



НИЦ строительство
научно-исследовательский центр



НИИСК
ИИЛБА КУЧЕРЕНКО



НИИОКБ
ИИЛБА ВОЗНУХОВА



НИИОСП
ИИЛБА ПЕРСВАНКОВА

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

№ 1(36) 2023

с 1927 ГОДА
95
ЛЕТ

ВЕСТНИК

НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»



НАУЧНЫЙ ПОТЕНЦИАЛ
СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ





НИЦ строительство
научно-исследовательский центр

с 1927 года
95
ЛЕТ

ВЕСТНИК

НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»

№ 1(36) 2023

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 и издатель: АО «НИЦ «Строительство»

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

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. 1(36) 2023

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.

Founder and publisher: JSC Research Center of Construction

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

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-МАТИРОСЯН Армен Заверенович, 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. 1(36) / под ред. А.И. Звездова. –
М.: АО «НИЦ «Строительство», 2023. – 122 с.
ISSN 2224-9494 (Print) ISSN 2782-3938 (Online)
DOI журнала: <https://doi.org/10.37538/2224-9494>
DOI выпуска: [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1\(36\)](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1(36))
В действующем Перечне ВАК от 20.03.2023 г.
под номером 548.

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», 2023

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 Yuri 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

CHELISHKOV 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 1(36) / edited by A.I. Zvezdov. –

M.: JSC Research Center of Construction, 2023. – 122 p.

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

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

DOI issue [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1\(36\)](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1(36))

**In the current version of List of HAC from March 20, 2023
our journal has a number 548.**

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, 2023

Содержание

Строительные конструкции, здания и сооружения

Альдреби З.А.

Первые шаги к восстановлению и сейсмоусилению исторического вантового висячего моста г. Дейр-эз-Зора в Сирии 7

Желдаков Д.Ю., Пономарев О.И., Минасян А.А., Турсуков С.А.

Оценка долговечности кирпичных и каменных конструкций при проведении инженерных изысканий 27

Кривцов Ю.В., Ладыгина И.Р., Грошев Ю.М., Комарова М.А., Еремина Г.П.

Оценка технического состояния, остаточного ресурса и продления срока службы огнезащитных покрытий металлоконструкций машинных залов АЭС 41

Мухамедиев Т.А., Зенин С.А.

Новое в своде правил по проектированию фибробетонных конструкций с неметаллической фиброй 51

Основания и фундаменты, подземные сооружения

Чуркин А.А.

О возможностях вспомогательных методик сейсмоакустического обследования свайных фундаментов 59

Шейнин В.И., Ковалев В.А., Патрикеев А.Б., Холмянский М.Л.

К определению размера полости в скальном массиве, необходимого для образования провала в вышележащей грунтовой толще..... 72

Строительные материалы и изделия

Арленинов П.Д., Крылов С.Б., Калмакова П.С., Донов А.В.

Экспериментальные исследования процесса релаксации бетона в разных режимах..... 86

Тихонов Г.И., Блажко В.П., Тихонов И.Н., Качановская Л.И., Касаткин С.П.

Исследования железобетонных центрифугированных стоек опор ЛЭП с арматурой класса Аy1000П..... 99

Contents

Building constructions, buildings and structures

Aldrebi Z.A.
The first steps towards the restoration and seismic strengthening of the historic cable-stayed suspension bridge of Deir ez-Zor in Syria 7

Zheldakov D.Yu., Ponomarev O.I., Minasyan A.A., Tursukov S.A.
Durability assessment of brick and stone structures in engineering surveys 27

Krivtsov Yu.V., Ladygina I.R., Groshev Yu.M., Komarova M.A., Eremina G.P.
Assessment of the technical state, residual life and service life extension of fire-retardant coatings for NPP turbine hall metal structures 41

Mukhamediev T.A., Zenin S.A.
New amendment to the Code of Practice on the design of fiber-reinforced concrete structures with non-steel fibers..... 51

Foundations, underground structures

Churkin A.A.
Capabilities of auxiliary techniques for low strain impact testing of piles foundations..... 59

Sheinin V.I., Kovalev V.A., Patrikeev A.B., Kholmyanskiy M.L.
On the issue of determining the dimensions of the rock massif cavity sufficient for the formation of a sinkhole in the overlying soil stratum 72

Building materials and products

Arleninov P.D., Krylov S.B., Kalmakova P.S., Donovan A.V.
Experimental studies of concrete relaxation in various modes..... 86

