
13. Gumbel E.J. Statistics of extremes. New York: Columbia University Press; 1958. <https://doi.org/10.7312/gumb92958>
14. Otstavnov V.A., Lebedeva I.V. The new map of ground snow loads for Russian building code. In: Snow Engineering V. Proceedings of the fifth international conference on snow engineering, 5–8 July 2004, Davos, Switzerland. Davos, 2005. London: Taylor & Francis Group; 2004. P. 157–162.
15. Nazarov Yu.P., Lebedeva I.V., Popov N.A. Regional rationing of snow loads in Russia. Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzhenii = Structural Mechanics and Analysis of Constructions. 2006;(3):71–77 (in Russian).
16. Popov N.A., Lebedeva I.V., Bogachev D.S., Berezin M.M. Wind and snow loads on long-span coatings. Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo = Industrial and Civil Engineering. 2016;(12):50–55 (in Russian).
17. Lebedeva I.V., Maslov A.V., Berezin M.M. Experimental researches for assignment of snow loads design parameters. Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction. 2020;25(2):66–76 (in Russian). [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2020-2\(25\)-66-76](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2020-2(25)-66-76)

## 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](mailto:ilebedeva61@gmail.com)  
тел.: +7 (499) 174-77-35

**Irina V. Lebedeva** , Cand. Sci. (Engineering), Head of Laboratory, Laboratory of Structural reliability of the TSNIISK named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: [ilebedeva61@gmail.com](mailto:ilebedeva61@gmail.com)  
tel.: +7 (499) 174-77-35

**Михаил Иосифович Фарфель**, канд. техн. наук, заведующий лабораторией нормирования, реконструкции и мониторинга уникальных зданий и сооружений ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», доцент кафедры металлических и деревянных конструкций НИУ МГСУ, Москва

e-mail: farfelmi@yandex.ru

тел.: +7 (499) 170-10-87

**Mikhail I. Farfel**, Cand. Sci. (Engineering), Head of Laboratory, Laboratory of Reconstruction, Standardization, and Monitoring of Unique Buildings and Structures of the TSNIISK named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Associate Prof., Department of Metal and Wooden Structures, National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow

e-mail: farfelmi@yandex.ru

tel.: +7 (499) 170-10-87

**Дмитрий Юрьевич Коняшин**, научный сотрудник лаборатории нормирования, реконструкции и мониторинга уникальных зданий и сооружений ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва,

e-mail: dk10@yandex.ru

тел.: +7 (925) 271-00-10

**Dmitry Yu. Konyashin**, Researcher, Laboratory of Reconstruction, Standardization, and Monitoring of Unique Buildings and Structures of the TSNIISK named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: dk10@yandex.ru

tel.: +7 (925) 271-00-10

**Максим Михайлович Березин**, руководитель лаборатории строительной аэродинамики Новосибирского отдела аэродинамики сооружений, Научно-исследовательская и проектно-строительная фирма «УНИКОН», Кемерово

e-mail: m-berezin@bk.ru

**Maxim M. Berezin**, Head of Laboratory, Laboratory of Structural Aerodynamics of the Novosibirsk Department of Aerodynamics of Structures of the Research and Development and Construction Company "UNICON", Kemerovo

e-mail: m-berezin@bk.ru

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 624.01

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-62-79](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-62-79)

EDN: UZYAQD

# О ПРИМЕНЕНИИ ЖЕСТКОСТЕЙ АНАЛИТИЧЕСКОГО МЕТОДА РАСЧЕТА ПРЯМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КЕССОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ. ЧАСТЬ 2. РАСЧЕТ С ОТНОСИТЕЛЬНОЙ ЖЕСТКОСТЬЮ БАЛОК

М.В. МОЗГОЛОВ, канд. техн. наук  
Е.В. КОЗЛОВА 

Коломенский институт (филиал) ФГАОУ ВО «Московский политехнический университет»,  
ул. Октябрьской революции, д. 408, г. Коломна, 140402, Российская Федерация

## Аннотация

*Введение.* Аналитический расчет железобетонных кессонных перекрытий предусматривает определение составляющих общей нагрузки, приходящихся на балки, в зависимости от величин пролетов и жесткости центральных балок. В случае перекрытий с прямоугольными кессонами, обладающими разной ортогональной жесткостью, данная теория приводит к результатам, значительно отличающимся от расчетов, выполненных методом конечных элементов. Кессонное перекрытие является ребристой плитой, которая характеризуется цилиндрической или относительной балочной жесткостями.

*Цель данной работы* – выяснение достоверности вычисляемых пролетных изгибающих моментов в балках прямых кессонных железобетонных перекрытий с использованием в формулах аналитического расчета величин пролетов и относительной жесткости балок.

*Материалы и методы.* Методика выполнения работы предусматривает сравнение изгибающих моментов, полученных аналитическим способом, с данными метода конечных элементов вычислительного комплекса SCAD в балках центральных зон прямых кессонных перекрытий. Рассматривается 13 перекрытий квадратных или прямоугольных в плане с различным соотношением сторон кессонов. В качестве компьютерной модели принята система перекрестных балок из стержней таврового сечения.

*Результаты.* Максимальные отклонения значений изгибающих моментов, полученных аналитическим методом расчета от компьютерного способа, составляют: для квадратного перекрытия с квадратными кессонами -0,6 %, для квадратного перекрытия с прямоугольными кессонами от -2,8 до +2,5 %, при соотношении пролетов  $L_{max}/L_{min} \leq 1,5$  для прямоугольного перекрытия с прямоугольными кессонами от -6,2 до +2,0 %, с квадратными кессонами от -7,3 до +4,8 %. Для прямоугольных перекрытий с любыми кессонами при соотношении пролетов  $L_{max}/L_{min} \geq 1,75$  компьютерным расчетом выявлено отклонение эпюры изгибающих моментов длинного направления от параболы.

*Выводы.* Применение в формулах аналитического метода расчета прямых шарнирно-опертых кессонных железобетонных перекрытий величин пролетов и относительной жесткости балок позволяет получить величины изгибающих моментов, имеющих хорошую сходимость с методом конечных элементов.

**Ключевые слова:** железобетонные кессонные перекрытия, конечно-элементная модель, изгибающие моменты, жесткость перекрытия, относительная жесткость балок

**Для цитирования:** Мозголов М.В., Козлова Е.В. О применении жесткостей аналитического метода расчета прямых железобетонных кессонных перекрытий. Часть 2. Расчет с относительной жесткостью балок. Вестник НИЦ «Строительство». 2022;35(4):62–79. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-62-79](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-62-79)

**Вклад авторов**

Мозголов М.В. – создание компьютерных моделей, сбор материала, обработка материала, научное редактирование статьи, оформление статьи.

Козлова Е.В. – сбор материала, обработка материала, аналитический расчет конструкций, оформление статьи.

**Финансирование**

Исследование не имело спонсорской поддержки.

**Конфликт интересов**

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 14.08.2022

Поступила после рецензирования 12.09.2022

Принята к публикации 20.09.2022

## USE OF ANALYTICAL METHOD FOR CALCULATING STIFFNESSES OF STRAIGHT WAFFLE SLABS. PART 2. CALCULATION USING RELATIVE STIFFNESS OF BEAMS

M.V. MOZGOLOV, Cand. Sci. (Engineering)

E.V. KOZLOVA ✉

*Kolomna Institute (branch) of the Federal State Budgetary Educational Institution of Higher Education "Moscow Polytechnic University", October Revolution str., 408, Kolomna, 140402, Russian Federation*

**Abstract**

*Introduction.* The analytical calculation of reinforced concrete waffle slabs calls for the determination of the components of total load on joists, depending on the dimensions of spans and the rigidity of central joists. In the case of slabs having rectangular coffers of various orthogonal rigidity, this theory leads to results differing significantly from those obtained by the finite element method. The waffle slab comprises a ribbed slab, characterized by cylindrical or relative beam stiffness.

*Aim.* This article discusses the accuracy of the calculated span bending moments in the joists of straight reinforced concrete waffle slabs using the span dimensions and relative stiffness of joists in analytical formulas.

*Materials and methods.* The work was carried out by comparing the bending moments for joists in the central zones of straight waffle slabs obtained analytically and using the SCAD software by the finite-element method. Square or rectangular in plan, 13 slabs having different aspect ratios of waffle were considered. A T-beam and girder construction were used in the computer model.

*Results.* The maximum deviations of the bending moments obtained by the analytical calculation from the computer-aided method amount to: -0.6% for a square slab having square coffers, from -2.8 to +2.5% for a square slab having rectangular coffers, from -6.2 to +2.0% at a span ratio of  $L_{max}/L_{min} \leq 1.5$  for a rectangular slab having rectangular coffers, and from -7.3 to +4.8% for those having square coffers. For rectangular slabs having any coffers at a span ratio of  $L_{max}/L_{min} \geq 1.75$ , a computer-aided calculation revealed that the plot of bending moments in the long-side direction deviates from parabola.

*Conclusions.* The use of the span dimensions and relative stiffness of joists in the analytical formulas for calculating straight hinge-supported reinforced concrete waffle slabs allows the values of bending moments to be obtained that are in agreement with those obtained by the finite element method.

**Keywords:** reinforced concrete waffle slabs, finite element model, bending moments, slab stiffness, relative beam stiffness

**For citation:** Mozgolov M.V., Kozlova E.V. Use of analytical method for calculating stiffnesses of straight waffle slabs. Part 2. Calculation using relative stiffness of beams. *Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2022;35(4):62–79. (In Russ.) [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-62-79](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-62-79)

#### **Author contribution statements**

Mozgolov M.V. – computer model development, data collection, data processing, scientific editing, article preparation.

Kozlova E.V. – data collection, data processing, analytical calculation of structures, article preparation.

#### **Funding**

No funding support was obtained for the research.

#### **Conflict of interest**

The authors declare no conflict of interest.

*Received 14.08.2022*

*Revised 12.09.2022*

*Accepted 20.09.2022*

## **Введение**

Данная работа является продолжением изучения аналитического метода расчета прямых кессонных железобетонных перекрытий [1]. Причиной этому стал анализ имеющихся в литературе данных аналитических и компьютерных расчетов кессонных конструкций, который показывает, что в зависимости от созданной конечно-элементной модели и геометрии перекрытия усилия в балках могут существенно отличаться [2–4, 16]. Методика выполнения работы предусматривает сравнение усилий – изгибающих моментов, полученных аналитическим способом и методом конечных элементов в вычислительном комплексе SCAD в балках центральных зон прямых кессонных перекрытий с различной геометрией в плане и различным соотношением сторон кессонов. Самой простой и наиболее точной как в расчетном смысле метода конечных элементов [5, 6], так и по геометрии пространственной модели для изучения напряженно-деформированного состояния ребер кессонных перекрытий при сравнении с аналитическим методом расчета, основанным на балочной аналогии, будет стержневая конечно-элементная модель со сбором нагрузки на балки по законам треугольника и трапеции. В качестве конечных элементов принят пространственный стержень таврового сечения – тип 5. Известная аналитическая теория расчета железобетонных кессонных конструкций основана на аналогии расчета плит, опертых по контуру [7–13]. На первом этапе расчета определяются составляющие общей нагрузки, приходящиеся на балки  $q_x + q_y = q$ , расположенные вдоль осей X и Y, зависящие только от размеров пролетов перекрытия  $L_x$  и  $L_y$ . Это свидетельствует о принятии в расчете одинаковых жесткостей отдельных центральных ортогональных балок, или условных выделенных полос, а не жесткостей перекрытия. Поэтому жесткости в формулы не входят, они сокращаются по правилам математики. В первой части работы [1] доказано, что использование жесткости отдельных центральных ортогональных балок в общем случае расчета приводит к неверным результатам. Без учета жесткостей можно рассчитывать только шарнирно-опертые по контуру перекрытия квадратные в плане с квадратными кессонами, так

как в данном случае жесткости в формулах сокращаются. Кессонное перекрытие является плитой, опертой по контуру, подкрепленной снизу ребрами жесткости. Плитные конструкции характеризуются цилиндрической жесткостью, относительной балочной жесткостью или их суммой [14]. Поэтому в данной работе в качестве жесткости аналитического метода расчета железобетонных кессонных перекрытий рассматривается относительная жесткость балок по ортогональным направлениям  $X$  и  $Y$ .

## Цель

Целью данной работы является выяснение достоверности получаемых усилий в балках прямых кессонных железобетонных перекрытий с использованием в формулах аналитического расчета относительной жесткости отдельных ортогональных балок, расположенных в центральных зонах перекрытия.

## Материалы и методы исследования

На первом этапе известного аналитического расчета [7–13] определяются составляющие общей нагрузки, приходящиеся на балки  $q_x + q_y = q$ , расположенные вдоль осей  $X$  и  $Y$ , зависящие от размеров пролетов перекрытия  $L_x$  и  $L_y$  и жесткостей отдельных центральных ортогональных балок  $B_x$  и  $B_y$ .

$$B_x = E \times I_x, \quad (1)$$

$$B_y = E \times I_y, \quad (2)$$

где  $E$  – модуль упругости материала;

$I_x$  и  $I_y$  – моменты инерции балок вдоль осей  $X$  и  $Y$ .

$$q_x = q \times \frac{L_y^4 \times B_x}{L_x^4 \times B_y + L_y^4 \times B_x}, \quad (3)$$

$$q_y = q \times \frac{L_x^4 \times B_y}{L_x^4 \times B_y + L_y^4 \times B_x}. \quad (4)$$

На втором этапе определяются усилия – изгибающие моменты и поперечные силы.

Максимальные изгибающие моменты в балках, расположенных вдоль осей  $X$  и  $Y$ , определяются по формулам:

$$M_x^{max} = \alpha_1 \times q_x \times a \times L_x^2 \times n_x, \quad (5)$$

$$M_y^{max} = \alpha_2 \times q_y \times b \times L_y^2 \times n_y, \quad (6)$$

где  $\alpha_1$  и  $\alpha_2$  – коэффициенты, зависящие от характера распределения нагрузки и вида опорных закреплений. При равномерно-распределенной нагрузке на перекрытие и шарнирно-опертом контуре  $\alpha_1 = \alpha_2 = 0,125$ ;

$a$  и  $b$  – шаг балок;

$n_x$  и  $n_y$  – коэффициенты пропорциональности, зависящие от расположения балок в перекрытии.

В работе [14, с. 410, 411] при расчете плит, усиленных симметрично относительно оси плиты ребрами жесткости, жесткость конструкции определяется как сумма, состоящая из цилиндрической жесткости плиты и относительной жесткости ребер:

$$D_x = \frac{E \times h^3}{12 \times (1 - \nu^2)} + \frac{E' \times I_1}{b_1}, \tag{7}$$

$$D_y = \frac{E \times h^3}{12 \times (1 - \nu^2)} + \frac{E' \times I_2}{a_1}, \tag{8}$$

где  $E$  и  $E'$  – модули упругости материала плиты и ребер;

$h$  – толщина плиты;

$\nu$  – коэффициент Пуассона;

$I_1$  и  $I_2$  – моменты инерции ребер жесткости вдоль осей  $X$  и  $Y$ ;

$b_1$  и  $a_1$  – расстояния между ребрами.

Жесткость плиты  $D_y$ , усиленной с одной стороны системой равноотстоящих ребер, определяется по следующей формуле:

$$D_y = \frac{E \times I}{a_1}, \tag{9}$$

где  $E$  – модуль упругости материала;

$I$  – момент инерции отдельной тавровой балки;

$a_1$  – шаг равноотстоящих балок.

При расчете балочных сеток жесткость по ортогональным направлениям определяется по формулам:

$$D_x = \frac{B_1}{b_1}, \tag{10}$$

$$D_y = \frac{B_2}{a_1}, \tag{11}$$

где  $B_1$  и  $B_2$  – жесткость при изгибе каждой из балок вдоль осей  $X$  и  $Y$ ;

$b_1$  и  $a_1$  – шаг балок.

Перепишем формулы расчета железобетонных кессонных перекрытий с учетом относительных жесткостей отдельных ортогональных тавровых балок, равноотстоящих друг от друга.

$$q_x = q \times \frac{L_y^4 \times D_x}{L_x^4 \times D_y + L_y^4 \times D_x}, \tag{12}$$

$$q_y = q \times \frac{L_x^4 \times D_y}{L_x^4 \times D_y + L_y^4 \times D_x}. \tag{13}$$

Методика выполнения работы предусматривает сравнение усилий – изгибающих моментов, полученных аналитическим способом и методом конечных элементов в вычислительном комплексе SCAD в балках центральных зон прямых кессонных перекрытий с различной геометрией. Рассматриваются шарнирно-оперные по контуру перекрытия квадратные в плане  $12,0 \times 12,0$  м с размерами кессонов  $1,5 \times 1,5$  м,  $2,0 \times 1,5$  м,  $2,4 \times 1,5$  м,  $3,0 \times 1,5$  м,  $4,0 \times 1,5$  м, прямоугольные перекрытия с размерами в плане  $12,0 \times 15,0$  м,  $12,0 \times 18,0$  м,  $12,0 \times 21,0$  м,  $12,0 \times 24,0$  м с квадратными кессонами

1,5 × 1,5 м и прямоугольные перекрытия 12,0 × 15,0 м, 12,0 × 18,0 м, 12,0 × 21,0 м, 12,0 × 24,0 м с прямоугольными кессонами 1,5 × 1,875 м, 1,5 × 2,25 м, 1,5 × 2,625 м, 1,5 × 3,0 м соответственно. Все расчетные схемы имеют балки параллельного направления с одинаковым расстоянием друг от друга. Перекрытия рассчитываются на равномерно-распределенную нагрузку  $q = 1 \text{ Т/м}^2$ .

В качестве компьютерной модели, как и в первой части работы, принята система перекрестных балок из стержней таврового сечения (конечный элемент тип 5 – пространственный стержень) с непосредственным приложением к ним погонной нагрузки, собираемой с отсеков по законам треугольника и трапеции [11, 12]. Во всех схемах сечение пролетных балок принято высотой 500 мм, шириной ребра 250 мм, толщиной полки 80 мм, шириной полки равной шагу балок, бетоном класса В25.

В часторебристом перекрытии для балок одного направления балки другого направления являются для первых ребрами жесткости и в соответствии с требованиями п. 8.1.11 СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» в расчете мы должны учитывать всю ширину полки.

В соответствии с требованиями п. 6.2.5 СП 430.1325800.2018 «Монолитные конструктивные системы. Правила проектирования» и п. 2.1.1.1. Методического пособия [17] для учета ползучести бетона и наличия трещин при расчете балок компьютерных моделей начальный модуль упругости бетона умножался на коэффициент 0,2 для участков с трещинами (пролетные балки) и 0,3 для участков без трещин (балки опорного контура).

Выполним аналитический расчет в соответствии с теорией, учитывающей относительную жесткость балок  $D_x$  и  $D_y$ . Жесткость балок  $B_x$  и  $B_y$  определена в ВК SCAD.

*Квадратное перекрытие с квадратными кессонами ( $L_x \times L_y$ )*

Перекрытие размером в плане 12,0 × 12,0 м с кессонами 1,5 × 1,5 м. Рассматриваем центральные балки  $B_{1,5X}$  и  $B_{1,5Y}$  (рис. 1).

Относительная жесткость балок:

$$D_x = \frac{B_x}{a} = \frac{0,2 \times E_b \times I_x}{1,5} = \frac{3125}{1,5} = 2083 \text{ Тм}, \quad (14)$$

$$D_y = \frac{B_y}{b} = \frac{0,2 \times E_b \times I_y}{1,5} = \frac{3125}{1,5} = 2083 \text{ Тм}. \quad (15)$$

Составляющие общей нагрузки, приходящиеся на балки:

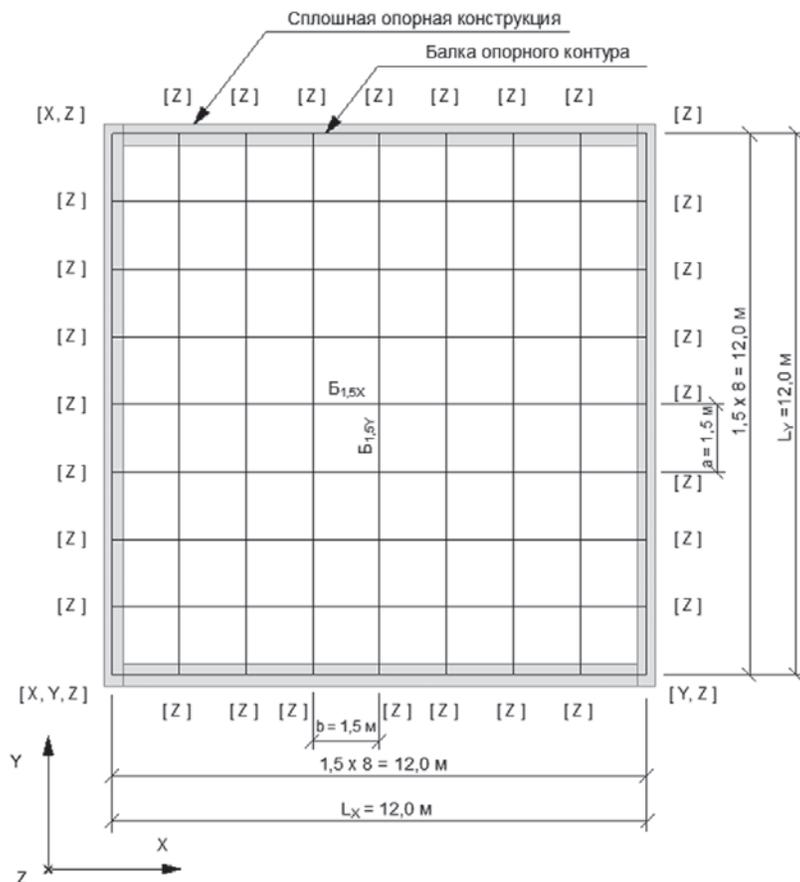
$$q_x = q \times \frac{L_y^4 \times D_x}{L_x^4 \times D_y + L_y^4 \times D_x} = 1 \times \frac{12^4 \times 2083}{12^4 \times 2083 + 12^4 \times 2083} = 0,5 \frac{\text{Т}}{\text{м}^2}, \quad (16)$$

$$q_y = q \times \frac{L_x^4 \times D_y}{L_x^4 \times D_y + L_y^4 \times D_x} = 1 \times \frac{12^4 \times 2083}{12^4 \times 2083 + 12^4 \times 2083} = 0,5 \frac{\text{Т}}{\text{м}^2}. \quad (17)$$

Максимальные изгибающие моменты в середине пролета:

$$M_{B1,5X}^{max} = \alpha \times q_x \times a \times L_x^2 \times n_x = 0,125 \times 0,5 \times 1,5 \times 12^2 \times 1 = 13,5 \text{ Тм}, \quad (18)$$

$$M_{B1,5Y}^{max} = \alpha \times q_y \times b \times L_y^2 \times n_y = 0,125 \times 0,5 \times 1,5 \times 12^2 \times 1 = 13,5 \text{ Тм}. \quad (19)$$



**Рис. 1.** Схема кессонного перекрытия размером в плане 12,0 × 12,0 м с кессонами 1,5 × 1,5 м.  $B_{1,5x}$ ,  $B_{1,5y}$  – рассчитываемые балки. [X, Y, Z] – связи, установленные в узлах балки опорного контура  
**Fig. 1.** Schematic of a waffle slab of 12.0 × 12.0 m in plan having 1.5 × 1.5 m coffers.  $B_{1,5x}$ ,  $B_{1,5y}$  – calculated beams. [X, Y, Z] – connections established in beam nodes of supporting structure

*Квадратные перекрытия с прямоугольными кессонами ( $L_x \times L_y$ )*

Перекрытие размером в плане 12,0 × 12,0 м с кессонами 2,0 × 1,5 м. Рассматриваем центральные балки  $B_{1,5x}$  и  $B_{2,0y}$ .

$$D_x = \frac{B_x}{a} = \frac{0,2 \times E_b \times I_x}{1,5} = \frac{3125}{1,5} = 2083 \text{ Тм}, \tag{20}$$

$$D_y = \frac{B_y}{b} = \frac{0,2 \times E_b \times I_y}{2,0} = \frac{3421}{2,0} = 1711 \text{ Тм}, \tag{21}$$

$$q_x = q \times \frac{L_y^4 \times D_x}{L_x^4 \times D_y + L_y^4 \times D_x} = 1 \times \frac{12^4 \times 2083}{12^4 \times 1711 + 12^4 \times 2083} = 0,549 \frac{\text{Т}}{\text{м}^2}, \tag{22}$$

$$q_y = q \times \frac{L_x^4 \times D_y}{L_x^4 \times D_y + L_y^4 \times D_x} = 1 \times \frac{12^4 \times 1711}{12^4 \times 1711 + 12^4 \times 2083} = 0,451 \frac{\text{Т}}{\text{м}^2}, \tag{23}$$

$$M_{B_{1,5X}}^{max} = \alpha \times q_x \times a \times L_x^2 \times n_x = 0,125 \times 0,549 \times 1,5 \times 12^2 \times 1 = 14,82 \text{ Тм}, \quad (24)$$

$$M_{B_{2,0Y}}^{max} = \alpha \times q_y \times b \times L_y^2 \times n_y = 0,125 \times 0,451 \times 2,0 \times 12^2 \times 1 = 16,24 \text{ Тм}. \quad (25)$$

Перекрытие размером в плане  $12,0 \times 12,0$  м с кессонами  $2,4 \times 1,5$  м. Рассматриваем центральные балки  $B_{1,5X}$  и  $B_{2,4Y}$ .

$$D_x = \frac{B_x}{a} = \frac{0,2 \times E_b \times I_x}{1,5} = \frac{3125}{1,5} = 2083 \text{ Тм}, \quad (26)$$

$$D_y = \frac{B_y}{b} = \frac{0,2 \times E_b \times I_y}{2,4} = \frac{3603}{2,4} = 1501 \text{ Тм}, \quad (27)$$

$$q_x = q \times \frac{L_y^4 \times D_x}{L_x^4 \times D_y + L_y^4 \times D_x} = 1 \times \frac{12^4 \times 2083}{12^4 \times 1501 + 12^4 \times 2083} = 0,581 \frac{\text{Т}}{\text{м}^2}, \quad (28)$$

$$q_y = q \times \frac{L_x^4 \times D_y}{L_x^4 \times D_y + L_y^4 \times D_x} = 1 \times \frac{12^4 \times 1501}{12^4 \times 1501 + 12^4 \times 2083} = 0,419 \frac{\text{Т}}{\text{м}^2}, \quad (29)$$

$$M_{B_{1,5X}}^{max} = \alpha \times q_x \times a \times L_x^2 \times n_x = 0,125 \times 0,581 \times 1,5 \times 12^2 \times 1 = 15,69 \text{ Тм}. \quad (30)$$

Коэффициент пропорциональности, учитывающий расположение балки  $B_{2,4Y}$  от опорного контура вдоль оси X.

$$\eta_x = \frac{x}{L_x} = \frac{4,8}{12} = 0,4, \quad (31)$$

$$n_y = \frac{16}{5} \times (\eta_x - 2 \times \eta_x^3 + \eta_x^4) = \frac{16}{5} \times (0,4 - 2 \times 0,4^3 + 0,4^4) = 0,952, \quad (32)$$

$$M_{B_{2,4Y}}^{max} = \alpha \times q_y \times b \times L_y^2 \times n_y = 0,125 \times 0,419 \times 2,4 \times 12^2 \times 0,952 = 17,23 \text{ Тм}. \quad (33)$$

Перекрытие размером в плане  $12,0 \times 12,0$  м с кессонами  $3,0 \times 1,5$  м. Рассматриваем центральные балки  $B_{1,5X}$  и  $B_{3,0Y}$ .

$$D_x = \frac{B_x}{a} = \frac{0,2 \times E_b \times I_x}{1,5} = \frac{3125}{1,5} = 2083 \text{ Тм}, \quad (34)$$

$$D_y = \frac{B_y}{b} = \frac{0,2 \times E_b \times I_y}{3,0} = \frac{3816}{3,0} = 1272 \text{ Тм}, \quad (35)$$

$$q_x = q \times \frac{L_y^4 \times D_x}{L_x^4 \times D_y + L_y^4 \times D_x} = 1 \times \frac{12^4 \times 2083}{12^4 \times 1272 + 12^4 \times 2083} = 0,621 \frac{\text{Т}}{\text{м}^2}, \quad (36)$$

$$q_y = q \times \frac{L_x^4 \times D_y}{L_x^4 \times D_y + L_y^4 \times D_x} = 1 \times \frac{12^4 \times 1272}{12^4 \times 1272 + 12^4 \times 2083} = 0,379 \frac{\text{Т}}{\text{м}^2}, \quad (37)$$

$$M_{B_{1,5X}}^{max} = \alpha \times q_x \times a \times L_x^2 \times n_x = 0,125 \times 0,621 \times 1,5 \times 12^2 \times 1 = 16,77 \text{ Тм}, \quad (38)$$

$$M_{B_{3,0Y}}^{max} = \alpha \times q_y \times b \times L_y^2 \times n_y = 0,125 \times 0,379 \times 3,0 \times 12^2 \times 1 = 20,47 \text{ Тм}. \quad (39)$$

Перекрытие размером в плане 12,0 × 12,0 м с кессонами 4,0 × 1,5 м. Рассматриваем центральные балки  $B_{1,5X}$  и  $B_{4,0Y}$ .

$$D_x = \frac{B_x}{a} = \frac{0,2 \times E_b \times I_x}{1,5} = \frac{3125}{1,5} = 2083 \text{ Тм}, \quad (40)$$

$$D_y = \frac{B_y}{b} = \frac{0,2 \times E_b \times I_y}{4,0} = \frac{4073}{4,0} = 1018 \text{ Тм}, \quad (41)$$

$$q_x = q \times \frac{L_y^4 \times D_x}{L_x^4 \times D_y + L_y^4 \times D_x} = 1 \times \frac{12^4 \times 2083}{12^4 \times 1018 + 12^4 \times 2083} = 0,672 \frac{\text{Т}}{\text{м}^2}, \quad (42)$$

$$q_y = q \times \frac{L_x^4 \times D_y}{L_x^4 \times D_y + L_y^4 \times D_x} = 1 \times \frac{12^4 \times 1018}{12^4 \times 1018 + 12^4 \times 2083} = 0,328 \frac{\text{Т}}{\text{м}^2}, \quad (43)$$

$$M_{B1,5X}^{max} = \alpha \times q_x \times a \times L_x^2 \times n_x = 0,125 \times 0,672 \times 1,5 \times 12^2 \times 1 = 18,14 \text{ Тм}, \quad (44)$$

$$\eta_x = \frac{x}{L_x} = \frac{4,0}{12} = \frac{1}{3}, \quad (45)$$

$$n_y = \frac{16}{5} \times (\eta_x - 2 \times \eta_x^3 + \eta_x^4) = \frac{16}{5} \times (\frac{1}{3} - 2 \times (\frac{1}{3})^3 + (\frac{1}{3})^4) = 0,869, \quad (46)$$

$$M_{B4,0Y}^{max} = \alpha \times q_y \times b \times L_y^2 \times n_y = 0,125 \times 0,328 \times 4,0 \times 12^2 \times 0,869 = 20,52 \text{ Тм}. \quad (47)$$

*Прямоугольные перекрытия с квадратными кессонами ( $L_x \times L_y$ )*

Перекрытие размером в плане 12,0 × 15,0 м с кессонами 1,5 × 1,5 м. Рассматриваем центральные балки  $B_{1,5X}$  и  $B_{1,5Y}$ .

$$D_x = \frac{B_x}{a} = \frac{0,2 \times E_b \times I_x}{1,5} = \frac{3125}{1,5} = 2083 \text{ Тм}, \quad (48)$$

$$D_y = \frac{B_y}{b} = \frac{0,2 \times E_b \times I_y}{1,5} = \frac{3125}{1,5} = 2083 \text{ Тм}, \quad (49)$$

$$q_x = q \times \frac{L_y^4 \times D_x}{L_x^4 \times D_y + L_y^4 \times D_x} = 1 \times \frac{15^4 \times 2083}{12^4 \times 2083 + 15^4 \times 2083} = 0,709 \frac{\text{Т}}{\text{м}^2}, \quad (50)$$

$$q_y = q \times \frac{L_x^4 \times D_y}{L_x^4 \times D_y + L_y^4 \times D_x} = 1 \times \frac{12^4 \times 2083}{12^4 \times 2083 + 15^4 \times 2083} = 0,291 \frac{\text{Т}}{\text{м}^2}, \quad (51)$$

$$M_{B1,5X}^{max} = \alpha \times q_x \times a \times L_x^2 \times n_x = 0,125 \times 0,709 \times 1,5 \times 12^2 \times 1 = 19,14 \text{ Тм}, \quad (52)$$

$$M_{B1,5Y}^{max} = \alpha \times q_y \times b \times L_y^2 \times n_y = 0,125 \times 0,291 \times 1,5 \times 15^2 \times 1 = 12,28 \text{ Тм}. \quad (53)$$

Перекрытие размером в плане 12,0 × 18,0 м с кессонами 1,5 × 1,5 м. Рассматриваем центральные балки  $B_{1,5X}$  и  $B_{1,5Y}$ .

$$D_x = \frac{B_x}{a} = \frac{0,2 \times E_b \times I_x}{1,5} = \frac{3125}{1,5} = 2083 \text{ Тм}, \quad (54)$$

$$D_y = \frac{B_y}{b} = \frac{0,2 \times E_b \times I_y}{1,5} = \frac{3125}{1,5} = 2083 \text{ Тм}, \quad (55)$$

$$q_x = q \times \frac{L_y^4 \times D_x}{L_x^4 \times D_y + L_y^4 \times D_x} = 1 \times \frac{18^4 \times 2083}{12^4 \times 2083 + 18^4 \times 2083} = 0,835 \frac{\text{Т}}{\text{м}^2}, \quad (56)$$

$$q_y = q \times \frac{L_x^4 \times D_y}{L_x^4 \times D_y + L_y^4 \times D_x} = 1 \times \frac{12^4 \times 2083}{12^4 \times 2083 + 18^4 \times 2083} = 0,165 \frac{\text{Т}}{\text{м}^2}, \quad (57)$$

$$M_{B_{1,5X}}^{max} = \alpha \times q_x \times a \times L_x^2 \times n_x = 0,125 \times 0,835 \times 1,5 \times 12^2 \times 1 = 22,55 \text{ Тм}, \quad (58)$$

$$M_{B_{1,5Y}}^{max} = \alpha \times q_y \times b \times L_y^2 \times n_y = 0,125 \times 0,165 \times 1,5 \times 18^2 \times 1 = 10,02 \text{ Тм}. \quad (59)$$

Перекрытие размером в плане  $12,0 \times 21,0$  м с кессонами  $1,5 \times 1,5$  м. Рассматриваем центральные балки  $B_{1,5X}$  и  $B_{1,5Y}$ .

$$D_x = \frac{B_x}{a} = \frac{0,2 \times E_b \times I_x}{1,5} = \frac{3125}{1,5} = 2083 \text{ Тм}, \quad (60)$$

$$D_y = \frac{B_y}{b} = \frac{0,2 \times E_b \times I_y}{1,5} = \frac{3125}{1,5} = 2083 \text{ Тм}, \quad (61)$$

$$q_x = q \times \frac{L_y^4 \times D_x}{L_x^4 \times D_y + L_y^4 \times D_x} = 1 \times \frac{21^4 \times 2083}{12^4 \times 2083 + 21^4 \times 2083} = 0,904 \frac{\text{Т}}{\text{м}^2}, \quad (62)$$

$$q_y = q \times \frac{L_x^4 \times D_y}{L_x^4 \times D_y + L_y^4 \times D_x} = 1 \times \frac{12^4 \times 2083}{12^4 \times 2083 + 21^4 \times 2083} = 0,096 \frac{\text{Т}}{\text{м}^2}, \quad (63)$$

$$M_{B_{1,5X}}^{max} = \alpha \times q_x \times a \times L_x^2 \times n_x = 0,125 \times 0,904 \times 1,5 \times 12^2 \times 1 = 24,41 \text{ Тм}, \quad (64)$$

$$M_{B_{1,5Y}}^{max} = \alpha \times q_y \times b \times L_y^2 \times n_y = 0,125 \times 0,096 \times 1,5 \times 21^2 \times 1 = 7,94 \text{ Тм}. \quad (65)$$

Перекрытие размером в плане  $12,0 \times 24,0$  м с кессонами  $1,5 \times 1,5$  м. Рассматриваем центральные балки  $B_{1,5X}$  и  $B_{1,5Y}$ .

$$D_x = \frac{B_x}{a} = \frac{0,2 \times E_b \times I_x}{1,5} = \frac{3125}{1,5} = 2083 \text{ Тм}, \quad (66)$$

$$D_y = \frac{B_y}{b} = \frac{0,2 \times E_b \times I_y}{1,5} = \frac{3125}{1,5} = 2083 \text{ Тм}, \quad (67)$$

$$q_x = q \times \frac{L_y^4 \times D_x}{L_x^4 \times D_y + L_y^4 \times D_x} = 1 \times \frac{24^4 \times 2083}{12^4 \times 2083 + 24^4 \times 2083} = 0,941 \frac{\text{Т}}{\text{м}^2}, \quad (68)$$

$$q_y = q \times \frac{L_x^4 \times D_y}{L_x^4 \times D_y + L_y^4 \times D_x} = 1 \times \frac{12^4 \times 2083}{12^4 \times 2083 + 24^4 \times 2083} = 0,059 \frac{\text{Т}}{\text{м}^2}, \quad (69)$$

$$M_{Б1,5X}^{max} = \alpha \times q_x \times a \times L_x^2 \times n_x = 0,125 \times 0,941 \times 1,5 \times 12^2 \times 1 = 25,41 \text{ Тм}, \quad (70)$$

$$M_{Б1,5Y}^{max} = \alpha \times q_y \times b \times L_y^2 \times n_y = 0,125 \times 0,059 \times 1,5 \times 24^2 \times 1 = 6,37 \text{ Тм}. \quad (71)$$

*Прямоугольные перекрытия с прямоугольными кессонами ( $L_x \times L_y$ )*

Перекрытие размером в плане 12,0 × 15,0 м с кессонами 1,5 × 1,875 м. Рассматриваем центральные балки Б<sub>1,875X</sub> и Б<sub>1,5Y</sub>.

$$D_x = \frac{B_x}{a} = \frac{0,2 \times E_b \times I_x}{1,875} = \frac{3356}{1,875} = 1790 \text{ Тм}, \quad (72)$$

$$D_y = \frac{B_y}{b} = \frac{0,2 \times E_b \times I_y}{1,5} = \frac{3125}{1,5} = 2083 \text{ Тм}, \quad (73)$$

$$q_x = q \times \frac{L_y^4 \times D_x}{L_x^4 \times D_y + L_y^4 \times D_x} = 1 \times \frac{15^4 \times 1790}{12^4 \times 2083 + 15^4 \times 1790} = 0,677 \frac{\text{Т}}{\text{м}^2}, \quad (74)$$

$$q_y = q \times \frac{L_x^4 \times D_y}{L_x^4 \times D_y + L_y^4 \times D_x} = 1 \times \frac{12^4 \times 2083}{12^4 \times 2083 + 15^4 \times 1790} = 0,323 \frac{\text{Т}}{\text{м}^2}, \quad (75)$$

$$M_{Б1,875X}^{max} = \alpha \times q_x \times a \times L_x^2 \times n_x = 0,125 \times 0,677 \times 1,875 \times 12^2 \times 1 = 22,85 \text{ Тм}, \quad (76)$$

$$M_{Б1,5Y}^{max} = \alpha \times q_y \times b \times L_y^2 \times n_y = 0,125 \times 0,323 \times 1,5 \times 15^2 \times 1 = 13,63 \text{ Тм}. \quad (77)$$

Перекрытие размером в плане 12,0 × 18,0 м с кессонами 1,5 × 2,25 м. Рассматриваем центральные балки Б<sub>2,25X</sub> и Б<sub>1,5Y</sub>.

$$D_x = \frac{B_x}{a} = \frac{0,2 \times E_b \times I_x}{2,25} = \frac{3540}{2,25} = 1573 \text{ Тм}, \quad (78)$$

$$D_y = \frac{B_y}{b} = \frac{0,2 \times E_b \times I_y}{1,5} = \frac{3125}{1,5} = 2083 \text{ Тм}, \quad (79)$$

$$q_x = q \times \frac{L_y^4 \times D_x}{L_x^4 \times D_y + L_y^4 \times D_x} = 1 \times \frac{18^4 \times 1573}{12^4 \times 2083 + 18^4 \times 1573} = 0,793 \frac{\text{Т}}{\text{м}^2}, \quad (80)$$

$$q_y = q \times \frac{L_x^4 \times D_y}{L_x^4 \times D_y + L_y^4 \times D_x} = 1 \times \frac{12^4 \times 2083}{12^4 \times 2083 + 18^4 \times 1573} = 0,207 \frac{\text{Т}}{\text{м}^2}, \quad (81)$$

$$M_{Б2,25X}^{max} = \alpha \times q_x \times a \times L_x^2 \times n_x = 0,125 \times 0,793 \times 2,25 \times 12^2 \times 1 = 32,12 \text{ Тм}, \quad (82)$$

$$M_{B1,5Y}^{max} = \alpha \times q_y \times b \times L_y^2 \times n_y = 0,125 \times 0,207 \times 1,5 \times 18^2 \times 1 = 12,58 \text{ Тм.} \quad (83)$$

Перекрытие размером в плане  $12,0 \times 21,0$  м с кессонами  $1,5 \times 2,625$  м. Рассматриваем центральные балки  $B_{2,625X}$  и  $B_{1,5Y}$ .

$$D_x = \frac{B_x}{a} = \frac{0,2 \times E_b \times I_x}{2,625} = \frac{3690}{2,625} = 1406 \text{ Тм,} \quad (84)$$

$$D_y = \frac{B_y}{b} = \frac{0,2 \times E_b \times I_y}{1,5} = \frac{3125}{1,5} = 2083 \text{ Тм,} \quad (85)$$

$$q_x = q \times \frac{L_y^4 \times D_x}{L_x^4 \times D_y + L_y^4 \times D_x} = 1 \times \frac{21^4 \times 1406}{12^4 \times 2083 + 21^4 \times 1406} = 0,864 \frac{\text{Т}}{\text{м}^2}, \quad (86)$$

$$q_y = q \times \frac{L_x^4 \times D_y}{L_x^4 \times D_y + L_y^4 \times D_x} = 1 \times \frac{12^4 \times 2083}{12^4 \times 2083 + 21^4 \times 1406} = 0,136 \frac{\text{Т}}{\text{м}^2}, \quad (87)$$

$$M_{B2,625X}^{max} = \alpha \times q_x \times a \times L_x^2 \times n_x = 0,125 \times 0,864 \times 2,625 \times 12^2 \times 1 = 40,82 \text{ Тм,} \quad (88)$$

$$M_{B1,5Y}^{max} = \alpha \times q_y \times b \times L_y^2 \times n_y = 0,125 \times 0,136 \times 1,5 \times 21^2 \times 1 = 11,25 \text{ Тм.} \quad (89)$$

Перекрытие размером в плане  $12,0 \times 24,0$  м с кессонами  $1,5 \times 3,0$  м. Рассматриваем центральные балки  $B_{3,0X}$  и  $B_{1,5Y}$ .

$$D_x = \frac{B_x}{a} = \frac{0,2 \times E_b \times I_x}{3,0} = \frac{3817}{3,0} = 1272 \text{ Тм,} \quad (90)$$

$$D_y = \frac{B_y}{b} = \frac{0,2 \times E_b \times I_y}{1,5} = \frac{3125}{1,5} = 2083 \text{ Тм,} \quad (91)$$

$$q_x = q \times \frac{L_y^4 \times D_x}{L_x^4 \times D_y + L_y^4 \times D_x} = 1 \times \frac{24^4 \times 1272}{12^4 \times 2083 + 24^4 \times 1272} = 0,907 \frac{\text{Т}}{\text{м}^2}, \quad (92)$$

$$q_y = q \times \frac{L_x^4 \times D_y}{L_x^4 \times D_y + L_y^4 \times D_x} = 1 \times \frac{12^4 \times 2083}{12^4 \times 2083 + 24^4 \times 1272} = 0,093 \frac{\text{Т}}{\text{м}^2}, \quad (93)$$

$$M_{B3,0X}^{max} = \alpha \times q_x \times a \times L_x^2 \times n_x = 0,125 \times 0,907 \times 3,0 \times 12^2 \times 1 = 49,0 \text{ Тм,} \quad (94)$$

$$M_{B1,5Y}^{max} = \alpha \times q_y \times b \times L_y^2 \times n_y = 0,125 \times 0,093 \times 1,5 \times 24^2 \times 1 = 10,04 \text{ Тм.} \quad (95)$$

Данные аналитического расчета и компьютерных моделей кессонных перекрытий представлены в табл. 1–3.

## Результаты

Таблица 1

**Сравнение значений изгибающих моментов в балках центральных зон кессонного перекрытия размером в плане ( $L_x \times L_y$ ) 12,0 × 12,0 м с различными размерами кессонов, полученные аналитическим методом и при помощи компьютерных моделей BK SCAD**

Table 1

**Comparison of bending moment in central beams of a waffle slab of ( $L_x \times L_y$ ) 12.0 × 12.0 m in plan having different coffer dimensions, obtained by analytical method and computer-assisted calculations using SCAD software**

Балка	(1,5 × 1,5 м) $M_y$ , Тм		(2,0 × 1,5 м) $M_y$ , Тм		(2,4 × 1,5 м) $M_y$ , Тм		(3,0 × 1,5 м) $M_y$ , Тм		(4,0 × 1,5 м) $M_y$ , Тм	
	Аналитический	SCAD								
Б <sub>1,5x</sub>	13,5 99,4 %	13,58 100 %	14,82 99,4 %	14,91 100 %	15,69 98,4 %	15,95 100 %	16,77 100,3 %	16,72 100 %	18,14 97,2 %	18,66 100 %
Б <sub>1,5y</sub>	13,5 99,4 %	13,58 100 %								
Б <sub>2,0y</sub>			16,24 99,9 %	16,25 100 %						
Б <sub>2,4y</sub>					17,23 100,5 %	17,14 100 %				
Б <sub>3,0y</sub>							20,47 101,6 %	20,15 100 %		
Б <sub>4,0y</sub>									20,52 102,5 %	20,03 100 %

Таблица 2

**Сравнение значений изгибающих моментов в балках центральных зон кессонного перекрытия с размерами кессонов 1,5 × 1,5 м различными пролетами ( $L_x \times L_y$ ), полученные аналитическим методом и при помощи компьютерных моделей BK SCAD**

Table 2

**Comparison of bending moment in beams of central waffle slabs having 1.5 × 1.5 m coffer and various spans ( $L_x \times L_y$ ), obtained by analytical method and computer-assisted calculations using SCAD software**

Балка	(12,0 × 15,0 м) $M_y$ , Тм		(12,0 × 18,0 м) $M_y$ , Тм		(12,0 × 21,0 м) $M_y$ , Тм		(12,0 × 24,0 м) $M_y$ , Тм	
	Аналитический	SCAD	Аналитический	SCAD	Аналитический	SCAD	Аналитический	SCAD
Б <sub>1,5x</sub>	19,14 95,6 %	20,02 100 %	22,55 92,7 %	24,32 100 %	24,41 91 %	26,83 100 %	25,41 90,3 %	28,15 100 %
Б <sub>1,5y</sub>	12,28 101,3 %	12,12 100 %	10,02 104,8 %	9,56 100 %	7,94 113,4 %	7,0 100 % 8,33*	6,37 131,6 %	4,84 100 % 7,81*

Примечание: \* – В моделях BK SCAD перекрытий размером 12,0 × 21,0 м и 12,0 × 24,0 м максимальные изгибающие моменты в балках длинной стороны находятся не в середине пролета, эпюра изгибающих моментов не является квадратной параболой. Данный эффект отмечается в работе [15] в плите, опертой по контуру, при соотношении сторон  $L_y = 2 \times L_x$

Note: \* – In the SCAD software, models of slabs of 12.0 × 21.0 m and 12.0 × 24.0 m, the maximum bending moments in the joists of the long side are off center, the plot of bending moments deflects from the parabola. This effect was observed in the work [15] in a two-way slab at an aspect ratio of  $L_y = 2 \times L_x$

Таблица 3

**Сравнение значений изгибающих моментов в балках центральных зон кессонного перекрытия прямоугольного плане ( $L_x \times L_y$ ) с прямоугольными кессонами, полученные аналитическим методом и при помощи компьютерных моделей BK SCAD**

Table 3

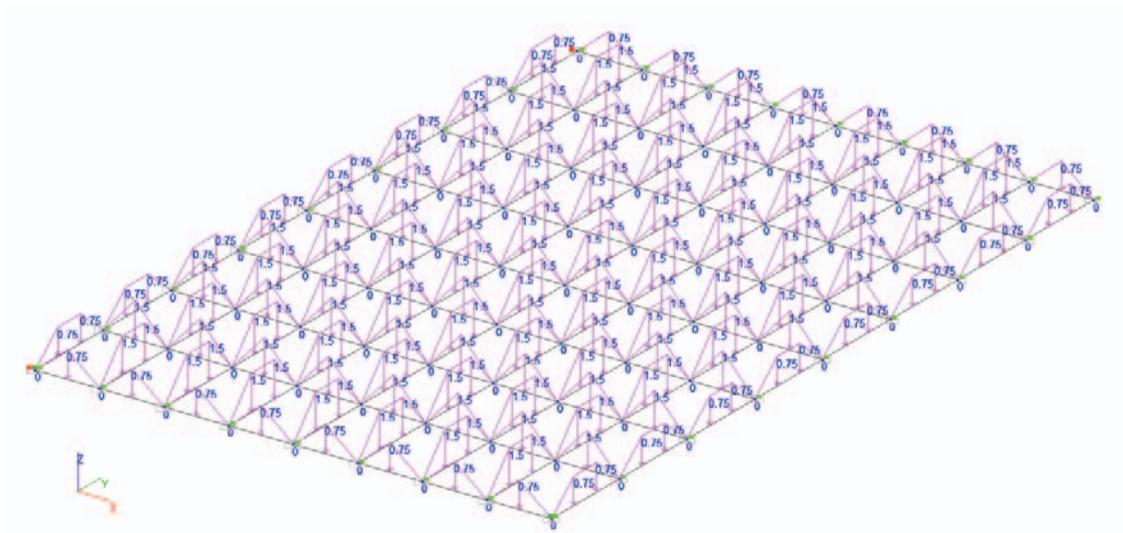
**Comparison of bending moment in central joists of a rectangular-plan waffle slab ( $L_x \times L_y$ ) having rectangular coffers, obtained by analytical method and computer-assisted calculations using SCAD software**

Балка	(12,0 × 15,0 м) (1,5 × 1,875 м) $M_y, \text{Тм}$		(12,0 × 18,0 м) (1,5 × 2,25 м) $M_y, \text{Тм}$		(12,0 × 21,0 м) (1,5 × 2,625 м) $M_y, \text{Тм}$		(12,0 × 24,0 м) (1,5 × 3,0 м) $M_y, \text{Тм}$	
	Аналитический	SCAD	Аналитический	SCAD	Аналитический	SCAD	Аналитический	SCAD
Б <sub>1,875X</sub>	22,85 96,2 %	23,76 100 %						
Б <sub>2,25X</sub>			32,12 93,8 %	34,24 100 %				
Б <sub>2,625X</sub>					40,82 92,1 %	44,31 100 %		
Б <sub>3,0X</sub>							49,0 91,2 %	53,75 100 %
Б <sub>1,5Y</sub>	13,63 100,9 %	13,51 100 %	12,58 102 %	12,34 100 %	11,25 104,2 %	10,8 100 % 11,09*	10,04 108,8 %	9,23 100 % 10,46*

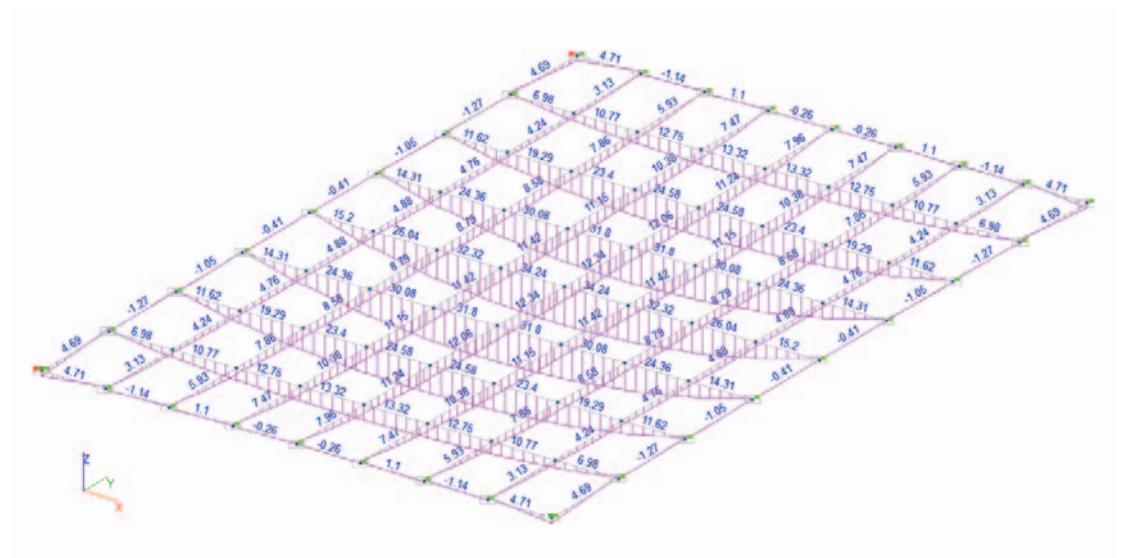
*Примечание:* \* – В моделях BK SCAD перекрытий размером 12,0 × 21,0 м и 12,0 × 24,0 м максимальные изгибающие моменты в балках длинной стороны находятся не в середине пролета, эпюра изгибающих моментов не является квадратной параболой. Данный эффект отмечается в работе [15] в плите, опертой по контуру, при соотношении сторон  $L_y = 2 \times L_x$

*Note:* \* – In the SCAD software, models of slabs of 12.0 × 21.0 m and 12.0 × 24.0 m, the maximum bending moments in the joists of the long side are off center, the plot of bending moments deflects from the parabola. This effect was observed in the work [15] in a two-way slab at an aspect ratio of  $L_y = 2 \times L_x$

Кессонные перекрытия с прямыми кессонами эффективно применять при соотношении сторон  $L_{max}/L_{min} \leq 1,5$  [3, 13]. В формулы определения составляющих общей нагрузки для прямоугольных перекрытий с прямоугольными кессонами входят как разные величины пролетов, так и разные жесткостные характеристики. Это может привести к большей погрешности расчета, поэтому для сравнения полученных усилий представляем расчетную модель BK SCAD и эпюры изгибающих моментов для перекрытия размером в плане 12,0 × 18,0 м с кессонами 1,5 × 2,25 м (рис. 2, 3).



**Рис. 2.** Расчетная модель SCAD перекрытия размером в плане  $(L_x \times L_y)$  12,0 × 18,0 м с кессонами 1,5 × 2,25 м  
**Fig. 2.** SCAD design model of rectangular-plan slab of  $(L_x \times L_y)$  12,0 × 18,0 m in plan having coffers of 1,5 × 2,25 m



**Рис. 3.** Эпюры изгибающих моментов  $M_y$ ,  $T_m$ , в балках модели SCAD перекрытия размером в плане  $(L_x \times L_y)$  12,0 × 18,0 м с кессонами 1,5 × 2,25 м  
**Fig. 3.** Plots of bending moments  $M_y$ ,  $T_m$ , in joists of SCAD slab model of  $(L_x \times L_y)$  12,0 × 18,0 m in plan having coffers of 1,5 × 2,25 m

## Выводы

1. Значения изгибающих моментов в балках перекрытия квадратного в плане с квадратными кессонами, вычисленные аналитическим способом с учетом величин пролетов, относительной жесткости балок и методом конечных элементов вычислительного комплекса SCAD, совпадают. Максимальные отклонения аналитического метода расчета от МКЭ составляют  $-0,6\%$ .

2. Значения изгибающих моментов в балках перекрытия квадратного в плане с прямоугольными кессонами, вычисленные аналитическим способом с учетом величин пролетов, относительной жесткости балок и методом конечных элементов вычислительного комплекса SCAD, имеют близкие значения. Максимальные отклонения аналитического метода расчета от МКЭ составляют от  $-2,8$  до  $+2,5\%$ .

3. Значения изгибающих моментов в балках перекрытия прямоугольного в плане с квадратными кессонами и соотношением пролетов  $L_{max}/L_{min} \leq 1,5$ , вычисленные аналитическим способом с учетом величин пролетов, относительной жесткости балок и методом конечных элементов вычислительного комплекса SCAD, имеют близкие значения. Максимальные отклонения аналитического метода расчета от МКЭ составляют от  $-7,3$  до  $+4,8\%$ . Сравнить значения изгибающих моментов для перекрытия с соотношением пролетов  $L_{max}/L_{min} \geq 1,75$  не имеет смысла, так как эпюра изгибающих моментов в большем пролете не соответствует квадратной параболе. Максимальные изгибающие моменты находятся не в середине пролета.

4. Значения изгибающих моментов в балках перекрытия прямоугольного в плане с прямоугольными кессонами и соотношением пролетов  $L_{max}/L_{min} \leq 1,5$ , вычисленные аналитическим способом с учетом величин пролетов, относительной жесткости балок и методом конечных элементов вычислительного комплекса SCAD, имеют близкие значения. Максимальные отклонения аналитического метода расчета от МКЭ составляют от  $-6,2$  до  $+2,0\%$ . Сравнить значения изгибающих моментов для перекрытия с соотношением пролетов  $L_{max}/L_{min} \geq 1,75$  не имеет смысла, так как эпюра изгибающих моментов в большем пролете не соответствует квадратной параболе. Максимальные изгибающие моменты находятся не в середине пролета.

5. Отклонения по изгибающим моментам аналитического метода расчета от метода конечных элементов можно объяснить влиянием на напряженно-деформированное состояние конструкции перекрытия балки опорного контура и наличием в балках крутящих моментов, не учитываемых аналитическим способом расчета.

6. В формулах аналитического метода расчета прямых шарнирно-опертых по контуру ребристых кессонных железобетонных перекрытий при определении составляющих общей нагрузки необходимо использовать величины пролетов и относительную жесткость ортогональных балок. Условием применения данной жесткости является одинаковое расстояние между параллельными балками.

7. В связи с тем что стержневая конечно-элементная модель метода конечных элементов является наиболее точной, но не удобной при проектировании здания в целом (нельзя учесть собственный вес конструкций в автоматическом режиме программного комплекса по причине наложения объемов материала, отсутствие данных напряженно-деформированного состояния полки, необходимость ручного расчета погонной нагрузки), дальнейшим исследованием расчета прямых кессонных железобетонных перекрытий может быть

моделирование конструкций на ЭВМ с использованием разных типов конечных элементов (плитных, оболочечных, стержневых с применением жестких вставок, объемных, их сочетаний) и сравнение полученных данных с аналитическим методом расчета, учитывающим относительную жесткость балок.

## Список литературы

1. Мозголов М.В., Козлова Е.В. О применении жесткостей аналитического метода расчета прямых железобетонных кессонных перекрытий. Вестник НИЦ «Строительство». 2022;33(2):122–138. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-2\(33\)-122-138](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-2(33)-122-138)
2. Малахова А.Н. Монолитные кессонные перекрытия зданий. Вестник МГСУ. 2013;(1):79–86.
3. Мозголов М.В., Туранова А.В. Об эффективности косых кессонных железобетонных перекрытий. Градостроительство и архитектура. 2021;11(3):20–25. <https://doi.org/10.17673/Vestnik.2021.03.03>
4. Шибяева В.Д. Исследование напряженно-деформированного состояния монолитных кессонных перекрытий. Молодой ученый. 2021;(16):119–123.
5. Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа. Москва: ДМК Пресс; 2007.
6. Мозголов М.В., Козлова Е.В. К вопросу создания верификационной модели для расчета кессонного железобетонного перекрытия в вычислительном комплексе SCAD. Вестник НИЦ «Строительство». 2022;32(1):128–140. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-1\(32\)-128-140](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-1(32)-128-140)
7. Залигер Р. Железобетон: его расчет и проектирование. Москва–Ленинград: Изд-во ГНТИ; 1931.
8. Линович Л.Е. Расчет и конструирование частей гражданских зданий. Киев: Будівельник; 1972.
9. Вахненко П.Ф., Хилобок В.Г., Андрейко Н.Т., Яровой М.Л. Расчет и конструирование частей жилых и общественных зданий: справочник проектировщика. Киев: Будівельник; 1987.
10. Улицкий И.И., Ривкин С.А., Самолетов М.В., Дыховичный А.А., Френкель М.М., Кретов В.И. Железобетонные конструкции. Киев: Будівельник; 1972.
11. Иванов-Дятлов И.Г. Железобетонные конструкции. Москва, Ленинград: Министерство коммунального хозяйства РСФСР; 1950.
12. Карпунин Н.С. Железобетонные конструкции. Москва: Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре; 1957.
13. Мурашев В.И., Сигалов Э.Е., Байков В.Н. Железобетонные конструкции. Общий курс. Москва: Государственное издательство литературы по строительству, архитектуре и строительным материалам; 1962.
14. Тимошенко С.П., Войновский-Кригер С. Пластинки и оболочки. Москва: Наука; 1966.
15. Бушков В.А. Железобетонные конструкции. II часть. Москва: Стройиздат Наркомстроя; 1941.
16. Лоскутов И.С. Монолитные железобетонные кессонные перекрытия. DWG.ru [Интернет]. Режим доступа: <https://dwg.ru/lib/2046> (дата доступа: 24.10.2021).
17. Плоские безбалочные железобетонные перекрытия [Интернет]. Москва; 2017. Режим доступа: [https://www.faufcc.ru/upload/methodical\\_materials/mp60\\_2017.pdf](https://www.faufcc.ru/upload/methodical_materials/mp60_2017.pdf) (дата доступа 22.11.21).

## References

1. Mozgolov M.V., Kozlova E.V. Use of analytical method for calculating stiffnesses of straight waffle slabs. Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction. 2022;33(2):122-138 (in Russian). [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-2\(33\)-122-138](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-2(33)-122-138)
2. Malakhova A.N. Monolithic caisson floors of buildings. Vestnik MGSU. 2013;(1):79–86 (in Russian).
3. Mozgolov M.V., Turanova A.V. On the effectiveness of oblique caisson reinforced concrete floors. Gradostroitel'stvo i arkhitektura = Urban construction and architecture. 2021;11(3):20–25 (in Russian). <https://doi.org/10.17673/Vestnik.2021.03.03>

4. *Shibaeva V.D.* Investigation of the stress-strain state of monolithic coffered ceilings. *Molodoi uchenyi = Young Scientist*. 2021;(16):119–123 (in Russian).
5. *Perel'muter A.V., Slivker V.I.* Design models of structures and the possibility of their analysis. Moscow: DMK Press Publ.; 2007 (in Russian).
6. *Mozgolov M.V., Kozlova E.V.* Creation of a SCAD verification model for the design calculations of a reinforced-concrete waffle slab floor system. *Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2022;32(1):128–140 (in Russian). [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-1\(32\)-128-140](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-1(32)-128-140)
7. *Zaliger R.* Reinforced concrete its calculation and design. Translated from the German under the editorship of prof. P.Ya. Kamentsev. Moscow, Leningrad: Publishing House of GNTI. 1931 (in Russian).
8. *Linovich L.E.* Calculation and construction of parts of civil buildings. Kiev: Budivel'nik Publ.; 1972 (in Russian).
9. *Vahnenko P.F., Hilobok V.G., Andrejko N.T., Jarovoi M.L.* Calculation and construction of parts of residential and public buildings. Kiev: Budivel'nik Publ.; 1987 (in Russian).
10. *Ulitskiy I.I., Rivkin S.A., Samoletov M.V., Dykhovichnyi A.A., Frenkel' M.M., Kretov V.I.* Reinforced concrete structures. Kiev: Budivel'nik Publ.; 1972 (in Russian).
11. *Ivanov-Dyatlov I.G.* Reinforced concrete structures. Moscow, Leningrad: Ministry of Public Utilities of the RSFSR; 1950 (in Russian).
12. *Karpukhin N.S.* Reinforced concrete structures. Moscow: State Publishing House of Literature on Construction and Architecture, 1957 (in Russian).
13. *Murashev V.I., Sigalov E.E., Baykov V.N.* Reinforced concrete structures. General course. Moscow: State Publishing House of Literature on Construction, Architecture and Building Materials; 1962 (in Russian).
14. *Timoshenko S.P., Voynovskiy-Kruger S.* Plates and shells. Moscow: Nauka Publ.; 1966 (in Russian).
15. *Bushkov V.A.* Reinforced concrete structures. Part II. Moscow: Stroyizdat Narkomstroy; 1941 (in Russian).
16. *Loskutov I.S.* Monolithic reinforced concrete coffered floors. DWG.ru [Internet]. Available at: <https://dwg.ru/lib/2046> (in Russian).
17. Flat girderless reinforced concrete floors: a methodological guide [Internet]. Moscow; 2017. Available at: [https://www.faufcc.ru/upload/methodical\\_materials/mp60\\_2017.pdf](https://www.faufcc.ru/upload/methodical_materials/mp60_2017.pdf) (in Russian).

## Информация об авторах / Information about the authors

**Михаил Валентинович Мозголов**, канд. техн. наук, доцент кафедры «Строительное производство» Коломенского института (филиала) ФГАОУ ВО «Московский политехнический университет», Коломна  
e-mail: [mvmozgolov@yandex.ru](mailto:mvmozgolov@yandex.ru)

**Mikhail V. Mozgolov**, Cand. Sci. (Engineering), Associate Professor of the Department of Construction Works of the Kolomna Institute (branch), Moscow Polytechnic University, Kolomna  
e-mail: [mvmozgolov@yandex.ru](mailto:mvmozgolov@yandex.ru)

**Елизавета Вадимовна Козлова**✉, студент 4-го года обучения направления «Строительство» Коломенского института (филиала) ФГАОУ ВО «Московский политехнический университет», Коломна  
e-mail: [lizakozlova2014@gmail.com](mailto:lizakozlova2014@gmail.com)

**Elizaveta V. Kozlova**✉, 4th year student on "Construction" of the Kolomna Institute (branch), Moscow Polytechnic University, Kolomna  
e-mail: [lizakozlova2014@gmail.com](mailto:lizakozlova2014@gmail.com)

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 624.012+666.982

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-80-87](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-80-87)

EDN: UJIFOD

# НЕКОТОРЫЕ СООБРАЖЕНИЯ О ПОСТРОЕНИИ СОВРЕМЕННОЙ ТЕОРИИ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В.Г. НАЗАРЕНКО, д-р техн. наук

А.И. ЗВЕЗДОВ<sup>✉</sup>, д-р техн. наук

Е.А. ЛАРИОНОВ, д-р техн. наук

АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, г. Москва, 109428, Российская Федерация

## Аннотация

*Введение.* Действующие нормативные документы в области бетона и железобетона базируются в основном на результатах исследований, полученных еще в прошлом веке.

*Цель.* Авторами статьи решается важная и актуальная задача, направленная на совершенствование теории расчета бетонных и железобетонных конструкций с учетом накопленных к настоящему моменту знаний.

*Материалы и методы.* Бетонные конструкции относятся к неконсервативным системам. Следовательно, некорректно определять возникающие в них усилия, применяя стандартные методы строительной механики. Для достижения поставленной цели авторами решаются деформационная и релаксационная задачи для центрально сжатого бетонного волокна. Решение, приведенное в статье, выполняется в соответствии с положениями двухкомпонентной теории ползучести А.А. Гвоздева и К.З. Галустова. Согласно данной теории деформации разделяются по признаку обратимости.

*Результаты.* Приведена история развития вопроса. Авторами предложено решение деформационной и релаксационной задач для элементарной части бетонной конструкции для случая центрального сжатия. В действительности такая ситуация невозможна. В связи с этим оценивать потерю устойчивости по Эйлеру также представляется некорректным. Отмечается, что достижение конструкцией предельной несущей способности эквивалентно ситуации нулевой отпорности. При этом имеет место прогрессирующее разрушение. Для дальнейшего решения авторы предлагают применять закон о прямых нормалях, подчеркивая, что данный закон справедлив в случае отсутствия касательных напряжений в рассматриваемых сечениях конструкции.

*Выводы.* Совершенствование теории расчета бетонных и железобетонных конструкций требует кардинального пересмотра сложившегося отношения к организации научных исследований.

**Ключевые слова:** бетон, деформационная задача, диссипативная теория, ползучесть бетона, теория ползучести, релаксационная задача, центральное волокно, центральное сжатие

**Для цитирования:** Назаренко В.Г., Звездов А.И., Ларионов Е.А. Некоторые соображения о построении современной теории расчета железобетонных конструкций. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2022;35(4):80–87. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-80-87](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-80-87)

## 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 28.10.2022

Поступила после рецензирования 10.11.2022

Принята к публикации 29.11.2022

## CALCULATION OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES: CONSIDERATIONS ON DEVELOPING NEW THEORY

V.G. NAZARENKO, Dr. Sci. (Engineering)

A.I. ZVEZDOV✉, Dr. Sci. (Engineering)

E.A. LARIONOV, Dr. Sci. (Engineering)

*JSC Research Center of Construction, 2nd Institut'skaya str., 6, Moscow, 109428, Russian Federation*

### Abstract

*Introduction.* Current regulatory documents in the field of concrete and reinforced concrete are based mainly on research results obtained in the past century.

*Aim.* This article addresses the approaches to improve the theory of calculation of concrete and reinforced concrete structures, in the light of the accumulated knowledge.

*Materials and methods.* Since concrete structures belong to non-conservative systems, it is inaccurate to determine the forces arising in them using standard methods of structural mechanics. To achieve this goal, the deformation and relaxation problems for an axially compressed concrete fiber were solved following the A.A. Gvozdev and K.Z. Galustov's two-component theory of creep, where deformations are categorized on the basis of reversibility.

*Results.* Historical background was provided. Proposed by the authors of this article is a solution to the deformation and relaxation problems for the elementary part of a concrete structure for the case of axial compression, since such an event is impossible. In this regard, it was suggested that estimating the loss of stability by Euler is also incorrect. It was observed that the achieved maximum load-bearing capacity of the construction is equivalent to zero resistibility, with a progressive collapse occurring. For further research, it was proposed to use the hypothesis of a straight normal, assuming that this law is valid in the absence of tangential stresses in the studied sections of the structure.

*Conclusions.* To improve the theory of calculation of concrete and reinforced concrete structures, it is necessary to revise drastically the existing approach to scientific research.

**Keywords:** concrete, deformation problem, dissipative theory, creep of concrete, creep theory, relaxation problem, central fiber, axial compression

**For citation:** Nazarenko V.G., Zvezdov A.I., Larionov E.A. Calculation of reinforced concrete structures: considerations on developing new theory. *Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2022;35(4):80–87. (In Russ.) [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-80-87](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-80-87)

### Author contribution statements

All authors have made an equivalent contribution to the preparation of the article.

### Funding

No funding support was obtained for the research.

### Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

*Received 28.10.2022*

*Revised 10.11.2022*

*Accepted 29.11.2022*

## **Введение**

Касаясь назревших вопросов развития норм по проектированию и производству железобетонных конструкций [1], авторы приводят очевидный факт о том, что действующие нормы базируются в основном на результатах исследований, полученных еще в прошлом веке. Нормы проектирования обычно содержат базу данных о показателях прочностных и деформативных свойств бетона и арматуры, методов расчета конструкций и различных требований (конструктивных, по изготовлению и монтажу и т. д.).

## **Цель**

Несовершенство базы данных достаточно полно рассмотрено в [1]. В данной статье основное внимание уделено вопросу совершенствования теории расчета бетонных и железобетонных конструкций.

## **Материалы и методы**

В соответствии с результатами двухкомпонентной теории ползучести А.А. Гвоздева и К.З. Галустова [2] ниже рассматриваются деформационная и релаксационная задачи компонентов обратимых деформаций ползучести бетона. По определению А.А. Гвоздева, теория расчета только тогда может быть полной, если решены две задачи: деформационная и релаксационная. В настоящее время решение деформационной задачи представлено многочисленными вариантами теории ползучести, опирающимися на многочисленные предпосылки и допущения. Наиболее дискуссионным из них является принцип суперпозиции. Определение внутренних усилий в элементах конструкций осуществляется с помощью методов строительной механики, которые справедливы только для консервативных систем. Конструкции, в которых используется бетон, рассеивают энергию на необратимых деформациях, и система становится неконсервативной. Поэтому существенно важно выделение их из общих деформаций. На это указывал А.А. Гвоздев. Им разработана и впоследствии развита К.З. Галустовым двухкомпонентная теория ползучести, в которой деформации разделены не по признаку упругости и неупругости, а по признаку обратимости. По сути, в ней находятся истоки диссипативной теории ползучести.

## **Результаты**

В 1660 году Р. Гук сформулировал закон, определяющий связь между напряжением и деформацией упругого тела. Тогда и появилось в научной среде понятие о модуле упругости Юнга. Подавляющее большинство научных работ и до настоящего времени используют это понятие в теории железобетона, назвав его модулем упругости или деформаций. Впервые на неупругие свойства бетона обратил внимание А. Консидер (публикация в 1905 г.), то есть на 245 лет позднее. Этот момент можно считать началом рождения науки о ползучести. По молодости своей, по сравнению с теорией упругости, наука о ползучести в общей теории железобетона и сейчас является инструментом для сглаживания расхождений

теории и опыта. Заметим, что до настоящего времени все известные теории ползучести не вписаны в существо теории железобетона, а существуют рядом с ней, по крайней мере в нормативных документах. Это привело к тому, что старение бетона определено различными эмпирическими зависимостями для упругости и ползучести. Уравнения состояния, построенные на них, удовлетворяют опыту, но применить их к решению практических задач трудоемко, т. к. они не приводятся к дифференциальным уравнениям, разрешаемым в элементарных функциях. Поэтому стандартным методом решения релаксационных задач в линейной теории ползучести является предварительное определение ядра релаксации, сопряженного с медленно сходящимся рядом [2]. Применение преобразования Лапласа в сочетании с методом малого параметра Пуанкаре, кроме всего прочего, многодельно и труднообозримо.

В 1978 году [3] С.В. Александровский и В.В. Соломонов установили в опытах, что деформации ползучести, удельные по отношению к начальному относительному уровню напряжений  $\eta(\tau) = \sigma(\tau)/R(\tau)$ , практически не зависят от возраста бетона, т. е. инвариантны относительно начала нагружения. Этот замечательный факт долго не был замечен научной общественностью. И только к 1989 году [4] он позволил установить тесную связь между тремя свойствами бетона (прочностью, упругостью и ползучестью). Удалось показать, что у всех компонент напряженно-деформированного состояния бетона (прочности, упругости и ползучести) существует одна общая функция старения, определяемая количеством прогидратированного вяжущего. Полученный результат позволил сформулировать для теории ползучести бетона обыкновенное дифференциальное уравнение (ОДУ) первого порядка, решаемого в элементарных функциях. При этом отпала необходимость многих ограничений, используемых при построении существующих теорий ползучести. Полученное ОДУ позволяет формулировать как задачу определения деформации при заданном режиме напряжения, так и задачу определения напряжения при заданном режиме деформации в элементарных функциях. Покажем это ниже по тексту.

В действующих нормах [5, 6] общая мера деформаций бетона или его податливость при одноосном простейшем нагружении представлена в виде:

$$\delta(t, \tau) = \frac{1}{E(\tau)} + C(t, \tau), \quad (1)$$

где мера ползучести принимается в мультипликативной форме С.В. Александровского и МакГенри, развитой Е.Н. Щербаковым

$$C(t, \tau) = C(\infty, 28) \theta(\tau) f(t - \tau), \quad (2)$$

$$\text{где } f(t - \tau) = 1 - k e^{-\gamma_1 |t - \tau|} \quad (3)$$

$f(t - \tau)$  – функция накопления деформаций ползучести.

Функция старения по [3]

$$\theta(\tau) = \frac{R(28)}{R(\tau)} = \frac{E(28)}{E(\tau)} = \frac{C(\infty, \tau)}{C(\infty, 28)}. \quad (4)$$

Подставив (4) в (1), получим

$$\delta(t, \tau) = \frac{\theta(\tau)}{E(28)} + \theta(\tau) C(\infty, 28) f(t - \tau) = \theta(\tau) \left[ \frac{1}{E(28)} + C(\infty, 28) f(t - \tau) \right].$$

При простом, но разном одноосном сжатии напряжением  $\sigma(\tau)$  относительные деформации в момент  $t$

$$\varepsilon(t, \tau) = \eta(\tau) (a - b e^{-\gamma(t-\tau)}), \tag{5}$$

$$\text{где } a = \varepsilon_R (1 + \varphi) \quad b = \varepsilon_R k \varphi \quad \varepsilon_R = \frac{R(28)}{E(28)}$$

или

$$\varepsilon(t, \tau) = \eta(\tau) \varepsilon_R [1 + \varphi f(t - \tau)]. \tag{5a}$$

Поскольку причиной деформаций являются напряжения, а (5) оперирует их уровнями согласно [3], то свойства бетона и сами деформации инвариантны относительно времени приложения этих уровней. Тогда скорость деформации

$$d\varepsilon(t, \tau) = d\eta(\tau) (a - b e^{-\gamma(t-\tau)}) \tag{6}$$

или

$$d\varepsilon(t, \tau) = d\eta(\tau) \varepsilon_R [1 + \varphi f(t - \tau)]. \tag{6a}$$

Принципиально важно отметить, что (6) есть дифференциальное уравнение и получено оно так же, как и большинство признанных в теории ползучести средств построения уравнений состояния, например, [7]. Однако в существующих теориях они не могут решаться в элементарных функциях, и это вынуждает применять трудоемкие приближенные способы решения. Наверное, в этом заключается одна из главных причин слабого использования теории ползучести в теории железобетона. В отличие от этого (6) решается в элементарных функциях, и этому способствует (4), полученное [4] на основе [3]. Дифференциальное уравнение (6) позволяет построить уравнение деформаций прямым интегрированием

$$\varepsilon(t, \tau) \Big|_{t_0}^t = a \eta(\tau) \Big|_{t_0}^t - b \int_{t_0}^t e^{-\gamma(t-\tau)} \frac{\partial \eta(\tau)}{\partial \tau} d\tau,$$

$$\varepsilon(t, t) - \varepsilon(t, t_0) = a \eta(t) - a \eta(t_0) - b \int_{t_0}^t e^{-\gamma(t-\tau)} \frac{\partial \eta(\tau)}{\partial \tau} d\tau.$$

Согласно (5),  $\varepsilon(t, t) = \eta(t) (a - b)$ , тогда

$$\eta(t) a - \eta(t) b - \varepsilon(t, t_0) = a \eta(t) - a \eta(t_0) - b \int_{t_0}^t e^{-\gamma(t-\tau)} \frac{\partial \eta(\tau)}{\partial \tau} d\tau,$$

$$\varepsilon(t, t_0) = a\eta(t_0) - b\eta(t) + be^{-\gamma t} \int_{t_0}^t e^{\gamma\tau} \frac{\partial \eta(\tau)}{\partial \tau} d\tau. \quad (7)$$

Так может решаться прямая задача теории ползучести при одноосном сжатии бетонных элементов. На практике зачастую требуется решать обратную задачу: по заданным вынужденным деформациям требуется определить уровень напряжения. Это задача о релаксации, которая может быть решена с помощью решения дифференциального уравнения.

Для того чтобы получить классический вид линейного дифференциального уравнения первого порядка [8], имеющего стандартное решение, прибавим к (6) помноженное на  $\gamma$  уравнение (5) и получим

$$\eta'(\tau) + \gamma\eta(\tau) = \frac{\varepsilon'(t, \tau) + \gamma\varepsilon(t, \tau)}{a - be^{-\gamma(t-\tau)}} = f(\tau). \quad (8)$$

Для нахождения общего решения уравнения (8) применяем, как обычно, метод вариации постоянной. Однородное уравнение  $\eta'(\tau) + \gamma\eta(\tau) = 0$  является уравнением с разделяющимися переменными. Разделяя переменные и интегрируя, имеем  $\frac{d\eta(\tau)}{\eta(\tau)} = -\gamma d\tau$ ,  $\ln|\eta(\tau)| = -\gamma\tau + \ln|C_1|$ .

Отсюда, потенцируя, находим

$$\eta(\tau) = \pm C_1 e^{-\gamma\tau} \text{ или } \eta(\tau) = C e^{-\gamma\tau}. \quad (9)$$

Теперь найдем общее решение уравнения (8) в виде (9), где  $C$  будем считать не постоянной, а новой неизвестной функцией от  $\tau$  (в этом смысле метода), т. е. в виде

$$\eta(\tau) = C(\tau) e^{-\gamma\tau}. \quad (10)$$

Чтобы найти функцию  $C(\tau)$  и, тем самым, решение в виде (10), подставим функцию (10) в уравнение (8). Получим  $C'(\tau) = f(\tau)e^{\gamma\tau}$ , а интегрируя, получим

$$C(\tau) = \int f(\tau) e^{\gamma\tau} d\tau + C_1.$$

Подставляя полученное в соотношение (10), получаем общее решение уравнения (8)

$$\eta(\tau) = C_1 e^{-\gamma\tau} + e^{-\gamma\tau} \int f(\tau) e^{\gamma\tau} d\tau. \quad (11)$$

Согласно (5)  $\eta(t_0) = \frac{\varepsilon(t, t_0)}{a - be^{-\gamma(t-t_0)}}$  и тогда

$$C_1 = \frac{\varepsilon(t, t_0) e^{\gamma t_0}}{a - be^{-\gamma(t-t_0)}} - \int f(t_0) e^{\gamma t_0} dt_0. \quad (12)$$

Уравнение (11) позволяет определять уровень напряжения в интервале активных вынужденных деформаций  $t - t_0$ .

Если интегрировать уравнение (6а), то получим желаемый результат в другом, но эквивалентном виде

$$\eta(t) = \frac{1}{\varepsilon_R} \int_{t_0}^t \frac{1}{[1 + \varphi f(t - \tau)]} \frac{\partial \varepsilon(t, \tau)}{\partial \tau} d\tau + \frac{\varepsilon(t, t_0)}{\varepsilon_R [1 + \varphi f(t - t_0)]}$$

(13)

или

$$\eta(t) \varepsilon_R = \int_{t_0}^t \frac{1}{[1 + \varphi f(t - \tau)]} \frac{\partial \varepsilon(t, \tau)}{\partial \tau} d\tau + \frac{\varepsilon(t, t_0)}{[1 + \varphi f(t - t_0)]}.$$

Обозначим  $a = 1 + \varphi$  и  $b = -\varphi k e^{-\gamma t}$ , подставив их в предыдущее выражение, получим

$$\eta(t) \varepsilon_R = \int_{t_0}^t \frac{1}{a + b e^{\gamma \tau}} \frac{\partial \varepsilon(t, \tau)}{\partial \tau} d\tau + \frac{\varepsilon(t, t_0)}{a + b e^{\gamma t_0}}.$$

(14)

## Выводы

Получено решение деформационной и релаксационной задач для центрально сжатого бетонного волокна, представляющего элементарную часть бетонной конструкции с однородными свойствами при центральном сжатии. В природе таких конструкций не существует и, как следствие, для них не существует однородного напряженно-деформированного состояния. Доказательством тому является общепризнанный случайный эксцентриситет. Поэтому теряют корректность расчеты потери устойчивости по Эйлеру как момент достижения конструкцией смены формы равновесия (бифуркации). Не меняется форма равновесия, т. к. не существует центрального сжатия.

Критерий потери устойчивости по А.В. Гиммерлингу, заключающийся в достижении конструкцией нулевой отпорности, эквивалентен достижению предельной несущей способности и сродни предельному равновесию. При этом рассматривается конструкция в целом, т. к. предел может наступить как в результате разрушения одного, так и нескольких элементов. Что станет с остальными элементами – этот непростой вопрос относится к теории прогрессирующего разрушения.

В современной практике в обход упомянутых трудностей используется закон о прямых нормалях. На самом деле он справедлив только тогда, когда в рассматриваемых сечениях конструкции отсутствуют касательные напряжения. В этом случае плоские сечения до деформаций остаются плоскими после деформаций. Это явление имеет строгое доказательство. В связи с отсутствием касательных напряжений в поперечном сечении в силу свойства парности они отсутствуют в продольном сечении. Тогда волокна по высоте сечения следуют закону о прямых нормалях независимо от соседних сверху и снизу волокон. Но ведь это очень редкий случай. Однако такие сечения можно легко найти в любом месте конструкции. Тогда возникает возможность с единых позиций рассматривать напряженно-деформированное состояние (НДС) в случае чистого изгиба, действия поперечной силы, кручения и т. д. Но чтобы поднять этот пласт, следует уже сегодня кардинально пересмотреть сложившиеся отношения к организации научных исследований. Завтра будет поздно.

## Список литературы

1. *Несветаев Г.В.* К вопросу о развитии норм по проектированию и производству железобетонных конструкций. *Бетон и железобетон.* 2020;(1):4–9.
2. *Галустов К.З.* Исследования линейной ползучести бетона при переменных ступенчато изменяющихся нагрузках [диссертация]. Москва; 1967.
3. *Александровский С.В., Соломонов В.В.* Зависимость деформаций ползучести стареющего бетона от начального уровня напряжений. В: Межотраслевые вопросы строительства. Отечественный опыт. Реферативный сборник. Москва: ЦИНИС Госстроя СССР; 1972. вып. 6. с. 6–12.
4. *Назаренко В.Г.* Развитие основ теории расчета железобетонных конструкций с учетом особенностей режимного нагружения [диссертация]. Москва; 1990.
5. ГОСТ 24452-80. Бетоны. Методы определения призмочной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона. Москва: Издательство стандартов; 1988.
6. ГОСТ 24544-81. Государственный стандарт Союза ССР. Бетоны. Методы определения деформации усадки и ползучести. Москва: Издательство стандартов; 1988.
7. *Бондаренко В.М.* Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона. Харьков: Изд-во Харьковского ун-та; 1968.
8. *Шипачев В.С.* Высшая математика. Москва: Высшая школа; 1998.

## References

1. *Nesvetaev G.V.* On the development of standards for the design and production of reinforced concrete structures. *Beton i zhelezobeton [Concrete and reinforced concrete].* 2020;(1):4–9 (in Russian).
2. *Galustov K.Z.* Studies of linear creep of concrete under variable stepwise varying loads [dissertation]. Moscow; 1967 (in Russian).
3. *Alexandrovsky S.V., Solomonov V.V.* Dependence of creep deformations of aging concrete on the initial stress level. In: Intersectoral issues of construction. Domestic experience. Abstract Collection. Moscow: TSINIS Gosstroy of the USSR; 1972. issue 6. p. 6–12 (in Russian).
4. *Nazarenko V.G.* Development of the fundamentals of the theory of calculation of reinforced concrete structures taking into account the peculiarities of regime loading [dissertation]. Moscow; 1990 (in Russian).
5. State Standard 24452-80. Concrete. Methods for determining the prismatic strength, modulus of elasticity and Poisson's ratio. Moscow: Publishing House of Standards; 1988 (in Russian).
6. State Standard 24544-81. State standard of the USSR. Concrete. Methods for determining shrinkage and creep deformation. Moscow: Publishing House of Standards; 1988 (in Russian).
7. *Bondarenko V.M.* Some questions of the nonlinear theory of reinforced concrete. Kharkiv: Publishing house of Kharkiv University; 1968 (in Russian).
8. *Shipachev V.S.* Higher mathematics. Moscow; Vysshaya shkola; 1998 (in Russian).