Tikhonov G.I., Blazhko V.P., Tikhonov I.N., Kachanovskaya L.I., Kasatkin S.P.
Studies of spun concrete poles for electric power transmission line supports reinforced with Au1000P rebars..... 99

УДК 624.21; 69.034.4; 699.841; 699.842

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1\(36\)-7-26](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1(36)-7-26)

EDN: UQONJL

THE FIRST STEPS TOWARDS THE RESTORATION AND SEISMIC STRENGTHENING OF THE HISTORIC CABLE-STAYED SUSPENSION BRIDGE OF DEIR EZ-ZOR IN SYRIA

Z.A. ALDREBI, Ph.D. in civil engineering

Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University, Moskovsky Ave., 9, Saint Petersburg, 190031, Russian Federation

Abstract

Introduction. The historic cable-stayed suspension bridge of the city of Deir ez-Zor in Syria, which is an architectural monument, is described. The history of its creation at the beginning of the twentieth century and its destruction during the hostilities in 2013 is given. The importance of this bridge for the city and for the country as a whole is indicated, which was the reason for its choice as an object of research.

Aim. The study is intended to contribute to the restoration and (or) subsequent seismic strengthening of the cable-stayed suspension bridge of Deir ez-Zor.

Materials and methods. A detailed description and characteristics of the above-mentioned bridge, built according to the system of the French design engineer Albert Gisclard, according to the project of the design engineer Gaston Leinekugel Le Cocq and the construction company "Arnodin", are given. Suspension and cable-stayed bridges are compared and distinctive features of Gisclard bridges are listed. Radial cable-stayed trusses are described and the scheme of load distribution in suspension and cable-stayed bridges is illustrated. Examples of the calculation of the stay cables and their cross-sectional area are briefly given, which can be used in the restoration of the bridge and its cable stays. The method of protecting the bridge from wind and seismic influences is considered.

Results. Lines of influence for radial cable trusses of the Gisclard system are illustrated, showing tension and compression zones in the cable stays. Stiffening cables are recommended for adding to the design of multi-span cable-stayed and suspension bridges, as they increase their rigidity. To protect the cable-stayed suspension bridge of the city of Deir ez-Zor from wind and seismic vibration, a method of damping or reducing wind and seismic vibration using magnetorheological liquid dampers with tuned mass is proposed.

Conclusions. Conclusions are drawn about the feasibility of seismic strengthening of the Deir ez-Zor bridge together or after restoration with the help of the above-mentioned dampers, which allow protecting the bridge, while maintaining its authenticity and original exterior appearance.

Keywords: suspension bridge, cable-stayed, Deir ez-Zor, restoration, vibration, seismic strengthening, Gisclard system, tuned mass damper, magnetorheological damper

For citation: Aldrebi Z.A. The first steps towards the restoration and seismic strengthening of the historic cable-stayed suspension bridge of Deir ez-Zor in Syria. *Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2023;36(1):7–26. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1\(36\)-7-26](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1(36)-7-26)

Author contribution statement

The author takes responsibility of all the aspects of the article preparation.

Funding

No funding support was obtained for the research.

Conflict of interest

The author declares no conflict of interest.

Received 12.02.2023

Revised 28.02.2023

Accepted 07.03.2023

ПЕРВЫЕ ШАГИ К ВОССТАНОВЛЕНИЮ И СЕЙСМОУСИЛЕНИЮ ИСТОРИЧЕСКОГО ВАНТОВОГО ВИСЯЧЕГО МОСТА г. ДЕЙР-ЭЗ-ЗОРА В СИРИИ

З.А. АЛЬДРЕБИ, канд. техн. наук

ФГБОУ ВО «Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I»,
Московский пр., д. 9, г. Санкт-Петербург, 190031, Российская Федерация

Аннотация

Введение. Описывается исторический вантовый висячий мост города Дейр-эз-Зора в Сирии, который является памятником архитектуры. Приводится история его создания в начале двадцатого века и разрушения во время боевых действий в 2013 году. Указывается важное значение этого моста для города и страны в целом, что явилось причиной его выбора как объекта исследования.

Цель. Исследование предназначено для того, чтобы внести вклад в восстановление и (или) последующее сейсмоусиление вантового висячего моста Дейр-эз-Зора.

Материалы и методы. Даны подробное описание и характеристики вышеуказанного моста, построенного по системе французского инженера-проектировщика Альберта Жискляра, по проекту инженера-проектировщика Гастона Лейнекугель Ле Кока и строительной компании «Арнодин». Выполнено сравнение висячих и вантовых мостов и перечислены отличительные особенности мостов системы Жискляра. Описаны радиально-вантовые фермы и проиллюстрирована схема распределения нагрузки в висячих и вантовых мостах. Кратко приведены примеры расчета вант и площади их поперечного сечения, которые могут быть использованы при восстановлении моста и его вант. Рассмотрен метод защиты моста от ветрового и сейсмического воздействий.