## Информация об авторах / Information about the authors

**Виталий Григорьевич Назаренко**, д-р техн. наук, профессор, АО «НИЦ «Строительство», Москва  
**Vitaly G. Nazarenko**, Dr. Sci. (Engineering), Professor, JSC Research Center of Construction, Moscow

**Андрей Иванович Звездов**✉, д-р техн. наук, профессор, заместитель генерального директора по научной работе АО «НИЦ «Строительство», Москва  
**Andrey I. Zvezdov**✉, Dr. Sci. (Engineering), Professor, Deputy General Director for Academic Affairs, JSC Research Center of Construction, Moscow

**Евгений Алексеевич Ларионов**, д-р техн. наук, профессор, АО «НИЦ «Строительство», Москва  
**Evgeny A. Larionov**, Dr. Sci. (Engineering), Professor, JSC Research Center of Construction, Moscow

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 692.232.2

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-88-103](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-88-103)

EDN: PJJMKK

# К ВОПРОСУ ОЦЕНКИ ПРОЧНОСТИ ТОНКОСЛОЙНОЙ КИРПИЧНОЙ КЛАДКИ В СОСТАВЕ КОМБИНИРОВАННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

М.О. ПАВЛОВА, канд. техн. наук

В.А. ЗАХАРОВ✉

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, Российская Федерация

## Аннотация

*Введение.* Оценка работы конструкции на основе экспериментальных исследований образцов фасадных конструкций в натуральную величину имеет существенные преимущества перед расчетными моделями и позволяет визуализировать деформированную схему в реальных условиях с учетом недостатков монтажа, фактических характеристик применяемых материалов.

*Целью* проведения испытания является определение прочностных характеристик конструкций для последующего применения при расчетно-теоретическом обосновании проектных технических решений.

*Материалы и методы.* В статье приведены результаты лабораторных испытаний облицовочных конструкций из кирпича высокой прочности, устанавливаемых на фасадах зданий в построечных условиях с применением металлических подконструкций. Исследования облицовочных конструкций в натуральную величину на испытательных стендах в лабораторных условиях с применением прямых разрушающих методов позволили определить пределы прочности экспериментальных образцов при устройстве ниш, подтвердить требования о необходимости учета при проектировании борозд в тонкослойной кладке.

*Результаты.* В процессе обработки полученных данных построены характерные графические зависимости, позволяющие оценить работу конструкции под нагрузкой, определить применительно к экспериментальным образцам характер разрушения, предельные перемещения, при которых происходит потеря прочности сцепления кирпича и раствора в швах кладки.

*Выводы.* Актуальность проведения натурных экспериментальных исследований обусловлена отсутствием нормативно-технической документации по проектированию рассмотренных в статье конструкций облицовки фасадов зданий, а также необходимостью в получении исходных данных для проведения оценки несущей способности комбинированных облицовочных конструкций расчетным способом. Результаты испытаний будут применены при разработке инженерных методов оценки несущей способности тонкослойной кладки при совместной работе с металлическими направляющими в составе комбинированных конструкций фасадов зданий.

**Ключевые слова:** экспериментальные исследования, кирпич, кладка, система крепления, фасадные конструкции, облицовочный слой, методы испытаний, расчет фасадов

**Для цитирования:** Павлова М.О., Захаров В.А. К вопросу оценки прочности тонкослойной кирпичной кладки в составе комбинированных конструкций. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2022;35(4):88–103. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-88-103](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-88-103)

## Вклад авторов

Павлова М.О. – общее руководство, постановка задачи.

Захаров В.А. – разработка экспериментальных образцов, методики проведения испытаний, проведение эксперимента, анализ и обработка результатов исследований.

#### **Финансирование**

Исследование не имело спонсорской поддержки.

#### **Конфликт интересов**

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

*Поступила в редакцию 01.11.2022*

*Поступила после рецензирования 18.11.2022*

*Принята к публикации 22.12.2022*

## **ASSESSMENT OF STRENGTH OF THIN-LAYER BRICKWORK AS PART OF COMPOSITE STRUCTURES**

M.O. PAVLOVA, Cand. Sci. (Engineering)

V.A. ZAKHAROV✉

*Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V. A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, 2nd Institutskaya str., 6, bld. 1, Moscow, 109428, Russian Federation*

#### **Abstract**

*Introduction.* The evaluation of structure performance on the basis of experimental studies of full-size facade samples exhibits significant advantages over computational models, allowing the deformation scheme in real conditions to be visualized, while taking into account the installation failures of the actual materials.

*Aim.* In this work, the strength characteristics of structures for subsequent use in the calculation and theoretical substantiation of design technical solutions were determined.

*Materials and methods.* The article presents the results of laboratory tests under construction conditions of high-strength brick facing installed on the facades of buildings using metal substructures. Studying life-size facing structures in laboratory conditions using direct destructive methods allowed the strength limits to be determined when constructing niches, along with confirming the necessity to account for chases in thin-layer brickwork.

*Results.* By using characteristic dependencies plotted while processing the obtained data, the structure performance under load was determined, along with the nature of sample destruction and the maximum displacements, at which a loss of the adhesion strength between bricks and mortar in the brickwork joint occurs.

*Conclusion.* Conducting full-scale experimental studies is essential due to the lack of regulatory and technical documents for the design of facing structures for facades considered in the article, as well as the necessity to obtain initial data for calculating the load-bearing capacity of combined facing structures. The test results will be used for assessing the load-bearing capacity of thin-layer brickwork under combined action with metal guides as a part of composite facade structures.

**Keywords:** experimental studies, brick, brickwork, mount system, facade systems, facing layer, test methods, calculation of facades

**For citation:** Pavlova M.O., Zakharov V.A. Assessment of strength of thin-layer brickwork as part of composite structures. *Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2022;35(4):88–103. (In Russ.) [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-88-103](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-88-103)

#### **Author contribution statements**

Pavlova M.O. – overall supervision, problem statement.

Zakharov V.A. – development of experimental samples, test methods, experimental work, data analysis.

### Funding

No funding support was obtained for the research.

### Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Received 01.11.2022

Revised 18.11.2022

Accepted 22.12.2022

Развитие рынка фасадов характеризуется многообразием применяемых облицовочных материалов и конструкций. Появляются новые предложения, способные удовлетворить самые амбициозные архитектурные запросы. Параллельно с разработкой новых конструкций



Рис. 1. Облицовка из кирпича, Москва, 2022 г.

Fig. 1. Brick facing, Moscow, 2022

происходит переосмысление и доработка уже широко применяемых конструкторами решений. Одним из примеров такого развития является эволюция облицовки из кирпичной кладки. Современные конструктивные решения позволяют эффективно скрывать элементы крепления, температурные швы и применять нестандартные типы раскладки кирпича (рис. 1) [1].

Однако внесение изменений, направленных на улучшение эстетических и эксплуатационных свойств, усложняет конструкции.

С применением различных «пиксельных» поверхностей на фасадах зданий могут быть визуализированы картины, объемные виды предметов, объектов, так называемая 3D-визуализация (рис. 2). Возведение конструкций осуществляется непосредственно на строительной площадке.

Облицовка из кирпича опирается на опорные элементы, устойчивость облицовочного слоя обеспечивается за счет применения различных типов связей, устанавливаемых в растворные швы лицевого слоя с одной стороны и закрепляемые к вертикальным металлическим направляющим с другой стороны.

Выполнение подобных конструкций требует применения специальной раскладки кирпича, изменения геометрии конструкции. Нормативная база по проектированию

подобных элементов облицовки отсутствует, что создает при строительстве основу для споров о прочности, о технических решениях и производстве работ.

Указанное свидетельствует о необходимости проведения испытаний и разработки требований, регламентирующих критерии оценки прочности и деформативности тонкослойной кладки и металлических направляющих в составе комбинированных фасадных конструкций, что впоследствии позволит разработать отдельный нормативный документ.

Для определения прочностных характеристик становятся вновь актуальны натурные испытания фрагментов конструкций облицовки. Результаты таких исследований позволяют определить не только прочность конструкции конкретного типа, но и подтвердить или опровергнуть предполагаемые характер работы и характеристики конструкций. Оборудование лаборатории надежности фасадов и теплоизоляционных фасадных систем (лаборатории № 25) ЦНИИСК

им. В.А. Кучеренко позволяет проводить испытания крупноформатных образцов высотой, соответствующей междуэтажному пролету. Методика проведения испытаний комбинированных конструкций и обработки результатов испытаний разработана с учетом положений [2]. Некоторые результаты испытаний крупноформатных экспериментальных образцов в натуральную величину приведены в публикациях [1, 3–5].

В 2020–2022 гг. на базе лаборатории проведены комплексные испытания крупноформатных образцов комбинированной фасадной конструкции с облицовочным слоем из кирпича. Их отличительной особенностью была оценка влияния различных видов раскладок кирпича на прочностные характеристики экспериментальных образцов при идентичных конструктивных решениях металлической подконструкции. Можно сказать, что при прочих равных условиях выполнялась оценка влияния прочности сцепления на предел прочности конструкции.

При изготовлении образцов применялся один тип кирпича, раскладка – сплошная «тычкового типа», растворная смесь одного производителя. В конструкции выполнено чередование величины выноса кладочного элемента, что создает рельефный «пиксельный» рисунок на фасаде (рис. 1, 2). Перевязка вертикальных швов не выполнялась.

Проведенные испытания были направлены на исследование работы комбинированных конструкций с определением нагрузки, соответствующей появлению трещин в кладке защитно-декоративной конструкции. Эксперимент заключался в поэтапном приложении нагрузки на конструкцию в направлении «изнутри наружу», при котором моделировалась работа

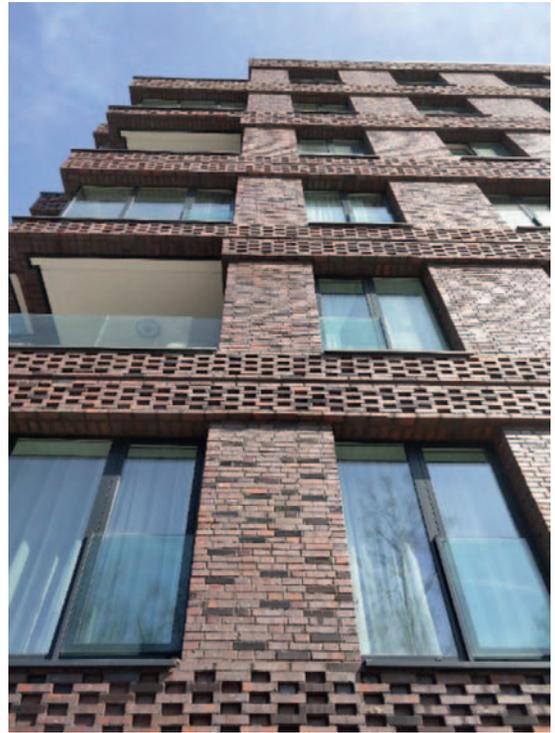


Рис. 2. Фасад здания современной застройки  
Fig. 2. Facade of a modern building

кладки на растяжение при изгибе по неперевязанному сечению – применительно к образцам по горизонтальному растворному шву. Контроль перемещений осуществлялся с применением индикаторов часового типа, которые располагались как на лицевой стороне кладки, так и с тыльной стороны – на направляющих. Дополнительно были установлены датчики контроля перемещений под опорными уголками первого ряда кладки облицовочного слоя.

Описанная выше проблема отсутствия нормативно-технической документации характерна для многих видов конструкций облицовки из кладочных элементов, при этом испытанные образцы, о которых будет идти речь ниже, имеют ряд отличий, поднимающих новые вопросы, затрагивающие задачу оценки надежности конструкций при разработке и обосновании технических решений. Попытка применить при проектировании облицовки правила расчета металлических конструкций [6] заведомо неверна, так как металлические элементы работают совместно с кладкой, и установленные нормами допустимые прогибы и деформации металла оказываются разрушительными для тонкой кладки переменной толщины. Также имеет место попытка применения существующей нормативной документации по проектированию каменных конструкций [7], однако работа кладки из кирпича на растяжение при изгибе, имеющая место в конструкции облицовки, освещена только для конструкций толщиной в кирпич и более, многократно превышающей современную однорядную облицовочную кладку. Вопросы необходимости ограничения прогибов поддерживающих кирпичную кладку конструкций поднимались основоположниками расчета каменных конструкций и ранее [8], но затрагивали конструкции промышленных объектов.

Необходимость проведения исследований обусловлена не только принимаемыми архитектурными решениями объектов строительства и необходимостью оценки прочности конструкции. При устройстве тонкослойной кладки строительные организации в некоторых случаях вынуждены выполнять с тыльной стороны вертикальные ниши, пазы, прорезы для последующего «утапливания» в них направляющих (рис. 3).

Дефекты строительного основания, к которому закрепляется конструкция фасада, также являются причиной внесения изменений в конструкции как при проектировании, так и строительстве. Кроме того, устройство, например, вертикальных ниш позволяет уменьшить толщину стены, что является соблазном для застройщика с точки зрения расширения полезных площадей помещений.

В качестве примера для последующего анализа ниже приведены данные о характерных экспериментальных образцах из проведенных серий испытаний, схемы устройства ниш с указанием геометрических размеров сечения кладки приведены на рис. 4, 5:

- образец № 1 (эталон) – с вертикальной штрабой в зоне направляющих; площадь заполненной растворной смесью штрабы в горизонтальном сечении –  $S_1$ ;
- образец № 2 – с вертикальной штрабой площадью  $S_2$  без заполнения раствором;
- образец № 3 – с вертикальной штрабой площадью  $S_2$ , заполненной растворной смесью;
- образец № 4 – с вертикальной штрабой площадью  $S_1$ , заполненной растворной смесью;
- образец № 5 – с вертикальной штрабой с площадью  $S_1/2$ , заполненной растворной смесью.

Образец № 1 – эталон, на основе которого был проведен анализ влияния устройства штраб на прочность конструкции облицовки. Отличие экспериментальных образцов № 2 и 3 от образца № 1 заключалось в размерах ниш ( $S_2 \approx 2S_1$ ), образца № 3 от № 2 – в наличии заполнения прорезей (штраб) по высоте кладки раствором. На рис. 6, 7 приведены общие



Рис. 3. Общий вид устройства ниш на объекте строительства

Fig. 3. General view of niches at a construction site

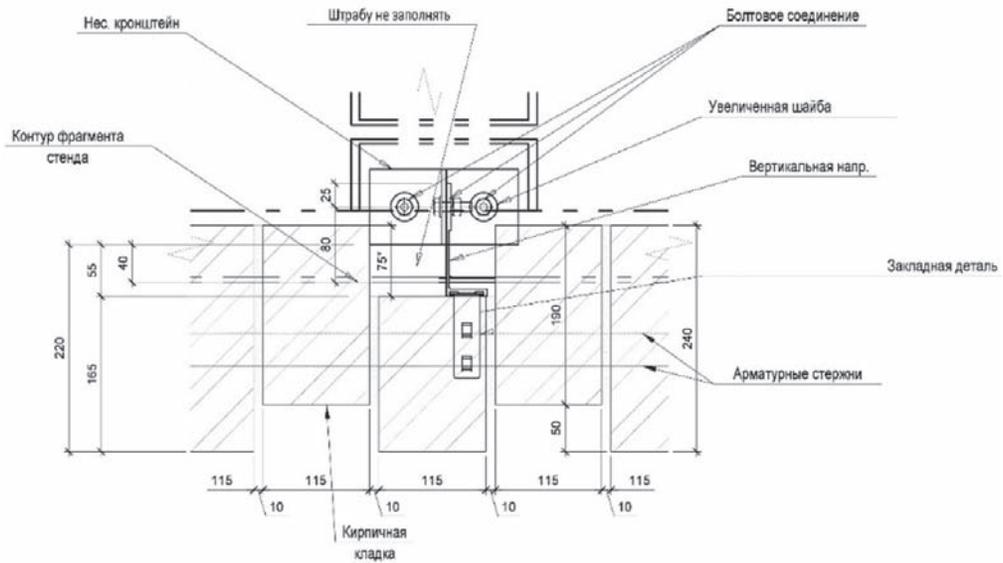


Рис. 4. Узел устройства пазов в зоне направляющей без заполнения раствором. Образец № 2

Fig. 4. Joint assembly near guide, no mortar. Sample 2

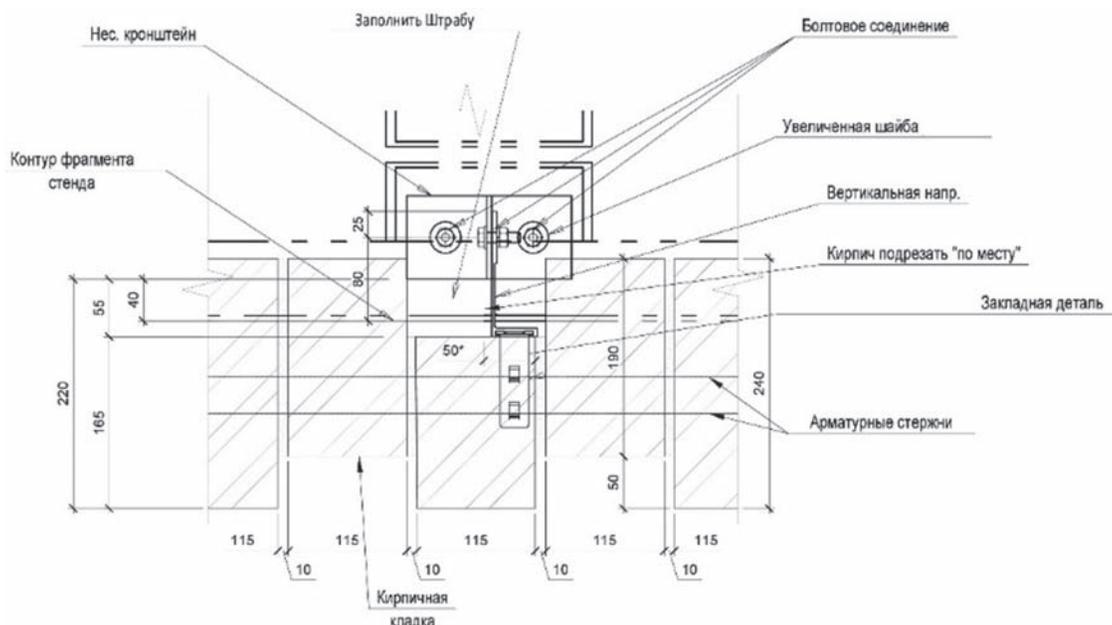


Рис. 5. Узел устройства пазов в зоне направляющей с заполнением раствором. Образец № 3  
Fig. 5. Joint assembly near guide, with mortar. Sample 3

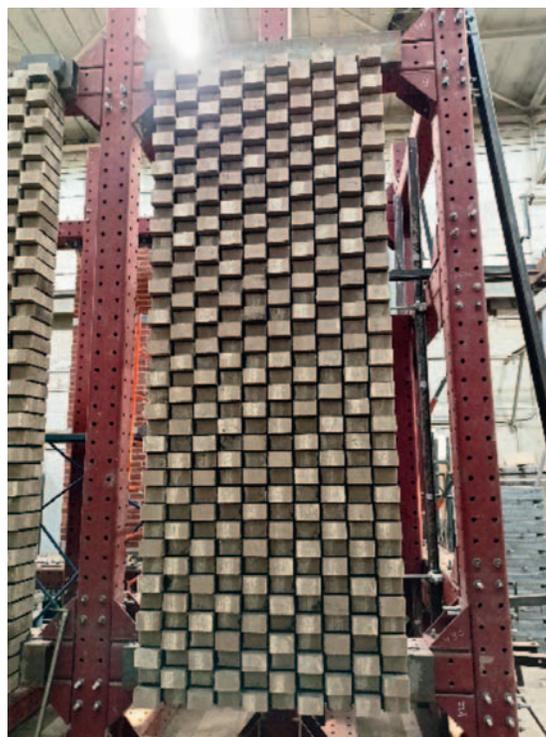


Рис. 6. Общий вид экспериментального образца № 3  
Fig. 6. General view of experimental Sample 3



**Рис. 7.** Фрагмент экспериментального образца № 5

**Fig. 7.** Fragment of experimental Sample 5

виды испытанных образцов. Образец № 4 представлял собой конструкцию, по габаритам аналогичную образцу № 1 с расположением кирпича на ребро. Образец № 5 – с тычковой раскладкой, аналогичной образцам № 1–3 с минимальной глубиной штрабы.

Экспериментальные образцы № 1–3 по габаритным размерам (3269 мм (H) × 1240 мм) были идентичны и состояли из 40 рядов кладки. Ширина постельного растворного шва составляла 190 мм. Толщина конструкции лицевого слоя – переменная 190 или 240 мм в зависимости от положения кирпича в ряду. Высота комбинированного сечения для образцов № 1–3 – 285 мм.

При изготовлении экспериментальных образцов кладка выполнялась из клинкерного кирпича Feldhaus M400. Для изготовления растворной смеси применялась сухая строительная смесь со специальными добавками Quick-Mix M150 в мешках. Первый ряд кладки опирался на опорный уголок и фиксировался от горизонтальных перемещений закладными элементами (связями), укладываемыми в кладочный шов с одной стороны и в продольный паз-замок в направляющей с другой.

Исследования проводились на испытательном стенде ИС-4 со специально разработанной и изготовленной оснасткой, позволяющей выполнять пошаговое нагружение и замеры перемещений. При проведении испытаний анализировался характер деформирования и разрушения экспериментальных образцов.

На основе анализа результатов экспериментальных исследований прочности и деформативности образцов при действии усилия, направленного перпендикулярно плоскости

Таблица 1

**Сравнительная таблица результатов испытаний на примере рассматриваемых экспериментальных образцов**

Table 1

**Test results for considered experimental samples**

Номер образца	Расчетная схема	Усилие, соответствующее пределу прочности образца $N$ , кН	Перемещения в середине образца, мм	Наличие штрабы	Наличие заполнения штрабы	Момент инерции сечения облицовки $J$ , см <sup>4</sup>	Ширина шва, мм
1 (эталон)	однопролетная	4,44	0,28	+	+	70 876	190
2	однопролетная	2,80	0,44	+	-	63 740	190
3	однопролетная	5,50	0,29	+	+	70 876	190
4	однопролетная	6,50	0,80	+	+	95 967	210
5	однопролетная	5,11	0,84	+	-/+	34 875	150

облицовочного слоя в направлении «от стены» (наружу), необходимо отметить следующее (табл. 1):

1. По результатам испытаний установлен характер работы тонкослойной кладки и металлических направляющих в составе комбинированных конструкций, величины прочности сцепления кирпича и раствора.

2. Работу конструкции экспериментальных образцов № 1–5 под нагрузкой следует считать идентичной, характеризующейся скачком деформаций и падением нагрузки в результате образования трещины в горизонтальном кладочном шве кладки с последующим интенсивным увеличением перемещений, образованием второй трещины и дальнейшим раскрытием горизонтальных трещин по кладочным швам. Графические зависимости по результатам испытаний образцов приведены на рис. 8.

3. Результаты испытаний показали значительную разницу в прочности образцов № 2 и 3. До появления первой зафиксированной трещины в кладке максимальная нагрузка на образец № 2 составила 2,80 кН (280 кгс), в образце № 3 первая зафиксированная трещина выявлена при нагрузке 5,50 кН (550 кгс), перемещения при нагрузках трещинообразования составили 0,44 и 0,29 мм соответственно.

Необходимо отметить, что предел прочности эталона (образца № 1) занимает промежуточное значение между пределами прочности образца № 2 и образца № 3, при этом в части деформативности образец практически был идентичен образцу № 3. По результатам замеров первая зафиксированная трещина появилась при нагрузке 4,44 кН (444 кгс) при перемещениях в середине образца 0,28 мм.

Зафиксированные перемещения в очередной раз доказывают невозможность применения при оценке деформативности металлических направляющих при совместной работе с кирпичной облицовкой по второй группе предельных состояний величин относительных прогибов, рекомендуемых в СП 20.13330 [9]. Согласно требованиям, при длине направляющей 3 030 мм допустимый прогиб составляет 15,15 мм, что в 40 раз превышает прогиб, при котором произошло трещинообразование в кладке экспериментальных образцов.

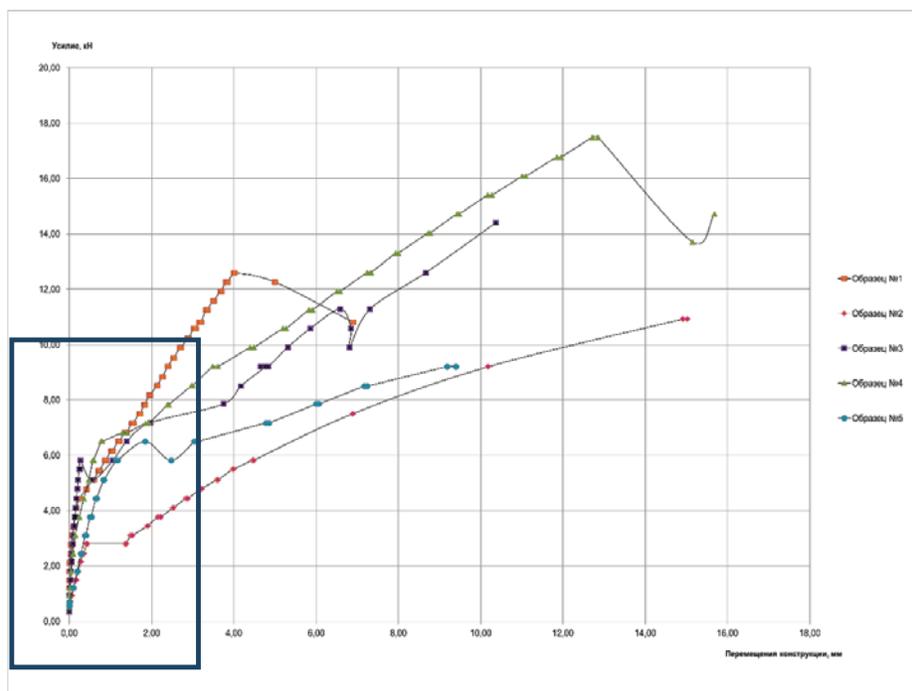
Показания датчиков, расположенных в одном уровне на направляющих и кладке, говорят о совместной работе облицовки и подсистемы. Тем не менее указанное справедливо только для принятых при изготовлении испытанных образцов кирпича, раствора, типа и количестве связей. Ранее при проведении испытаний связей «открытого» типа наблюдалось «опережение» перемещений кладки над направляющими, что сказывалось на величине предела прочности конструкции в целом, так как кладка работала совместно с металлическими направляющими лишь до определенного момента.

4. Все полученные графические зависимости имеют характерный излом на стадии образования трещины. Образование трещин зафиксировано между 20/21 и 22/23 ( $H = 1700$  мм) рядами кирпича примерно на одной и той же высоте для образцов № 1–3.

5. Угол наклона кривых «нагрузка/перемещение» до потери сцепления кирпича с раствором для образцов № 1, 3, 4 идентичен. Угол наклона экспериментальной кривой «нагрузка/перемещение» для образца № 2 и 5 более пологий. При этом величина нагрузки, соответствующая одинаковым перемещениям для образцов № 1 и 3, превышает значения для образца № 2 не менее чем в 2,4 раза (рис. 9).

6. Согласно разработанной методике оценки результатов испытаний, предельная нагрузка при принятой схеме нагружения, соответствующая образованию трещины (эквивалентная равномерно-распределенная нагрузка при работе конструкции на растяжении при изгибе по горизонтальному неперевазанному сечению), составила:

- для образца № 1 –  $105 \text{ кгс/м}^2$  ( $1,238 \text{ кПа}$ );



**Рис. 8.** Результаты замеров перемещений лицевого слоя экспериментальных образцов от прикладываемой нагрузки [середине образца в зоне максимальных перемещений]

**Fig. 8.** Displacement of a front layer of experimental samples due to applied load (in the middle of a sample, zone of maximum displacement)

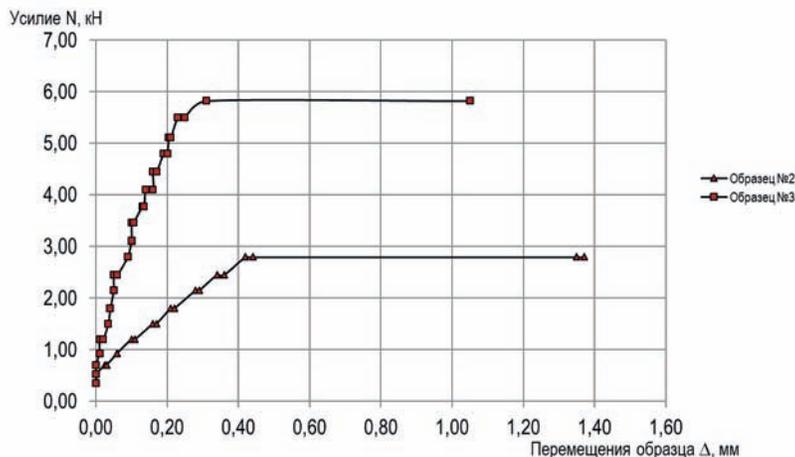


Рис. 9. Характер зависимости «нагрузка/перемещения» образцов № 2 и 3 до момента образования трещин в горизонтальном шве

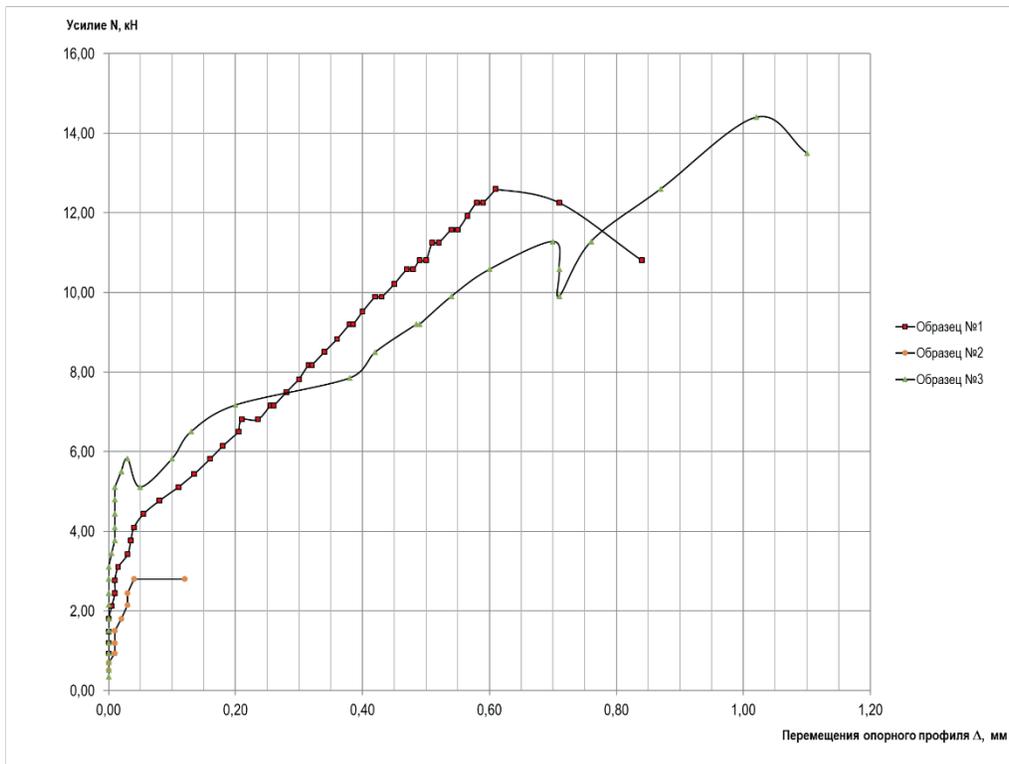
Fig. 9. Nature of “load/displacement” dependence of Samples 2 and 3 until crack formation in horizontal brickwork joint

- для образца № 2 – 67,8 кгс/м<sup>2</sup> (0,678 кПа);
- для образца № 3 – 123,8 кгс/м<sup>2</sup> (1,238 кПа).

7. При последующем нагружении происходило дальнейшее раскрытие горизонтального шва, характерное для разрушения кладки по неперевязанному сечению, смещение смежных рядов кладки в зоне трещины (рис. 10). Испытания завершались в момент потери прочности соединения связей с металлическими направляющими в «паз-замке».



Рис. 10. Характер деформирования комбинированной конструкции (повреждения кладки и направляющих)  
Fig. 10. Deformation behavior of composite structure (damage to masonry and guides)



**Рис. 11.** Результаты замеров вертикальных перемещений опорных уголков образцов № 1–3  
**Fig. 11.** Vertical displacements of base angles of samples 1–3

8. Необходимо отметить, что вертикальные перемещения опорного уголка оказались ничтожно малы и составляли до момента образования трещины не более 0,03 мм (рис. 11). Разрушения опорной зоны облицовочного слоя в зоне подрезки первого ряда также не зафиксированы.

9. Повышение прочности образцов при увеличении площади заполненной штрабы в два раза не превысило 25 % (с 4,44 кН для образца № 1 до 5,50 кН для образца № 3), при этом в случае выполнения штраб без заполнения прочность образца № 2 относительно «эталона» снизилась на 37 % (с 4,44 до 2,80 кН), а относительно образца № 5 – на 45 % (с 5,11 до 2,80 кН). Другими словами, при идентичных геометрических размерах штраб значение разрушающей нагрузки образца № 3, соответствующей образованию трещин в облицовочном слое, превышает значение нагрузки образца № 2 на 105 % (в два раза).

Указанное увеличение прочности образца № 3 по отношению к эталону (образцу № 1) может быть обусловлено заполнением штрабы с обеих сторон от стенки вертикальной направляющей, что для образца № 1 практически невозможно, так как стенка профиля при монтаже примыкала к стенке штрабы.

После образования трещин в кладке образцов происходило интенсивное увеличение перемещений на каждом шаге нагружения, что объясняется исключением облицовочного слоя из совместной работы с металлическими направляющими.

10. При увеличении перемещений и изгибе вертикальных направляющих образца № 2 происходит локальное деформирование стенки направляющих в результате потери

устойчивости (вблизи трещины по высоте образца), смещение стенки направляющих в поперечном направлении, скручивание сечения профиля и последующий вырыв связей замкового типа из профиля направляющих. Тем не менее вопрос о влиянии на прочность условий, при которых происходит потеря устойчивости стенки, подлежит дополнительной проверке ввиду незначительных нагрузок, при которых происходила потеря прочности сцепления кирпича с раствором в шве кладки.

11. Учитывая данные, приведенные в табл. 1, необходимо отметить, что снижение момента инерции сечения кладки образца № 1 с  $J_1 = 70\,876\text{ см}^4$  для «полного» сечения до  $J_2 = 63\,740\text{ см}^4$  для сечения со штрабами составляет менее 10 %, при этом предел прочности конструкции снижается практически в два раза. Увеличение высоты сечения кладки на 10 % (образец № 4) привело к повышению прочности по отношению к эталону на 46 % (при одинаковых габаритах заполненных штраб).

12. Очевидно, что при потере целостности конструкции лицевого слоя эксплуатационные характеристики конструкции не будут обеспечены, следовательно, «рабочая зона» конструкции должна быть ограничена величиной нагрузки, при которой происходит трещинообразование. Расчетное сопротивление тонкослойной кладки в составе комбинированной конструкции следует определять в пределах указанной зоны № 1 (рис. 8, 12).

13. Необходимо отметить и результаты определения прочности сцепления кирпича с раствором. По результатам испытания малых экспериментальных образцов прочность нормального сцепления составила 0,25 МПа (2,5 кгс/см<sup>2</sup>), что соответствует указанному

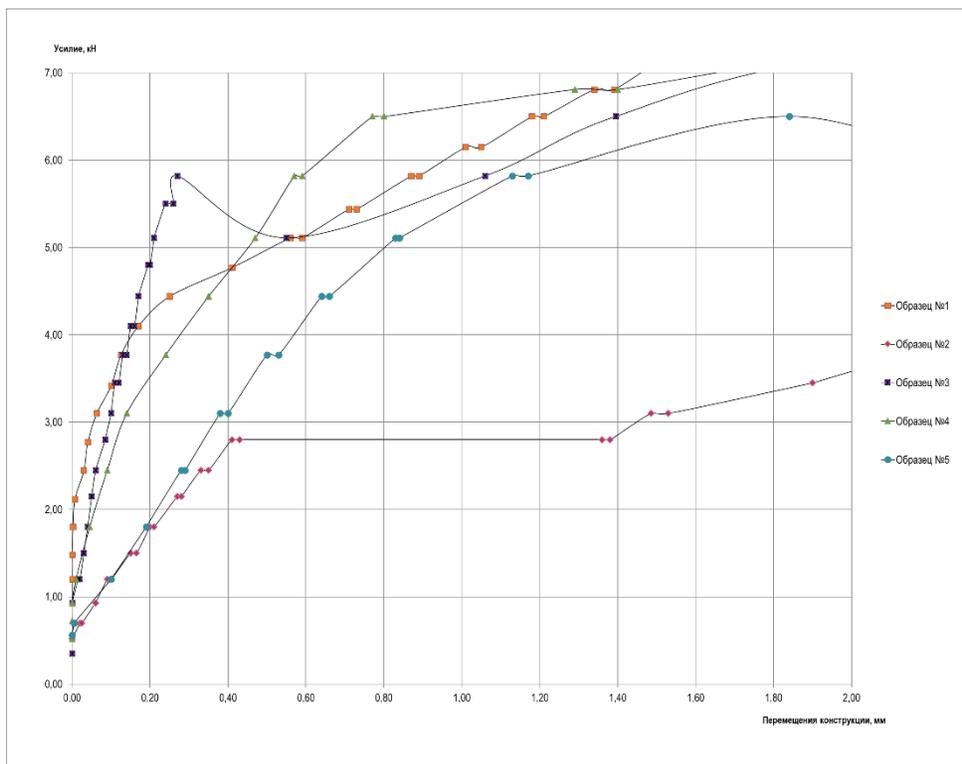
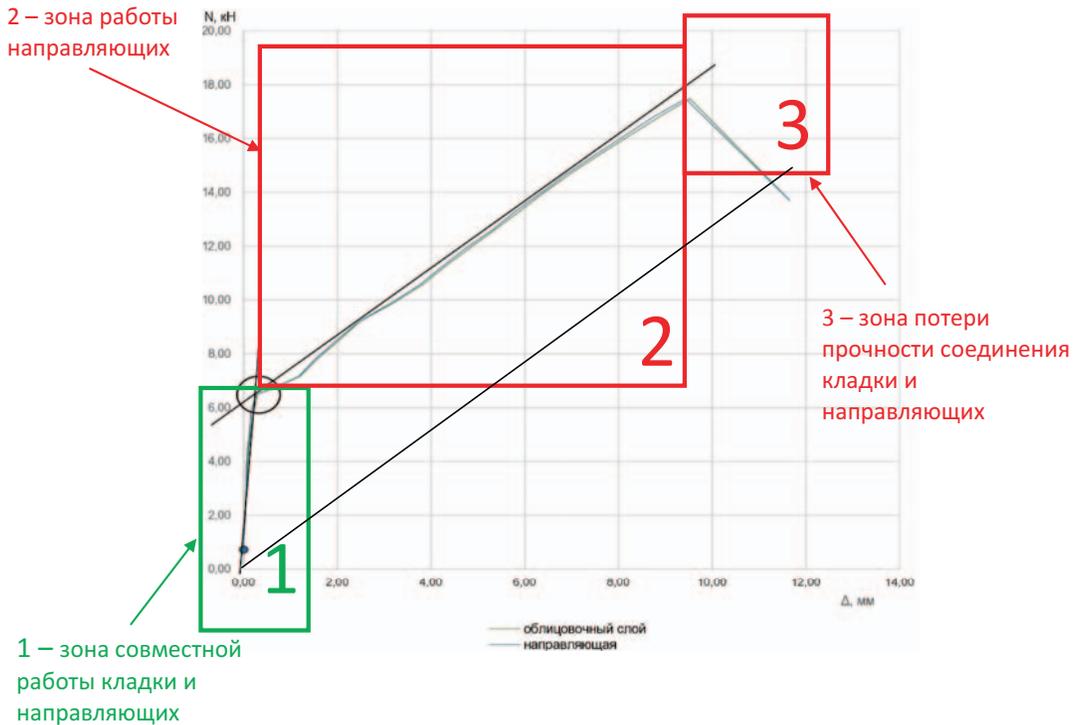


Рис. 12. «Рабочая зона» экспериментальных образцов  
Fig. 12. "Working area" of experimental samples



**Рис. 13.** Характерный график зависимости «нагрузка/перемещение» по результатам проведенных испытаний:

1 – зона совместной работы тонкослойной кладки и металлических направляющих; 2 – зона работы направляющих после образования трещины в шве тонкослойной кладки; 3 – зона потери целостности конструкции, разрушение связей

**Fig. 13.** Characteristic dependence of “load/displacement” based on test results:

1 – zone of combined action of thin-layer brickwork and metal guides; 2 – zone of guide work following crack formation in a seam of thin-layer brickwork; 3 – zone of loss of structural integrity, destruction of connections

в СП 15.13330 [7] значению расчетного сопротивления при работе кладки на осевое растяжение по неперевязанному сечению  $R = 0,08$  МПа при коэффициенте запаса  $k \approx 3$ .

14. Следует отметить, что потеря целостности металлической подконструкции, узловых и болтовых соединений, узлов крепления кладки до образования трещин не выявлена. На основе ранее проведенных испытаний [1, 5] установлено, что условия, при которых конструкция не соответствует эксплуатационной надежности, наступают до возникновения в элементах связей значительных усилий. Работа комбинированной конструкции под нагрузкой в момент образования трещины характеризуется раскрытием горизонтальных швов вследствие изгиба лицевого слоя.

15. Графическая зависимость «нагрузка/перемещения» с указанием характерных зон работы конструкций в процессе испытаний приведена на рис. 13.

## Основные выводы

1. По результатам испытаний установлена характерная графическая зависимость «нагрузка/перемещения» при работе тонкослойной кладки на растяжение при изгибе в составе комбинированной конструкции.

2. В пределах установленной по результатам испытаний «рабочей зоны» (зона № 1) конструкции максимальные перемещения не превышали 0,8 мм. При этом вертикальные перемещения опорных металлических элементов не превысили 0,03 мм.

3. Результатами испытаний подтверждено, что уменьшение момента инерции сечения кладки на 10 % за счет устройства штраб влечет за собой снижение прочности конструкции практически в два раза. Внесение изменений в конструкции кладки из кирпича при устройстве ниш и борозд в составе комбинированных конструкций требует дополнительного обоснования с проведением испытаний образцов.

4. Оценка проектных технических решений по устройству фасадов зданий с применением тонкослойной кладки, закрепленной на металлических вертикальных направляющих, для объекта строительства должна выполняться с учетом результатов испытаний экспериментальных образцов в натуральную величину. Несущую способность конструкции следует определять с учетом характеристик фактически применяемых материалов и архитектурных решений фасадов зданий (конфигурации стен здания).

5. На основе проведенных исследований в ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко разработаны технические решения по усилению однопролетных конструкций из тонкослойной кладки в составе комбинированных конструкций.