Результаты. Проиллюстрированы линии влияния для радиально-вантовых ферм системы Жискляра, показывающие зоны растяжения и сжатия в вантах. Рекомендованы кабели жесткости для добавления в конструкцию многопролетных вантовых и висячих мостов, так как они повышают их жесткость. Для защиты вантового висячего моста г. Дейр-эз-Зора от ветровой и сейсмической вибрации предложен метод гашения или снижения ветровой и сейсмической вибрации с помощью магнитореологических жидкостных демпферов с настраиваемой массой.

Выводы. Сделаны выводы о целесообразности сейсмоусиления моста г. Дейр-эз-Зора одновременно с восстановлением или после него с помощью вышеуказанных демпферов, позволяющих защитить мост, при этом сохранив его аутентичность и оригинальный внешний вид.

Ключевые слова: висячий мост, вантовый мост, Дейр-эз-Зор, восстановление, вибрация, сейсмоусиление, система Жискляра, инерционный демпфер, магнитореологический демпфер

Для цитирования: Альдреби З.А. Первые шаги к восстановлению и сейсмоусилению исторического вантового висячего моста г. Дейр-эз-Зора в Сирии. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2023;36(1): 7–26. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1\(36\)-7-26](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1(36)-7-26)

Вклад автора

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

Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов

Автор заявляет об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 12.02.2023

Поступила после рецензирования 28.02.2023

Принята к публикации 07.03.2023

Introduction

The city of Deir ez-Zor is located in the northeast of the Syrian Arab Republic on the right bank of the Euphrates River, but part of it is located within the island in the middle of the river, where the river forks into two branches before entering the city, one large and the other small branch. The main attraction of this city was and is the so-called “suspension bridge of Deir ez-Zor” or “French bridge”. This bridge is a hybrid of a cable-stayed and suspension bridge built over the Euphrates River in six years (1925–1931) at a time when Syria was under the French mandate and connects the right and left banks of the above-mentioned river. Until 1980, it was used as a road bridge and a pedestrian bridge, but after that it was used exclusively as a pedestrian bridge in order to preserve it for future generations due to its architectural value to the country.

This pedestrian bridge is one of two bridges of the Gisklard system model built in Syria by the French Army, along with the Suvar Bridge on the Khabur River. The bridge was built according to the system of the French cable-stayed suspension bridge design engineer Albert Victor Hippolyte Leon Gisklard (Fig. 1a), the author of the bridge design was the French cable-stayed suspension bridge design engineer Gaston Leinekugel Le Cocq (Fig. 1b), who was the representative of the

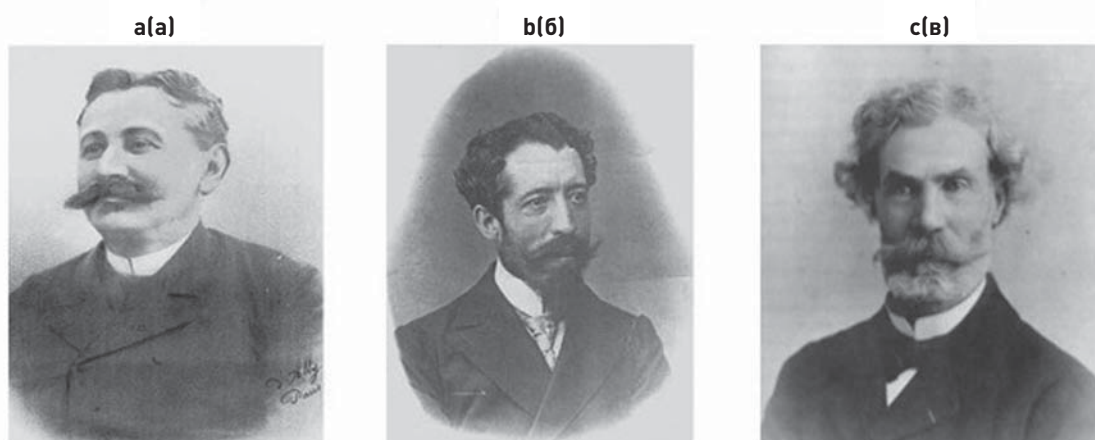


Fig. 1. French design-engineers of cable-stayed suspension bridges of the late 19th century – the first half of the 20th century: *a* – Albert Victor Hippolyte Leon Gisklard (1844–1909); *b* – Gaston Leinekugel Le Cocq (1867–1965); *c* – Ferdinand Joseph Arnodin (1845–1924)