## Список литературы

1. Павлова М.О., Захаров В.А., Кушнир С.В., Павленко М.Н. Вопросы обеспечения эксплуатационной надежности навесных фасадных конструкций с переменной толщиной облицовочного слоя. Вестник НИЦ «Строительство». 2021;31(4):30–42. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-30-42](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-30-42)
2. ГОСТ Р 57350-2016 / EN 1052-2:1999. Кладка каменная. Метод определения предела прочности при изгибе. Москва: Стандартинформ; 2019.
3. Павлова М.О., Захаров В.А., Кушнир С.В., Павленко М.Н. Вопросы обеспечения эксплуатационной надежности навесных конструкций с крупноразмерной штучной облицовкой. Вестник НИЦ «Строительство». 2018;(3):113–124.
4. Павлова М.О., Павленко М.Н., Забегин М.А., Махонина П.Е. Особенности совместной работы крупноформатных панелей из керамогранита и металлического каркаса фасадных конструкций. Строительная механика и расчет сооружений. 2021;(6):66–72. <https://doi.org/10.37538/0039-2383.2021.6.66.72>
5. Павлова М.О., Захаров В.А., Кушнир С.В. К вопросу определения эксплуатационной надежности защитно-декоративной облицовки из кирпича. Промышленное и гражданское строительство. 2016;(12):44–49.
6. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81\* (с Поправкой, с Изменением № 1) [Интернет]. Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/456069588>
7. СП 15.13330.2012. Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81\* (с Изменениями № 1, 2, 3) [Интернет]. Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/1200092703>
8. Семенцов С.А. Расчет каменных и армокаменных конструкций по расчетным предельным состояниям. Пособие для освоения метода расчета строительных конструкций по предельным состояниям. Москва: ВНИТО строителей; 1955.
9. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\* (с Изменениями № 1, 2) [Интернет]. Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/456044318>

## References

1. Pavlova O.M., Zakharov V.A., Kushnir S.V., Pavlenko M.N. Operational reliability of suspended facade structures with variable thickness of the cladding layer. Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction. 2021;31(4):30–42 (in Russian). [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4\(31\)-30-42](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-4(31)-30-42)
2. State Standard 57350-2016 / EN 1052-2: 1999. Masonry. Method for determination of flexural strength. Moscow: Standartinform; 2019 (in Russian).
3. Pavlova O.M., Zakharov V.A., Kushnir S.V., Pavlenko M.N. Questions of safety maintenance operation hinged facade structures covering with large-sized piece materials. Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction. 2018;(3):113–124 (in Russian).
4. Pavlova M.O., Pavlenko M.N., Zabegin M.A., Mahonina P.E. Features of joint work of large-format panels made of porcelain stoneware and metal frame of facade structures. Stroitel'naya mekhanika I raschet sooruzhenii = Structural Mechanics and Analysis of Constructions. 2021;(6): 66–72 (in Russian). <https://doi.org/10.37538/0039-2383.2021.6.66.72>
5. Pavlova M.O., Zakharov V.A., Kushnir S.V. On the issue of determining the operational reliability of protective and decorative brick cladding. Promyshlennoe I Grazhdanskoe Stroitel'stvo = Industrial and civil engineering. 2016;(12):44–49 (in Russian).
6. SP 16.13330.2017. Steel structures. Updated edition of SNiP II-23-81 \* (with Amendment, with Amendment No. 1) [Internet]. Available at: <https://docs.cntd.ru/document/456069588> (in Russian).
7. SP 15.13330.2012. Masonry and reinforced masonry structures. Updated edition of SNiP II-22-81 \* (with Amendments No. 1, 2, 3) [Internet]. Available at: <https://docs.cntd.ru/document/1200092703> (in Russian).
8. Sementsov S.A. Calculation of stone and reinforced stone structures according to calculated limit states. Manual for mastering the method of calculating building structures by limiting conditions. Moscow: VNITO builders; 1955 (in Russian).
9. SP 20.13330.2016. Loads and actions. Updated edition of SNiP 2.01.07-85\* (with Amendments No. 1, 2) [Internet]. Available at: <https://docs.cntd.ru/document/456044318> (in Russian).

## Информация об авторах / Information about the authors

**Марина Олеговна Павлова**, канд. техн. наук, заведующий лабораторией надежности фасадов и теплоизоляционных фасадных систем (№ 25), заместитель директора по научной работе ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

e-mail: 1747302@mail.ru

тел.: +7 (499) 174-73-02; +7 (499) 170-70-20

**Marina O. Pavlova**, Cand. Sci. (Engineering), Head of Laboratory of Facade Safety and Thermal Insulation Facade Systems (No. 25), Deputy Director for Science of TSNIISK named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: 1747302@mail.ru

tel.: +7 (499) 174-73-02; +7 (499) 170-70-20

**Владимир Андреевич Захаров**<sup>✉</sup>, заместитель заведующего лабораторией надежности фасадов и теплоизоляционных фасадных систем (№ 25) ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

e-mail: 1747302@mail.ru

тел.: +7 (499) 174-73-02; +7 (499) 170-70-20

**Vladimir A. Zakharov**<sup>✉</sup>, deputy head of the Deputy Head of Laboratory of Facade Safety and Thermal Insulation Facade Systems (No. 25) of TSNIISK named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: 1747302@mail.ru

tel.: +7 (499) 174-73-02; +7 (499) 170-70-20

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 624.011.14

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-104-116](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-104-116)

EDN: PMMLIN

# СТОЙКОСТЬ ДРЕВЕСИНЫ ПЕРЕКРЕСТНОКЛЕЕНОЙ К АТМОСФЕРНЫМ ВОЗДЕЙСТВИЯМ

П.Н. СМИРНОВ, канд. техн. наук

К.А. УСТИМЕНКО✉

А.Д. ЛОМАКИН, канд. техн. наук

К.А. АКСЕНОВ

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, Российская Федерация

## Аннотация

*Введение.* Древесина перекрестноклееная (ДПК/CLT) начинает завоевывать рынок в России. Важную роль в обеспечении эксплуатационной надежности конструкций зданий с применением деревянных конструкций играет влажность. Отсутствие комплексных исследований влияния переменных температурно-влажностных воздействий, в том числе атмосферных, тормозит развитие ДПК/CLT.

*Целью* исследования было определить влияние атмосферных воздействий на различные типы конструкций зданий из ДПК/CLT и внести дополнения в требования по проектированию и защите конструкций из ДПК/CLT в СП 64.13330.2017.

*Материалы и методы.* Материалом исследования являлись образцы стеновых панелей и плит перекрытия из ДПК/CLT, изготовленные в соответствии с требованиями действующей нормативной документации. Для исследования разработаны полигонные методы испытаний по определению влияния атмосферных воздействий на прочностные и упругие характеристики плит ДПК/CLT.

*Результаты.* Атмосферные воздействия негативно влияют на прочностные и упругие характеристики плит ДПК/CLT. Снижение прочностных и упругих характеристик различно для образцов плит перекрытий и стеновых панелей.

*Выводы.* На основании анализа результатов экспериментальных исследований стойкости ДПК/CLT к атмосферным воздействиям составлен ряд рекомендаций, которые предлагается включить в СП 64.13330.2017 для соблюдения при проектировании, изготовлении и строительстве зданий с применением конструкций из ДПК/CLT.

**Ключевые слова:** деревянные конструкции, слой древесины, древесина перекрестноклееная (ДПК/CLT), переменные температурно-влажностные воздействия, прочностные и упругие характеристики, защитные лакокрасочные покрытия

**Для цитирования:** Смирнов П.Н., Устименко К.А., Ломакин А.Д., Аксенов К.А. Стойкость древесины перекрестноклеенной к атмосферным воздействиям. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2022;35(4):104–116. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-104-116](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-104-116)

## Вклад авторов

Все авторы внесли равноценный вклад в подготовку публикации.

## Финансирование

Исследование выполнялось за счет средств ФАУ «ФЦС» в 2021 году.

## Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 12.10.2022

Поступила после рецензирования 01.11.2022

Принята к публикации 08.11.2022

## RESISTANCE OF CROSS-LAMINATED TIMBER TO ATMOSPHERIC ACTIONS

P.N. SMIRNOV, Cand. Sci. (Engineering)

K.A. USTIMENKO✉

A.D. LOMAKIN, Cand. Sci. (Engineering)

K.A. AKSENOV

*Research Institute of Building Construction (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, 2nd Institut'skaya str., 6, bld. 1, Moscow, 109428, Russian Federation*

### Abstract

**Introduction.** Cross-laminated timber (CLT) has started to win a market in Russia. Humidity plays an important role in ensuring the operational reliability of buildings based on timber structures. The lack of comprehensive studies on the influence of varying temperature and humidity actions, including atmospheric ones, hinders the development of CLT.

**Aim.** In this work, the influence of atmospheric actions on various types of CLT building structures was determined in order to amend the requirements in SP 64.13330.2017 for the design and protection of CLT structures.

**Materials and methods.** Samples of CLT wall panels and floor slabs manufactured as per the current regulatory documents were used as an object of research. Field tests were developed in order to determine the influence of atmospheric actions on the strength and elastic characteristics of CLT panels.

**Results.** Atmospheric actions have an adverse effect on the strength and elastic characteristics of CLT panels. The decrease in the strength and elastic characteristics varies for the samples of floor slabs and wall panels.

**Conclusion.** It is proposed that several recommendations given based on the experimental results on the resistance CLT to atmospheric actions are to be included in SP 64.13330.2017 for the design, manufacture, and construction of buildings using CLT structures.

**Keywords:** timber structures, wooden layer, cross-laminated timber (CLT), variable temperature and humidity actions, strength and elastic characteristics, protective paint coatings

**For citation:** Smirnov P.N., Ustimenko K.A., Lomakin A.D., Aksenov K.A. Resistance of cross-laminated timber to atmospheric actions. *Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2022;35(4):104–116. [In Russ.] [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-104-116](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-104-116)

### Author contribution statements

All authors made equal contributions to the study and the publication.

### Funding

The research was supported by FAO FCS in 2021.

### Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

*Received 12.10.2022*

*Revised 01.11.2022*

*Accepted 08.11.2022*

## Введение

Древесина перекрестноклееная (ДПК/CLT) – новый материал, который в настоящее время широко применяется для деревянного домостроения в Европе и Северной Америке. ДПК/CLT позволяет строить многоэтажные здания из несущих деревянных панелей и дополняет существующие технологии каркасных и брусчатых деревянных домов. Областью применения конструкций из ДПК/CLT являются здания и сооружения, для которых традиционно используются бетонные, каменные и стальные конструкции.

ДПК/CLT – материал из цельной древесины, который был впервые применен в середине 1990-х годов в Австрии и Германии. Конструкции из ДПК/CLT стали завоевывать популярность и применяться в жилых и нежилых зданиях в других странах Европы, Канаде и Соединенных Штатах Америки.

Обзор опыта применения ДПК/CLT во многих странах показал эффективность применения и большой потенциал использования данного вида строительных конструкций при возведении зданий и сооружений различного назначения.

В России действует несколько предприятий по производству ДПК/CLT, крупнейшими из которых являются запущенные в 2021 году заводы Ладожский ДСК производственной мощностью до 120 000 м<sup>3</sup> в год и «Сокол CLT» мощностью 50 000 м<sup>3</sup> в год. До этого момента из-за отсутствия производственной базы исследования в области ДПК/CLT в России практически не проводились. В 2020 году в ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко при поддержке Segezha Group начали проводить комплексные исследования ДПК/CLT, одной из задач которых являлось определение стойкости данного материала к температурно-влажностным воздействиям.

Важную роль в обеспечении эксплуатационной надежности деревянных конструкций зданий играет влажность. Это связано с тем, что долговечность древесины может быть снижена из-за постоянного присутствия влаги, в то время как большие колебания относительной влажности воздуха также могут влиять на стабильность размеров и механические характеристики данного материала. Несмотря на то что влияние влажности для деревянных конструкций является установленным фактом, остается вопрос влагостойкости плит ДПК/CLT, включая то, как быстро они намокают и сохнут, и как воздействие влаги влияет на их долговечность.

На заводе-изготовителе конструкции из ДПК/CLT, как правило, не подвергаются влагозащитной обработке из-за особенностей технологии производства. Увлажнение конструкций на этапе монтажа неизбежно. Отсутствие комплексных исследований влияния переменных температурно-влажностных воздействий, в том числе атмосферных, сделало актуальной данную задачу для необходимости установления минимальных требований к защите конструкции из ДПК/CLT.

## Конструктивные особенности ДПК/CLT

ДПК/CLT состоит из продольных и поперечных слоев. Ламели прилегающих слоев склеиваются ортогонально. Древесина имеет разную степень набухания и усадки в тангенциальном и радиальном направлениях. Общеизвестно, что отношение набухания и усадки в тангенциальном направлении примерно в два раза больше, чем в радиальном направлении.

И поскольку ламели смежных слоев в ДПК/CLT склеены ортогонально, разрушения ламелей, такие как продольные трещины и расслоения, могут проявляться, когда ДПК/CLT подвергается переменным температурно-влажностным воздействиям.

Расположение слоев ДПК/CLT вызывает неравномерное набухание и усадку между соседними слоями по толщине плиты, что впоследствии вызывает деформацию панели, ее коробление, расслоение и растрескивание.

## **Обзор зарубежных исследований стойкости CLT к температурно-влажностным воздействиям**

В Японии проводилось обследование построенных зданий через 2–3 года после завершения строительства [1]. Результаты показали, что деформация ДПК/CLT при намокании примерно в два раза больше, чем у клееного бруса. ДПК/CLT имеет большую усадку и набухание, чем клееный брус. Кроме того, было установлено, что при температурно-влажностном воздействии у панелей ДПК/CLT было обнаружено множество трещин, в том числе по пласти и по кромке в клеевых швах. В результате исследований влияния лакокрасочного покрытия на атмосферостойкость ДПК/CLT установлено, что деформации и насыщение влагой для образцов, защищенных лессирующими составами и незащищенных, практически одинаковы, в то время как для образца с нанесенным пленкообразующим составом деформации и водонасыщение в разы меньше.

В лаборатории экологичных строительных материалов Университета штата Орегон под руководством Эвана Шмидта была проведена работа по определению гигротермических характеристик панелей ДПК/CLT [2]. В климатической камере имитировались различные температурно-влажностные воздействия. Испытаниям подвергались образцы двух типов пятислойной ДПК/CLT, изготовленные из древесины смешанных пород. В этих образцах использовался клей на основе меламиновой смолы, устойчивый к воде и атмосферным воздействиям. Результаты показали, что в образце в условиях воздействия, имитирующих смачивание кровли или панели перекрытия, внутренние слои имеют очень низкий коэффициент увлажнения. И наоборот, в вертикальном образце без обработки торцевой поверхности коэффициент увлажнения внутренних слоев панели выше. Внутреннее напряжение привело к явной трещине в одном образце и сдвигу клеевого шва в другом образце. Таким образом установлено, что перекрестное расположение слоев, стабилизирующее размеры ДПК/CLT, приводит к большим граничным напряжениям по поверхности. Со временем эти усушечные трещины могут распространяться дальше внутрь: по мере того как напряжения развиваются, ослабляются и циклически повторяются, возникает так называемый эффект «застежки-молнии», в результате чего трещины распространяются, чтобы уравновесить напряжения.

Арме Гурзов из Швейцарии [3] определял модуль упругости и модуль сдвига в образцах панелей европейской ели после года выдержки в переменных температурно-влажностных условиях. В ходе испытания установлено, что из-за образования трещин во всех слоях после возвращения к первоначальной влажности древесины исходные значения модуля упругости и модуля сдвига уже не восстанавливаются.

Исследования по данной тематике проводили Линг Ванг в Канаде [4], Стивен Кордзил в США [5, 6], Йохан Оберг и Эрик Вейг [7], Ларс Олссон в Швеции [8]. Это указывает на актуальность проблем влияния атмосферных воздействий на ДПК/CLT.

## Проведение экспериментальных исследований

В ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко в 2021 году проведены работы по определению влияния переменных температурно-влажностных и эксплуатационных воздействий на прочностные и упругие характеристики стеновых панелей и плит перекрытия из ДПК/CLT.

Для возможности проведения исследования разработаны методы испытаний по определению влияния атмосферных воздействий на прочностные и упругие характеристики плит ДПК/CLT, определено влияние защитных лакокрасочных покрытий (ЛКП) на прочностные и упругие характеристики плит ДПК/CLT в атмосферных условиях.

Оценка влияния эксплуатационных воздействий на прочностные и упругие характеристики производилась с помощью сравнения величин прочностных и упругих характеристик стеновых панелей и плит перекрытия из ДПК/CLT до и после увлажнения.

Образцы стеновых панелей и плит перекрытия были изготовлены из ДПК/CLT панелей производства ООО «Сокол СиЭлТи» в соответствии с требованиями ГОСТ Р 56706–2015 «Плиты клееные из пиломатериалов с перекрестным расположением слоев. Технические условия». Для изготовления образцов использовали древесину сосны плотностью  $(450 \pm 10)$  кг/м<sup>3</sup> и влажностью 10,0–12,0 %. Размеры образцов принимали исходя из требований ГОСТ Р 59784–2022 «Плиты из перекрестноклееной древесины. Методы определения прочностных и упругих характеристик».

Для определения влияния атмосферных воздействий на физико-механические характеристики ДПК/CLT использовались две группы образцов: первая – для определения изменения условного модуля упругости и предела прочности на скалывание, вторая – для определения изменения модуля сдвига в плоскости плиты и предела прочности на скалывание.

Образцы в количестве 35 штук были разделены на 7 серий, 3 из которых контрольные и 4 подвергались атмосферным воздействиям (табл. 1).

Одна из серий образцов обработана защитным ЛКП. Для этого использовалась бесцветная грунтовка-антисептик на водной основе BELINKA IMPREGNANT с дальнейшим нанесением атмосферостойкого лака BELINKA EXTERIER.

Таблица 1

### Образцы для определения влияния атмосферных воздействий на физико-механические характеристики CLT

Table 1

#### Samples for determining influence of atmospheric actions on physical and mechanical characteristics of CLT

Группа образцов	Серия	Размеры образца, мм	Кол-во слоев, шт.	Размер ламели, мм	Направление наружных слоев	Примечание
1	1	120 × 780 × 1200	3	40 × 195	Продольное	Контрольная
	2	120 × 780 × 1200	3	40 × 195	Продольное	
	3	120 × 780 × 1200	3	40 × 195	Продольное	С ЛКП
2	4	120 × 360 × 1080	3	40 × 90	Под углом 45°	Контрольная
	5	120 × 360 × 1080	3	40 × 90	Под углом 45°	
	6	120 × 360 × 1080	5	20 × 90, 30 × 90	Под углом 45°	Контрольная
	7	120 × 360 × 1080	5	20 × 90, 30 × 90	Под углом 45°	

Методика испытаний основана на требованиях ГОСТ 6992–68 «Единая система защиты от коррозии и старения (ЕСЗКС). Покрытия лакокрасочные. Метод испытаний на стойкость в атмосферных условиях». Испытания проходили на атмосферной площадке лаборатории несущих деревянных конструкций ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство» по адресу: г. Москва, 2-я Институтская ул., дом 6, территория АО «НИЦ «Строительство» (рис. 1). Атмосферная площадка располагается на открытом воздухе на земле и оборудована испытательными стендами, изготовленными из материала, не оказывающего воздействия на испытываемые образцы, и установлены так, чтобы тень от одного стенда не падала на другой.

При проведении испытаний использовались данные метеорологических наблюдений близлежащей гидрометеорологической станции (метеостанция ВДНХ) и данные логгера температуры и влажности воздуха Testo 175Н1 (табл. 2), установленного непосредственно на атмосферной площадке.

Образцы устанавливали на стендах горизонтально (аналогично способу хранения материала на строительных площадках) на высоте не менее 1 м над землей.

Осмотр образцов проводился два раза в месяц. При осмотре состояние покрытия определяли на обеих сторонах образца.

Образцы экспонировались на полигоне 56 дней с августа по октябрь 2021 года. Количество выпавших осадков за этот период составило 145,4 мм, что соответствует 68 % от нормы осадков за три месяца для Москвы за данный период (рис. 2).



Рис. 1. Атмосферная площадка лаборатории несущих деревянных конструкций ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство»

Fig. 1. Atmospheric field at a laboratory of load-bearing timber structures of TSNIISK named after V.A. Koucherenko JSC Research Center of Construction

Таблица 2

**Показания логгера температуры и влажности воздуха Testo 175Н1**

Table 2

**Readings of temperature and humidity logger Testo 175Н1**

	Минимум	Максимум	Среднее значение
Влажность воздуха, %	29,1	95,9	74,33
Температура воздуха, °С	2,2	35,4	13,68



Рис. 2. График количества выпавших осадков в г. Москве  
 Fig. 2. Accumulated precipitation in Moscow

Испытания по определению физико-механических характеристик панелей ДПК/CLT проводились в стенде, нагрузка прикладывалась с помощью гидравлического домкрата мощностью 50 т (рис. 3).

Условный модуль упругости плиты определялся по результатам испытаний образцов по балочной схеме на трехточечный изгиб. Измерение деформаций выполнялось между опорами. Максимальная прикладываемая нагрузка на образец составляла 40 % от разрушающей нагрузки  $F_{max}$ , которая была определена путем предварительных испытаний. В процессе испытаний образца с помощью датчиков деформаций с ценой деления 0,01 мм, установленных на боковых поверхностях, фиксировались вертикальные перемещения при нагрузке  $F_1 = 0,15F_{max}$  и  $F_2 = 0,4F_{max}$ .

Предел прочности на сдвиг по поперечному сечению плиты определялся по результатам испытаний образцов по балочной схеме на четырехточечный изгиб. Нагрузка к образцу прикладывалась ступенями равными  $0,05F_{max}$  или  $0,1F_{max}$  при постоянной скорости нагружения, при этом максимальная нагрузка  $F_{max}$  достигалась в интервале 140–380 с. Испытание образца



Рис. 3. Общий вид испытательного стенда. Испытания по определению условного модуля упругости (слева) и предела прочности на сдвиг по поперечному сечению плиты (справа)

Fig. 3. General view of a test bench. Nominal elastic modulus (left) and shear strength along panel cross-section (right)

выполнялось до его разрушения, в протоколе фиксировался характер разрушения и значение разрушающей нагрузки  $F_{max}$ . Для измерения деформаций прогиба по середине пролета устанавливались прогибомеры с точностью 0,01 мм.

Разрушение образцов ДПК/CLT с продольным расположением досок в наружных слоях при изгибе происходило от скалывания на опоре между ортогонально расположенными 2-м и 3-м слоями по направлению действия силы, при этом разрушение образцов, подвергшихся атмосферным воздействиям, происходило по краю, который был обращен к южной стороне при экспонировании.

При определении модуля сдвига в плоскости плиты  $G_{xy}$  использовались образцы в виде прямоугольных призм из трехслойных и пятислойных плит ДПК/CLT, выпиленных под углом  $\alpha = 45^\circ$  к направлению волокон наружных слоев.

Испытания производились путем приложения сжимающей нагрузки по всей поверхности торца образца в направлении вдоль его длинной кромки, вызывающей деформации в материале, уровень которых соответствует линейно-упругой работе. Нагрузка, прикладываемая к образцу, составляла  $0,4F_{max}$ , где  $F_{max}$  – среднее значение разрушающей нагрузки образца, которое определялось путем предварительных испытаний.



Рис. 4. Общий вид испытательного стенда для определения модуля сдвига в плоскости плиты  
Fig. 4. General view of a test bench for determining shear modulus in a panel plane

В процессе испытаний образцов с помощью четырех датчиков деформаций (перемещений), установленных на двух боковых поверхностях образца на базе  $l_1 = 300$  мм, фиксировались вертикальные  $u_v$  и горизонтальные  $u_z$  перемещения при нагрузке  $F_1 = 0,1F_{max}$  и  $F_2 = 0,4F_{max}$ . Для измерения деформаций и использовались индикаторы часового типа (рис. 4).

При определении несущей способности плиты при сдвиге  $f_{ск,90}$  (скалывание по пласти) использовались образцы в виде прямоугольных призм из трехслойных и пятислойных плит ДПК/CLT, выпиленных под углом  $45^\circ$  к направлению волокон наружных слоев. Нагрузка к образцу прикладывалась с постоянной скоростью, при этом максимальная  $F_{max}$  нагрузка достигалась через  $(300 \pm 120)$  с.

Разрушение образцов плит ДПК/CLT происходило от сдвига в плоскости плиты и сопровождалось скалыванием по пласти древесины в среднем слое для трехслойных плит (рис. 5) и скалыванием древесины в направлении волокон в крайних слоях.

Разрушение пятислойных образцов плит ДПК/CLT происходило от сдвига в плоскости плиты и сопровождалось скалыванием по пласти древесины во 2-м и 4-м слоях (рис. 5) и скалыванием древесины в направлении волокон во 2-м и 4-м слоях.

## Анализ результатов экспериментальных исследований стойкости ДПК/CLT к атмосферным воздействиям

После проведения механических испытаний определяли процент снижения условного модуля упругости и предела прочности на сдвиг по поперечному сечению по формулам:

$$\Delta_E = \left( 1 - \frac{E_{lu,0}^{атм.}}{E_{lu,0}^{контр.}} \right) \times 100, \quad (1)$$

$$\Delta_R = \left( 1 - \frac{R_{y,z,хз}^{атм.}}{R_{y,z,хз}^{контр.}} \right) \times 100, \quad (2)$$

где  $\Delta_E$  и  $\Delta_R$  – снижение величины условного модуля упругости и предела прочности на сдвиг по поперечному сечению соответственно, %;

$E_{lu,0}^{атм.}$  и  $R_{y,xz}^{атм.}$  – условный модуль упругости и предел прочности на сдвиг по поперечному сечению соответственно, определенные для образцов после экспонирования на атмосферной площадке;

$E_{lu,0}^{контр.}$  и  $R_{y,xz}^{контр.}$  – условный модуль упругости и предел прочности на сдвиг по поперечному сечению соответственно, определенные для контрольных образцов.

Для второй группы образцов после экспонирования на атмосферной площадке определяют процент снижения модуля сдвига в плоскости плиты и несущей способности плиты по формулам:



**Рис. 5.** Характер разрушения трехслойных (слева) и пятислойных (справа) плит ДПК/CLT при сдвиге в плоскости плиты

**Fig. 5.** Failure mode of three-layer (left) and five-layer (right) CLT panels in plane shear of panel

$$\Delta_G = \left( 1 - \frac{G_{xy}^{атм.}}{G_{xy}^{контр.}} \right) \times 100, \quad (3)$$

$$\Delta_F = \left( 1 - \frac{F_{v,90}^{атм.}}{F_{v,90}^{контр.}} \right) \times 100, \quad (4)$$

где  $\Delta_G$  и  $\Delta_F$  – снижение величины модуля сдвига в плоскости плиты и несущей способности плиты соответственно, %;

$G_{xy}^{атм.}$  и  $F_{v,90}^{атм.}$  – модуль сдвига в плоскости плиты и несущая способность соответственно, определенные для образцов после экспонирования на атмосферной площадке;

$G_{xy}^{контр.}$  и  $F_{v,90}^{контр.}$  – модуль сдвига в плоскости плиты и несущая способность соответственно, определенные для контрольных образцов.

Результаты испытаний приведены в табл. 3 и 4 для образцов первой и второй групп соответственно.

Из табл. 4 видно, что наиболее подвержены атмосферному воздействию трехслойные стеновые панели (серия 5). Имея начальный модуль сдвига в плоскости плиты на 7 % больше по сравнению с пятислойной панелью (15-я серия), после атмосферного воздействия модуль сдвига снизился на 35 % и стал на 22 % меньше, чем у пятислойной панели, подвергшейся аналогичным воздействиям. Снижение несущей способности на сдвиг в плоскости плиты для трехслойных панелей в 2 раза больше, чем для пятислойных – 18,7 % против 9 %.

Таблица 3

**Изменение физико-механических характеристик при атмосферных воздействиях для образцов плит перекрытия из ДПК/CLT**

Table 3

**Variations in physical and mechanical characteristics under atmospheric actions for samples of CLT floor slabs**

Контрольные значения				Значения после атмосферных воздействий				$\Delta_{E'}$ , %	$\Delta_{R'}$ , %
Серия	Средняя влажность серии, %	$E_{li,0}^{контр.}$ , МПа	$R_{y,xz}^{контр.}$ , МПа	Серия	Средняя влажность серии, %	$E_{li,0}^{атм.}$ , МПа	$R_{y,xz}^{атм.}$ , МПа		
1	11,0	5801	1,71	2	13,2	5769	1,57	0,6	8,2
1	11,0	5801	1,71	3	13,7	5262	1,89	9,3	-10,5

Таблица 4

**Изменение физико-механических характеристик при атмосферных воздействиях для образцов стеновых панелей из ДПК/CLT**

Table 4

**Variations in physical and mechanical characteristics under atmospheric actions for samples of CLT wall slabs**

Контрольные значения				Значения после атмосферных воздействий				$\Delta_{G'}$ , %	$\Delta_{F'}$ , %
Серия	Средняя влажность серии, %	$G_{ху}^{контр.}$ , МПа	$f_{ск,90}^{контр.}$ , МПа	Серия	Средняя влажность серии, %	$G_{ху}^{атм.}$ , МПа	$f_{ск,90}^{атм.}$ , МПа		
4	9,2	1291	2,52	5	12,3	837	2,05	35,2	18,7
6	10,4	1202	3,76	7	12,7	1072	3,42	10,8	9,0

По результатам проведенного анализа систематизированных экспериментальных данных по определению прочностных и упругих характеристик плит ДПК/CLT до и после атмосферных воздействий можно сделать вывод, что данные воздействия негативно влияют на прочностные и упругие характеристики плит ДПК/CLT. Снижение прочностных характеристик составляет 5–15 % для образцов плит перекрытия и 9–19 % для различных типов образцов стеновых панелей. Снижение упругих характеристик наблюдается у различных типов образцов стеновых панелей и составляет 10–35 %.

Установлено, что трехслойные панели наиболее подвержены данным воздействиям по сравнению с пятислойными.

Анализ результатов экспериментальных данных показывает, что ЛКП предотвращают влияние атмосферных воздействий на ДПК/CLT.

## Выводы по результатам исследования

На основании анализа результатов экспериментальных исследований стойкости ДПК/CLT к атмосферным воздействиям, а также на основании анализа результатов экспериментальных исследований стойкости CLT к переменным температурно-влажностным воздействиям

предлагается внести дополнения в СП 64.13330.2017 «Деревянные конструкции». Для конструкций из ДПК/CLT, не обработанных защитными ЛКП, при определении расчетного сопротивления предлагается применять понижающий коэффициент условий работы  $m_k = 0,9$ .

При проектировании зданий из ДПК/CLT рекомендуется использовать панели с количеством слоев 5 и более, а при изготовлении использовать ламели с соотношением сторон  $b/h \leq 3$  или применять компенсационные прорези.

Также для защиты панелей ДПК/CLT от чрезмерного увлажнения во время строительства зданий рекомендуется применять следующие защитные мероприятия.

- 1) Производить защиту кромок ДПК/CLT панелей с помощью лакокрасочных покрытий или герметизирующих материалов (самоклеящихся лент, герметиков) на заводе-изготовителе.
- 2) Защищать поверхность плит перекрытия из ДПК/CLT лакокрасочными покрытиями на заводе-изготовителе.
- 3) Выполнять максимальную заводскую готовность конструкций для сведения к минимуму воздействие погодных факторов на время монтажа.
- 4) Доставку панелей из ДПК/CLT на объект осуществлять с учетом графика строительства.
- 5) Использовать навесы на время строительства.

Как и в случае с другими конструкциями из древесины, панели из ДПК/CLT должны защищаться от воздействия атмосферных осадков и других факторов увлажнения в процессе строительства и эксплуатации. Искусственная сушка конструкций из ДПК/CLT в здании возможна с использованием естественных и механических средств, но это требует привлечения квалифицированных специалистов и приведет к увеличению срока строительства.

## Список литературы / References

1. Nakajima S., Sakabe Y., Kimoto S., Ohashi Y. Deterioration of CLT under Humid and Dry Cyclic Climate. In: XV International Conference on Durability of Building Materials and Components. Barcelona; 2020. <https://doi.org/10.23967/dbmc.2020.030>
2. Schmidt E., Riggio M. Monitoring Moisture Performance of Cross-Laminated Timber Building Elements during Construction. Buildings. 2019;9(6):144. <https://doi.org/10.3390/buildings9060144>
3. Gülzow A., Richter K., Steiger R. Influence of wood moisture content on bending and shear stiffness of cross laminated timber panels. European Journal of Wood and Wood Products. 2011;69(2):193–197. <https://doi.org/10.1007/s00107-010-0416-z>
4. Wang J. Wetting and Drying Performance and On-site Moisture Protection of Nail-Laminated Timber Assemblies [internet]. FPIinnovations; 2016. Available at: <https://cwc.ca/wp-content/uploads/2020/08/Wetting-and-Drying-Performance-and-On-site-Moisture-Protection-of-Nail-Laminated-Timber-Assemblies-FPI-Wang-.pdf>
5. Kordziel S. Study of moisture conditions in a multi-story mass timber building through the use of sensors and WUFI hygrothermal modeling. Thesis for the degree of Master of Science [internet]. Colorado School of Mines, Golden, Colorado, USA, Available at: <https://hdl.handle.net/11124/172342>
6. Kordziel S., Glass S.V., Pei S., Zelinka S.L., Tabares-Velasco P.C. Moisture monitoring and modeling of mass timber building systems. In: Proceedings, WCTE 2018-World conference on timber engineering. Seoul: Korean Institute of Forest Science; 2018. 7 p.
7. Öberg J., Wiege E. Moisture risks with CLT-panels subjected to outdoor climate during construction - focus on mould and wetting processes. Graduate thesis [internet]. Stockholm: KTH Royal Institute of Technology; 2018. Available at: <https://www.polygongroup.com/globalassets/svenska-sverige/bilder/kunskapstorget/oberg--wiege.-2018.-moisture-risks-with-clt-panels-subjected-to-outdoor-climate-during-construction-focus-on-mould-and-wetting-processes..pdf>
8. Olsson L. Moisture safety in CLT construction without weather protection – Case studies, literature review and interviews. In: E3S Web of Conferences. 2020;172:10001. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202017210001>

## Информация об авторах / Information about the authors

**Павел Николаевич Смирнов**, канд. техн. наук, заведующий лабораторией несущих деревянных конструкций ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва  
e-mail: spair23@list.ru

**Pavel N. Smirnov**, Cand. Sci. (Engineering), Head of the Laboratory of Load-bearing Timber Structures of TSNIISK named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: spair23@list.ru

**Клим Александрович Устименко**<sup>✉</sup>, старший научный сотрудник лаборатории несущих деревянных конструкций ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва  
e-mail: klim-ldk@mail.ru

**Klim A. Ustimenko**<sup>✉</sup>, Senior Researcher of the Laboratory of Load-bearing Timber Structures of TSNIISK named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: klim-ldk@mail.ru

**Александр Давидович Ломакин**, канд. техн. наук, заведующий сектором контроля и обеспечения качества деревянных конструкций ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва  
e-mail: lomakin0840@mail.ru

**Aleksandr D. Lomakin**, Cand. Sci. (Engineering), Head of the Sector of Control and Quality Assurance of Timber Structures of TSNIISK named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: lomakin0840@mail.ru

**Кирилл Александрович Аксенов**, инженер лаборатории несущих деревянных конструкций ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва  
e-mail: kirik39079@gmail.com

**Kirill A. Aksenov**, Engineer of the Laboratory of Load-bearing Timber Structures of TSNIISK named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: kirik39079@gmail.com

<sup>✉</sup> Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 666.982.24

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-117-132](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-117-132)

EDN: JPTDMT

# МЕХАНИЧЕСКИЕ СОЕДИНЕНИЯ АРМАТУРЫ С ПРОКАТНЫМ ВИНТОВЫМ ПРОФИЛЕМ

И.Н. ТИХОНОВ<sup>1</sup>, д-р техн. наук  
А.И. ЗВЕЗДОВ<sup>2</sup>, д-р техн. наук  
В.П. БЛАЖКО<sup>1,✉</sup>, канд. техн. наук  
Г.Е. ГРИШИН<sup>1</sup>  
Г.И. ТИХОНОВ<sup>1</sup>

<sup>1</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

<sup>2</sup>АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, к. 1, г. Москва, 109428, Российская Федерация

## Аннотация

**Введение.** В настоящее время отечественными производителями освоено производство винтовой арматуры и муфт для их соединения. Основным препятствием для применения данной арматуры в строительстве является высокая податливость в соединениях, осуществляемая с помощью винтовых муфт.

**Цель:** оценка податливости муфтовых соединений, усиленных клеевыми составами.

**Материалы и методы.** Винтовая арматура класса Ав500П, муфты, клеевые составы на основе цементного вяжущего и эпоксидной смолы. Инъектирование составов в полость муфты ручными нагнетателями, твердение составов в естественных условиях, испытания с применением разрывных машин.

**Результаты.** Получены технические характеристики составов по прочности, текучести, расслаиваемости, обеспечивающие прочностные и деформативные характеристики муфтовых соединений, требуемые нормами. Даны рекомендации по сборке соединений.

**Выводы.** Проведенные исследования позволяют осуществлять стыковку винтовой арматуры Ав500П с помощью муфт в строительстве.

**Ключевые слова:** муфтовые соединения, натурные испытания, прочностные свойства, деформативные свойства, технология изготовления

**Для цитирования:** Тихонов И.Н., Звездов А.И., Блажко В.П., Гришин Г.Е., Тихонов Г.И. Механические соединения арматуры с прокатным винтовым профилем. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2022;35(4);117–132. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-117-132](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-117-132)

## Вклад авторов

Тихонов И.Н., Звездов А.И. – общее руководство.

Блажко В.П., Гришин Г.Е. – разработка технологии, испытание образцов, анализ результатов.

Тихонов Г.И. – испытание образцов.

## Финансирование

Финансирование осуществлялось ФАУ «ФЦС».

## Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 01.12.2022

Поступила после рецензирования 16.12.2022

Принята к публикации 20.12.2022

## MECHANICAL JOINTS IN ROLLED SCREW-THREADED REINFORCING BARS

I.N. TIKHONOV<sup>1</sup>, Dr. Sci. (Engineering)  
A.I. ZVEZDOV<sup>2</sup>, Dr. Sci. (Engineering)  
V.P. BLAZHKO<sup>1,✉</sup>, Cand. Sci. (Engineering)  
G.E. GRISHIN<sup>1</sup>  
G.I. TIKHONOV<sup>1</sup>

<sup>1</sup> *Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete (NIIZHB) named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, 2nd Institutskaya str., 6, bld. 5, Moscow, 109428, Russian Federation*

<sup>2</sup> *JSC Research Center of Construction, 2nd Institutskaya str., 6, bld. 1, Moscow, 109428, Russian Federation*

### Abstract

*Introduction.* Russian manufacturers currently produce screw-threaded reinforcing bars (rebars) and couplers to join them. However, the application of such reinforcement in the construction industry is hindered by a high compliance in screw couplings.

*Aim:* to assess the compliance of coupling joints reinforced with adhesives.

*Materials and methods.* The study used Av500P screw-threaded rebars, couplers, as well as adhesive compounds containing a cement binder and epoxy resin. The compounds were injected into the coupling cavity by means of hand pumps, followed by their natural hardening. The tests were conducted using universal testing machines.

*Results.* In terms of strength, yield, and delaminatability, the compounds were found to meet the required stress-strain properties of couplers. Recommendations for assembling joints are provided.

*Conclusions.* The conducted studies show that Av500P screw-threaded rebars can be joined by means of couplers in construction.

**Keywords:** couplers, field tests, stress-strain properties, manufacturing process

**For citation:** Tikhonov I.N., Zvezdov A.I., Blazhko V.P., Grishin G.E., Tikhonov G.I. Mechanical joints in rolled screw-threaded reinforcing bars. *Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2022;35(4);117–132. (In Russ.) [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-117-132](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-117-132)

### Author contribution statements

Tikhonov I.N., Zvezdov A.I. – general supervision.

Blazhko V.P., Grishin G.E. – manufacturing process development, specimen testing, and analysis of the obtained results.

Tikhonov G.I. – specimen testing.

### Funding

The study was funded by FAO FCS.

### Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

*Received 01.12.2022*

*Revised 16.12.2022*

*Accepted 20.12.2022*

В последние годы ряд зарубежных производителей арматурного проката планирует увеличение производства арматуры с винтовым профилем. В частности, японская компания Kyouei Steel увеличила в полтора раза производство такой арматуры на своих предприятиях в 2020 г. до 1,2 млн т. Арматура с винтовым профилем в железобетонных конструкциях имеет ряд преимуществ по сравнению с арматурой с другими профилями в вопросах соединения между отдельными стержнями с помощью винтовых муфт. Такое соединение более экономично по сравнению со сварными и менее трудоемко, не требует дополнительных работ со специализированным оборудованием по сравнению с обжимными муфтами. Следует отметить, что характеристики арматуры с винтовым профилем более целесообразно применять на технически сложных объектах строительства.

В настоящее время ряд отечественных металлопроизводителей (Тульский металлпрокатный завод, ЕВРАЗ ЗСМК (г. Новокузнецк) начал производство арматуры с винтовым профилем. Основным препятствием для применения данной арматуры в строительстве является высокая податливость в соединениях, осуществляемая с помощью винтовых муфт. В основном зарубежные производители справились с этой задачей с помощью применения клеевых составов непосредственно на площадках строительства, меньших допусков по геометрии как арматуры, так и муфт и более высоких допусков по податливости. Исследование указанного выше вопроса в настоящее время выполнено не в полной мере, поэтому актуальность в проведении качественной и количественной оценки соединений наиболее часто применяемой арматуры класса прочности 500 Н/мм<sup>2</sup> с помощью винтовых муфт, в том числе с разными видами анкерно-клеевых составов отечественного и зарубежного производства, не утрачена до настоящего времени.

## История вопроса

Для дальнейшего рассмотрения соединений арматуры с винтовым профилем в данной статье следует кратко упомянуть основные существующие виды механических соединений.

**Резьбовые механические соединения** – это соединения арматуры с нарезанной или накатанной на концах арматурных стержней резьбой, стыкуемой с помощью муфты, имеющей резьбу, соответствующую резьбе на арматурных стержнях (рис. 1). Резьба на арматурных



Рис. 1. Резьбовое механическое соединение  
Fig. 1. Threaded joint

стержнях нарезается или накатывается на специальном оборудовании в специально оборудованном посту [1].

Данный тип соединений имеет ряд преимуществ:

- сокращение времени работ;
- не требует сварочных и вязочных работ;
- сборка не требует специального оборудования.

А также ряд недостатков:

- срезание защитного упрочненного слоя арматуры при нарезке резьбы;
- однозаходность резьбы, усложняющая или делающая невозможной сборку даже при небольшой несоосности стержней;
- необходимость защиты от механических повреждений.

**Обжимные (опрессованные) механические соединения** – соединение арматурных стержней посредством соединительной муфты, установленной на концы стыкуемых стержней арматуры и обжатой гидравлическим способом (рис. 2). Анкеровка концов стержней арматуры в муфте обеспечивается за счет вдавливания металла муфты между поперечными ребрами арматуры вследствие пластической деформации при обжатии [1].

Преимущества обжимных соединений:

- простота конструкции соединений;
- сокращение времени работ;
- не требует сварочных и вязочных работ.

Недостатки обжимных соединений:

- увеличение массы монтируемой конструкции;
- применение тяжелых гидравлических прессов в процессе монтажа;
- трудность выполнения соединений в условиях высокой насыщенности арматурой.

**Винтовое (механическое с затяжкой) соединение** – соединение арматуры со специальным винтовым периодическим профилем с помощью муфты и контргаек, имеющих резьбу, соответствующую ребрам профиля на арматурных стержнях (рис. 3) [1].

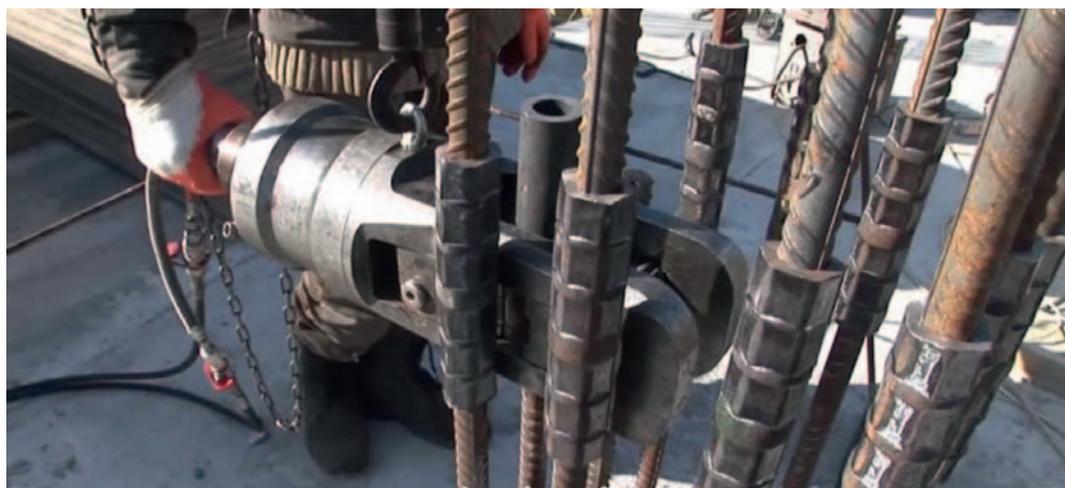


Рис. 2. Обжимное механическое соединение  
Fig. 2. Compression joint

**Преимущества винтовых соединений:**

- сокращение времени работ;
- не требует сварочных и вязочных работ;
- сборка не требует специального оборудования;
- двухзаходная резьба позволяет вручную стыковать соединения при небольшой несомности стержней;
- отсутствие необходимости нарезки резьбы;
- высокая коррозионная стойкость из-за сохранения целостности поверхности стержня.