Рис. 1. Французские инженеры-проектировщики вантовых висячих мостов конца XIX – первой половины XX-го века: *a* – Альберт Виктор Ипполит Леон Жискляр (1844–1909); *b* – Гастон Лейнекугель Ле Кок (1867–1965); *в* – Фердинанд Жозеф Арнодин (1845–1924)

construction company “Arnodin”. This construction company belonged to Ferdinand Joseph Arnodin [11], who was also an engineer, industrialist and head of the above-mentioned construction company of the same name (Fig. 1c). Albert Gisklard died in 1909 in the south of France as a result of a catastrophe during load tests at the end of the construction of the railway cable-stayed suspension bridge “Pont de Cassagne”, which was later named after him “Pont Gisklard” [11–13].

Cable-stayed suspension bridge in Deir ez-Zor

The cable-stayed suspension bridge of Deir ez-Zor (Fig. 2) consists of four main pylons and two side anchor pylons located on the right and left banks of the Euphrates River. The bridge consists of five spans, three main spans of 112.50 m each and two side spans of 34.62 m each, i.e. $(34.62 + 3 \times 112.5 + 34.62)$. The total length of the spans of the bridge according to the project is 406.74 m. The width of the bridge, including sidewalks, is 3.5 meters, and excluding sidewalks is 2.7 m, the width of each of the two sidewalks is 40 cm. The total width of the bridge is 3.9 m. The weight of the bridge is approximately 390 tons. The stiffening girder is steel I-shaped form. The distinctive features of this bridge are the radial-stay trusses and the middle cable attachment node, which are the “hallmark” of the Gisklard system [11–13].

The plan, section, and some stages of the construction of this bridge are shown in Figures 3–9, namely the beginning of construction in 1925, the construction process, load tests and the opening of the bridge in 1931, the modern view of the bridge in the XXI century, and photographs of the destroyed bridge after 2013 as a result of the war (Fig. 10–11).



Fig. 2. The cable-stayed suspension bridge in Deir ez-Zor, Syria
Рис. 2. Вантовый висячий мост г. Дейр-эз-Зора, Сирія

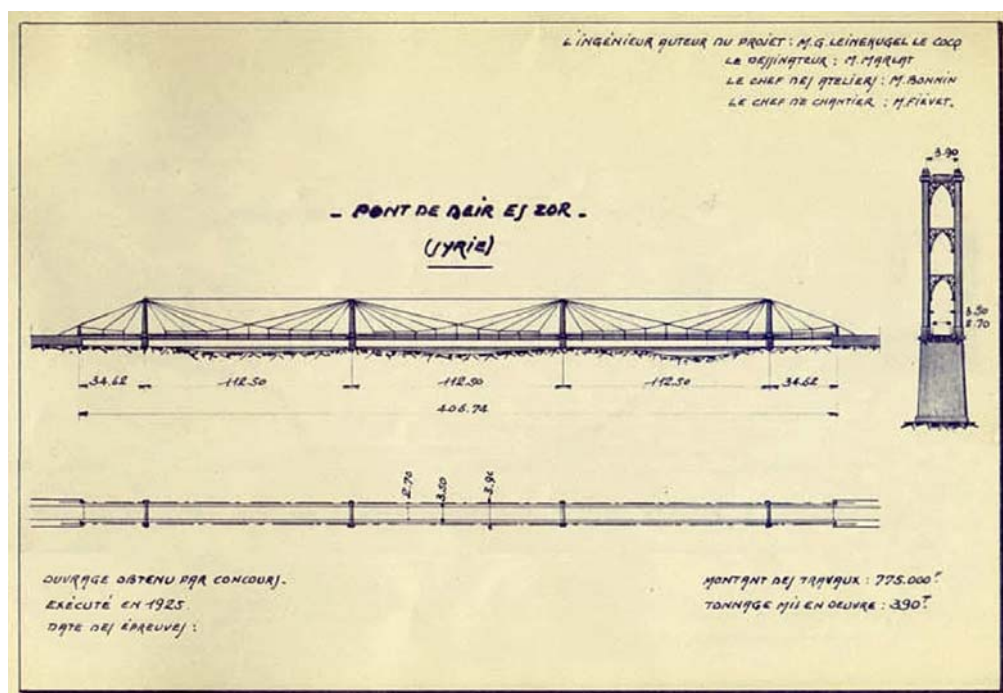


Fig. 3. The plan and section of the cable-stayed suspension bridge of Deir ez-Zor according to the Gisclard system.

The author of the project is the French design engineer Gaston Leinekugel Le Cocq (1925)

(photo from the archives of Arnodin – Leinekugel Le Cocq)

Рис. 3. План и разрез вантового висячего моста г. Дейр-эз-Зора по системе Жисляра. Автор проекта – французский инженер-проектировщик Гастон Лейнекугель Ле Кок (1925) (фото из архивов Арнодина – Лейнекугель Ле Кока)



Fig. 4. The beginning of the construction of the cable-stayed suspension bridge in Deir ez-Zor, 1925. Installing a crane to erect a bridge pier (photo from the archives of Arnodin – Leinekugel Le Cocq)

Рис. 4. Начало строительства вантового висячего моста г. Дейр-эз-Зора, 1925 год. Установка крана для возведения опоры моста (фото из архивов Арнодина – Лейнекугель Ле Кока)

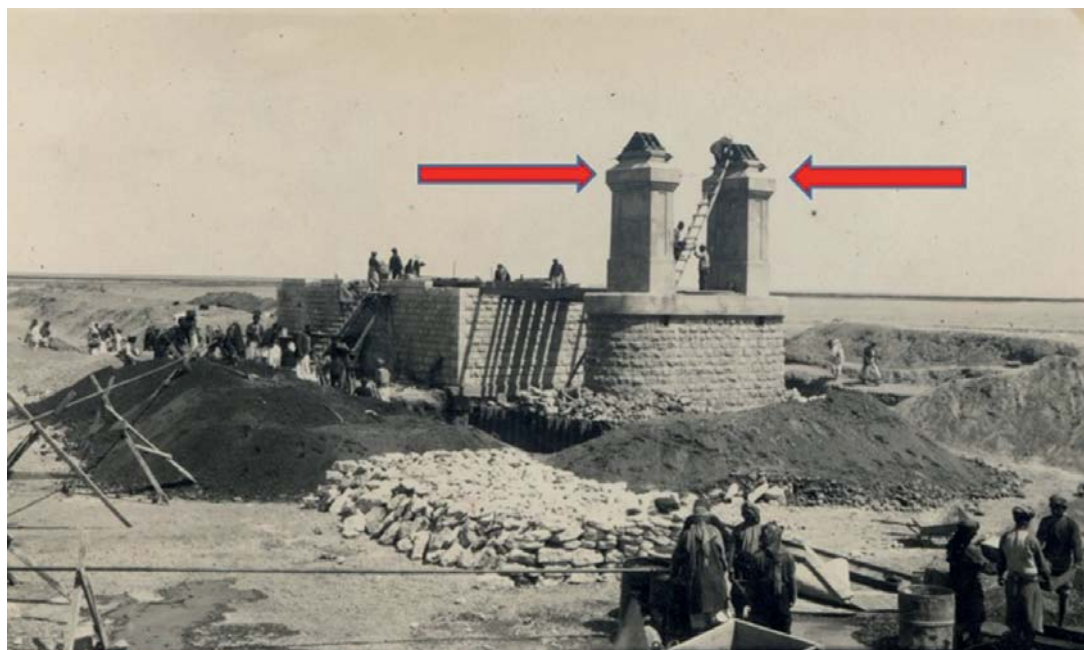


Fig. 5. The extreme anchor pylon of the cable-stayed suspension bridge in Deir ez-Zor in the process of construction in the 20s of the XX century (photo from the archives of Arnodin – Leinekugel Le Cocq)

Рис. 5. Крайний анкерный пилон вантового висячего моста г. Дейр-эз-Зора в процессе строительства в 20-е годы XX века (фото из архивов Арнодина – Лейнекугель Ле Кока)



Fig. 6. The cable-stayed suspension bridge in Deir ez-Zor under construction, April 1928 (photo from the archives of the architect-archaeologist Maurice Pillet)

Рис. 6. Вантовый висячий мост г. Дейр-эз-Зора в процессе строительства, апрель 1928 года (фото из архивов архитектора-археолога Мориса Пилле)



Fig. 7. Inauguration of the cable-stayed suspension bridge in Deir ez-Zor and testing the load bearing capacity of the bridge deck in 1931 (photo from the archives of Arnodin – Leinekugel Le Cocq)