**Недостатки винтового соединения:**

- высокая цена резьбовой муфты (нивелируется наличием литых муфт);
- необходимость использовать контргайки;
- необходимость закручивать контргайки с нормативным усилием более 500 кН при помощи гидравлических ключей;
- повышенная податливость соединения [2, 3].

**Резьбо-клеевое соединение** – то же, что и винтовое с предварительным заполнением муфты анкерным эпоксидным или цементным составом для уменьшения податливости соединения (рис. 4).



**Рис. 3.** Винтовое механическое соединение  
**Fig. 3.** Screw-threaded joint



**Рис. 4.** Резьбо-клеевые соединения  
**Fig. 4.** Threaded joint locked with an adhesive

### Преимущества резьбо-клеевых соединений:

- те же, что у винтового;
- дополнительная защита соединения от коррозионного воздействия;
- исключение высокой податливости винтового соединения.

### Недостатки резьбо-клеевых соединений:

- уход с российского рынка производителей клеевых анкерных составов;
- повышенная цена одного соединения с клеевым анкерным составом [4].

## Нормативное сопровождение

Механические соединения арматуры изготавливаются и испытываются в соответствии с ГОСТ 34278–2017 «Соединения арматуры механические для железобетонных конструкций» (табл. 1). Расчет механических соединений производят по методикам приложений К и Л СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции».

Механические резьбо-клеевые соединения, испытания которых проводились в НИИЖБ, были изготовлены на Тульском металлопрокатном заводе (ТМПЗ, г. Тула) в соответствии с вышеуказанными документами, а также ТУ 24.10.62-007-83936644-2020 «Прокат арматурный винтового профиля класса Ав500П, Ав600П, и Ау500П, Ау600П с четырехрядным расположением поперечных ребер. Соединительные муфты и гайки» и СТО 36554501–068–2022 «Применение арматуры классов Ав500П, Ау500П и Ав600П, Ау600П в железобетонных конструкциях».

## Испытания в НИИЖБ им. А. А. Гвоздева

Для оценки основных физико-механических характеристик и податливости винтовых муфтовых соединений изготавливались образцы из стержней арматуры винтового профиля с номинальным диаметром 20, 25 и 36 мм класса Ав500П.

Анализ российской и зарубежной нормативно-технической документации показал, что к муфтовым соединениям арматуры предъявляются требования прочности, деформативности (податливости) и пластичности. Чрезмерная податливость (сдвиг стержней в муфте) муфтовых соединений арматуры оказывает отрицательное влияние на трещиностойкость железобетонных конструкций, при этом, как правило, податливость увеличивается с увеличением диаметра

Таблица 1

### Свойства механических соединений арматуры при растяжении

Table 1

#### Tensile properties of mechanical rebar joints

Разрывное усилие $R_b$ , кН, не менее	Деформативность $\Delta$ , мм, не более	Равномерное относительное удлинение арматуры $\delta_r$ после разрушения соединения, %, не менее
$\sigma_b A_s$	0,1	2

Примечание:  $A_s$  – номинальная площадь поперечного сечения соединяемой арматуры по нормативным документам на ее производство;  $\sigma_b$  – нормативное значение временного сопротивления соединяемой арматуры по действующим нормативным документам на ее производство

Notes:  $A_s$  – nominal cross-sectional area of connected reinforcement as per manufacturing regulations;  $\sigma_b$  – standard ultimate strength of connected reinforcement as per current manufacturing regulations

Таблица 2

**Характеристики образцов винтовых муфтовых соединений арматуры для испытаний на растяжение**

Table 2

**Characteristics of screw-threaded rebar coupling specimens for tensile tests**

Ø арматуры, мм	Примечания	Кол-во образцов, шт.
20	С анкерно-клеевым составом	21
25	С анкерно-клеевым составом	21
36	С анкерно-клеевым составом	21



Рис. 5. Динамометрический ключ  
Fig. 5. Torque wrench

соединяемой арматуры. Одним из способов уменьшения податливости муфтовых соединений является затяжка с различным моментом муфт или контргаек и применение различных составов на цементной и эпоксидной основе посредством заполнения соединительной муфты.

На основании вышесказанного и в соответствии с программой испытаний были изготовлены и испытаны образцы винтовых муфтовых соединений арматуры с вариативными факторами, указанными в табл. 2. Всего испытано 63 образца.

Образцы соединений затягивались с помощью динамометрического ключа (рис. 5).

В качестве дополнительных мер для компенсации податливости на всех диаметрах соединяемой арматуры применялись анкерно-клеевые составы разных видов. По результатам предварительных результатов испытаний для лабораторных исследований был выбран анкерно-клеевой состав на цементной основе и состав на основе эпоксидной смолы. Технология заполнения соединительной муфты принималась в соответствии с инструкциями производителей составов.

Общий вид образца, заполненного составом на цементной основе, показан на рис. 6.

Для контроля фактической прочности арматурного проката были выполнены испытания цельных стержней.

## **Методика испытаний винтовых муфтовых соединений арматурных образцов**

В соответствии с требованиями ГОСТ 34278–2017 к муфтовым соединениям арматуры предъявляются требования при растяжении в соответствии с табл. 1.

Для определения свойств, указанных в табл. 1, образцы соединений арматуры испытывались на растяжение в соответствии с методикой ГОСТ 34227.

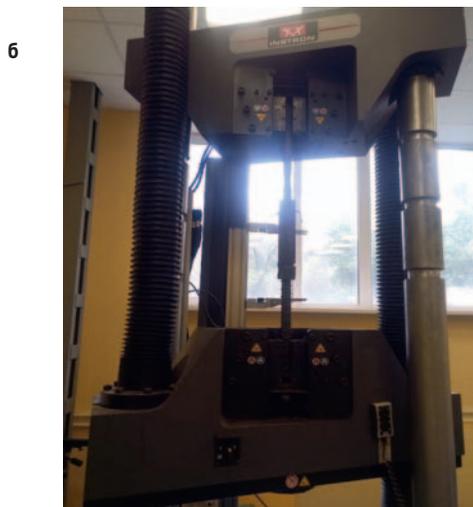
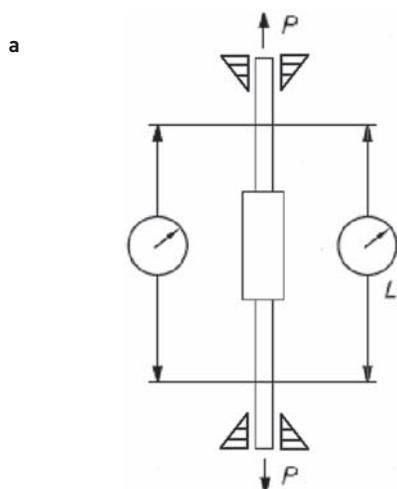


**Рис. 6.** Образец винтовых муфтовых соединений арматуры с клеевым составом на цементной основе  
**Fig. 6.** Example of screw couplings in rebars locked with a cement-based adhesive compound

Перед испытанием арматурные стержни размечались с шагом 10 мм для определения равномерного удлинения арматуры  $\delta_r$  после разрушения соединения.

В соответствии с методикой испытаний по ГОСТ 34227 перед определением разрывного усилия необходимо выполнить испытания образца на деформативность. Для этого на образцы устанавливались приборы для измерения деформативности (податливости) часового типа с ценой деления 0,01 мм. Схематично расположение измерительных приборов для определения деформативности показано на рис. 7 а. База измерения деформаций  $L$  при испытании образцов соединений принималась равной длине муфтового соединения, за которую принимается длина муфты плюс длины контргаек, плюс расстояние, равное не менее одного диаметра и не более трех диаметров соединяемой арматуры, отложенных с каждой стороны соединения (рис. 8).

При испытаниях муфтовых соединений использовался первый способ определения деформативности по ГОСТ 34227.



**Рис. 7.** Испытание образца механического соединения на деформативность при растяжении:  
а – схема расположения приборов при испытании на деформативность; б – общий вид образца в испытательной машине  
**Fig. 7.** Tensile strain test of a mechanical joint: а – schematic layout of instruments in the strain test; б – general view of the specimen in the testing machine

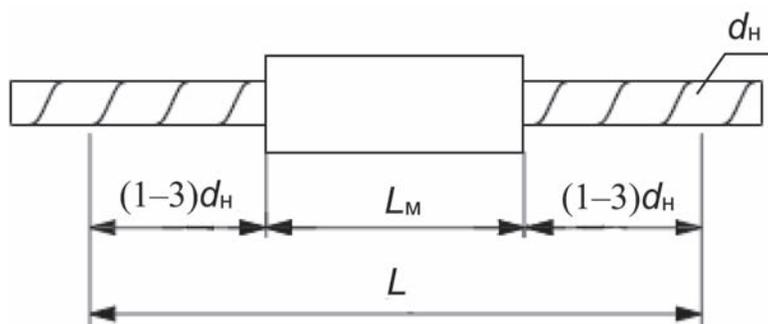


Рис. 8. База измерения деформаций  
 Fig. 8. Strain gauge length

После определения деформативности приборы снимали, и образец доводился до разрушения с фиксацией максимальной нагрузки.

После разрушения образца по ранее нанесенным меткам на арматурных стержнях определяли их равномерное удлинение  $\delta_p$ .

Для сравнения результатов исследований были испытаны образцы целых стержней арматуры по методике ГОСТ 12004. Образцы целых стержней взвешивались с точностью до 1,0 г, была измерена их длина с точностью до 1,0 мм. По результатам взвешивания и измерения длины целых стержней определялась фактическая площадь их поперечного сечения.

Для проведения испытаний применялась испытательная гидравлическая машина Instron 1000 HDX (предельная нагрузка 1000 кН).

## Результаты испытаний

Результаты испытаний образцов муфтовых соединений арматуры представлены в табл. 4. Результаты испытаний образцов целых стержней арматуры представлены в табл. 3.

Таблица 3

### Механические свойства арматуры класса Av500P

Table 3

#### Mechanical properties of Av500P rebars

№	Диаметр стержня	Предел текучести $\sigma_s$ ( $\sigma_{0,02}$ ), Н/мм <sup>2</sup>	Временное сопротивление $\sigma_b$ , Н/мм <sup>2</sup>	Равномерное удлинение $\delta_p$ , %
1	20	573	706	24
2	20	556	691	24
3	20	557	693	25
1	25	510	667	27
2	25	509	649	30
3	25	509	649	30
1	36	510	681	32
2	36	521	651	35
3	36	519	649	33

Таблица 4

Результаты испытаний образцов с муфтовыми соединениями арматуры

Table 4

Test results of couplings in rebars

№ образца	Характеристика образца	Диаметр соединяемых стержней, мм	Разрывное усилие, кН		Деформативность, мм		Удлинение образца в пределах базы измерений при 0,6σ, мм	
			факт	Норма по ГОСТ 34278	факт	Норма по ГОСТ 34278	Δ, мм	Длина базы, мм
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1		20	222		0,00		0,45	
2		20	223		0,00		0,44	
3	Эпоксидный состав ERX 585 S, момент затяжки 350 Нм	20	226	≥188,5	0,00	≤0,1	0,40	320
4		20	221		0,00		0,47	
5		20	224		0,00		32	
6		20	221		0		0,38	
1		20	223		0,00		0,41	
2		20	222		0,00		0,43	
3	Цементный состав Master Emaco А640, момент затяжки 350 Нм	20	223	≥188,5	0,00	≤0,1	0,42	323
4		20	224		0,00		0,44	
5		20	223		0,00		0,42	
6		20	222		0,00		0,45	
1		20	227		0,00		0,42	
2		20	222		0,00		0,46	
3	Цементный состав Master Flow, момент затяжки 350 Нм, при нормальных условиях	20	226	≥188,5	0,00	≤0,1	0,42	328
4		20	223		0,00		0,43	
5		20	223		0,00		0,42	
6		20	227		0,00		0,46	
1		20	221		0,00		0,35	
2		20	224		0,13		0,61	
3	20	227	0,30	0,79				

Продолжение таблицы 4  
 Table 4 (continued)

№ образца	Характеристика образца	Диаметр соединяемых стержней, мм	Разрывное усилие, кН		Деформативность, мм		Удлинение образца в пределах базы измерений при 0,6 $\sigma_s$	
			факт	Норма по ГОСТ 34278	факт	Норма по ГОСТ 34278	$\Delta$ , мм	Длина базы, мм
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1		25	319		0,00		0,42	
2		25	321		0,018		0,51	
3	Эпоксидный состав ERX 585 S, момент затяжки 350 Нм	25	321	$\geq 294,5$	0,008	$\leq 0,1$	0,49	325
4		25	323		0,00		0,45	
5		25	318		0,001		0,51	
6		25	323		0,00		41	
1		25	330		0,00		0,46	
2		25	322		0,06		0,51	
3	Цементный состав Master Emaco A640, момент затяжки 350 Нм	25	319	$\geq 294,5$	0,00	$\leq 0,1$	0,47	320
4		25	317		0,00		0,52	
5		25	318		0,0		0,38	
6		25	323		0,00		0,45	
1		25	320		0,12		0,61	
2		25	328		0,10		0,60	
3	Цементный состав Master Flow, момент затяжки 350 Нм, при нормальных условиях	25	327	$\geq 294,5$	0,07	$\leq 0,1$	0,57	328
4		25	322		0,15		0,65	
5		25	327		0,10		0,60	
6		25	311		0,10		0,59	
1	Цементный состав Master Flow, момент затяжки 350 Нм, при -5°C	25	325	$\geq 294,5$	0,34	$\leq 0,1$	0,87	340
2		25	323		0,11		0,61	
3		25	320		0,27		0,76	

Окончание таблицы 4  
 Table 4 (final part)

№ образца	Характеристика образца	Диаметр соединяемых стержней, мм	Разрывное усилие, кН		Деформативность, мм		Удлинение образца в пределах базы измерений при 0,6σ <sub>c</sub>	
			факт	Норма по ГОСТ 34278	факт	Норма по ГОСТ 34278	Δ, мм	Длина базы мм
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1		36	660		0,06		0,73	
2		36	661		0,01		0,64	
3	Эпоксидный состав ERX 585 S, момент затяжки 1000 Нм	36	661	≥610,7	0,04	≤0,1	0,68	430
4		36	680				0,05	
5		36	661				0,01	
6		36	658				0,16	
1		36	662				0,0	
2		36	660				0,00	
3	Цементный состав Master Emaco А640, момент затяжки 1000 Нм	36	683	≥610,7	0,00	≤0,1	0,65	431
4		36	683				0,0	
5		36	661				0,02	
6		36	658				0,00	
1		36	677				0,37	
2		36	664				0,86	
3	Цементный состав Master Flow, момент затяжки 1000 Нм, при нормальных условиях	36	656	≥610,7	0,28	≤0,1	0,92	432
4		36	664				0,51	
5		36	657				1,22	
6		36	661				0,59	
1		36	664				0,62	
2		36	663				1,02	
3	Цементный состав Master Flow, момент затяжки 1000 Нм, при -5°С	36	538	≥610,7	0,93	≤0,1	0,167	433
		36					0,157	
		36						

## Анализ результатов испытаний

Было изготовлено и испытано 63 образца различных типов соединений винтовой четырехсторонней (четырёхрядной) арматурой класса Ав500П диаметром 20, 25 и 36 мм.

Разрушение всех образцов всегда происходило по основному металлу (рис. 9).

Диаграммы растяжения образцов представлены на рис. 10.

Установлено, что момент затяжки контргаек и анкерно-клеевые составы внутри муфты не влияют на итоговую прочность соединений, так как разрушение всегда происходило по основному металлу стержней на всех диаметрах. Предел текучести наступал при тех же значениях, что и у цельных стержней (более 500 МПа) также на всех диаметрах.

Деформативность соединений значительно увеличивается по мере увеличения диаметра арматуры класса Ав500П. Муфтовые соединения арматуры диаметром 20 и 25 мм с моментом затяжки контргаек в 350 Нм имеют податливость  $\leq 0,1$  мм. Соединения арматуры диаметром 25 мм удовлетворяли требованиям по деформативности ГОСТ 34278 (за исключением образцов, подвергшихся заморозке). Деформативность муфтовых соединений арматуры диаметром 36 мм также удовлетворяла требованиям по деформативности ГОСТ 34278 (кроме образцов с клеевым составом Master Flow).

## Заключение и рекомендации

На основе проведенных испытаний можно заключить, что для образцов винтовой арматуры класса Ав500П диаметром 20 и 25 мм с муфтовыми соединениями достаточным условием выполнения требования по податливости ГОСТ 34278–2016 является применение анкерно-клеевых составов с затяжкой контргаек 350 Нм. Для арматуры класса Ав500П



Рис. 9. а – разрушенные образцы; б – разрез соединительной муфты испытанного образца  
Fig. 9. а – destroyed specimens; б – section of the coupler in the test specimen

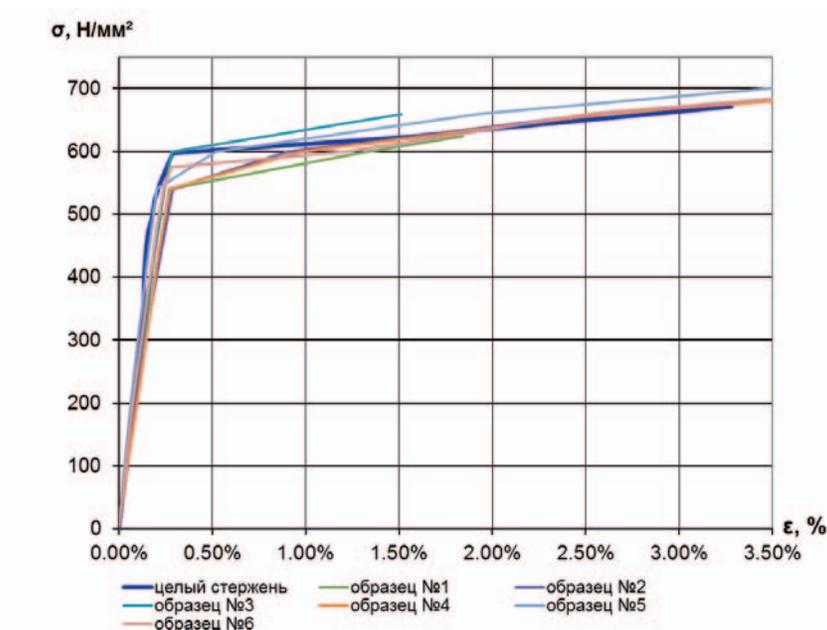


Рис. 10. Диаграммы растяжения Ø20 с клеевым составом ERX 585 S с затяжкой 350 Нм (табл. 4)  
Fig. 10. Tensile test diagrams Ø20 for the ERX 585 S adhesive at a torque of 350 Nm (table 4)

диаметром 36 мм эффективным способом выполнения требований по податливости является применение анкерно-клеевых составов с затяжкой контргаяк до 1000 Нм.

Прочностные ( $\sigma_v$ ) и пластические ( $\delta_p$ ) свойства муфтовых соединений винтовой арматуры класса Ав500П полностью соответствуют требованиям ГОСТ 34278.

На основании проведенных исследований подготовлены рекомендации по внесению изменений в ГОСТ 34278–2016.

По результатам работы даны рекомендации по основным характеристикам минеральных составов, которые рекомендуются к применению на строительной площадке: прочность составов 62,5 МПа и выше; растекаемость по ГОСТ 34532–2019 «Цементы тампонажные. Методы испытаний» 26–28 см; отсутствие сегрегации при введении состава в полость муфты. Для нагнетания минеральных составов в полость муфтового соединения возможно применение ручных инъекторов с объемом 350 мл. В производственных условиях могут применяться героторные насосы малой производительности. Прочность состава на основе эпоксидной смолы также должна быть выше 62,5 МПа. Для нагнетания в полость муфты составов на основе эпоксидной смолы возможно использование ручного инъектора. Для эффективного заполнения полости муфты клеевым составом в стенке средней части муфты целесообразно предусмотреть отверстие диаметром 5–6 мм в зависимости от диаметра арматуры. Чтобы состав заполнял полость муфты равномерно, между торцами стыкуемых стержней целесообразно предусматривать зазор 5–6 мм.

Опытным путем установлено, что в результате использования механических соединений с анкерно-клеевыми составами возможна экономия по расходу материалов и по трудозатратам по сравнению с нахлесточными, сварными, обжимными и винтовыми нарезными фирмы Ancon.

## Список литературы

1. Дьячков В.В., Климов Д.Е., Слышенков С.О. Применение механических соединений арматуры железобетонных конструкций. Москва: НИИЖБ им. А.А. Гвоздева; 2006.
2. Fédération internationale du béton. Bond of reinforcement in concrete. State-of-art report. Lausanne, Switzerland: International Federation for Structural Concrete; 2000.
3. Mayer U. Zllm Einfluss der Oberflächengestalt von Ripptnstahlen fuf das Trag – und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen [Influence of the rib pattern of ribbed reinforcement on the structural behaviour of reinforced concrete members] [dissertation]. Universitat Stuttgart; 2001. <http://doi.org/10.18419/opus-154>
4. Bompa D.V., Elghazouli A.Y. Ductility Considerations for Mechanical Reinforcement Couplers. Structures. 2017;12:115–119. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2017.08.007>
5. Матков Н.Г. Стыки арматуры растянутых и сжатых железобетонных элементов без применения сварки и их расчет с использованием диаграмм деформирования. В: Бетон на рубеже третьего тысячелетия: Материалы 1-й Всерос. конф. по проблемам бетона и железобетона, 9–14 сентября 2001 г., Москва. Кн. 2. Секционные доклады: Секции I–II. Москва: Ассоциация «Железобетон»; 2001. с. 955–963.

## References

1. Dyachkov V.V., Klimov D.E., Slyshenkov S.O. Application of mechanical joints of reinforcement of reinforced concrete structures. Moscow: A.A. Gvozdev NIIZhB; 2006 (in Russian).
2. Fédération internationale du béton. Bond of reinforcement in concrete. State-of-art report. Lausanne, Switzerland: International Federation for Structural Concrete; 2000.
3. Mayer U. Zllm Einfluss der Oberflächengestalt von Ripptnstahlen fuf das Trag – und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen [Influence of the rib pattern of ribbed reinforcement on the structural behaviour of reinforced concrete members] [dissertation]. Universitat Stuttgart; 2001 (in German). <http://doi.org/10.18419/opus-154>
4. Bompa D.V., Elghazouli A.Y. Ductility Considerations for Mechanical Reinforcement Couplers. Structures. 2017;12:115–119. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2017.08.007>
5. Matkov N.G. Reinforcement joints of stretched and compressed reinforced concrete elements without welding and their calculation using deformation diagrams. In: Concrete at the turn of the Third Millennium: Materials of the 1st All-Russian Conference on Concrete and Reinforced Concrete, September 9–14, 2001, Moscow. Book 2. Sectional reports: Sections I–II. Moscow: Association “Zhelezobeton”; 2001. p. 955–963 (in Russian).

## Информация об авторах / Information about the authors

**Игорь Николаевич Тихонов**, д-р техн. наук, руководитель центра № 21 НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», Москва

e-mail: [tikhonovniizhb21@yandex.ru](mailto:tikhonovniizhb21@yandex.ru)

**Igor N. Tikhonov**, Dr. Sci. (Engineering), Head of Center No. 21, NIIZHB named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: [tikhonovniizhb21@yandex.ru](mailto:tikhonovniizhb21@yandex.ru)

**Андрей Иванович Звездов**, д-р техн. наук, профессор, заместитель генерального директора АО «НИЦ «Строительство» по научной работе, Москва

**Andrey I. Zvezdov**, Dr. Sci. (Engineering), Professor, Deputy General Director for Academic Affairs, JSC Research Center of Construction, Moscow

**Владимир Павлович Блажко**✉, канд. техн. наук, заместитель руководителя центра № 21 НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», Москва

e-mail: [ihias46@mail.ru](mailto:ihias46@mail.ru)

**Vladimir P. Blazhko**✉, Cand. Sci. (Engineering), Deputy Head, Center No. 21, NIIZH named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: ihtias46@mail.ru

**Григорий Евгеньевич Гришин**, инженер центра № 21 НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», Москва  
e-mail: gegrishin95@mail.ru

**Grigoriy E. Grishin**, engineer, Center No. 21, NIIZH named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: gegrishin95@mail.ru

**Георгий Игоревич Тихонов**, инженер центра № 21 НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», Москва  
e-mail: dwarwe1993@mail.ru

**Georgiy I. Tikhonov**, engineer, Center No. 21, NIIZH named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: dwarwe1993@mail.ru

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 624.072.2.014

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-133-148](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-133-148)

EDN: JQECAL

# МОНИТОРИНГ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ УНИКАЛЬНОГО ТРАНСФОРМИРОВАННОГО БОЛЬШЕПРОЛЕТНОГО ПОКРЫТИЯ СТАДИОНА «ГАЗПРОМ АРЕНА» – ОСНОВА ЕГО БЕЗОПАСНОЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ

М.И. ФАРФЕЛЬ<sup>1,3,✉</sup>, канд. техн. наукА.И. ВДОВЕНКО<sup>2</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, Российская Федерация

<sup>2</sup>ООО Фирма «ЮСТАС», Рублевское шоссе, д. 109, к. 5, г. Москва, 112252, Российская Федерация

<sup>3</sup>ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» Минобрнауки России (НИУ МГСУ), Ярославское шоссе, д. 26, г. Москва, 129337, Российская Федерация

## Аннотация

*Введение.* Описываются основные положения по созданию системы мониторинга напряженно-деформированного состояния (далее – НДС) покрытия стадиона «Газпром Арена». Данное покрытие имеет повышенный уровень ответственности по федеральному закону № 384-ФЗ и имеет класс КС-3 по ГОСТ 27752 «Надежность строительных конструкций зданий и сооружений». Согласно этим документам в таком здании должна быть установлена система мониторинга напряженно-деформированного состояния, функционирующая весь срок эксплуатации сооружения.

*Цель.* Разработка и установка системы мониторинга НДС для установления параметров напряженного и деформированного состояния при постоянном слежении за работой уникального покрытия стадиона «Газпром Арена».

*Материалы и методы.* Описывается методика определения параметров как напряженного, включая измерения снеговой нагрузки на покрытии стадиона, так и деформированного состояния. Параметры деформированного состояния определяются с помощью автоматизированной системы, впервые установленной на уникальном большепролетном покрытии в строительной практике. Описывается процесс установки и настройки автоматизированной системы мониторинга деформированного состояния.

*Результаты.* Разработана система мониторинга напряженно-деформированного состояния, позволяющая осуществлять непрерывный контроль за работой уникального большепролетного трансформируемого покрытия стадиона «Газпром Арена» в Санкт-Петербурге. Приводятся примеры графической деформированной схемы, которая получается в результате обработки параметров деформированного состояния.

*Выводы.* Создание самого сложного в мире стадиона с трансформируемым уникальным большепролетным покрытием и футбольным полем позволило разработать спортивный комплекс, удовлетворяющий строгим требованиям ФИФА к аренам для проведения чемпионата мира по футболу. Система мониторинга напряженно-деформированного состояния позволила успешно и безопасно провести полуфинальный и несколько групповых матчей чемпионата мира по футболу 2018 года в России, а также

восемь матчей чемпионата Европы, состоявшегося в 2021 году. Стадион был готов к проведению финала Лиги чемпионов по футболу.

Научно-техническое сопровождение, в которое входит и мониторинг НДС, позволило следить за уровнем напряжений в металлических элементах уникального большепролетного покрытия, определять перемещения его элементов, графически строить деформированную схему сооружения, предупреждать и предотвращать возможные нештатные ситуации, которые возникали в процессе эксплуатации покрытия и могут возникнуть при дальнейшей эксплуатации уникального сооружения.

**Ключевые слова:** уникальное большепролетное трансформируемое покрытие, мониторинг напряженно-деформированного состояния, механический тензометр, высокоточный тахеометр и нивелир, напряжения, прогибы, горизонтальные перемещения, прочность, несущая способность конструкций

**Для цитирования:** Фарфель М.И., Вдовенко А.И. Мониторинг напряженно-деформированного состояния уникального трансформированного большепролетного покрытия стадиона «Газпром Арена» – основа его безопасной эксплуатации. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2022;35(4):133–148. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-133-148](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-133-148)

#### **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 03.11.2022*

*Поступила после рецензирования 22.11.2022*

*Принята к публикации 29.11.2022*

## **MONITORING STRESS-STRAIN STATE OF THE UNIQUE TRANSFORMED LONG-SPAN SHELL OF THE GAZPROM ARENA STADIUM AS A BASE FOR ITS SAFE OPERATION**

M.I. FARFEL<sup>1,3,✉</sup>, Cand. Sci. (Engineering)

A.I. VDOVENKO<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, 2nd Institutskaya str., 6, bld. 1, Moscow, 109428, Russian Federation

<sup>2</sup>LLC "EUSTACE" Company, Rublevskoe highway, 109, bld. 5, Moscow, 112252, Russian Federation

<sup>3</sup>National Research Moscow State University of Civil Engineering, Yaroslavskoye Shosse, 26, Moscow, 129337, Russian Federation

#### **Abstract**

*Introduction.* The main provisions for the development of a system for monitoring the stress-strain state (SSS) of the shell covering the Gazprom Arena stadium are described. This shell characterized by an elevated consequence level under Federal Law 384-FZ belongs to a CS-3 class as per GOST 27752 "Safety of structures in buildings and civil engineering works". According to these documents, a stress-strain state monitoring system should be installed in such a building, functioning for the entire life of the structure.

*Aim.* In this work, an SSS monitoring system was developed and installed in order to determine the parameters of the stress-strain state under continuous control of the unique shell operated at the Gazprom Arena stadium.

*Materials and methods.* The method of determining the parameters of the stress state, including the snow load over the stadium surface, as well as the strain state, was described. The parameters of the strain state were defined using an automated system installed for the first time in construction practice on a unique long-span shell. The process of installing and configuring an automated system of monitoring the strain state was described.

*Results.* A stress-strain state monitoring system was developed that allows continuous monitoring of the unique long-span transformable shell operated at the Gazprom Arena stadium in St. Petersburg. Examples of a graphical deformation scheme were obtained as a result of processing the parameters of the strain state.

*Conclusions.* The development of the most sophisticated stadium in the world having a transformable unique large-span shell and a football field resulted in a sports complex that meets FIFA's strict requirements for arenas of the World Cup. The system of monitoring the stress-strain state allowed the semi-final and several group matches of the 2018 FIFA World Cup in Russia, as well as eight matches of the European Championship in 2021, to be successfully and safely held. The stadium was ready to host the Champions League Final.

Scientific and technical support, including SSS monitoring, ensured the following: monitoring the stress level in the metal elements of a unique long-span shell; determining the movements of its elements; plotting a deformation scheme of the structure; preventing possible emergency situations that occurred and may further occur during the operation of the unique structure.

**Keywords:** unique long-span transformable shell, stress-strain state monitoring, mechanical strain gauge, high-precision tacheometer and level station, stresses, deflections, horizontal displacement, strength, load-bearing capacity of structures

**For citation:** Farfel M.I., Vdovenko A.I. Monitoring stress-strain state of the unique transformed long-span shell of the Gazprom Arena stadium as a base for its safe operation. *Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2022;35(4):133–148. (In Russ.) [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-133-148](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-133-148)

#### **Author contribution statements**

All authors made equal contributions to the study and the publication.

#### **Funding**

No funding support was obtained for the research.

#### **Conflict of interest**

The authors declare no conflict of interest.

*Received 03.11.2022*

*Revised 22.11.2022*

*Accepted 29.11.2022*

## **Введение**

В данной работе описывается процесс создания системы мониторинга напряженно-деформированного состояния, которая позволяет увеличить безопасность и надежность покрытия стадиона «Газпром Арена», с помощью которой можно предотвратить возникающие в процессе эксплуатации сооружения возможные нештатные ситуации в уникальном трансформируемом большепролетном покрытии. Данная система установлена на уникальном трансформируемом большепролетном покрытии стадиона «Газпром Арена» согласно требованиям федерального закона № 384-ФЗ и ГОСТ 27751–2014 «Надежность строительных конструкций зданий и сооружений».

## Конструкция и основные особенности большепролетного трансформируемого покрытия стадиона «Газпром Арена»

Стадион «Газпром Арена» – это многофункциональный футбольный стадион закрытого типа высшей категории (по международной классификации «Элит» разряда «А») круглогодичного использования с выдвижным полем, раздвижной крышей и трибунами. Вместимость стационарных трибун – 62 300 зрителей. В настоящее время на стадионе установлены дополнительные разборные трибуны, позволившие увеличить количество посадочных мест на арене до 68 тысяч.

Проект стадиона выполнен институтом «Гипростроймост СПб» (инженеры Скорик Г. Б., Зюськов А. Г.) по проекту японского архитектора Кисе Курокава, выигравшего творческий конкурс. В проекте учтены требования [1, 2].

Фасад стадиона в положении «закрыто» и «открыто» приведен на рис. 1.

Интерьер стадиона при закрытом и открытом трансформируемом покрытии изображен на рис. 2.

Стадион «Газпром Арена» относится к зданиям и сооружениям повышенного уровня ответственности по № 384-ФЗ и класса КС-3 по ГОСТ 27751–2014. Коэффициент надежности по ответственности принят равным 1,2.

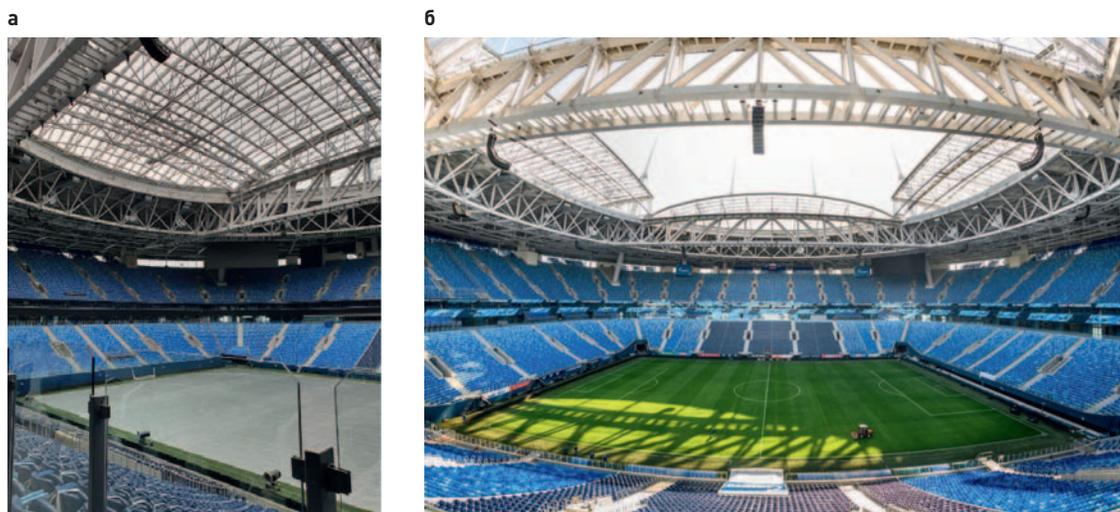
Кровля стадиона имеет форму пологого купола с радиусом кривизны 725 м и наружным диаметром в плане 295,9 м. Относительная отметка верха кровли составляет +79,000.

Наружный опорный контур, включающий балки наружного окаймления и ортотропные плиты, воспринимает распор с покрытия. Несущим сжато-изгибаемым элементом покрытия является внутренний контур, представляющий пространственную ферму, состоящую из трех поясов, объединенных вертикальными, горизонтальными связями и подкосами (рис. 3). Тангенциальные фермы являются кольцевыми связевыми блоками, а радиальные криволинейные фермы – ребрами.

В центральной зоне купола диаметром 150 м для перемещения раздвижных створок кровли на расстоянии 89,96 м друг от друга установлены две ездовые фермы пролетом



**Рис. 1.** Фасады стадиона «Газпром Арена»  
а – покрытие в положении «закрыто»; б – покрытие в положении «открыто»  
**Fig. 1.** Facades of the Gazprom Arena stadium  
а – shell in “closed” position; б – shell in “open” position



**Рис. 2.** Интерьеры стадиона «Газпром Арена»

а – покрытие в положении «закрыто»; б – покрытие в положении «открыто»

**Fig. 2.** Interior decorations of the Gazprom Arena Stadium

a – shell in “closed” position; б – shell in “open” position

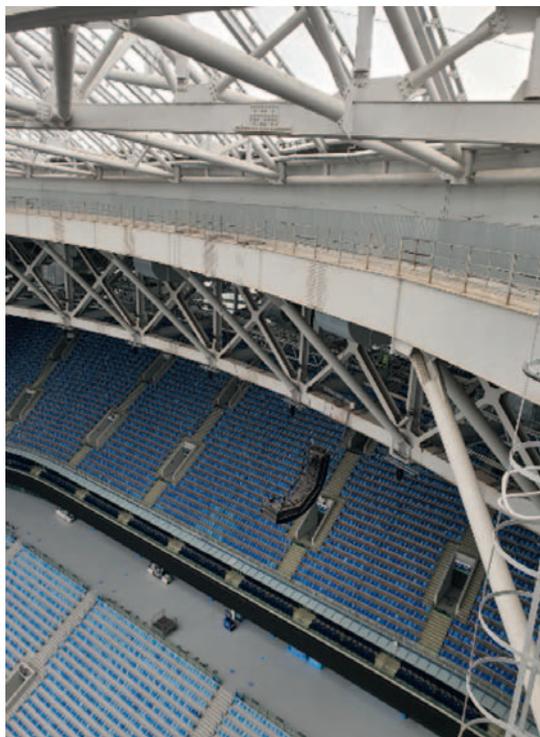
251,2 м (рис. 4). Ездовые фермы имеют по четыре собственные опоры для каждой ездовой фермы и шарнирно опираются на них (рис. 5).

Несущие металлические конструкции покрытия опираются с помощью стальных колонн (рис. 6) на железобетонные конструкции фундаментов с помощью специальных шарниров. Внутренний контур подвешен на сорока вантах, прикрепленных к восьми наклонным пилонам.

Общая устойчивость покрытия обеспечивается пространственной работой купола и установленными в осях симметрий Л-образными колоннами (рис. 7).

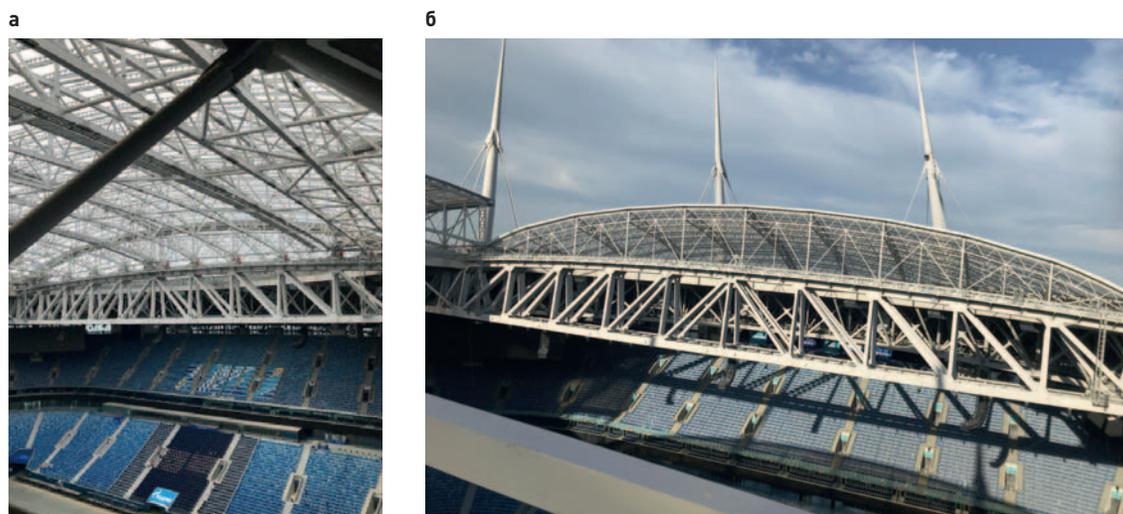
В проекте покрытия принята система координатных осей, состоящая из кольцевых (буквенных) и радиальных (цифровых) осей, соответствующих шагу основных несущих конструкций покрытия, что показано на рис. 8.

Футбольный стадион «Газпром Арена», согласно федеральному закону № 190-ФЗ от 29.12.2004 г. «Градостроительный кодекс», относится к уникальным сооружениям, он имеет пролет более 100 м.



**Рис. 3.** Внутренний контур, представляющий пространственную ферму покрытия стадиона «Газпром Арена»

**Fig. 3.** Internal contour comprising an open frame of shells of the Gazprom Arena stadium



**Рис. 4.** Ездая ферма для опирания трансформируемой части покрытия «Газпром Арена»  
а – в положении «закрыто»; б – в положении «открыто»

**Fig. 4.** A deck bearing frame for transforming part of the Gazprom Arena coatings  
a – in “closed” position; б – in “open” position



**Рис. 5.** Шарнирная опора ездвой фермы  
**Fig. 5.** Hinge bearing of deck frame



**Рис. 6.** Стальные колонны, на которые опирается покрытие стадиона  
**Fig. 6.** Steel columns bearing stadium shell

Для обеспечения надежности и безопасности уникальных сооружений по требованиям федерального закона № 384-ФЗ «Технический регламент безопасности зданий и сооружений» необходимо провести научно-техническое сопровождение (НТС) при проектировании, изготовлении, монтаже и эксплуатации. В его состав входит мониторинг напряженно-деформированного состояния элементов металлических конструкций, входящих в состав покрытия.

Для обеспечения безопасности работы покрытия в ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко совместно с ООО Фирма «ЮСТАС» разработана и установлена на стадионе система мониторинга напряженно-деформированного состояния, входящая в состав НТС [3–7].

### Система мониторинга напряженного состояния покрытия стадиона «Газпром Арена»

В процессе мониторинга напряженного покрытия определяются деформации (напряжения) в основных конструкциях (в наиболее напряженных сечениях элементов). Измерения проводятся с помощью разработанных в ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко механических тензометров ТМИ-500М, с использованием съемных деформометров и с учетом температурных поправок.

На рис. 9 а показан механический тензометр без съемного деформометра. Это его вид, когда измерения не проводятся, а на рис. 9 б прибор изображен в момент проведения измерений с установленным съемным деформометром.

Процесс измерения деформаций (напряжений) приведен на рис. 10.

Измерение температур конструкции, штанги и калибра показано на рис. 11. Они проводятся электронным контактным термометром ТК5-О1П, изготовленным отечественной фирмой Техно АС.