Рис. 7. Открытие вантового висячего моста г. Дейр-эз-Зора и испытание несущей способности мостового настила в 1931 году (фото из архивов Арнодина – Лейнекугель Ле Кока)



Fig. 8. General modern view of the Deir ez-Zor cable-stayed suspension bridge over the Euphrates River before destruction in 2013

Рис. 8. Общий современный вид вантового висячего моста г. Дейр-эз-Зора через реку Евфрат до разрушения в 2013 году



Fig. 9. The extreme anchor pylon of the cable-stayed suspension bridge in Deir ez-Zor (modern view until 2013)
Рис. 9. Крайний анкерный пилон вантового висячего моста г. Дейр-эз-Зора (современный вид до 2013 года)



Fig. 10. Damaged and destroyed pylons of the cable-stayed suspension bridge in Deir ez-Zor. The arrows show damage
Рис. 10. Поврежденные и разрушенные пилоны вантового висячего моста г. Дейр-эз-Зора.
Стрелками показаны повреждения

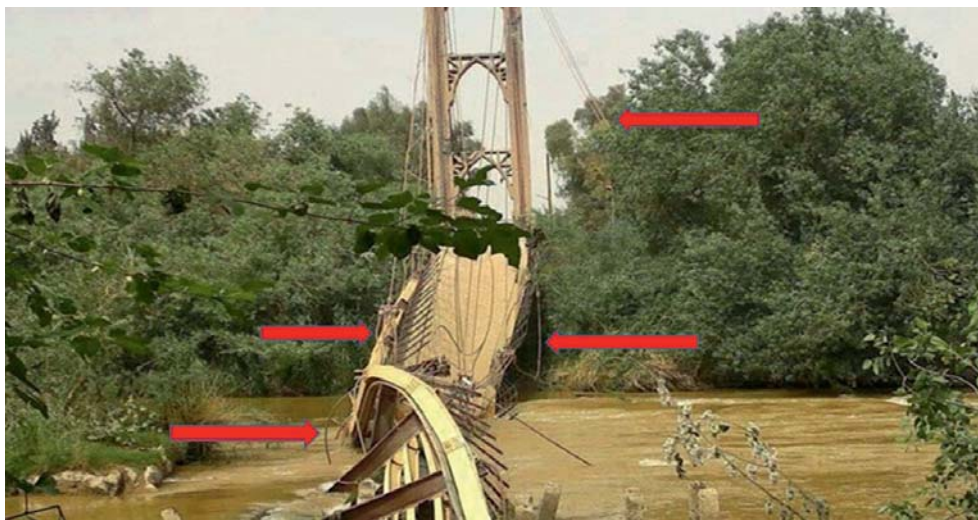


Fig. 11. The cable-stayed suspension bridge of Deir ez-Zor after destruction in 2013. The arrows show damage

Рис. 11. Вантовый висячий мост г. Дейр-эз-Зора после разрушения в 2013 году. Стрелками показаны повреждения

During the hostilities in Syria, the bridge described above was damaged and destroyed (Fig. 10–11) in May 2013.

In the first half of the XX century, several bridges were designed and built by Gisklard's colleague Gaston Leinekugel Le Cocq, and Ferdinand Arnodin's construction company according to the Gisklard system. For example, a cable-stayed suspension bridge similar to the cable-stayed suspension bridge of Deir ez-Zor, but with an improved radial cable-stayed truss, the cable-stayed suspension bridge “Puente Colgante de Santa Fe” in the city of Santa Fe in Argentina (Fig. 12–13).



Fig. 12. “Puente Colgante de Santa Fe” bridge in Santa Fe, Argentina, with an improved radial cable-stayed truss of the Gisklard system (a circa 30s), (photo from the archives of Arnodin – Leinekugel Le Cocq)

Рис. 12. Мост «Puente Colgante de Santa Fe» в г. Санта-Фе, Аргентина, с улучшенной радиально-вантовой фермой системы Жисклара (примерно 30-е годы) (фото из архивов Арнодина – Лейнекугель Ле Кока)

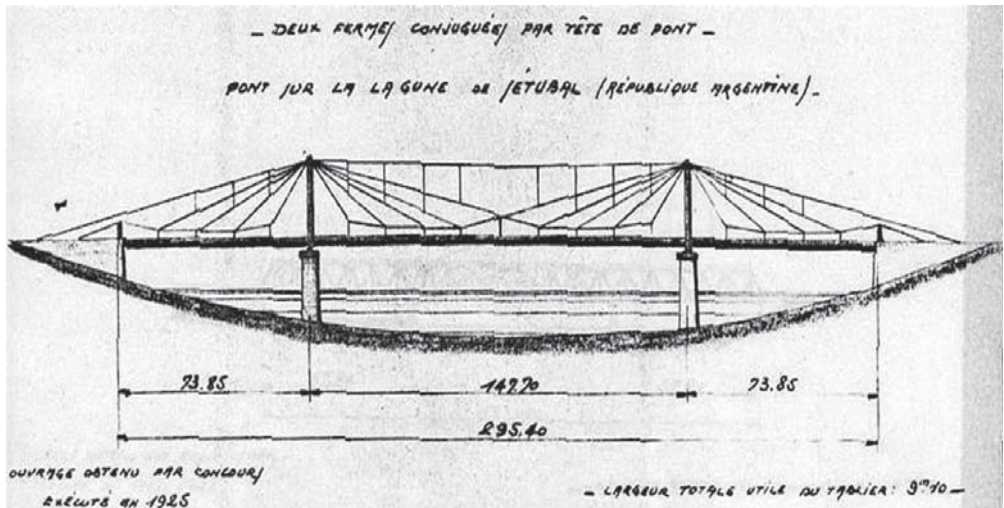


Fig. 13. The section of “Ponte Colgante de Santa Fe” bridge in Santa Fe, Argentina, with an improved radial cable-stayed truss (approximately the middle of the 20s of the XX century) [photo from the archives of Arnodin – Leinekugel Le Cocq]

Рис. 13. Разрез моста «Ponte Colgante de Santa Fe» в г. Санта-Фе, Аргентина, с улучшенной радиально-вантовой фермой (примерно середина 20-х годов XX века) [фото из архивов Арнодина – Лейнекугель Ле Кока]

Definition of suspension and cable-stayed bridges

In general, suspension and cable-stayed bridges have similar schemes, but they also differ in the way of supporting the stiffening girder called a deck on which the roadway is located. The main difference between suspension bridges and cable-stayed bridges is that in suspension bridges, the roadbed is supported by suspenders or, in other words, vertical cables attached to the main load-bearing cables stretched from above along the entire length of the bridge, and in cable-stayed bridges, the roadbed is supported by cable stays attached directly to the pylons.

In *suspension bridges* (Fig. 14), the stiffening girder is supported by a curvilinear thread (cable or chain), stretched through the tops of the pylons, the ends of which are fixed at the ends in the shore anchor supports of the bridge, and vertical suspenders [8–10].

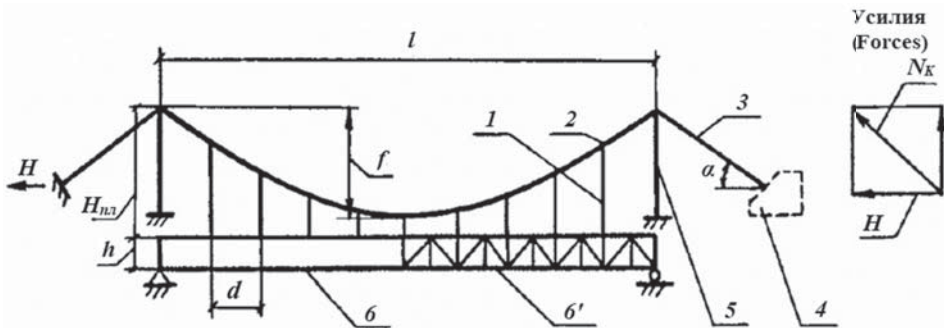


Fig. 14. Suspension bridge: 1 – vertical suspender; 2 – main suspension cable; 3 – anchor cable; 4 – anchorage; 5 – pylon; 6(6') – stiffening girder (truss); l – span of the bridge; N_k is the force in the anchor cable; H – thrust

Рис. 14. Висячий мост: 1 – подвеска; 2 – нить; 3 – оттяжка; 4 – анкерная опора; 5 – пилон; 6(6') – балка (ферма) жесткости; l – пролет моста; N_k – усилие в оттяжке (кабеле); H – распор

In *cable-stayed bridges* (Fig. 15), the stiffening girder is supported by inclined rectilinear cables fixed on pylons [8, 9, 14–17, 19]. These cables are called “cable stays”. They are fixed on the pylons in several ways (Fig. 16). The system is called radial if the cable stays are fixed at one point on the top of the pylon (fan system), and if they are fixed on the pylon at several points along its height and are parallel to each other, then this system of cable stays arrangement is called “harp”.