Рис. 7. Л-образные колонны, расположенные в осях симметрии покрытия стадиона

Fig. 7. L-shaped columns in symmetry axes of stadium shell

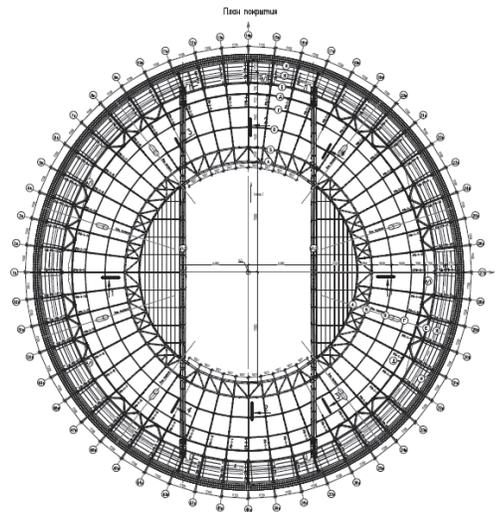


Рис. 8. План покрытия стадиона

Fig. 8. Stadium shell plan



**Рис. 9.** Механический тензометр  
а – без съемного деформометра; б – со съемным деформометром  
**Fig. 9.** Mechanical strain gauge  
а – no removable strainmeter; б – with removable strainmeter



**Рис. 10.** Процесс измерения деформаций (напряжений) в конструкциях внутреннего контура покрытия «Газпром Арена»

а – калибровка съемного деформометра; б – установка деформометра в механический тензометр;  
в – проведение измерений деформаций (напряжений)

**Fig. 10.** Process of measuring deformations (stresses) in structures of internal contour of the Gazprom Arena shell  
а – calibration of a removable strainmeter; б – installation of a strainmeter in a mechanical strain gauge;  
в – measurements of deformations (stresses)



**Рис. 11.** Измерение температуры конструкции и штанги механического тензометра

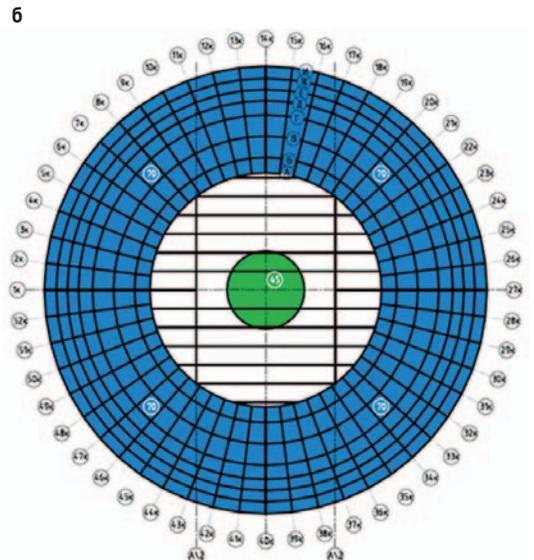
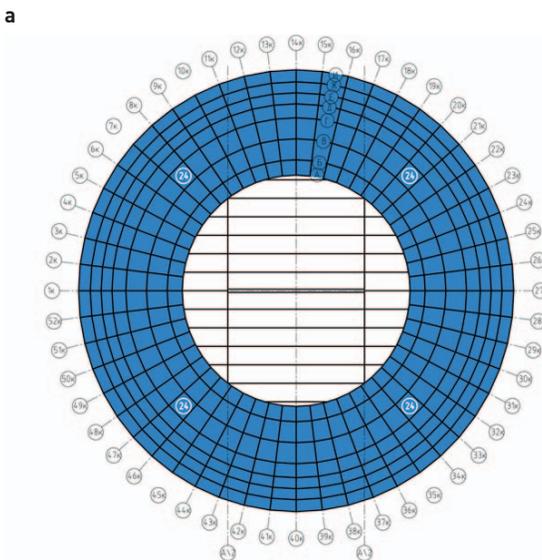
**Fig. 11.** Process of measuring temperature of structure and rod in a mechanical strain gauge

В состав мониторинга напряженного состояния также входит измерение снеговой нагрузки на покрытие, что показано на рис. 12 а, б. Измерения проводятся весовым снегомером ВС-43, разработанным в ЦКБ Росгидромета, что позволяет определить интенсивность и распределение снеговой нагрузки на покрытие, которое показано на рис. 13 а, б.



**Рис. 12.** Измерение снеговой нагрузки на покрытие весовым снегомером  
 а – весовой снегомер; б – определение интенсивности снеговой нагрузки

**Fig. 12.** Measurement of snow load on a shell using a weight snow gauge  
 а – weight snow gauge; б – determination of snow load intensity



**Рис. 13.** Распределение и интенсивность снеговой нагрузки на покрытие в зимний период 2022 года:  
 а – распределение снеговой нагрузки в январе 2022 г;  
 б – распределение снеговой нагрузки в начале марта 2022 года

**Fig. 13.** Distribution and intensity of snow load on a surface in winter period 2022:  
 а – distribution of snow load in January 2022; б – distribution of snow load at the beginning of March 2022

## Система мониторинга деформированного состояния покрытия стадиона «Газпром Арена»

Мониторинг деформированного состояния покрытия и трибун выполняется методами инженерной геодезии и позволяет определять прогибы и горизонтальные перемещения в контрольных точках покрытия.

Схема мониторинга деформированного состояния разработана по требованиям нормативных документов [9, 10].

Первично для определения текущего состояния конструкций были выполнены мероприятия по созданию опорной геодезической сети на стадионе, что изображено на рис. 14.

Во время создания плано-высотного обоснования для сохранения преемственности измерений были совместно измерены и уравнены координаты деформационных марок, расположенных на пилонах стадиона.

Координаты пунктов планового обоснования работы проводились согласно п. 5.2 [8]. Уравнение инструментальных геодезических измерений выполнялось с помощью программы «Кредо Дат».

Определение высотного положения пунктов обоснования выполнялось с помощью высокоточного оборудования фирмы Leica, нивелира Leica LS15 и тахеометра Leica TS60 (технические характеристики представлены в табл. 1), прошедшими обязательную сертификацию в центре стандартизации, метрологии и испытаний.

С помощью электронного нивелира (от глубинных реперов, отметки которых были переданы заказчиком, до четырех реперов, заложенных в железобетонные конструкции трибун стадиона) был проложен ход геометрического нивелирования II класса в соответствии с п. 6.3 [8].

Затем с помощью электронного тахеометра Leica TS60 в соответствии с п. 6.4 [8] методом тригонометрического нивелирования была произведена передача высотной отметки на пункты плано-высотного обоснования.

Для удобства вычисления прогиба конструкций отметки высотного положения были пересчитаны из городской системы высот в строительную, относительно проектного нуля стадиона.

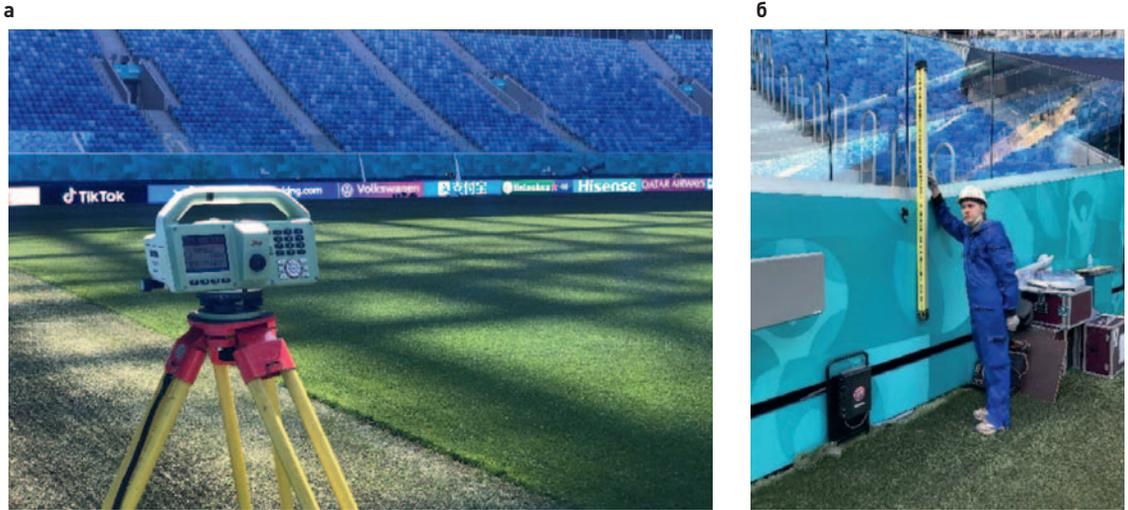
Таблица 1

### Характеристики оборудования автоматизированной системы мониторинга деформированного состояния

Table 1

### Characteristics of equipment for automated monitoring system of strain state

Оборудование	Вид точности	Размер точности
Leica LS15	Среднее квадратичное отклонение на 1 км двойного хода	0,3 мм
	Точность измерения расстояния	± 15 мм на 30 м
	Увеличение зрительной трубы	32 <sup>n</sup>
Leica TS600.5 <sup>n</sup>	Точность измерений угла	0,5 <sup>n</sup>
	Точность измерения расстояния на призму	± 0,6 мм
	Увеличение	30 <sup>n</sup>
	Диапазон измерения на одну стандартную призму	1,5–3500 м
	Автоматическое распознавание отражателя на стандартную призму	1500 м



**Рис. 14.** Создание опорной геодезической сети  
**Fig. 14.** Establishment of a geodetic control grid

Следом были выполнены измерения конструкций тахеометрами и с помощью лазерного сканирования (рис. 15). Эти действия позволили охватить практически 100 % конструкций покрытия стадиона и определить их текущее положение относительно момента до раскруживания конструкций. Результат сканирования показан на рис. 16.

На следующем этапе для стадиона была разработана и установлена автоматизированная система мониторинга деформированного состояния, позволяющая шесть раз в день измерять горизонтальные и вертикальные перемещения конструкций, которая может быть перенастроена в случае аварийных ситуаций на цикл измерений 1 раз в 15 минут. Система состоит из двух тахеометров Leica TS60 (рис. 17), 108 L-образных призмных отражателей (рис. 18), программного обеспечения, позволяющего записывать данные и передавать по каналам связи для обработки результатов измерений, которая также в графическом виде дает возможность строить деформированные схемы в плане и на разрезах. Отметим, что данная система впервые установлена для слежения за работой большепролетных строительных конструкций с учетом требований по точностям, приведенным в [8].

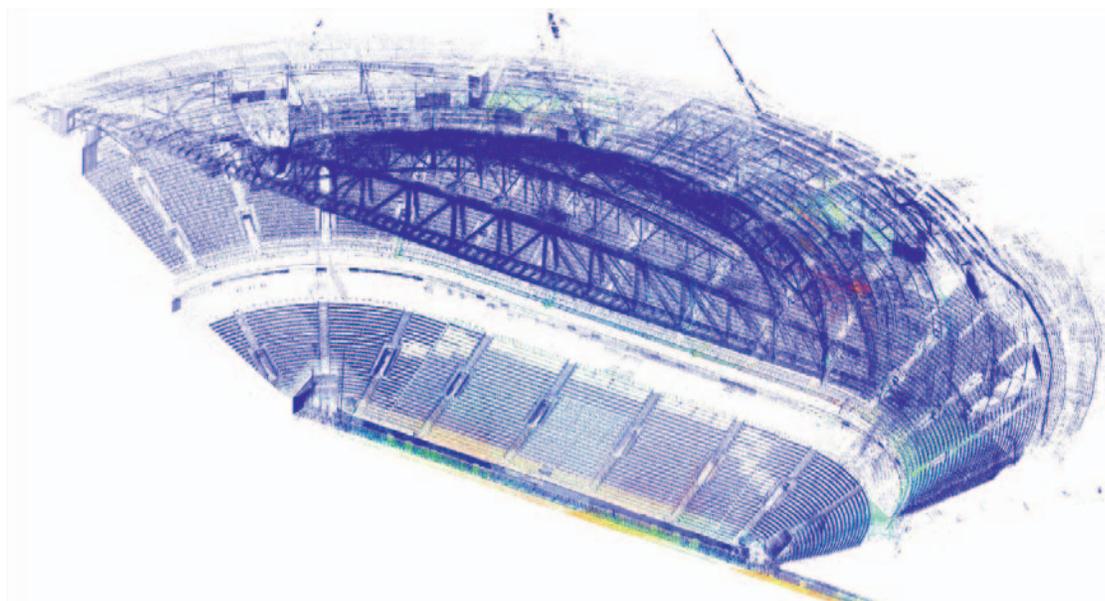
Настройка автоматизированной системы показана на рис. 19. На рис. 20 показано рабочее место оператора автоматизированной системы мониторинга деформированного состояния и интерфейс системы сбора данных.

По результатам, полученным системой мониторинга деформированного состояния, строится деформированная схема, которая приведена на рис. 21.

Разработанная и установленная система мониторинга НДС позволила выявлять возможные нештатные ситуации, возникающие в процессе эксплуатации, оценивать их опасность и принимать меры по их устранению. На основании полученных результатов определяется техническое состояние объекта, что позволяет давать разрешения на безопасное проведение спортивных и концертных мероприятий, проводимых на стадионе.



**Рис. 15.** Съемка и лазерное сканирование конструкций покрытия:  
а – съемка с помощью тахеометра; б – проведение лазерного сканирования  
**Fig. 15.** Shooting and laser scanning of shell structures:  
а – shooting using a tacheometer; б – laser scanning



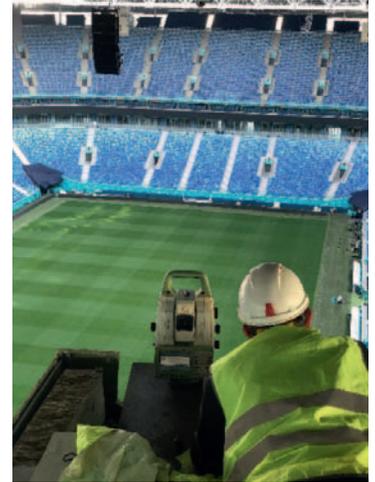
**Рис. 16.** Результат лазерного сканирования конструкций покрытия  
**Fig. 16.** Result of laser scanning of shell structures



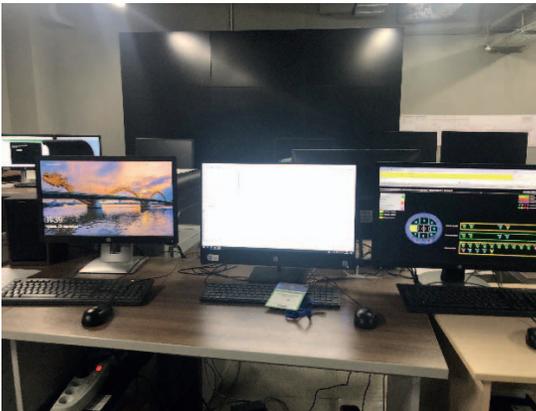
**Рис. 17.** L-образный отражатель  
**Fig. 17.** L-shaped reflector



**Рис. 18.** Тахеометр на кронштейне автоматизированной системы  
**Fig. 18.** Tacheometer mounted on a bearing element of an automated system



**Рис. 19.** Процесс монтажа и наладки автоматизированной системы  
**Fig. 19.** Installation and commissioning of an automated system



**Рис. 20.** Рабочее место оператора автоматизированной системы и интерфейс системы сбора данных  
**Fig. 20.** Workplace of an operator of automated system and data acquisition interface unit

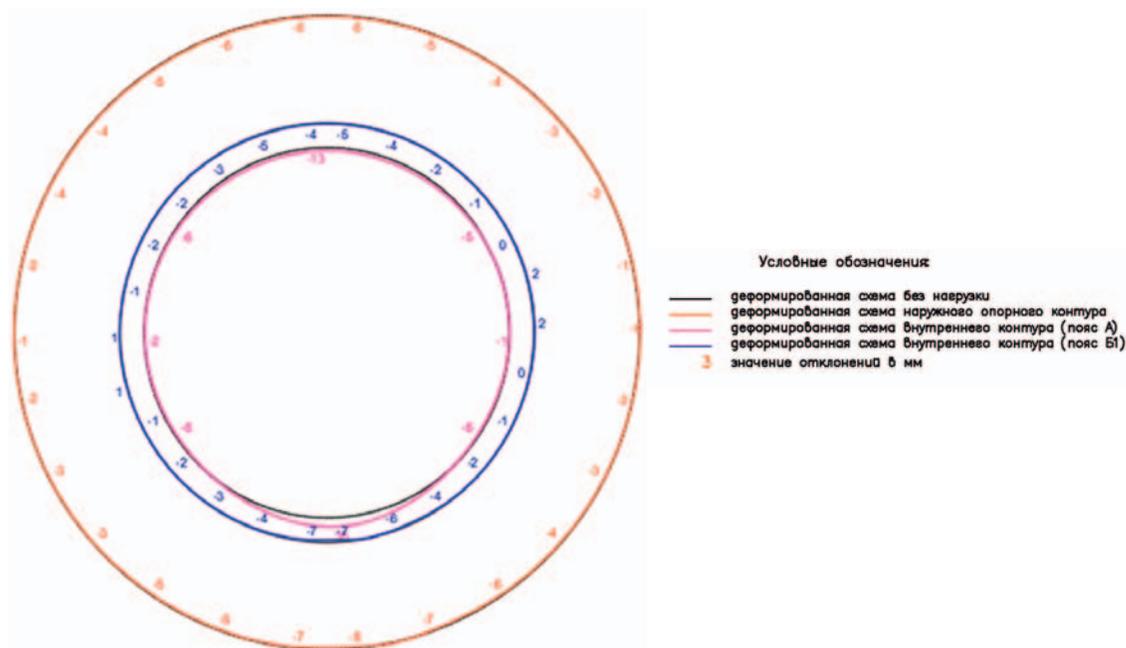


Рис. 21. Деформированная схема, полученная по результатам измерений параметров системы мониторинга, выполненных 27 октября 2022 г.

Fig. 21. Deformation diagram obtained by measuring parameters of a monitoring system on October 27, 2022

## Выводы

Создание самого сложного в мире стадиона с трансформируемыми уникальным большепролетным покрытием и футбольным полем позволило соорудить спортивную арену, удовлетворяющую строгим требованиям ФИФА к аренам для проведения чемпионата мира по футболу, матчи которого с успехом проведены в 2018 году. На стадионе также успешно проведены матчи чемпионата Европы 2021 года. Стадион был готов к проведению финала Лиги чемпионов по футболу.

Научно-техническое сопровождение, в которую входит и мониторинг НДС, позволило следить за уровнем напряжений в металлических элементах уникального большепролетного покрытия, определять перемещения его элементов, графически строить деформированную схему сооружения, предупреждать и предотвращать возможные нештатные ситуации, которые возникали в процессе эксплуатации покрытия и могут возникать при дальнейшей эксплуатации уникального сооружения.

## Список литературы

1. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\* (с Изменениями № 1, № 2 и № 3, № 4) [интернет]. Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/456044318>
2. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81\* (с Изменениями № 1, № 2 и № 3, № 4 и № 5) [интернет]. Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/456069588>
3. Микулин В.Б., Одесский П.Д., Лебедева И.В., Оспенников А.Г., Отставнов В.А., Попов Н.А., и др. Покрытие Большой спортивной арены стадиона «Лужники» (проектирование, научные исследования и строительство). Москва: Фортэ; 1998.
4. Фарфель М.И., Гукова М.И., Коняшин Д.Ю., Кущенко А.Е., Любарцев А.В. Особенности реконструкции Большой спортивной арены стадиона «Лужники» к Чемпионату мира по футболу в 2018 году. Вестник НИЦ «Строительство». 2017;(3):74–92.
5. Фарфель М.И. Обеспечение безаварийной эксплуатации уникального большепролетного покрытия Большой спортивной арены олимпийского стадиона «Лужники». Строительная механика и расчет сооружений. 2012;(6):56–61.
6. Микулин В.Б., Фарфель М.И., Ханджи А.В. Покрытие Большой спортивной арены Олимпийского комплекса в Лужниках. В: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко 80 лет: сборник статей. Москва: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко; 2007. С. 46–55.
7. Mikulin V.B., Khandzhi A.V. Design and construction of mayor sports arena in Luzhniki. Moscow. In: Spatial Structures in new and Renovation project of Buildings and constructions (International congress ICSS-98, june 22-26 1998. Moscow. Russia). Moscow; 1998, p. 113–114.
8. ГОСТ 24846-2019. Грунты. Методы измерения деформаций зданий и сооружений. Москва: Стандартинформ; 2020.
9. ГОСТ 51842-2019. Документация исполнительная геодезическая. Москва: Стандартинформ; 2019.
10. Федеральная служба геодезии и картографии России. Геодезические и картографические инструкции. Нормы и правила. Инструкция по нивелированию I, II, III, IV классов ГКИНП (ГНТА)-03-010-03. Москва: ЦНИИГАиК; 2004.

## References

1. SP 20.13330.2016. Loads and impacts. Updated version of SNIp 2.01.07-85\* (with Amendments No. 1, No. 2 and No. 3, No. 4). [internet]. Available at: <https://docs.cntd.ru/document/456044318> (in Russian).
2. SP 16.13330.2017. Steel structures. Updated version of SNIp II-23-81\* (with Amendments No. 1, No. 2 and No. 3, No. 4 and No. 5). Available at: <https://docs.cntd.ru/document/456069588> (in Russian).
3. Mikulin V.B., Odessky P.D., Lebedeva I.V., Ospennikov A.G., Retiring V.A., Popov N.A., Khandzhi A.V., Farfel M.I., et al. Covering of the Large Sports Arena of the Luzhniki Stadium (design, research and construction). Moscow: Forte Publ.; 1998 [in Russian].
4. Farfel M.I., Gukova M.I., Konyashin D.Yu., Kushchenko A.E., Lyubartsev A. In particular, reconstruction of the Large Sports Arena of the Luzhniki Stadium for the 2018 FIFA World Cup. Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction. 2017;(3):74–92 (in Russian).
5. Farfel M.I. Ensuring trouble-free operation of the unique long-span covering of the Large Sports Arena of the Olympic stadium "Luzhniki". Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzhenii = Structural Mechanics and Analysis of Constructions. 2012;(6):56–61 (in Russian).
6. Mikulin V.B., Farfel M.I., Khandzhi A.V. Covering the Large sports arena of the Olympic Complex in Luzhniki. V.A. Koucherenko TSNISK 80 years old. Collection of articles. Moscow: V.A. Koucherenko TSNISK; 2007. P. 46–55 (in Russian).
7. Mikulin V.B., Khandzhi A.V. Design and construction of mayor sports arena in Luzhniki. Moscow. In: Spatial Structures in new and Renovation project of Buildings and constructions (International congress ICSS-98, june 22-26 1998. Moscow. Russia). Moscow; 1998, p. 113–114.
8. State Standard 24846-2019. Soils. Methods of measuring deformations of buildings and structures. Moscow: Standartinform Publ.; 2020 (in Russian).
9. State Standard 51842-2019. Executive geodetic documentation. Moscow: Standartinform Publ.; 2019 (in Russian).

**10.** Federal Service of Geodesy and Cartography of Russia. Geodetic and cartographic instructions. Rules and regulations. Instructions for leveling I, II, III, IV classes of GKINP (GNTA)-03-010-03. Moscow: TsNIIGAiK; 2004 (in Russian).

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

**Михаил Иосифович Фарфель** , канд. техн. наук, заведующий лабораторией нормирования, реконструкции и мониторинга уникальных зданий и сооружений ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», доцент кафедры металлических и деревянных конструкций НИУ МГСУ, Москва  
e-mail: farfelmi@yandex.ru  
тел.: +7 (499) 170-10-87

**Mikhail I. Farfel** , Cand. Sci. (Engineering), Head of the Laboratory of Reconstruction, Standardization, and Monitoring of Unique Buildings and Structures of TSNIISK named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Associate Prof., Department of Metal and Wooden Structures, National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow  
e-mail: farfelmi@yandex.ru  
tel.: +7 (499) 170-10-87

**Александр Иванович Вдовенко**, заместитель директора ООО фирма «ЮСТАС», Москва  
e-mail: via@ooo-yustas.ru  
тел.: +7 (926) 253-06-95

**Alexander I. Vdovenko**, Deputy Director of the LLC "EUSTACE" Company, Moscow  
e-mail: via@ooo-yustas.ru  
tel.: +7 (926) 253-06-95

 Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 699.841

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-149-155](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-149-155)

EDN: JYOABD

# ПРИМЕНЕНИЕ МАГНИТНОГО МЕТОДА НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ ДЛЯ ОЦЕНКИ ВЕЛИЧИНЫ ЗАЩИТНОГО СЛОЯ БЕТОНА ОГРАЖДАЮЩИХ И НЕСУЩИХ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА АЭС

Ю.В. КРИВЦОВ, д-р техн. наук  
Ю.М. ГРОШЕВ<sup>✉</sup>, канд. техн. наук  
С.А. КОМОВ  
Г.П. ЕРЕМИНА

Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций (ЦНИИСК) им. В.А. Кучеренко  
АО «НИЦ Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, г. Москва, 109428, Российская Федерация

## Аннотация

*Введение.* В данной статье рассмотрены способы и средства контроля диаметра и положения арматуры, величины защитного слоя бетона, освещены современные методики и приборы, позволяющие неразрушающими методами проводить диагностику и дефектоскопию бетона. Проведен сравнительный анализ возможностей применения современных приборов.

*Цель работы* – применение магнитного метода контроля для оценки величины защитного слоя бетона и выявления расположения верхнего ряда стержневой арматуры и закладных. Метод основан на анализе взаимодействия электромагнитного поля датчика с электромагнитным полем вихревых токов, наводимых возбуждающей катушкой датчика в стальной арматуре, и позволяет при неизвестном защитном слое примерно оценить диаметр арматуры.

*Материалы и методы.* Проведены испытания по определению толщины защитного слоя бетона ограждающих конструкций (стены, перекрытия) с использованием прибора ПОИСК-2.6 на примере обследования строительных конструкций энергоблока № 1 Калининской АЭС.

*Результаты.* Проведен анализ рабочих чертежей проектной и исполнительной документации к зданиям и сооружениям главного корпуса энергоблока № 1 Калининской АЭС. Выполнено обследование состояния средств пассивной противопожарной защиты помещений энергоблока (противопожарные двери, огнезащитные проходки, противопожарные клапаны систем вентиляции). Осуществлен замер электромагнитным методом фактической толщины защитного слоя бетона и расположения арматуры железобетонных конструкций помещений энергоблока Калининской АЭС в соответствии с требованиями ГОСТ 22904–93. Показана применимость магнитного метода контроля для определения величины защитного слоя бетона при обследовании строительных конструкций.

*Выводы.* По результатам проведенного обследования помещений установлено: диапазон средних толщин защитного слоя бетона с учетом толщины арматуры составил 38–85 мм, диаметр арматуры 12–20 мм. В результате проведенных измерений показана применимость метода и подтверждено, что обследованные конструкции имеют предел огнестойкости не менее 90 мин, что соответствует требованиям нормативных документов.

**Ключевые слова:** величина защитного слоя бетона, метод неразрушающего контроля, предел огнестойкости

**Для цитирования:** Кривцов Ю.В., Groшев Ю.М., Комов С.А., Еремина Г.П. Применение магнитного метода неразрушающего контроля для оценки величины защитного слоя бетона ограждающих и несущих строительных конструкций на АЭС. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2022;35(4):149–155. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-149-155](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-149-155)

**Вклад авторов**

Все авторы внесли равноценный вклад в подготовку публикации.

**Финансирование**

Исследование выполнялось за счет средств ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко и договора с филиалом АО «Концерн Росэнергоатом» «Калининская атомная станция» в 2021–2022 годах.

**Конфликт интересов**

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

*Поступила в редакцию 10.11.2022*

*Поступила после рецензирования 01.12.2022*

*Принята к публикации 06.12.2022*

## USE OF MAGNETIC NON-DESTRUCTIVE TESTING TO EVALUATE THICKNESS OF CONCRETE PROTECTIVE LAYER FOR ENCLOSING AND BEARING STRUCTURES AT NPP

Yu.V. KRIVTSOV, Dr. Sci. (Engineering)

Yu.M. GROSHCHEV✉, Cand. Sci. (Engineering)

S.A. KOMOV

G.P. EREMINA

*Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, 2nd Institut'skaya str., 6, Moscow, 109428, Russian Federation*

### Abstract

*Introduction.* This article discusses methods and means of controlling the diameter and position of reinforcement and the thickness of the concrete protective layer, along with the contemporary techniques and devices for diagnostic and non-destructive testing of concrete. A comparative analysis of the applicability of contemporary devices was carried out.

*Aim.* In this work, magnetic non-destructive testing was used to assess the thickness of the concrete protective layer, along with establishing the location of the upper row of rod reinforcement and embedded parts. Based on analyzing the interaction between the electromagnetic field of the sensor and the electromagnetic field of eddy currents induced by the source coil of the sensor in rebar, this method allows the diameter of the latter to be approximately estimated at an unknown protective layer.

*Materials and methods.* As an example, the thickness of the concrete protective layer of enclosing structures (walls, floors) at power unit No. 1 at the Kalinin Nuclear Power Plant (NPP) was measured using the POISK-2.6 device.

*Results.* The analysis of design and as-built drawings for buildings and structures of the main facility of power unit No. 1 at the Kalinin NPP was carried out. The state of passive fire protection equipment at the power unit (fire doors, cable penetration seals, and ventilation fire dampers) was evaluated. The actual thickness of the concrete protective layer and the location of the reinforcement of concrete elements at the facilities of the Kalinin NPP power unit were measured as per GOST 22904-93 using electromagnetic NDT. The applicability

of the magnetic NDT for determining the thickness of the concrete protective layer was shown during the inspection of building structures.

*Conclusions.* During the inspection of the facilities, it was established that the average thicknesses of the concrete protective layer, including the thickness of the reinforcement, range from 38 to 85 mm, with the diameter of the reinforcement of 12–20 mm. During the measurements, the applicability of the method was shown; it was also confirmed that the examined structures exhibit fire endurance of at least 90 minutes, which meets the requirements of regulatory documents.

**Keywords:** thickness of concrete protective layer, non-destructive testing, fire endurance

**For citation:** Krivtsov Yu.V., Groshev Yu.M., Komov S.A., Eremina G.P. Use of magnetic non-destructive testing to evaluate thickness of concrete protective layer for enclosing and bearing structures at NPP. *Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2022;35(4):149–155. [In Russ.] [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-149-155](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-149-155)

#### **Author contribution statements**

All authors made equal contributions to the study and the publication.

#### **Funding**

The research was supported by TSNIISK named after V.A. Koucherenko and the contract with the branch of JSC Rosenergoatom Concern, Kalinin Nuclear Power Plant in 2021–2022.

#### **Conflict of interest**

The authors declare no conflict of interest.

*Received 10.11.2022*

*Revised 01.12.2022*

*Accepted 06.12.2022*

## **Введение**

В данной статье рассмотрены способы и средства контроля диаметра и положения арматуры, величины защитного слоя бетона, освещены современные методики и приборы, позволяющие неразрушающими методами проводить диагностику и дефектоскопию бетона, проведен сравнительный анализ возможностей применения современных приборов.

Для определения толщины защитного слоя бетона и расположения стальной арматуры в железобетонной конструкции в настоящее время применяют магнитные, электромагнитные или вихретоковые приборы, включающие измерительный блок, измерительный преобразователь и блок питания. Применяются использующие магнитный метод измерители защитного слоя, диаметра и положения арматуры: ПОИСК-2.6, выпускаемый фирмой «Интерприбор»; ИПА-МГ4, выпускаемый «СКБ Стройприбор»; ИЗС-10 и другие, менее распространенные в России приборы: электронный томограф А1220, выпускаемый фирмой «Акустические Контрольные Системы»; георадары – ОКО-2, выпускаемый ООО «Логис», ЛОЗА, выпускаемый фирмой «Технодалс», и рядом других как отечественных, так и импортных производителей.

## Аппаратура и методика измерений

Магнитный метод контроля регламентируется ГОСТ 22904–93 [1] и основан на анализе взаимодействия электромагнитного поля датчика с электромагнитным полем вихревых токов, наводимых возбуждающей катушкой датчика в стальной арматуре. Этот метод позволяет установить величину защитного слоя, выявить расположение верхнего ряда стержневой арматуры и закладных, а также при неизвестном защитном слое примерно оценить диаметр арматуры. Наиболее распространенным и надежным прибором, реализующим данный метод, считается измеритель защитного слоя, диаметра и положения арматуры ПОИСК-2.6, выпускаемый фирмой «Интерприбор».

Прибор ПОИСК-2.6, включающий электронный блок, измерительный вихретоковый преобразователь (далее – датчик) и блок питания, имеет следующие характеристики:

- измерение толщины защитного слоя при известном диаметре арматуры;
- измерение толщины защитного слоя и неизвестного диаметра арматуры;
- сканирование объектов с запоминанием результатов;
- автоматизированная настройка на любые марки сталей, в том числе на неизвестные;
- акустический поиск арматуры;
- комбинированное отображение толщины защитного слоя в цифровом виде и линейным индикатором;
- энергонезависимая память 800 результатов с возможностью просмотра результатов по номерам и датам, а также условий выполнения измерений;
- выбор вида арматуры (стержни, проволока, канаты, пряди) и вида с возможностью индивидуальной настройки;
- полноценное отображение результатов на графическом дисплее с регулируемой контрастностью и подсветкой;
- автоматическая термокомпенсация и калибровка прибора;
- инфракрасный оптоинтерфейс для связи с компьютером.

## Результаты

В соответствии с п. 48 НП-087-11 [2]: «Элементы САЭ (система аварийного электропитания), относящиеся к разным каналам, следует располагать в отдельных помещениях (разных пожарных зонах). Помещения разных каналов САЭ должны быть отделены друг от друга и от помещений, не относящихся к САЭ. Ограждающие и несущие строительные конструкции помещения канала САЭ должны:

- выполняться из негорючих материалов;
- обеспечивать нераспространение пожара за пределы пожарной зоны в течение расчетного времени свободного выгорания всей пожарной нагрузки (без учета наличия средств пожаротушения);
- иметь предел огнестойкости (независимо от результатов расчета продолжительности пожара) не менее 1,5 ч».

Аналогичные требования заложены в МУ 1.2.1.16.0189–2013 [3], по которому и разрабатывается анализ влияния пожаров на безопасный останов и расхолаживание реакторной установки. Необходимые пределы огнестойкости вышеуказанных строительных конструкций

должны быть обоснованы. Проведены испытания по определению толщины защитного слоя бетона ограждающих конструкций (стены, перекрытия) по ГОСТ 22904–93 [1] с использованием прибора ПОИСК-2.6 на примере обследования строительных конструкций энергоблока № 1 Калининской АЭС.

В рамках реализации программы продления срока службы энергоблока № 1 Калининской АЭС проведено выборочное обследование строительных конструкций, ограждающих помещения как с оборудованием останова и расхолаживания РУ, так и смежных с ними категорий А, Б, В по пожарной опасности.

Целью обследования являлся сбор исходных данных для определения фактического предела огнестойкости строительных конструкций помещений энергоблока и включает в себя:

- анализ рабочих чертежей проектной и исполнительной документации к зданиям и сооружениям главного корпуса энергоблока № 1 Калининской АЭС;
- обследование и фиксация состояния средств пассивной противопожарной защиты помещений энергоблока № 1 Калининской АЭС (противопожарные двери, огнезащитные проходки, противопожарные клапаны систем вентиляции);
- замер электромагнитным методом фактической толщины защитного слоя бетона и расположения арматуры железобетонных конструкций помещений энергоблока Калининской АЭС;
- оформление полученных данных.

При проведении обследования были выполнены следующие работы:

- подбор, изучение и анализ предоставленной проектно-технической документации;
- визуальный осмотр железобетонных конструкций в помещениях каналов САЭ в помещениях энергоблока № 1 Калининской АЭС;
- определение толщины защитного слоя бетона ограждающих конструкций (стены, перекрытия) магнитным методом неразрушающего контроля в соответствии с требованиями ГОСТ 22904–93 [1].

Обследование помещений каналов САЭ энергоблока № 1 Калининской АЭС проводилось в зоне свободного доступа (в местах, доступ к которым не ограничен требованиями безопасности) поэтапно:

*I этап:* визуальный осмотр состояния железобетонных конструкций в помещениях каналов.

САЭ энергоблока № 1 Калининской АЭС видимых дефектов, повреждений, подтеков, следов местных увлажнений, ржавых или масляных пятен не выявил. На поверхности железобетонных конструкций нанесена штукатурка и покрывная защитная краска.

*II этап:* определение толщины защитного слоя бетона ограждающих конструкций (стены, перекрытия) проводилось магнитным методом неразрушающего контроля в соответствии с требованиями ГОСТ 22904–93 [1].

По результатам проведенного обследования помещений каналов САЭ энергоблока № 1 Калининской АЭС установлено:

- на железобетонных конструкциях в помещениях каналов САЭ энергоблока № 1 Калининской АЭС видимых дефектов, повреждений, подтеков, следов местных увлажнений, ржавых или масляных пятен не выявлено;
- диапазон средних толщин защитного слоя бетона с учетом толщины арматуры составил 38–85 мм, диаметр арматуры 12–20 мм.

Фактические значения толщины защитного слоя бетона и расположения стальной арматуры в конструкции по результатам измерений сравнивают со значениями, установленными

технической документацией на эти конструкции (с учетом предельных отклонений данных параметров). В случае совпадения полученных результатов с установленными документацией значениями можно считать, что огнестойкость конструкций совпадает с заданной при проектировании и составляет не менее 90 мин. По результатам выборочных измерений сделан вывод, что толщина защитного слоя бетона соответствует проектным значениям, а состояние арматуры работоспособное.

## Заключение

В результате проведенных измерений показано, что выполняется п. 48 НП-087-11 [2], необходимые пределы огнестойкости вышеуказанных строительных конструкций обоснованы, и подтверждено, что обследованные конструкции имеют предел огнестойкости не менее 90 мин, что свидетельствует о том, что необходимые пределы огнестойкости вышеуказанных строительных конструкций обоснованы.

## Список литературы

1. ГОСТ 22904-93. Конструкции железобетонные. Магнитный метод определения толщины защитного слоя бетона и расположения арматуры. Москва: Стандартинформ; 2010.
2. Федеральная служба по экологическому, технологическому и атомному надзору. НП-087-11. Федеральные нормы и правила в области использования атомной энергии. Требования к системам аварийного электроснабжения атомных станций. Москва: Научно-технический центр по ядерной и радиационной безопасности; 2013.
3. ОАО «Концерн Росэнергоатом». МУ 1.2.1.16.0189-2013. Методические указания. Проведение анализа влияния пожаров и их последствий на безопасный останов и расхолаживание реакторной установки. Москва; 2014.
4. МЧС России. СП 13.13130.2009. Атомные станции. Требования пожарной безопасности. Москва; 2009.
5. Об обеспечении единства измерений: Федеральный закон № 102-ФЗ от 26.06.2008 [интернет]. Режим доступа: [https://www.consultant.ru/document/cons\\_doc\\_LAW\\_77904](https://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_77904)
6. Федеральная служба по экологическому, техническому и атомному надзору. ФНП ПБ. Основные требования к проведению неразрушающего контроля технических устройств, зданий и сооружений на опасных производственных объектах: приказ № 490 от 21.11.2016 [интернет]. Режим доступа: <https://clck.ru/32nL7J>
7. СП 468.1325800.2019. Бетонные и железобетонные конструкции. Правила обеспечения огнестойкости и огнесохранности. Москва: Стандартинформ; 2020.
8. Чихунов Д.А. Методика и техника дефектоскопии бетонов и других искусственных каменных материалов [интернет]. Геостройизыскания. Режим доступа: <https://www.gsi.ru/art.php?id=88>

## References

1. State Standard 22904-93. Reinforced concrete structures. Magnetic method for determining the thickness of the protective layer of concrete and the location of reinforcement. Moscow: Standartinform Publ; 2010 [in Russian].
2. Federal Service for Environmental, Technological and Nuclear Supervision. NP-087-11. Federal norms and rules in the field of the use of atomic energy Requirements for emergency power supply systems of nuclear power plants. Moscow: Scientific and Technical Center for Nuclear and Radiation Safety; 2013 [in Russian].
3. JSC Concern Rosenergoatom. MU 1.2.1.16.0189-2013. Methodological guidelines. Analysis of the impact of fires and their consequences on the safe shutdown and cooling of the reactor plant. Moscow; 2014 [in Russian].

4. EMERCOM of Russia. SP 13.13130.2009. Nuclear power plants. Fire safety requirements. Moscow; 2009 (in Russian).
5. On ensuring the uniformity of measurements. Federal Law No. 102-FZ of 26.06.2008 [internet]. Available at: [https://www.consultant.ru/document/cons\\_doc\\_LAW\\_77904/](https://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_77904/) (in Russian).
6. Federal Service for Environmental, Technical and Nuclear Supervision. FNP PB. Basic requirements for non-destructive testing of technical devices, buildings and structures at hazardous production facilities: approved by the order of the dated 11.21.2016 No. 490. Available at: <https://clck.ru/32nL7J> (in Russian).
7. SP 468.1325800.2019. Concrete and reinforced concrete structures. Rules for ensuring fire resistance and fire safety. Moscow: Standartinform Publ; 2020 (in Russian).
8. *Chikhunov D.A.* Methods and techniques of flaw detection of concrete and other artificial stone materials [internet]. Geostroiziskaniya. Available at: <https://www.gsi.ru/art.php?id=88> (in Russian).

## Информация об авторах / Information about the authors

**Юрий Владимирович Кривцов**, д-р техн. наук, руководитель научного экспертного бюро пожарной, экологической безопасности в строительстве ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва  
e-mail: [krivtsov.cniisk@mail.ru](mailto:krivtsov.cniisk@mail.ru)

**Yuri V. Krivtsov**, Dr. Sci. (Engineering), Head of Scientific Expert Bureau of Fire and Environmental Safety in Construction of TSNIISK named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: [krivtsov.cniisk@mail.ru](mailto:krivtsov.cniisk@mail.ru)

**Юрий Михайлович Грошев** , канд. техн. наук, ведущий специалист научного экспертного бюро пожарной, экологической безопасности в строительстве ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва  
e-mail: [groshev52@gmail.com](mailto:groshev52@gmail.com)

**Yuri M. Groshev** , Cand. Sci. (Engineering), Leading specialist, Scientific Expert Bureau of Fire and Environmental Safety in Construction of TSNIISK named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: [groshev52@gmail.com](mailto:groshev52@gmail.com)

**Сергей Алексеевич Комов**, заведующий лабораторией научного экспертного бюро пожарной, экологической безопасности в строительстве ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва  
e-mail: [sergei.a.komov@gmail.com](mailto:sergei.a.komov@gmail.com)

**Sergey A. Komov**, Head of Laboratory, Scientific Expert Bureau of Fire and Environmental Safety in Construction of TSNIISK named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: [sergei.a.komov@gmail.com](mailto:sergei.a.komov@gmail.com)

**Галина Петровна Еремина**, заведующий лабораторией научного экспертного бюро пожарной, экологической безопасности в строительстве ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва  
e-mail: [Erem-galina@yandex.ru](mailto:Erem-galina@yandex.ru)

**Galina P. Eremina**, Head of Laboratory, Scientific Expert Bureau of Fire and Environmental Safety in Construction of TSNIISK named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: [Erem-galina@yandex.ru](mailto:Erem-galina@yandex.ru)

 Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 691.714.122

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-156-163](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-156-163)

EDN: LJDDYU

# ТЕХНОЛОГИЯ РЕМОНТА ПРОДУКТОПРОВОДОВ, ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ В СЕРОВОДОРОДНОЙ СРЕДЕ

З.Р. МУХАМЕТЗЯНОВ, д-р техн. наук

ФГБОУ ВО «Уфимский государственный нефтяной технический университет»,  
ул. Космонавтов, д. 1, г. Уфа, 450064, Российская Федерация

## Аннотация

*Введение.* В статье рассматриваются методы повышения качества ремонта технологических трубопроводов, материал которых отличается насыщенностью сероводородом, взамен традиционных технологий ремонта, недостаточно учитывающих особенности эксплуатации в сероводородной среде.

*Целью* исследования является разработка технологии ремонта технологических трубопроводов, эксплуатируемых в среде сероводорода, с использованием ручной дуговой сварки плавящимся электродом.

*Материалы и методы.* Для достижения поставленной задачи проведены натурные эксперименты. В качестве исследуемого образца был выбран участок технологического трубопровода, срок эксплуатации которого составляет около 10 лет в среде сероводорода на установке гидрокрекинга нефтеперерабатывающего завода. Дегазация, т.е. удаление из металла в зоне ремонта диффузионно-подвижного атомарного водорода, проводилась устройствами электрического нагрева. Наплавка кромок свариваемых частей трубы слоем аустенитного или ферритного металла проводилась ручной дуговой сваркой.

*Результаты.* Разработанная технология ремонта технологических трубопроводов, эксплуатируемых в среде сероводорода, с использованием ручной дуговой сварки плавящимся электродом основана на применении дегазации и наплавки кромок металлом того же состава, что и основной металл. В этом случае положительное влияние наплавки обусловлено мелкодисперсным распределением в переплавленном металле неметаллических включений и благоприятным изменением их формы и химического состава.

*Выводы.* Эффективность технологии ремонта технологических трубопроводов с применением сварки достигается учетом при ее разработке свойств транспортируемого продукта и его влиянием на технологические процессы сварки. При разработке технологии сварки технологических трубопроводов, эксплуатируемых в среде сероводорода, обоснованы и предложены такие основные мероприятия, как предварительная дегазация металла труб, предварительная наплавка и термическая обработка кромок эксплуатируемой трубы.

**Ключевые слова:** технологический трубопровод, сероводородная среда, ручная дуговая сварка, дегазация, наплавка кромок, термообработка

**Для цитирования:** Мухаметзянов З.Р. Технология ремонта продуктопроводов, эксплуатируемых в сероводородной среде. *Вестник НИЦ «Строительство».* 2022;35(4):156–163. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-156-163](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-156-163)

## Вклад автора

Мухаметзянов З.Р. – определение, обоснование и разработка технологии ремонта с применением ручной дуговой сварки технологических трубопроводов, эксплуатируемых в сероводородной среде.

## Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки.

## Конфликт интересов

Автор заявляет об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 05.06.2022

Поступила после рецензирования 27.07.2022

Принята к публикации 02.08.2022

## REPAIR TECHNOLOGY OF PRODUCT PIPELINES OPERATED IN A HYDROGEN SULFIDE ENVIRONMENT

Z.R. MUKHAMETZANOV, Dr. Sci. (Engineering)

Ufa State Petroleum Technological University, Cosmonauts str., 1, Ufa, 450064, Russian Federation

### Abstract

*Introduction.* The article discusses the improved repair technologies of pipeline material saturated with hydrogen sulfide, which should replace conventional repair methods that ignore operational features in a hydrogen sulfide environment.

*The aim* of this work is to develop a technology for repairing pipelines operated in a hydrogen sulfide environment by manual arc welding using a consumable electrode.

*Materials and methods.* Full-scale experiments were carried out to achieve the goals. A section of an industrial pipeline was selected as a test sample, whose service life in a hydrogen sulfide environment at the hydrocracking unit of an oil refinery equals about 10 years. Degassing, i.e., the removal of diffusion atomic hydrogen from the metal in the repairing area, was carried out using electric heating devices. The surfacing of the pipe edges using a layer of austenitic or ferritic metal was carried out by manual arc welding.

*Results.* The developed technology for repairing pipelines operated in a hydrogen sulfide environment by manual arc welding using a consumable electrode involves degassing and surfacing the edges with metal having the same composition as the parent material. Here, the positive effect of surfacing lies in the fine distribution of non-metallic inclusions in the remolten metal and a favorable change in their shape and chemical composition.

*Conclusions.* The efficiency of the repair technology of industrial pipelines using welding is achieved by taking into account the properties of a transported product and its influence on the welding process. When developing the welding technology of industrial pipelines operated in the hydrogen sulfide environment, such basic measures as preliminary degassing of pipe metal, preliminary surfacing, and heat treatment of pipe edges are substantiated.

**Keywords:** industrial pipeline, hydrogen sulfide environment, manual arc welding, degassing, edge surfacing, heat treatment

**For citation:** Mukhametzyanov Z.R. Repair technology of product pipelines operated in a hydrogen sulfide environment. *Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2022;35(4):156–163. (In Russ.) [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-156-163](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-156-163)

### Author contribution statement

Mukhametzyanov Z.R. – identification, substantiation, and development of repair techniques using manual arc welding of industrial pipelines operated in a hydrogen sulfide environment.

### Funding

No funding support was obtained for the research.

### Conflict of interest

The author declares no conflict of interest.

Received 05.06.2022

Revised 27.07.2022

Accepted 02.08.2022

## Введение

На объектах нефтегазового комплекса РФ в настоящее время находится в эксплуатации большое количество изношенного оборудования, в том числе и технологических трубопроводов. Такая ситуация является причиной техногенных аварий, причиняющих большой ущерб экономике предприятий нефтегазоперерабатывающего комплекса. Одной из причин считается некачественное проведение ремонтных работ и реконструкции технологических трубопроводов после сверхнормативной эксплуатации. Поэтому возникает необходимость разработки эффективных способов восстановления работоспособности данного вида оборудования [1–7].

## Постановка задачи исследования

Основным способом ремонта технологических трубопроводов является сварка. Для этого используется большое количество способов, но основным остается ручная дуговая сварка плавящимся электродом [8].

При проектировании технологических трубопроводов нефтегазоперерабатывающего комплекса чаще всего используется материал сталь 20. Сталь 20 – конструкционная углеродистая сталь, химический состав которой представлен в табл. 1.

Проблемой сварки и ремонта технологических трубопроводов, изготовленных из стали 20, является выполнение замены изношенных участков трубопроводов, эксплуатируемых в агрессивной среде сероводорода. Результатом эксплуатации в таком режиме является насыщенность материала трубопровода сероводородом, вследствие чего при сварке по традиционной технологии сварки новой трубы с эксплуатируемой не удается достичь качественного сварного соединения [9].

## Результаты исследований

Для разработки новой технологии сварки была выбрана для исследований труба со следующими параметрами: материал – сталь 20; диаметр – 57 мм; толщина – 5 мм. Исследуемый образец продолжительное время работал в агрессивной среде, в частности в среде сероводорода на установке гидрокрекинга нефтеперерабатывающего завода.

Перед проведением экспериментальных и исследовательских работ испытываемые образцы были подвержены входному контролю: стилископированию металла, замеру твердости, толщины и диаметра трубы. Результаты подтвердили насыщение металла трубы сероводородом, что привело к структурным и геометрическим изменениям. Поэтому предварительно

Таблица 1

### Химический состав стали 20

Table 1

### Chemical composition of steel 20

C	Si	Mn	Ni	S	P	Cr	N	Cu	As
< 0,17–0,24	0,17–0,37	0,35–0,65	< 0,3	< 0,04	< 0,035	< 0,25	< 0,008	< 0,3	< 0,08

была проведена дегазация металла трубы с целью удаления из металла в зоне ремонта диффузионно-подвижного атомарного водорода [10].

Дегазация проводилась устройствами электрического нагрева равномерным нагревом участка металла, включающего непосредственную зону выборки дефекта и сварки, и прилегающую зону шириной, равной 3–4 толщинам стенки ремонтируемого элемента в каждую сторону, при температуре на 50 °С выше температуры рабочего продукта, но не ниже 300–350 °С в течение 0,5 часа (рис. 1) [11].

При дегазации кроме задачи по удалению из металла в зоне ремонта диффузионно-подвижного атомарного водорода решается и задача по исключению кипения металла в процессе сварки, особенно корневых швов, и образования в нем пор и трещин.

Следующим этапом эксперимента является предварительная наплавка кромок свариваемых частей трубы. Сущность этой операции состоит в том, что перед сваркой на кромки наплавляется слой аустенитного или ферритного металла. Это позволяет предупредить образование околошовных трещин типа отколов вследствие благоприятного безнапряженного состояния на границе раздела: металл шва – основной металл.

Применение наплавки кромок позволяет осуществить полную термообработку деталей с наплавленными кромками и полностью устранить неблагоприятные структурные изменения в околошовной зоне даже в том случае, когда термообработка после сварки невозможна или затруднена (рис. 2).

Наплавка кромок металлом того же состава, что и основной металл, или переплав кромок неплавящимся электродом также значительно повышают стойкость соединений против образования отколов. В этом случае положительное влияние наплавки обусловлено мелкодисперсным распределением в переплавленном металле неметаллических включений



**Рис. 1.** Дегазация участка старой трубы перед наплавкой

**Fig. 1.** Degassing of an old pipe section prior to welding



**Рис. 2.** Предварительная наплавка кромки «старой» трубы

**Fig. 2.** Preliminary surfacing of "old" pipe edge

и благоприятным изменением их формы и химического состава. В процессе сварки было выявлено, что дуга после дегазации горит устойчивее.

Перед наплавкой производится проковка электродов типа Э50А УОНИИ 13/55 (LB-52U) по следующему режиму: нагрев до температуры 350–400 °С, выдержка 1–2 часа.

После проведения наплавки проводилась термическая обработка наплавленного участка. Ее назначение заключается в снятии внутренних напряжений в металле, возникших в процессе изготовления элементов оборудования (при сварке, гибке листов, вальцовке и т. д.).

Термообработка производилась по режиму высокого отпуска: нагрев до температуры 600–630 °С, скорость нагрева с 300 °С – не более 150 °С/час, время выдержки – 2,5 минуты на 1 мм толщины стенки трубы, но не менее 1 часа, скорость охлаждения – не более 150 °С/час до 300 °С, далее – на спокойном воздухе или под слоем теплоизоляции.

После получения удовлетворительных результатов наплавки кромок трубы была проведена сварка бывшей в эксплуатации трубы с новой ремонтной трубой.

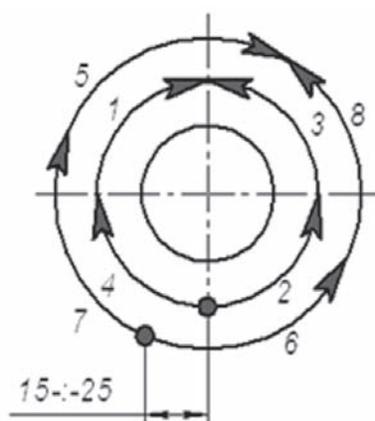
Сборка стыков труб под сварку осуществлялась с использованием центровочных приспособлений, обеспечивающих требуемую соосность стыкуемых труб и равномерный зазор по всей окружности стыка, а также с помощью прихваток или привариваемых на расстоянии 50–70 мм от торца труб временных технологических креплений (рис. 3).

Сварка проводилась короткой дугой, особенно при использовании электродов с основным покрытием, для которых длина дуги должна быть не более диаметра электрода. При этом соблюдались следующие условия: как можно реже обрывалась дуга; сварка начиналась в разделке или на наплавленном металле; кратер шва тщательно заплывлялся частыми короткими замыканиями электрода; не выводился кратер на основной металл; при смене электрода или случайных обрывах дуги сварка возобновлялась с отступом 15–20 мм назад от кратера и предварительной очисткой этого места от шлака и окалины [12].

Сварка стыка выполнялась по условиям производства при неповоротном положении стыка (рис. 4).



**Рис. 3.** Центратор ЦЗН 57 (диаметр трубы 57 мм)  
**Fig. 3.** Pipe alignment clamp TSN 57 (pipe diameter of 57 mm)



**Рис. 4.** Порядок сварки первого (корневого) и последующих слоев при сварке неповоротного вертикального стыка диаметром до 273 мм. 1–8 – порядок сварки первого (корневого) и последующих слоев шва  
**Fig. 4.** Order of welding first (root) and subsequent passes of a vertical-fixed joint having a diameter of up to 273 mm. 1–8 – order of welding first (root) and subsequent passes

Процесс сварки проходил в нормальных условиях. Свариваемость при этом была хорошей, не было прилипания электрода (рис. 5).

После окончания сварки проведен контроль качества сварного соединения ВИК (визуальный измерительный контроль) – 100 %, ЦД (цветная дефектоскопия) в объеме 100 % для выявления поверхностных трещин (рис. 6).

По итогам контроля дефектов не обнаружено. Для полного контроля стыка проведен УЗК (ультразвуковой контроль) стыка (рис. 7). УЗК не показал наличие дефектов в данном сварном шве. Поэтому стык был признан годным, без единого дефекта.



**Рис. 5.** Стыковое соединение после наплавки кромок и термообработки  
**Fig. 5.** Butt joint following edge welding and heat treatment



**Рис. 6.** Цветная дефектоскопия сварного соединения  
**Fig. 6.** Dye penetrant testing of weld joint



**Рис. 7.** Ультразвуковой контроль сварного соединения  
**Fig. 7.** Ultrasonic testing of weld joint

## Выводы

Эффективность технологии ремонта технологических трубопроводов с применением сварки достигается с учетом при ее разработке свойств транспортируемого продукта и его влиянием на процессы технологического процесса сварки.

При разработке технологии сварки технологических трубопроводов, эксплуатируемых в среде сероводорода, были обоснованы и предложены следующие мероприятия:

- предварительная дегазация металла труб;
- предварительная наплавка и термическая обработка кромок эксплуатируемой трубы;
- рекомендована технология ручной дуговой сварки с выполнением следующих условий: как можно реже обрывать дугу; сварку начинать в разделке или на наплавленном металле; кратер шва тщательно заплавлять частыми короткими замыканиями электрода; не выводить кратер на основной металл; при смене электрода или случайных обрывах дуги сварку возобновлять, отступив 15–20 мм назад от кратера и предварительно очистив это место от шлака и окалины

Результатами практического применения предлагаемой технологии сварки подтверждена высокая эффективность разработанной технологии сварки технологических трубопроводов, эксплуатируемых в среде сероводорода.

## Список литературы

1. *Zaripov M.Z., Fairushin A.M., Karetnikov D.V.* Conditions of possible application of vibration processing in the course of welding. *Materials Science Forum*. 2019;946 MSF:883–888. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/msf.946.883>
2. *Файрушин А.М., Каретников Д.В., Зарипов М.З., Карпов А.Л.* Повышение стойкости к коррозии металла сварных соединений корпусов нефтеперерабатывающих и нефтехимических аппаратов. *Башкирский химический журнал*. 2011;18(2):124–127.
3. *Файрушин А.М., Шарафиев Р.Г., Зарипов М.З., Каретников Д.В., Латыпов А.А.* Изготовление сварных нефтехимических аппаратов с применением вибрационной обработки. *Управление качеством в нефтегазовом комплексе*. 2012;(4):30–32.
4. *Mukhametzyanov Z.R., Kulakov P.A., Rubtsov A.V., Churakov Yu.A.* Modeling a composite assembly for repair of trunk pipelines. *Journal of Physics: Conference Series*. 2020;1582(1):012055. <https://doi.org/10.1088/1742-6596/1582/1/012055>
5. *Rubtsov A.V., Kulakov P.A., Mukhametzyanov Z.R., Farshatov A.R., Bayazitov M.I., Kovshova Y.S., Gimaltidinov I.K.* Modeling a stressed-deformed state of a technological pipeline with a displacement of edges. *Journal of Physics: Conference Series*. 2020;1661(1):012078. <https://doi.org/10.1088/1742-6596/1661/1/012078>
6. *Rubtsov A.V., Kulakov P.A., Mukhametzyanov Z.R., Bayazitov M.I., Arkhipova K.S., Gimaltidinov I.K.* Modeling a stressed-deformed state of a technological apparatus. *Journal of Physics: Conference Series*. 2020;1661(1):012079. <https://doi.org/10.1088/1742-6596/1661/1/012079>
7. *Зарипов М.З., Ибрагимов И.Г., Ризванов Р.Г., Файрушин А.М., Мухаметзянов З.Р.* Исследование влияния вибрационных и ультразвуковых колебаний в процессе сварки на свойства сварных соединений нефтегазового оборудования из стали 12х18н10т [интернет]. *Нефтегазовое дело*. 2010;(2). Режим доступа: <http://ogbus.ru/article/view/issledovanie-vliyaniya-vibratsionnyh-i-ultrazvukovykh-kolebaniy-v-processe-svarki-na-svoystva-svarnykh-soedinenij-neftegazovogo-oborudovaniya-iz-stali-12x18n10t>
8. *Петров Г.Л., Тумарев А.С.* Теория сварочных процессов (с основами физической химии). Москва: Высш. шк.; 1977.
9. *Гафаров Н.И., Кушнеренко В.М., Гринцов А.С., и др.* Сварка трубопроводов, транспортирующих сероводородсодержащие нефтегазовые среды. Москва: ИРЦ Газпром; 1997.
10. *Фролов В.В.* Поведение водорода при сварке плавлением. Москва: Машиностроение; 1966.

11. Р 395-80 Рекомендации по технологии дуговой сварки трубопроводов, транспортирующих газ, содержащий сероводород с парциальным давлением до 0,1 кгс/см<sup>2</sup>. Москва: Всесоюзный научно-исследовательский институт по строительству магистральных трубопроводов (ВНИИСТ); 1981.
12. Соколов Е.В. Справочник по сварке. Т. 1. Москва: Государственное научно-техническое издательство машиностроительной литературы; 1960.

## References

1. Zariпов M.Z., Fairushin A.M., Karetnikov D.V. Conditions of possible application of vibration processing in the course of welding. *Materials Science Forum*. 2019;946 MSF:883–888. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/msf.946.883>
2. Fayrusnin A.M., Karetnikov D.V., Zariпов M.Z., Karpov A.L. Increasing the corrosion resistance of metal welded joints of oil refining and petrochemical apparatus housings. *Bashkirskii khimicheskii zhurnal = Bashkir chemical journal*. 2011;18(2):124–127 [in Russian].
3. Fayrusnin A.M., Sharafeev R.G., Zariпов M.Z., Karetnikov D.V., Latypov A.A. Manufacture of welded petrochemical devices using vibration treatment. *Upravlenie kachestvom v neftegazovom komplekse = Quality Management in Oil and Gas Industry*. 2012;(4):30–32 [in Russian].
4. Mukhametzyanov Z.R., Kulakov P.A., Rubtsov A.V., Churakov Yu.A. Modeling a composite assembly for repair of trunk pipelines. *Journal of Physics: Conference Series*. 2020;1582(1):012055. <https://doi.org/10.1088/1742-6596/1582/1/012055>
5. Rubtsov A.V., Kulakov P.A., Mukhametzyanov Z.R., Farshatov A.R., Bayazitov M.I., Kovshova Y.S., Gimaltidinov I.K. Modeling a stressed-deformed state of a technological pipeline with a displacement of edges. *Journal of Physics: Conference Series*. 2020;1661(1):012078. <https://doi.org/10.1088/1742-6596/1661/1/012078>
6. Rubtsov A.V., Kulakov P.A., Mukhametzyanov Z.R., Bayazitov M.I., Arkhipova K.S., Gimaltidinov I.K. Modeling a stressed-deformed state of a technological apparatus. *Journal of Physics: Conference Series*. 2020;1661(1):012079. <https://doi.org/10.1088/1742-6596/1661/1/012079>
7. Zariпов M.Z., Ibragimov I.G., Rizvanov R.G., Fayrusnin A.M., Mukhametzyanov Z.R. Investigation of the influence of vibration and ultrasonic vibrations in the welding process on the properties of welded joints of oil and gas equipment made of steel 12x18n10t [internet]. *Neftegazovoe delo*. 2010;(2). Available at: <http://ogbus.ru/article/view/issledovanie-vliyanija-vibracionnyx-i-ultrazvukovyx-kolebanij-v-processe-svarki-na-svoystva-svarnyx-soedinenij-neftegazovogo-oborudovaniya-iz-stali-12x18n10t> [in Russian].
8. Petrov G.L., Numarev A.S. *Theory of welding processes (with the basics of physical chemistry)*. Moscow: Vysshaya shkola Publ.; 1977 [in Russian].
9. Gafarov N.I., Kushnerenko V.M., Griptsov A.S., et al. *Welding of pipelines transporting hydrogen sulfide-containing oil and gas media*. Moscow: IRTS Gazprom; 1977 [in Russian].
10. Frolov V.V. *Behavior of hydrogen during fusion welding*. Moscow: Mashinostroenie Publ.; 1966 [in Russian].
11. Р 395-80. Recommendations on the technology of arc welding of pipelines transporting gas containing hydrogen sulfide with a partial pressure of up to 0.1 kgf /cm<sup>2</sup>. Moscow: All-Union Research Institute for the Construction of Trunk Pipelines (VNIIST); 1981 [in Russian].
12. Sokolov E.V. *Welding Handbook*. Vol. 1. Moscow: State Scientific and Technical Publishing House of Machine-building Literature; 1960 [in Russian].

## Информация об авторе / Information about the author

**Зинур Ришатович Мухаметзянов**, д-р техн. наук, доцент, доцент кафедры «Автомобильные дороги и технология строительного производства» ФГБОУ ВО «Уфимский государственный нефтяной технический университет», Уфа

e-mail: zinur-1966@mail.ru

тел.: +7 (917) 780-35-05

**Zinur R. Mukhametzyanov**, Dr. Sci. (Engineering), Associate Professor, Department of Highways and Technology of Construction Operation, Ufa State Petroleum Technological University, Ufa

e-mail: zinur-1966@mail.ru

tel.: +7 (917) 780-35-05

# ИСПОЛЬЗОВАНИЕ КУПЕРШЛАКА ДЛЯ ОБРАБОТКИ ПОВЕРХНОСТЕЙ ФРИКЦИОННЫХ СОЕДИНЕНИЙ НА ВЫСОКОПРОЧНЫХ БОЛТАХ

М.Ю. РОЖКОВ<sup>1,✉</sup>

Е.Ю. РОЖКОВ<sup>2</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, Российская Федерация

<sup>2</sup>ООО «Цветной бульвар», пр. Маркса, д. 20, г. Обнинск, 249035, Российская Федерация

## Аннотация

**Введение.** В статье рассмотрены результаты испытаний образцов фрикционных соединений на высокопрочных болтах с обработкой контактных поверхностей купершлаком фракцией 0,5–2,5 мм (способ обработки, использованный непосредственно на строительной площадке для монтажа стальных конструкций покрытия концертного зала). Выполнена дополнительная оценка несущей способности образцов с учетом локальных повреждений фрикционных поверхностей, выявленных на монтаже вокруг отверстий для болтов.

**Цель.** Определение фактического коэффициента трения  $\mu$  фрикционных соединений при обработке контактных поверхностей купершлаком фракцией 0,5–2,5 мм с целью подтверждения проектного коэффициента трения  $\mu = 0,42$ .

**Материалы и методы.** Изготовление и испытание образцов фрикционных соединений выполнено согласно требованиям СТП 006-97 «Устройство соединений на высокопрочных болтах в стальных конструкциях мостов». Каждый образец – пакет из трех пластин толщиной 16, 25 и 16 мм из стали С355 по ГОСТ 27772-2015, стянутых высокопрочным болтом М27 (10.9) по ГОСТ 52644. Выполнены контрольные испытания трех групп образцов с различными типами обработки контактных поверхностей: № 1 – заводская, № 2 – обработка купершлаком фракцией 0,5–2,5 мм, № 3 – обработка купершлаком фракцией 0,5–2,5 мм с искусственно созданным дефектом вокруг отверстия для болта.

**Результаты.** На основании полученных результатов испытаний принято решение о допустимости дальнейшего использования купершлака как способа обработки поверхностей фрикционных соединений, используемого непосредственно на строительной площадке.

**Выводы.** Обработка фрикционных поверхностей купершлаком фракцией 0,5–2,5 мм позволяет получить коэффициент трения  $\mu$  не ниже проектного 0,42 (в данных конкретных условиях даже с учетом выявленных локальных дефектов, смоделированных при проведении испытаний). Обработка фрикционных поверхностей купершлаком не регламентируется нормативными документами, но приобретает большую популярность. Использование купершлака (в том числе различных фракций) требует дополнительных исследований с целью возможного включения данного метода обработки фрикционных поверхностей в нормативные документы.

**Ключевые слова:** высокопрочные болты, фрикционная поверхность, коэффициент трения, купершлак, испытания, несущая способность, дефект

**Для цитирования:** Рожков М.Ю., Рожков Е.Ю. Использование купершлака для обработки поверхностей фрикционных соединений на высокопрочных болтах. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2022;35(4):164–173. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-164-173](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-164-173)

**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 24.10.2022

Поступила после рецензирования 28.11.2022

Принята к публикации 06.12.2022

## USE OF COOPER SLAG FOR SURFACE TREATMENT OF SLIP-CRITICAL HIGH-STRENGTH BOLTS

M.Yu. ROZHKOVA<sup>1,✉</sup>

E.Yu. ROZHKOVA<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, 2nd Institutskaya str., 6, bld. 1, Moscow, 109428, Russian Federation

<sup>2</sup>Tsvetnoy Boulevard, Marx ave., 20, Obninsk, 249035, Russian Federation

**Abstract**

*Introduction.* The article discusses the results of testing slip-critical high-strength bolts whose contact surfaces are treated using copper slag having a fraction of 0.5–2.5 mm (this processing method was used directly on the construction site for the installation of roof steel structures covering a concert hall). An additional assessment of the bearing capacity of the samples was carried out factoring in local damage to the friction surfaces detected around bolt holes during installation.

*Aim.* In this work, the actual friction coefficient  $\mu$  of friction joints was determined when processing contact surfaces using a copper slag of a fraction of 0.5–2.5 mm in order to confirm the design friction coefficient of  $\mu = 0.42$ .

*Materials and methods.* The manufacturing and testing of samples of friction joints were carried out following company standard 006-97 "High-strength bolts in steel structures of bridges". Each sample comprised a stack of three steel C355 plates having a thickness of 16, 25, and 16 mm (GOST 27772-2015), tightened using a high-strength bolt M27 (10.9) (GOST 52644). The control tests of three groups of samples where contact surfaces were treated differently were carried out: No. 1 – factory, No. 2 – treatment using copper slag of a fraction of 0.5–2.5 mm, No. 3 – treatment using copper slag of a fraction of 0.5–2.5 mm, with an artificial defect created around the bolt hole.

*Results.* On the basis of the obtained test results, it was concluded whether the further treatment of the surface of friction joints using copper slag can be employed directly on the construction site.

*Conclusions.* The treatment of friction surfaces using a copper slag of a fraction of 0.5–2.5 mm offered a friction coefficient  $\mu$  at or above that of the design value (0.42) (in these specific conditions, even including the identified local defects modeled during testing). Although such treatment remains unregulated by regulatory documents, it is gaining great popularity. Therefore, it is necessary to carry out additional research on the use of copper slag (including various fractions) in order to substantiate the introduction of this method in regulatory documents.

**Keywords:** high-strength bolts, friction surface, friction coefficient, copper slag, tests, bearing capacity, defect

**For citation:** Rozhkov M.Yu., Rozhkov E.Yu. Use of cooper slag for surface treatment of slip-critical high-strength bolts. *Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2022;35(4):164–173. (In Russ.) [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-164-173](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-164-173)

### **Author contribution statements**

All authors have contributed equally to the work.

### **Funding**

No funding support was obtained for the research.

### **Conflict of interest**

The authors declare no conflict of interest.

*Received 24.10.2022*

*Revised 28.11.2022*

*Accepted 06.12.2022*

## **Введение**

Фрикционные соединения на высокопрочных болтах имеют большую популярность в качестве монтажных стыков отправочных марок и отдельных элементов стальных конструкций на многих объектах Российской Федерации. Наиболее часто фрикционные соединения используются при стыке элементов большепролетных и крупногабаритных конструкций [1–3]. Несмотря на популярность фрикционных соединений, при их реализации возникает большое количество сложностей, проблем и вопросов, требующих оперативного решения непосредственно на строительной площадке. При этом решения многих вопросов зачастую оказываются за пределами существующей нормативной базы по конструированию, расчету и монтажу фрикционных соединений и чаще всего полностью решаются за счет опыта и компетенции авторов проекта, технического надзора и научно-технического сопровождения.

Рассмотрим некоторые сложности, с которыми пришлось столкнуться при монтаже стальных конструкций покрытия одного из концертных залов в Московской области.

## **Конструктивные особенности**

Основные несущие металлоконструкции покрытия концертного зала представлены:

- тремя параллельными главными фермами пролетом 63,0–76,8 м и шагом 22,5 м, высота ферм в осях 5,3 м;
- промежуточными второстепенными фермами пролетом 22,5–29,0 м, высота ферм в осях переменная от 2,3 до 5,3 м;
- системой связей (горизонтальных и наклонных связевых элементов), прогонов и контурных балок.

Стержневые элементы главных и второстепенных ферм – двутавровые (сварные и прокатные), связевые элементы – квадратные трубы.

Опираение главных и второстепенных ферм на нижележащие железобетонные конструкции выполнено через специальные опорные части: шарнирно-неподвижные и подвижные.

Монтажные соединения элементов решетки и поясов ферм (как главных, так и второстепенных) – фрикционные на высокопрочных болтах М24, М27 и М30 класса прочности 10.9 климатического исполнения ХЛ по ГОСТ Р 52643. Гайки для высокопрочных болтов – по ГОСТ Р 52645 (класса прочности 10), шайбы – по ГОСТ Р 52646. Проектом предусматривается обработка контактных поверхностей дробеметным или дробеструйным способом до коэффициента трения не менее 0,42.

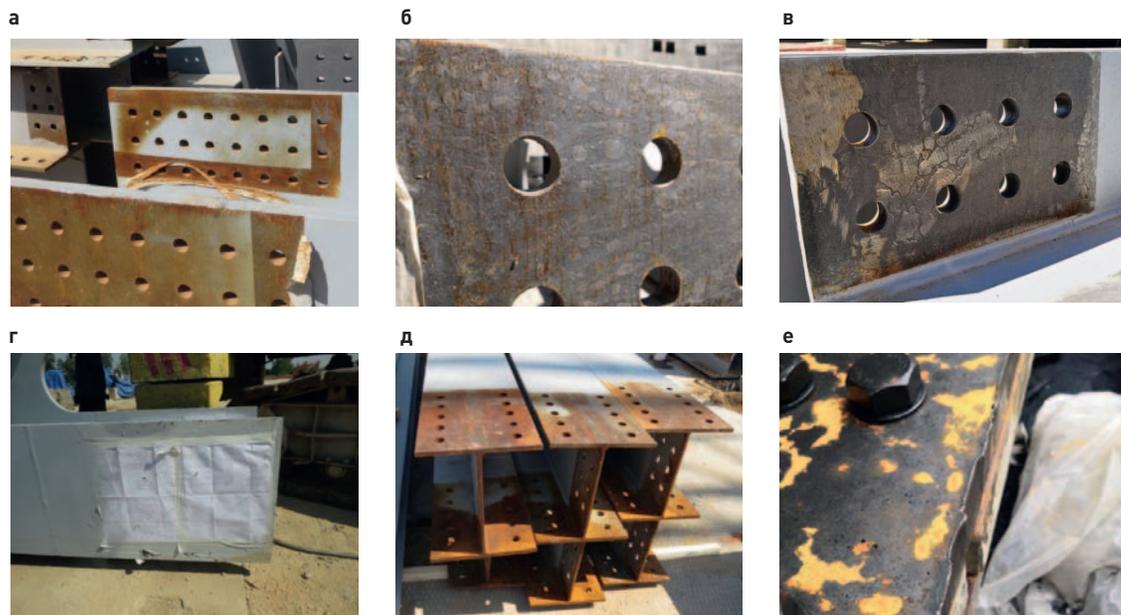
## Возникшие проблемы на монтаже

Приемка и освидетельствование конструкций, находившихся на строительной площадке и приходящих с завода-изготовителя, показали, что элементы не могут сразу же быть использованы для монтажа, так как часть фрикционных поверхностей ошибочно окрашена непосредственно на заводе-изготовителе, на поверхностях осталась прокатная окалина, фрикционные поверхности на заводе-изготовителе закрывались бумажными чертежами, что при долгом складировании конструкций на открытом воздухе привело к их значительным коррозионным повреждениям (рис. 1).

Выявленные недостатки указывали на необходимость повторной обработки фрикционных поверхностей непосредственно на строительной площадке (либо повторной отправке элементов на завод-изготовитель, что чаще всего приводит к значительным задержкам сроков «обратной» поставки конструкций и последующих сроков монтажа).

По мере подготовки конструкций к сборке также выявлены локальные выступающие заусенцы, задиры и замятия по краям стыкуемых элементов и накладок, а также вокруг отверстий для болтов, которые не позволяли плотно собрать фрикционные соединения (рис. 1 е).

К сожалению, указанные дефекты были «устранены» достаточно варварским способом путем их механической зачистки, что привело к образованию новых «искусственных» повреждений фрикционных поверхностей: зашлифованных участков глубиной до 0,7 мм вокруг отверстий для болтов и на других участках фрикционных поверхностей (рис. 2).



**Рис. 1.** Техническое состояние фрикционных поверхностей на момент начала монтажа:

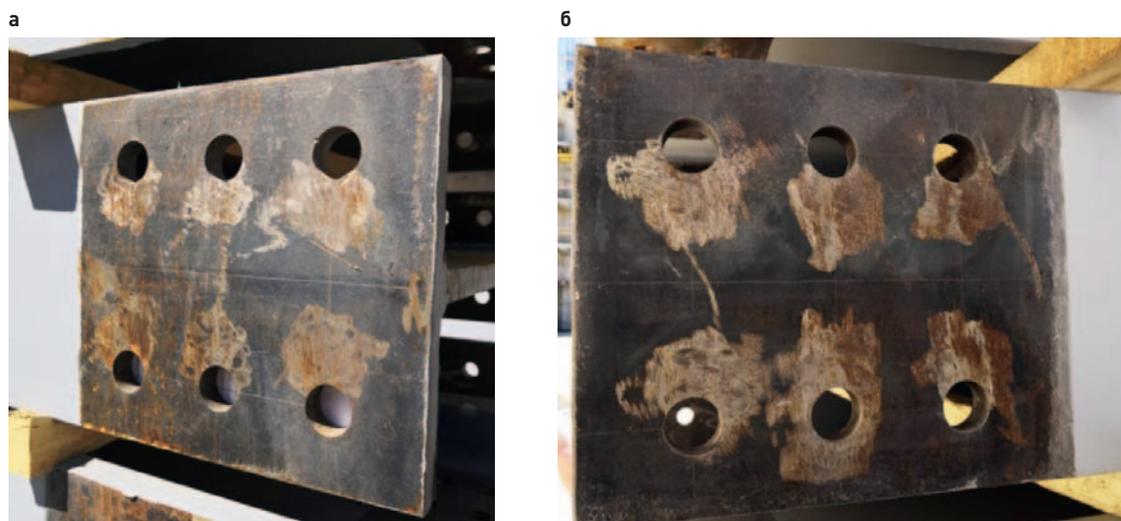
а – поверхность ошибочно окрашена на заводе-изготовителе; б, в – прокатная окалина на фрикционных поверхностях; г – заводская «защита» поверхностей бумажными чертежами; д – коррозионные повреждения после долгого складирования на открытом воздухе; е – замятие краев накладок, приводящее к их неплотному примыканию

**Fig. 1.** Technical condition of friction surfaces at the beginning of installation:

а – surface painted by an error at a factory; б, в – mill scale on friction surfaces; г – factory “protection” of surfaces using drawings; д – corrosion damage following long storing in open air; е – deformation of edges of junction plates, leading to their loose fit

Повторная обработка фрикционных поверхностей выполнялась силами завода-изготовителя непосредственно на строительной площадке абразивным способом с использованием купершлака фракцией 0,5–2,5 мм. Использование данного материала позволило значительно улучшить качество подготовки поверхностей (в частности, полностью устранить прокатную окалину).

Необходимо отметить, что обработка фрикционных поверхностей купершлаком не регламентируется нормативными документами [4] и различными стандартами организаций [5], однако приобретает все большую популярность на строительных площадках. Также данный метод противоречит требованиям проекта и не позволяет устранить зашлифованные «дефектные» участки вокруг отверстий для болтов.



**Рис. 2.** Дефекты фрикционных поверхностей, созданные при устранении заусенцев и замятий: зашлифованные участки глубиной до 0,7 мм вокруг отверстий для болтов

**Fig. 2.** Defects of friction surface occurring due to treatment of rough edges and jams: sanded areas of up to 0.7 mm deep around bolt holes



**Рис. 3.** Общий вид фрикционных поверхностей после обработки купершлаком:

- а – фракция купершлака;
- б – поверхность с локальным заводским дефектом после обработки купершлаком;
- в – поверхность с протяженными зашлифованными участками

**Fig. 3.** General view of friction surfaces following treatment using copper slag:

- а – fraction of copper slag;
- б – surface characterized by local factory defect following processing using copper slag;
- в – surface characterized by extended sanded sections

## Проведение испытаний и анализ полученных результатов

Для оценки качества заводской обработки фрикционных поверхностей и подтверждения требуемого проектом коэффициента трения 0,42 соединений, обработанных купершлаком, выполнены контрольные испытания образцов в следующем объеме.

1. Группа № 1. Соединения с заводской подготовкой фрикционных поверхностей (без дефектов и без обработки купершлаком).

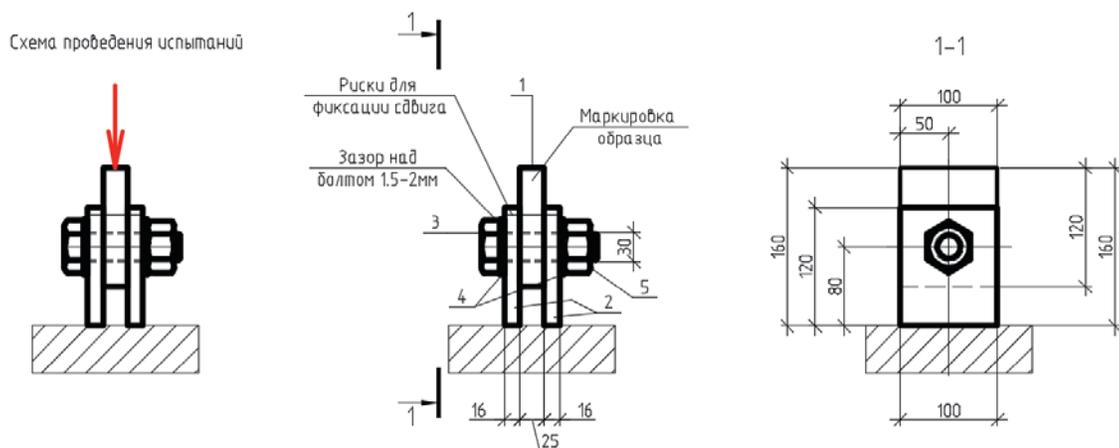
2. Группа № 2. Соединения, обработанные купершлаком фракцией 0,5–2,5 мм.

3. Группа № 3. Соединения с искусственно созданным дефектом вокруг отверстия и последующей обработкой купершлаком фракцией 0,5–2,5 мм.

Изготовление и испытание образцов фрикционных соединений выполнено согласно требованиям СТП 006–97 «Устройство соединений на высокопрочных болтах в стальных конструкциях мостов» [6].

Изготовление образцов выполнено на заводе-изготовителе металлоконструкций, подготовка к испытаниям (обработка фрикционных поверхностей купершлаком, затяжка болтов и торцовка опорных частей пластин) – непосредственно на строительной площадке. При сборке контрольных образцов использовались те же ключи и мультипликаторы, что и для сборки соединений отпавочных марок ферм покрытия.

Для группы № 3 искусственные дефекты создавались на центральной пластине образца (поз. 1, рис. 4). Так как зашлифованные участки не имеют четких габаритов и системы в расположении, дефекты создавались с двух сторон пластины асимметрично друг относительно друга. Габариты дефекта (зашлифованной зоны вокруг отверстия) приняты, исходя



**Рис. 4.** Схема проведения испытаний и устройства образца

1 – основной элемент из стали С355 по ГОСТ 27772–2015 толщиной 25 мм; 2 – накладки (боковые пластины) из стали С355 по ГОСТ 27772–2015 толщиной 16 мм – 2 шт.; 3 – высокопрочный болт М27 ГОСТ 52644 класс прочности 10.9 климатического исполнения ХЛ ГОСТ Р 52643; 4 – шайбы 27 ГОСТ Р 52646 – 2 шт.;

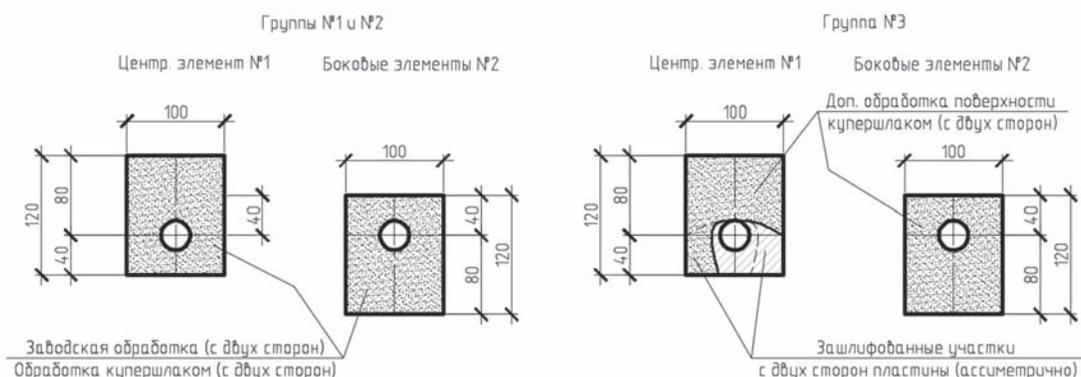
5 – гайка М27 ГОСТ 52645, класс прочности 10

**Fig. 4.** Testing scheme and sample structure

1 – main element made of steel С355 as per GOST 27772–2015 having a thickness of 25 mm; 2 – junction plates (side plates) made of steel С355 as per GOST 27772–2015 having a thickness of 16 mm – 2 pcs.; 3 – high-strength bolt М27 as per GOST 52644, strength class 10.9, climatic category ХL GOST R 52643; 4 – spacer disks 27 as per GOST R 52646 – 2 pcs.; 5 – nut М27 as per GOST 52645, strength class 10



**Рис. 5.** Общий вид элементов образца с искусственно созданным дефектом вокруг отверстия для болта  
**Fig. 5.** General view of sample elements having artificial defect around bolt hole



**Рис. 6.** Подготовка поверхностей испытываемых групп образцов  
**Fig. 6.** Surface pre-treatment of samples in reference groups

из исключения из работы примерно четверти контактной поверхности вокруг отверстия для болта (рис. 5).

Для зашлифованных участков, в которых величина дефекта превышала 25–50 % контактной поверхности вокруг болта, выполнен уточняющий поверочный расчет с учетом полного исключения из работы болтов, попадающих в зону этих дефектов.

Перед проведением испытаний плотность стяжки пакетов проверена щупом 0,3 мм: (положение п. 4.6.14 СП 70.13330.2012 в части контроля сборки фрикционных соединений [7]):

1. Группы № 1 и 2 – щуп 0,3 мм не проникает в собранный пакет.
2. Группа № 3 (образцы с дефектом) – щуп 0,3 мм достает до тела болта непосредственно в зонах расположения искусственно созданных дефектов, на остальных участках щуп 0,3 мм не проникает в собранный пакет.

Для каждого испытанного образца коэффициент трения рассчитан по формуле:

$$\mu = \frac{Q_{bh \text{ эксп}} \times \gamma_h}{k \times n \times R_{bh} \times A_{bn}}$$

где  $Q_{bh \text{ эксп}}$  – фактическое усилие сдвига, установленное на основании испытаний каждого образца.

Таблица

**Результаты испытаний образцов с различным типом подготовки  
фрикционных поверхностей**

Table

**Test results of sample friction surfaces pre-treated under various conditions**

№ группы	Тип подготовки поверхности	Фактический коэффициент трения		
		минимальный	максимальный	средний
1	заводская	0,35	0,48	0,42
2	купершлак	0,42	0,52	0,47
3	дефект+купершлак	0,42	0,50	0,46

### Анализ полученных результатов

1. Заводская обработка фрикционных поверхностей не позволяла получить требуемый проектом коэффициент трения 0,42 (минимальный фактический коэффициент трения оказался равен 0,35). Все фрикционные поверхности даже визуально имели различную подготовку, что ожидаемо привело к большому разбросу полученных результатов.

2. Используемый на строительной площадке способ подготовки фрикционных поверхностей (обработка купершлаком фракцией 0,5–2,5 мм) позволяет получить коэффициент трения  $\mu$  не ниже проектного 0,42 (в данных конкретных условиях даже с учетом выявленных локальных дефектов, смоделированных при проведении испытаний). Отметим, что схожие коэффициенты трения образцов с купершлаком получены и в результате других испытаний, выполненных в ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко [1].

Вместе с тем проведенное относительно небольшое количество испытаний не позволяет распространить полученные результаты на весь метод в целом (обработка фрикционных поверхностей купершлаком фракцией 0,5–2,5 мм) и требует дополнительных исследований. Полученные результаты могли быть использованы в конкретно взятом объекте с учетом изначально известных запасов и принятых предпосылок для расчета (в данном случае – исключение из работы болтов с выявленными дефектными «зашлифованными» участками вокруг отверстий).

3. Обработка фрикционных поверхностей купершлаком не регламентируется нормативными документами, однако приобретает все большую популярность на строительных площадках Российской Федерации. Поэтому использование купершлака (в том числе различных фракций) требует дополнительных исследований с целью возможного включения данного метода обработки фрикционных поверхностей в нормативные документы.

## Список литературы

1. Коваленко А.И., Конин Д.В., Нахвальнов П.В., Соловьев Д.В. Экспериментальное исследование коэффициента трения фрикционных болтовых соединений. Строительная механика и расчет сооружений. 2022;(4):61–66.
2. Алешин В.В., Баранов Д.С., Беликов Ю.М., Берклайд М.М., Бобряшов В.В., Бобряшов В.М., и др. Покрытие большой спортивной арены стадиона «Лужники» г. Москва (проектирование, научные исследования и строительство). Москва: Фортэ; 1998. С. 78–96.
3. Харламов Д.Н., Потапов С.В., Звирь В.И., Новак Ю.В. Применение цинконаполненных грунтовок ЦВЭС в контактных поверхностях фрикционных соединений при строительстве мостов (экспериментальная работа). Дороги. Инновации в строительстве. 2017;(6):58–63.
4. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81\* (с изменением № 3). Москва: Стандартиформ; 2019.
5. СТО 0041-2004. Конструкции стальные строительные. Болтовые соединения. Проектирование и расчет. Москва: ЦНИИПСК им. Мельникова; 2004.
6. СТП 006-97. Устройство соединений на высокопрочных болтах в стальных конструкциях мостов. Москва: Корпорация «Трансстрой»; 1998.
7. СП 70.13330.2012. Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87 (с изменением № 4). Москва: Стандартиформ; 2020.

## References

1. Kovalenko A.I., Konin D.V., Nakhvalnov P.V., Soloviev D.V. Experimental study of the coefficient of friction in slip critical bolt joints. Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzhenii = Structural Mechanics and Analysis of Constructions. 2022;(4):61–66 (in Russian).
2. Aleshin V.V., Baranov D.S., Belikov Yu.M., Berklaid M.M., Bobryashov V.V., Bobryashov V.M., et al. Covering of the large sports arena of the Luzhniki Stadium, Moscow [Design, scientific research and construction]. Moscow: Forte Publ.; 1998. P. 78–96 (in Russian).
3. Kharlamov D.N., Potapov S.V., Zvir V.I., Novak Yu.V. The use of zinc-filled primers of TSVES in contact surfaces of friction joints during the construction of bridges (experimental work). Dorogi. Innovatsii v stroitel'stve [Roads. Innovations in construction]. 2017;(6):58–63 (in Russian).
4. SP 16.13330.2017. Steel structures. Updated version of SNiP II-23-81\* (with change No. 3). Moscow: Standartinform; 2019 (in Russian).
5. STO 0041-2004. Steel construction structures. Bolted connections. Design and calculation. Moscow: TsNIIPSK named after Melnikov; 2004 (in Russian).
6. STP 006-97. The device of connections on high-strength bolts in steel structures of bridges. Moscow: Transstroy Corporation; 1998 (in Russian).
7. SP 70.13330.2012. Load-bearing and enclosing structures. Updated version of SNiP 3.03.01-87 (with change No. 4). Moscow: Standartinform; 2020 (in Russian).

## Информация об авторах / Information about the authors

**Михаил Юрьевич Рожков**<sup>✉</sup>, старший научный сотрудник отдела металлических конструкций ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва  
e-mail: Lmk.rozhkov@gmail.com  
тел.: +7 (926) 247-62-93

**Mikhail Yu. Rozhkov**<sup>✉</sup>, Senior Researcher, Department of Metal Structures of TSNIISK named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: Lmk.rozhkov@gmail.com  
tel.: +7 (926) 247-62-93

**Евгений Юрьевич Рожков**, аспирант АО «НИЦ «Строительство», инженер ООО «Цветной бульвар», Обнинск  
e-mail: re-2308@mail.ru

**Evgeny Yu. Rozhkov**, Post-graduate student of the JSC Research Center of Construction, Engineer of the production and technical department of the Tsvetnoy Boulevard, Obninsk  
e-mail: re-2308@mail.ru

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 691.32:620.193.7

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-174-185](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-174-185)

EDN: MQVBIB

# ПРОБЛЕМЫ ХЛОРИДНОЙ КОРРОЗИИ СТАЛЬНОЙ АРМАТУРЫ

Н.К. РОЗЕНТАЛЬ<sup>1</sup>, д-р техн. наук

Г.В. ЧЕХНИЙ<sup>2,✉</sup>, канд. техн. наук

<sup>1</sup>АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, г. Москва, 109428, Российская Федерация

<sup>2</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.* Многолетний опыт обследования коррозионного состояния железобетонных конструкций показывает, что одно из наиболее опасных воздействий на железобетонные конструкции оказывают хлоридные среды.

Вопросу агрессивного воздействия солей хлоридов на стальную арматуру посвящено большое число отечественных и зарубежных публикаций. Тем не менее вопрос о защите от хлоридной коррозии до настоящего времени остается актуальным.

*Цель работы* – анализ состояния вопроса по указанной проблеме с оценкой методов определения содержания хлоридов в бетоне и предложение способов повышения защитного действия бетона в агрессивных хлоридных средах.

*Материалы и методы.* В настоящей статье рассмотрены вопросы:

- максимально допустимого содержания хлоридов в бетоне;
- связывания хлоридов компонентами цементного камня, роли минералогического состава цемента;
- критической оценки методов определения содержания хлоридов в бетоне;
- снижения диффузионной проницаемости бетона для хлоридов как метода защиты от коррозии.

*Результаты.* Приведены результаты испытаний во влажной атмосфере армированного бетона, приготовленного на портландцементе с различным содержанием алита, белита и трехкальциевого алюмината с введением в бетон различного количества добавки  $\text{CaCl}_2$ .

Указано на трудности определения агрессивных к стальной арматуре свободных хлоридов, не связанных цементным камнем. Поставлен вопрос о необходимости разработки стандарта на метод определения свободных хлоридов в бетоне. До разработки такого стандарта агрессивность хлоридов к стали в бетоне можно оценивать электрохимическим методом.

Показано, что в качестве меры защиты от хлоридной коррозии могут использоваться бетоны особо низкой диффузионной проницаемости, получаемые с помощью современных комплексных добавок, понижающих водопотребность бетонных смесей и изменяющих заряд поверхности цементного камня.

Приведены результаты электрохимического метода определения потенциалов стали в бетоне, колориметрического метода определения хлоридов в бетоне, метода определения диффузионной проницаемости хлоридов в бетоне.

*Выводы.* Коррозионная активность хлоридов по отношению к стальной арматуре зависит от большого числа факторов, в том числе от общего содержания хлоридов, количества свободных, физически и химически связанных хлоридов и других факторов.

Для оценки степени опасности хлоридов, вносимых в бетон с исходными материалами, учитывая зависимость связывания хлоридов от большого числа технологических факторов, целесообразно выполнять

электрохимические испытания стальной арматуры в бетоне согласно ГОСТ 31383 и на основании полученных результатов принимать решение о мерах защиты стальной арматуры в хлоридных средах.

**Ключевые слова:** бетон, стальная арматура, хлоридная коррозия, критическое содержание хлоридов, свободные хлориды, связанные хлориды

**Для цитирования:** Розенталь Н.К., Чехний Г.В. Проблемы хлоридной коррозии стальной арматуры. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2022;35(4):174–185. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-174-185](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-174-185)

#### **Вклад авторов**

Розенталь Н.К. – научное руководство, экспериментальные исследования.

Чехний Г.В. – участие в экспериментальных исследованиях.

#### **Финансирование**

Исследование не имело спонсорской поддержки.

#### **Конфликт интересов**

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

*Поступила в редакцию 11.11.2022*

*Поступила после рецензирования 02.12.2022*

*Принята к публикации 06.12.2022*

## **CHLORIDE CORROSION OF REINFORCING STEEL**

N.K. ROZENTAL<sup>1</sup>, Dr. Sci. (Engineering)

G.V. CHEKHNI<sup>2,✉</sup>, Cand. Sci. (Engineering)

<sup>1</sup>JSC Research Center of Construction, 2nd Institutskaya st., 6, Moscow, 109428, Russian Federation

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

### **Abstract**

*Introduction.* Many years of experience in examining corrosion conditions show the dangerous adverse effects of chloride media on reinforced concrete structures.

Although a large number of domestic and foreign publications have been devoted to the aggressive action of chloride salts on reinforcing steel, protection against chloride corrosion remains a relevant issue.

*Aim.* In this work, the state of this problem, along with the methods for determining the chloride content in concrete, was assessed in order to propose the means to increase its protective action in aggressive chloride media.

*Materials and methods.* This article discusses the following issues:

- maximum permissible chloride content in concrete;
- binding of chlorides by components in the matrix, the role of the mineral composition of cement;
- critical evaluation of methods for determining the chloride content in concrete;
- reduction of the diffusion permeability of chlorides in concrete as a method of corrosion protection.

*Results.* The article presents the data on moisture tests of reinforced concrete prepared using Portland cement having various contents of alite, belite, and tricalcium aluminate, as well as CaCl<sub>2</sub> additive.

Indicated were the challenges of identifying aggressive free chlorides in the matrix. The need to develop a standard method for determining free chlorides in concrete was discussed. Until such a standard is developed, the chloride aggressiveness to steel in concrete can be assessed by the electrochemical method.

It was shown that concretes of extremely low diffusion permeability obtained using advanced complex additives that reduce the water demand of concrete mixtures and change the charge of the matrix surface can be used as a protection measure against chloride corrosion.

Presented are the results of determining the potentials of steel in concrete by electrochemical method, chlorides in concrete by colorimetric method, and diffusion permeability of chlorides in concrete.

*Conclusion.* The corrosion activity of chlorides against reinforcing steel depends on a large number of factors, including the total chloride content and the amount of free, physically, and chemically bound chlorides.

Since chloride binding depends on a large number of technological factors, it is recommended to perform electrochemical tests of reinforcing steel in concrete as per GOST 31383 to assess the hazard level of chlorides introduced into concrete with initial materials; a decision on the protective measures for reinforcing steel in chloride environments should be made on the basis of the obtained results.

**Keywords:** concrete, reinforcing steel, chloride corrosion, critical chloride content, free chlorides, combined chlorides

**For citation:** Rozental N.K., Chekhonii G.V. Chloride corrosion of reinforcing steel. *Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2022;35(4):174–185. [In Russ.] [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4\(35\)-174-185](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-4(35)-174-185)

#### **Author contribution statements**

Rozental N.K. – academic advising, experimental research.

Chekhonii G.V. – experimental research.

#### **Funding**

No funding support was obtained for the research.

#### **Conflict of interest**

The authors declare no conflict of interest.

*Received 11.11.2022*

*Revised 02.12.2022*

*Accepted 06.12.2022*

В мировой литературе вопросу об опасном влиянии солей хлоридов на коррозионное состояние железобетонных конструкций посвящено большое количество исследований. Тем не менее практика проектирования, изготовления и эксплуатации железобетона в хлоридных средах показывает, что существует значительное число нерешенных вопросов. Остановимся на некоторых из них.

Известно, что критическое содержание хлоридов, выше которого возникает опасность коррозии стальной арматуры, зависит от большого числа факторов, в том числе от минералогического состава клинкера, содержания щелочей, наличия минеральных добавок, водоцементного отношения, условий твердения бетона, условий эксплуатации конструкций.

Согласно СП 28.13330 и EN 206, максимально допустимое количество хлоридов в расчете на ионы  $Cl^-$  не должно превышать 0,4 % массы цемента в бетоне железобетонных конструкций и 0,1 % в бетоне предварительно напряженных железобетонных конструкций. Действующими в РФ стандартами установлено следующее максимальное допустимое содержание хлоридов в исходных материалах для приготовления бетона:

- в цементе – 0,10 % (ГОСТ 31108-2020\* и ГОСТ 22266-2013);
- в песке – 0,15 % (ГОСТ 8736-2014);
- в щебне и гравии – 0,10 % (ГОСТ 8267-93);
- в воде – 0,05–0,12 %\*\* (ГОСТ 23732-2011).

\* ГОСТ 31108-2020 в цементах ЦЕМ III допускает более 0,1 % Cl<sup>-</sup>.

\*\* 0,05 % – для воды бетона предварительно напряженных железобетонных конструкций, 0,12 % – для воды бетона железобетонных конструкций.

Рассчитаем количество хлоридов в бетоне при максимально допустимом количестве хлоридов в исходных материалах. Расчет выполним для двух составов бетона – с низким и высоким содержанием цемента (табл. 1 и 2).

При содержании максимально допустимого количества хлоридов в исходных материалах их общее содержание в бетоне превышает нормированное количество в бетоне железобетонных конструкций предварительно напряженных и без предварительного напряжения, равное соответственно 0,1 и 0,4 % массы цемента. Однако практика эксплуатации и обследования железобетонных конструкций показывает, что в отсутствие карбонизации защитного слоя стальная арматура в бетоне, изготовленном без добавок хлоридов, не корродирует. Коррозия начинается в случае карбонизации защитного слоя или при проникании в бетон дополнительного количества хлоридов из окружающей среды. Частично это объясняется тем, что реальное содержание хлоридов в материалах для приготовления бетона существенно ниже максимально допустимого. Анализ портландцементов 18 цементных заводов показал, что содержание хлоридов в цементах 16 российских заводов составляет 0,001–0,05 %, и лишь у двух заводов количество хлоридов в цементе приближается к 0,1 %. Содержание хлоридов в заполнителях из большинства месторождений также не достигает максимально допустимого.

Таблица 1

**Состав бетона и количество хлоридов, вносимое в бетон при максимально допустимом количестве хлоридов в исходных материалах**

Table 1

**Composition of concrete and chloride content introduced into concrete at maximum permissible amount of chlorides in initial materials**

Материал	Цемент, кг/м <sup>3</sup>	Песок, кг/м <sup>3</sup>	Щебень, кг/м <sup>3</sup>	Вода, л/м <sup>3</sup>	В/Ц
Бетон № 1	287	725	1106	172	0,6
Бетон № 2	464	811	938	186	0,41
<b>Количество хлоридов, кг/м<sup>3</sup></b>					
Бетон № 1	0,287	1,087	1,106	0,206	
Бетон № 2	0,464	1,216	0,938	0,223	

Таблица 2

**Общее содержание хлоридов в бетоне**

Table 2

**Total chloride content in concrete**

	Общее содержание хлоридов	
	кг/м <sup>3</sup>	% массы цемента
Бетон № 1	2,686	0,94
Бетон № 2	2,841	0,61

Повышенное содержание хлоридов в заполнителях обнаруживается в материалах, добытых из моря и из карьеров, находящихся на территории ныне отсутствующих древних морей. Щебень некоторых карьеров на юге России содержит до 0,12 % хлоридов, песок – до 0,13 %.

Другой требующий объяснения факт – депассивация стальной арматуры при весьма низком содержании хлоридов в насыщенном растворе гидроксида кальция как модельном растворе и в жидкости, отжатой из бетона. Ранее выполненный анализ отечественных и зарубежных материалов [1, 2] показал следующие результаты. В насыщенном растворе  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  коррозию стали вызывали хлориды при концентрации 0,002–0,0035 %  $\text{Cl}^-$ . В вытяжке из портландцемента пассивность стали нарушалась при содержании  $\text{NaCl}$  4–6 мг/л.

Отсутствие коррозии стальной арматуры в бетоне, содержащем ограниченное количество хлоридов, объясняют связыванием части хлоридов продуктами гидратации цемента.

В работе [3] названы следующие состояния хлоридов в бетоне:

- химически связанные с С-А-Н в форме  $\text{C}_3\text{A} \cdot \text{CaCl}_2 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ ;
- связанные, адсорбированные на С-S-H;
- свободные ионы хлорида в жидкой фазе бетона.

Коррозию стальной арматуры вызывают свободные хлориды, находящиеся в жидкой фазе бетона.

В действительности хлориды связываются не только алюминатами кальция. Имеются сведения, что связывать хлориды могут также ферроалюминаты, гидроксид кальция, продукты гидратации силикатов кальция [4]. При этом в воде, находящейся в контакте с содержащими хлориды минералами цементного камня, образуется раствор, равновесная концентрация которого зависит от вида минерала.

На количество связанных хлоридов влияет вид заполнителя (песка), в том числе наличие полевых шпатов. Различие может составлять 25 %. Повышенная температура уменьшает связывание хлоридов. Так, в цементном камне, твердевшем при температуре 21 °С, концентрация хлоридов в жидкой фазе равнялась 1000 мг/л, а при температуре 80 °С увеличилась до 4000 мг/л. Количество связанных хлоридов уменьшается при увлажнении и высушивании бетона [5].

Связывание хлоридов уменьшается с повышением рН, по крайней мере в диапазоне рН 13,7–12,5, и увеличивается при повышенных концентрациях свободных хлоридов [5].

В ГОСТ 5382 даны методы определения в цементе общего содержания хлоридов и количества растворимых хлоридов. В ГОСТ 8269.1 приведены методы определения общего содержания и количества растворимых хлоридов в заполнителях. В обоих случаях (экстракция водой и растворение в азотной кислоте) анализ выполняется на тонкоразмолотых пробах, просеянных через сито № 008 по ГОСТ 6613 с ячейками 0,080 мм в свету. Водную вытяжку готовят при соотношении 1:10 массы сухой пробы и дистиллированной, не содержащей углекислоты воде перемешиванием в течение 10 минут. Стандарт на метод определения хлоридов в бетоне в России отсутствует.

В EN 1744 метод определения количества свободных хлоридов в заполнителе отличается от отечественного. Состоит он в следующем: высушивают две пробы заполнителя, просеивают через сито с отверстиями 16 мм, масса каждой пробы 2 кг. Помещают пробы в колбы и наливают воду в объеме, равном объему заполнителя. Перемешивают 60 мин, отфильтровывают. Химическим анализом определяют количество хлоридов в фильтрате.

Для анализа бетона приемлем метод определения общего содержания хлоридов в бетоне с растворением тонкоразмолотой пробы в азотной кислоте с последующим титрованием.

Однако разделить эти хлориды на связанные и несвязанные не представляется возможным. Причины этого в том, что при экстракции водой в раствор могут переходить сорбированные цементным камнем хлориды и неопределенная часть хлоридов, химически связанных с соединениями цементного камня.

В [6] экстракцией этанолом из бетона извлекали 7,5–9,4 % введенных хлоридов, а водой 65,5–74,9 %, считая, что в первом случае извлекаются свободные хлориды, а во втором – свободные и слабосвязанные. В [9] обсуждается способ оценки содержания связанных хлоридов в бетоне выдерживанием образцов в хлоридном растворе до наступления равновесия. Испытание этим методом требует много времени. Ускорить процесс предлагается ультразвуковой или электрохимической обработкой. Метод не позволяет оценить количество свободных хлоридов в неравновесном состоянии, т. е. в большинстве практически важных случаев. Ускорение процесса использованием измельченной пробы имеет тот же недостаток. В статье [10] предложено определять свободные хлориды в бетоне с помощью хлорсеребряного электрода специальной конструкции.

В наших работах наличие свободных хлоридов определяли с помощью раствора азотнокислого серебра или с дополнительным использованием бихромата калия. Метод показывал наличие хлоридов при общем содержании их в бетоне более 0,4 % массы цемента.

В работе [3] приведен метод определения свободных хлоридов, который состоит в том, что на поверхность скола бетона напыляют раствор флюоресцеина (1 г/л в 70 %-ном растворе этилового спирта в воде), затем водный раствор нитрата серебра (0,1 М AgNO<sub>3</sub>). В отсутствие хлоридов или в присутствии только связанных хлоридов поверхность бетона при естественном освещении быстро окрашивается в темный цвет. В присутствии свободных хлоридов поверхность бетона вследствие фотохимического процесса после нанесения растворов индикаторов окрашивается в розовый цвет. Показано, что при общем содержании хлоридов 0,01 % массы цемента свободные хлориды обнаруживаются в течение первого часа после затворения бетона, при содержании хлоридов 0,6 % – в течение не более 28 суток. В более поздние сроки хлориды переходят в связанное состояние и с помощью использованных индикаторов не обнаруживаются. В работе не указан минералогический состав использованного в экспериментах цемента.

Нами исследована коррозия стальной арматуры в бетонах на цементах различного минералогического состава (табл. 3).

Таблица 3

**Минералогический состав портландцемента**

Table 3

**Mineral composition of Portland cement**

№ цемента	Тип цемента	Содержание минералов, %			
		C <sub>3</sub> S	C <sub>2</sub> S	C <sub>3</sub> A	C <sub>4</sub> AF
1	Белитовый низкоалюминатный	3,72	73,16	5,25	15,14
2	Белитовый высокоалюминатный	12,78	64,54	9,96	9,91
3	Алитовый высокоалюминатный	73,76	5,7	10,3	7,6
4	Алитовый низкоалюминатный	66,29	9,24	4,8	17,94

Образцы готовили из цементно-песчаных растворов состава 1 : 2 с В/Ц = 0,5 и 1 : 3 с В/Ц = 0,6. Добавку CaCl<sub>2</sub> вводили в бетон в количестве от 0,5; 1,0; 1,5; 2,0; 2,5; 3 % от массы цемента, что соответствовало 0,32; 0,64; 0,96; 1,28; 1,6; 1,92 % ионов Cl<sup>-</sup> массы цемента. Образцы испытывали во влажной среде в возрасте 180 суток. Наличие свободных хлоридов определяли качественно на сколах образцов раствором азотнокислого серебра (табл. 4). Метод позволяет определять наличие хлоридов около 0,4 % и более. Состояние стальной арматуры

Таблица 4

**Минимальное общее содержание ионов Cl<sup>-</sup>, % массы цемента, при котором в бетоне обнаружены свободные хлориды**

Table 4

**Minimum total ion content of Cl<sup>-</sup>, wt % of cement at which free chlorides are found in concrete**

№	Вид цемента по табл. 3	В/Ц	Минимальное общее содержание ионов Cl <sup>-</sup> , % массы цемента, при котором в бетоне обнаружены свободные хлориды	
1	Белитовый низкоалюминатный	0,5	0,64	–
		0,6	–	0,32
2	Белитовый высокоалюминатный	0,5	1,28	–
		0,6	–	1,28
3	Алитовый высокоалюминатный	0,5	≥ 1,92	–
		0,6	–	≥ 1,92
4	Алитовый низкоалюминатный	0,5	0,96	–
		0,6	–	0,64

Таблица 5

**Максимальное общее содержание ионов Cl<sup>-</sup>, % массы цемента, при котором коррозия стальной арматуры отсутствовала**

Table 5

**Maximum total ion content of Cl<sup>-</sup>, wt % of cement, at which no corrosion of steel reinforcement was detected**

№	Вид цемента по табл. 3	В/Ц	Максимальное содержание ионов Cl <sup>-</sup> , % массы цемента, при котором коррозия стальной арматуры отсутствовала	
1	Белитовый низкоалюминатный	0,5	0,32	–
		0,6	–	–
2	Белитовый высокоалюминатный	0,5	0,64	–
		0,6	–	0,32
3	Алитовый высокоалюминатный	0,5	1,29	–
		0,6	–	0,64
4	Алитовый низкоалюминатный	0,5	1,92	–
		0,6	–	1,38

оценивали в зависимости от наличия продуктов коррозии на поверхности стальной арматуры после вскрытия образцов (табл. 5).

В бетоне на алитовом высокоалюминатном цементе свободные хлориды не обнаружены указанным методом даже при общем содержании 1,92 %. В бетоне на алитовом низкоалюминатном цементе, но содержащем большое количество алюмоферрита кальция  $C_4AF$ , хлориды обнаружены при общем содержании 0,64–0,96 %.

Наибольшее содержание хлоридов – 1,92 %  $Cl^-$ , не вызвавшее коррозии стальной арматуры в бетоне с  $B/C = 0,5$ , показали образцы, изготовленные на алитовом цементе с высоким содержанием  $C_4AF$ . Наименьшее количество хлоридов, при котором развивался процесс коррозии стали, показали образцы на белитовых цементах с низким содержанием  $C_3A$ . Испытания показали, что все основные минералы цементного клинкера оказывают влияние на коррозионную активность ионов  $Cl^-$  в бетоне. При пониженном значении  $B/C$  коррозия арматуры развивалась при большем содержании хлоридов.

Коррозионные испытания стальной арматуры [1] армированных образцов в морской среде показали:

- в бетоне с расходом цемента  $450 \text{ кг/м}^3$  в морской атмосфере через 3,2 года арматура корродировала при содержании ионов  $Cl^-$  1 % массы цемента;
- в бетоне с  $B/C = 0,5$  с воздухововлекающей добавкой в зоне переменного уровня моря при толщине защитного слоя 30 мм после 30 месяцев испытаний арматура корродировала при содержании ионов  $Cl^-$  1,2 % массы цемента.

В исследованиях разных авторов указываются различные значения критического содержания хлоридов в бетоне. Так, в работе [11] названы значения 0,5–1,2 % массы цемента.

В публикациях о влиянии хлоридов на коррозию стали в бетоне, помимо химического связывания хлоридов в малорастворимые соединения, отмечается роль отношения  $Cl^-/OH^-$ . Указано, что на связывание хлоридов влияет минералогический состав цемента, количество щелочей в цементе, количество введенного в состав бетона хлорида, вид катиона, связанного с ионом  $Cl^-$ , водоцементное отношение бетонной смеси, температурные условия твердения бетона, условия эксплуатации бетона (выщелачивание, карбонизация). В различных источниках сообщается о связывании от 30 до 95 % введенных хлоридов, в основном 60–85 %. Анализ опубликованных результатов затрудняется, так как данные получены на образцах из бетона разного состава, на различных цементах разными методами – от анализа цементного камня до анализа вытяжек и жидкой фазы, отжатой при высоком давлении из бетона.

Одной из трудно решаемых задач является определение количества свободных хлоридов в жидкой фазе бетона. Предпринимались попытки определить количество растворимых хлоридов в жидкости, отжатой из бетона при высоком давлении. В связи с этим представляет интерес работа, выполненная ранее в нашей стране [12]. Рассматривался вопрос о далекодействующем влиянии поверхностных сил минеральных систем на состав растворов в пористых телах. Изучали состав воды, отжатой из глины и глиняных паст при давлении около 150 МПа. Остаточное количество сорбированной воды соответствовало 16–28 условным монослоям. Было установлено, что содержание солей в воде было тем меньше, чем больше было давление, при котором отжимали воду. Различие солесодержания объясняли пониженной растворяющей способностью воды в тонких сорбированных слоях. Из этого

следует, что анализ жидкости, получаемой из бетона отжатием при давлении 300 МПа, может не отражать истинную концентрацию хлоридов в жидкой фазе бетона. Для цементного камня данное предположение требует экспериментальной проверки. Например, можно попытаться определить количество активных ионов  $Cl^-$  установленным в бетон селективным электродом. Ранее такие попытки оказались успешными при измерении pH установленными в бетон стеклянными электродами [13].

В работе [15] приведен анализ данных о критическом общем содержании хлоридов, опубликованный в 13 зарубежных работах. Разные авторы дают результаты от 0,17 до 2,5 % хлоридов массы цемента. Авторы [14] делают вывод, что количество хлоридов в бетоне следует представлять как их общее количество, отнесенное к массе цемента. В британском стандарте BS 8110 и стандарте Норвегии NS 3420 в качестве критического максимально допустимого названо 0,4 % массы цемента. В работе [14] указано, что при общем содержании хлоридов 0,4 % риск коррозии арматуры минимальный. В EN 206 указано значение 0,4 %, а в случае, если среда эксплуатации агрессивная, 0,2 % массы цемента.

Сказанное не позволяет пока сделать однозначные выводы о критическом содержании хлоридов в бетоне, а существующие критерии можно принять как ориентировочные.

Отмечается зависимость критического содержания хлоридов от содержания щелочей. По данным Д.А. Хаусмана [6], с увеличением pH раствора, например 11,6; 12,6; 13,2, критическая концентрация хлоридов увеличивается соответственно 72, 710, 890 мг/л. В качестве критерия им предложено отношение  $Cl^-/OH^-$ , которое не должно быть более 0,6. Объясняется это конкурирующей сорбцией на поверхности стальной арматуры ионов  $Cl^-$  и  $OH^-$ . Поскольку количество ионов  $OH^-$  зависит от содержания в цементе щелочей  $Na^+$  и  $K^+$ , в бетонах на цементах с высоким содержанием щелочей опасность хлоридной коррозии стальной арматуры должна быть ниже.

Минеральные добавки, связывающие гидроксид кальция и отчасти щелочи, понижают значение pH бетона и тем способствуют развитию хлоридной коррозии стальной арматуры [2]. Например, микрокремнезем при дозировке более 20 % от массы цемента может снижать pH бетона до значений, при которых бетон уже не оказывает пассивирующего действия на стальную арматуру. В то же время при умеренном применении минеральные добавки в сочетании с суперпластификаторами могут уменьшать диффузионную проницаемость бетона, понижать электрический потенциал поверхности цементного камня и замедлять поступление хлоридов в бетон из окружающей среды. Это позволяет получать бетоны с коэффициентом диффузии хлоридов до  $5 \cdot 10^{-13} \text{ м}^2/\text{с}$  и обеспечивать эффективную защиту стальной арматуры в агрессивных хлоридных средах. Например, бетоны с модификатором МБ-01, содержащим в своем составе суперпластификатор и микрокремнезем в количестве 10 % массы цемента, имели следующие величины эффективного коэффициента диффузии (табл. 6). При определении коэффициента диффузии хлоридов использован разработанный нами для ГОСТ 31383 метод, основанный на измерении электрического сопротивления бетона и водных вытяжек из бетона.

Исследования [16] показали, что бетон, изготовленный на шлакопортландцементе, при прочих равных условиях может иметь более низкую диффузионную проницаемость для хлоридов, чем аналогичный бетон на портландцементе. Это объясняется как более плотной структурой хорошо гидратированного цемента, так и более низким потенциалом поверхности цементного камня.

Таблица 6

**Коэффициенты диффузии хлоридов в бетоне с модификатором МБ-01**

Table 6

**Chloride diffusion coefficients in concrete having modifying agent MB-01**

В/Ц	Коэффициенты диффузии хлоридов в бетоне, м <sup>2</sup> /с, в возрасте		
	13 сут.	44 сут.	354 сут.
0,254	$5,52 \cdot 10^{-12}$	$3,68 \cdot 10^{-12}$	$0,596 \cdot 10^{-13}$
0,292	$10,67 \cdot 10^{-12}$	$4,01 \cdot 10^{-12}$	$0,815 \cdot 10^{-13}$
0,332	$10,30 \cdot 10^{-12}$	$4,67 \cdot 10^{-12}$	$0,744 \cdot 10^{-13}$

Определение содержания хлоридов в бетоне имеет целью оценить защитное действие бетона на стальную арматуру. Методы определения защитного (пассивирующего) действия бетона приведены в ГОСТ 31383.

Следует обратить внимание еще на одну особенность воздействия хлоридов на коррозионное состояние арматуры в бетоне. При обследовании железобетонных конструкций, находившихся в хлоридной среде, с помощью индикатора – азотнокислого серебра – в образовавшихся коррозионных язвах на поверхности арматуры под слоем продуктов коррозии обнаруживается накопление хлоридов, которые хорошо фиксируются названным индикатором в виде образования белых пятен осадка хлорида серебра. Причина концентрации хлоридов в коррозионных язвах очевидна – перемещение анионов Cl<sup>-</sup> в анодные зоны гальванических пар на поверхности корродирующей стали в бетоне.

С понижением водоцементного отношения в указанных пределах бетон с модификатором МБ-01 имеет весьма низкие значения коэффициента диффузии хлоридов, причем с увеличением возраста бетона до 1 года эти значения могут понижаться в 10–100 раз. В подобных бетонах одновременно с уменьшением диффузионного переноса хлоридов замедляется перенос кислорода, необходимого для развития коррозии стальной арматуры. Этому способствует уменьшение размера капилляров и перекрытие их менисками воды. Бетон с указанной проницаемостью может эффективно защищать стальную арматуру от коррозии в хлоридных средах. Казалось бы, хорошо изученная проблема хлоридной коррозии стальной арматуры в бетоне хранит еще много нерешенных вопросов.

## Заключение

Коррозионная активность хлоридов по отношению к стальной арматуре зависит от большого числа факторов, в том числе от общего содержания хлоридов, количества свободных, физически и химически связанных хлоридов, процесса перехода хлоридов от одной формы связи с цементным камнем к другим формам, минералогического состава клинкера, содержания щелочей, условий твердения и эксплуатации бетона и других факторов.

Для выявления агрессивности хлоридов, вносимых в бетон с исходными материалами, представляется целесообразным дополнять результаты химических анализов коррозионными, в том числе электрохимическими, испытаниями стальной арматуры в бетоне.

При пересмотре СП 28.13330 в 2017 г. максимальное общее содержание хлоридов в бетоне железобетонных конструкций принято равным 0,4 % массы цемента. В случае,

когда суммарное содержание хлоридов в исходных материалах при изготовлении бетона превышает указанное значение, следует выполнять проверку защитного действия бетона по отношению к стальной арматуре методами, изложенными в ГОСТ 31383.

## Список литературы

1. Алексеев С.Н., Ратинов В.Б., Розенталь Н.К., Кашурников Н.М. Ингибиторы коррозии стали в железобетонных конструкциях. Москва: Стройиздат; 1985.
2. Розенталь Н.К. Коррозионная стойкость цементных бетонов низкой и особо низкой проницаемости. Москва: ФГУП ЦПП; 2006.
3. Collepardi M. Quick Method to determine free and bound Chlorides in Concrete. In: Chloride Penetration into Concrete. Proceedings of the International RILEM Workshop; 1995. p. 10–16. <https://doi.org/10.1617/2912143454.002>
4. Richartz W. Die Bindung von Chlorid bei der Zementerhärtung. Zement-Kalk-Gips. 1979;22(10):447–456.
5. Tang L., Nilsson L.O. Chloride binding isotherms – an approach by applying the modified BET equation. In: Chloride Penetration into Concrete. Proceedings of the International RILEM Workshop; 1995. p. 36–42. <https://doi.org/10.1617/2912143454.005>
6. Hausman D.A. Corrosion of steel in concrete - how does it occur? Materials protection. 1967;6(11):19–23.
7. Larcen C.K. Effect of type of aggregate, temperature and drying/rewetting on chloride binding and pore solution composition. In: Chloride Penetration into Concrete. Proceedings of the International RILEM Workshop; 1995. p. 27–35. <https://doi.org/10.1617/2912143454.004>
8. Gouda K., Mourad H.M. Galvanic cells encountered in the corrosion of steel reinforcement. Differential salt concentration cells. Corrosion Science. 1975;15(5):307–315. [https://doi.org/10.1016/s0010-938x\(75\)80012-6](https://doi.org/10.1016/s0010-938x(75)80012-6)
9. Glass G.K., Buenfeld N.R. The Determination of Chloride Binding relationships. In: Chloride Penetration into Concrete. Proceedings of the International RILEM Workshop; 1995. p. 3–9. <https://doi.org/10.1617/2912143454.001>
10. Elsener B., Zimmermann L., Flückiger L., Bürchler D. Chloride penetration – non destructive determination of the chloride content in mortar and concrete. In: Chloride Penetration into Concrete. Proceedings of the International RILEM Workshop; 1995. p. 17–25. <https://doi.org/10.1617/2912143454.003>
11. Большони Ф., Бренна А., Фумагалли Г., Гойданич С., Лазари Л., Ормеллезе М., Педеферри М. Ингибиторы коррозии железобетонных конструкций. Коррозия: материалы, защита. 2015;(2):14–27.
12. Эйгелес М.А., Моисеев В.М., Блох А.М., Федоров Л.И., Миловидней Н.Д., Марченко В.Б. О дальнедействующем влиянии поверхностных сил минеральных систем. В: Поверхностные силы в тонких пленках и дисперсных системах. Москва: Наука; 1972. с. 271–276.
13. Алексеев С.Н., Розенталь Н.К. Коррозионная стойкость железобетонных конструкций в агрессивной промышленной среде. Москва: Стройиздат; 1976.
14. Glass G.K., Buenfeld N.R. Chloride threshold levels for corrosion induced deterioration of steel in concrete. In: Chloride Penetration into Concrete. Proceedings of the International RILEM Workshop; 1995. p. 429–440. <https://doi.org/10.1617/2912143454.043>
15. Everett L.H., Treadaway K.W.J. Deterioration due to corrosion in reinforced concrete. In: Building Research Establishment Information Paper IP 12/80. BRE, Garston, Watford; 1980.
16. Курбанов Ф.М., Алексеев С.Н., Кравченко Т.Г., Розенталь Н.К., Шевченко Г.С. Исследование диффузии хлоридов из грунта в бетон железобетонных труб. Москва: НИИЖБ; 1988.

## References

1. Alekseev S.N., Ratinov V.B., Rozental N.K., Kashurnikov N.M. Corrosion inhibitors of steel in reinforced concrete structures. Moscow: Stroiizdat Publ.; 1985 (in Russian).
2. Rozental N.K. Corrosion resistance of cement concretes of low and especially low permeability. Moscow: FSUE CPP; 2006 (in Russian).
3. Collepardi M. Quick Method to determine free and bound Chlorides in Concrete. In: Chloride Penetration into Concrete. Proceedings of the International RILEM Workshop; 1995. p. 10–16. <https://doi.org/10.1617/2912143454.002>

4. *Richartz W.* Die Bindung von Chlorid bei der Zementerhärtung. Zement-Kalk-Gips. 1979;22(10):447–456 (in German).
5. *Tang L., Nilsson L.O.* Chloride binding isotherms – an approach by applying the modified BET equation. In: Chloride Penetration into Concrete. Proceedings of the International RILEM Workshop; 1995. p. 36–42. <https://doi.org/10.1617/2912143454.005>
6. *Hausman D.A.* Corrosion of steel in concrete - how does it occur? Materials protection. 1967;6(11):19–23.
7. *Larcen C.K.* Effect of type of aggregate, temperature and drying/rewetting on chloride binding and pore solution composition. In: Chloride Penetration into Concrete. Proceedings of the International RILEM Workshop; 1995. p. 27–35. <https://doi.org/10.1617/2912143454.004>
8. *Gouda K., Mourad H.M.* Galvanic cells encountered in the corrosion of steel reinforcement. Differential salt concentration cells. Corrosion Science. 1975;15(5):307–315. [https://doi.org/10.1016/s0010-938x\(75\)80012-6](https://doi.org/10.1016/s0010-938x(75)80012-6)
9. *Glass G.K., Buenfeld N.R.* The Determination of Chloride Binding relationships. In: Chloride Penetration into Concrete. Proceedings of the International RILEM Workshop; 1995. p. 3–9. <https://doi.org/10.1617/2912143454.001>
10. *Elsener B., Zimmermann L., Flückiger L., Bürchler D.* Chloride penetration – non destructive determination of the chloride content in mortar and concrete. In: Chloride Penetration into Concrete. Proceedings of the International RILEM Workshop; 1995. p. 17–25. <https://doi.org/10.1617/2912143454.003>
11. *Bolzoni F., Brenna A., Fumagalli G., Goidanich S., Lazari L., Ormellesse M., Pedeferry M.* Corrosion inhibitors of reinforced concrete structures. Korroziya: materialy, zashchita [Corrosion: materials, protection]. 2015;(2):14–27 (in Russian).
12. *Eigeles M.A., Moiseev V.M., Blokh A.M., Fedorov L.I., Milovidnei N.D., Marchenko V.B.* On the long-range effect of surface forces of mineral systems. In: Surface forces in thin films and dispersed systems. Moscow: Nauka Publ.; 1972. p. 271–276 (in Russian).
13. *Alekseev S.N., Rozental N.K.* Corrosion resistance of reinforced concrete structures in an aggressive industrial environment. Moscow: Stroizdat Publ.; 1976 (in Russian).
14. *Glass G.K., Buenfeld N.R.* Chloride threshold levels for corrosion induced deterioration of steel in concrete. In: Chloride Penetration into Concrete. Proceedings of the International RILEM Workshop; 1995. p. 429–440. <https://doi.org/10.1617/2912143454.043>
15. *Everett L.H., Treadaway K.W.J.* Deterioration due to corrosion in reinforced concrete. In: Building Research Establishment Information Paper IP 12/80.BRE, Garston, Watford; 1980.
16. *Kurbanov F.M., Alekseev S.N., Kravchenko T.G., Rozental N.K., Shevchenko G.S.* Investigation of chloride diffusion from soil into concrete of reinforced concrete pipes. Moscow: NIIZhB; 1988 (in Russian).

## Информация об авторах / Information about the authors

**Николай Константинович Розенталь**, д-р техн. наук, профессор кафедры «Строительные сооружения, конструкции и материалы» АО «НИЦ «Строительство», Москва

**Nikolai K. Rozental**, Dr. Sci. (Engineering), Professor, Department of “Buildings, Structures, and Materials”, JSC Research Center of Construction, Moscow

**Галина Васильевна Чехний** ✉, канд. техн. наук, заведующий сектором коррозии бетона лаборатории коррозии и долговечности бетонных и железобетонных конструкций НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», Москва

e-mail: chehny@mail.ru

тел.: +7 (499) 174-76-97

**Galina V. Chekhny** ✉, Cand. Sci. (Engineering), Section Head, Concrete Corrosion Section of Laboratory of Corrosion and Durability of Concrete and Reinforced Concrete Structures NIIZH B named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: chehny@mail.ru

tel.: +7 (499) 174-76-97

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author



**АО «НИЦ «Строительство»** — это более чем 95-летний опыт исследований и достижений в области строительной науки.

Мы — команда единомышленников, способных реализовать сложнейшие инженерные проекты.

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ**

**ЭКСПЛУАТАЦИЯ**

**ИЗЫСКАНИЯ**

**СТРОИТЕЛЬСТВО**

**АО «НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО» ПРЕДЛАГАЕТ ВЕСЬ СПЕКТР ИНЖИНИРИНГОВЫХ УСЛУГ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬНОГО КОМПЛЕКСА**

## УЧЕБНЫЙ ЦЕНТР

**АО «НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»**



**НИЦ строительство**  
научно-исследовательский центр



с 1927 ГОДА  
**95**  
ЛЕТ

повысить квалификацию специалистов и экспертов

пройти обучение в аспирантуре

подготовить диссертацию в докторантуре

защитить диссертацию на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук

**Учебный центр**  
**АО «НИЦ «Строительство»**  
приглашает вас:

-  г. Москва,  
2-я Институтская ул., д. 6
-  +7 (499) 174-73-84 | +7 (499) 174-73-80
-  [www.cstroy.ru](http://www.cstroy.ru)
-  [motorina@cstroy.ru](mailto:motorina@cstroy.ru) | [smirnova@cstroy.ru](mailto:smirnova@cstroy.ru)





АО «НИЦ «Строительство» проводит подготовку специалистов на курсах повышения квалификации по очной и заочной формам:

- — в области инженерных изысканий
- — в области проектирования
- — в области строительства
- — по уникальным программам АО «НИЦ «Строительство»
- — разработка индивидуальных программ обучения и учебно-тематических планов



Преподавательский состав  
Учебного центра

- — лекции читают академики, действующие члены и члены-корреспонденты РААСН, лауреаты Премий Правительства РФ, заслуженные деятели науки и техники РФ, доктора и кандидаты технических наук
- — учебный класс рассчитан на обучение до 75 человек одновременно. Оснащен системой кондиционирования и видеонаблюдения

## ФОРМЫ ПОДГОТОВКИ ДИССЕРТАЦИИ В АО «НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»



Обучение в аспирантуре,  
докторантуре

Прикрепление для  
подготовки диссертации без  
освоения образовательных  
программ



Набор в аспирантуру и докторантуру АО «НИЦ «Строительство» проводится по направлению **08.06.01** «Техника и технология строительства» по направлениям:

- 2.1.1** «Строительные конструкции, здания и сооружения»
- 2.1.2** «Основания и фундаменты, подземные сооружения»
- 2.1.5** «Строительные материалы и изделия»



В АО «НИЦ «Строительство» работает совет по защите диссертаций на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук.

Защита диссертаций проводится по следующим 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»

# 100+ TECHNO BUILD

X Международный  
строительный форум  
и выставка

3-6 ОКТЯБРЯ 2023  
ЕКАТЕРИНБУРГ

[forum-100.ru](http://forum-100.ru)

Научное издание

Вестник НИЦ «Строительство»  
Вып. 4(35) 2022

Фото обложки:

Большая спортивная арена олимпийского комплекса «Лужники»

Редактор выпуска Починина Н.Е.  
Компьютерная верстка Чоренький С.И.

Подписано в печать: 25.12.2022  
Дата выхода в свет: 25.01.2023 г. Формат 70×100/16  
Бумага мелованная. Офсетная печать.  
Тираж 500 экз. Заказ № 4241

Отпечатано с готового оригинал-макета  
в типографии «Триада»  
170034, Российская Федерация,  
г. Тверь, пр. Чайковского, д. 9, оф. 514.  
тел.: +7 910 647-49-85  
e-mail: triadatver@yandex.ru



**НИЦ** строительство  
научно-исследовательский центр

ISSN: 2224-9494 (Print)

ISSN: 2782-3938 (Online)

Подписной индекс: 36569

АО «НИЦ «Строительство»

Москва, 2022