Figures 14 and 15 illustrate the differences between typical suspension and cable-stayed bridges, respectively. Figures 14 and 17 clearly illustrate the differences between a typical suspension and a cable-stayed suspension bridge built according to the Gisklard system [6] with a radial-stayed truss (Fig. 17). The scheme of a bridge with a radial-stay truss, built according to the Gisklard system, is a prototype of modern cable-stayed bridges. This truss is a distinctive feature of the projects of the bridge design engineer Albert Gisklard along with the middle cable attachment node (Fig. 18).

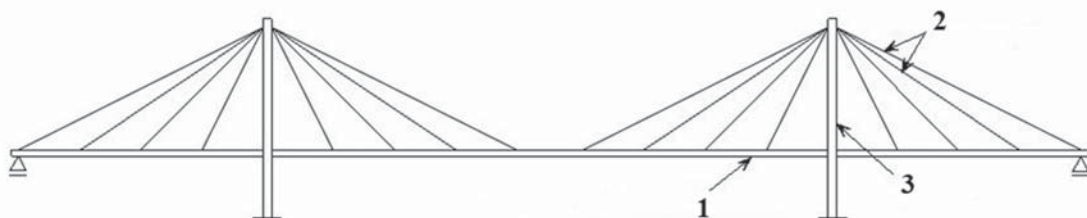


Fig. 15. A typical design scheme of a cable-stayed suspension bridge: 1 – stiffening girder; 2 – cable stays; 3 – pylon

Рис. 15. Типичная расчетная схема вантового моста: 1 – балка жесткости; 2 – ванты; 3 – пилон

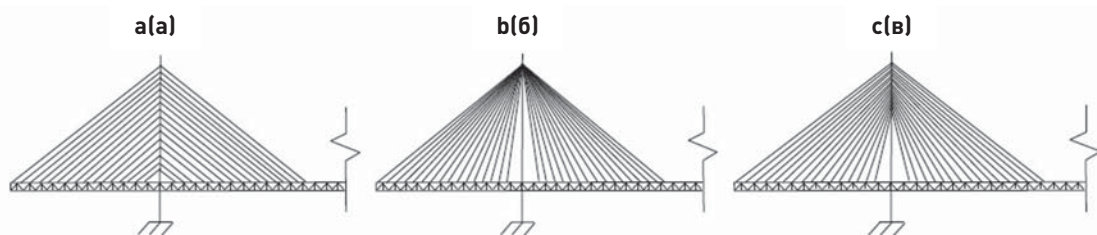


Fig. 16. Schemes of cable-stayed bridges: a – harp system; b – fan system; c – semi-harp system

Рис. 16. Схемы вантовых мостов: а – система «арфа»; б – система «пучок»; в – система «веер»

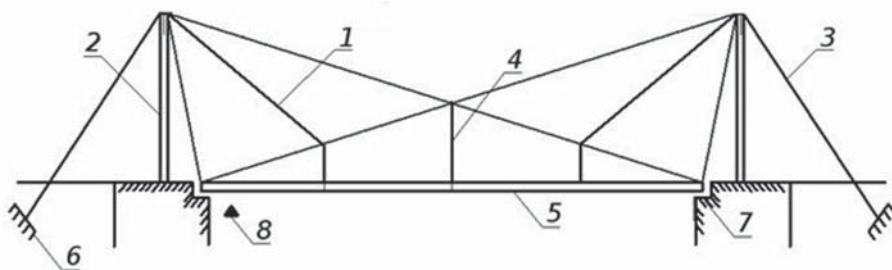


Fig. 17. Scheme of a cable-stayed suspension bridge of the Gisklard system: 1 – cable stay; 2 – pylon; 3 – anchor cable; 4 – vertical suspender; 5 – stiffening girder; 6 – anchorage; 7 – support; 8 – the supporting part of the stiffening girder

Рис. 17. Схема вантового висячего моста системы Жисляра: 1 – ванта; 2 – пилон; 3 – оттяжка; 4 – подвеска; 5 – балка жесткости; 6 – анкерное устройство; 7 – опора; 8 – опорная часть балки жесткости

The load distributions in suspension and cable-stayed bridges are somewhat different from each other. The load [17] distribution scheme for both types of bridges is shown in Figure 19.



Fig. 18. Characteristic central node for the Gisclard system, element of the cable-stayed suspension bridge “Pont suspendu de Bourret” in France
Рис. 18. Характерный центральный узел для системы Жискляра, элемент вантового висячего моста «Pont suspendu de Bourret» во Франции

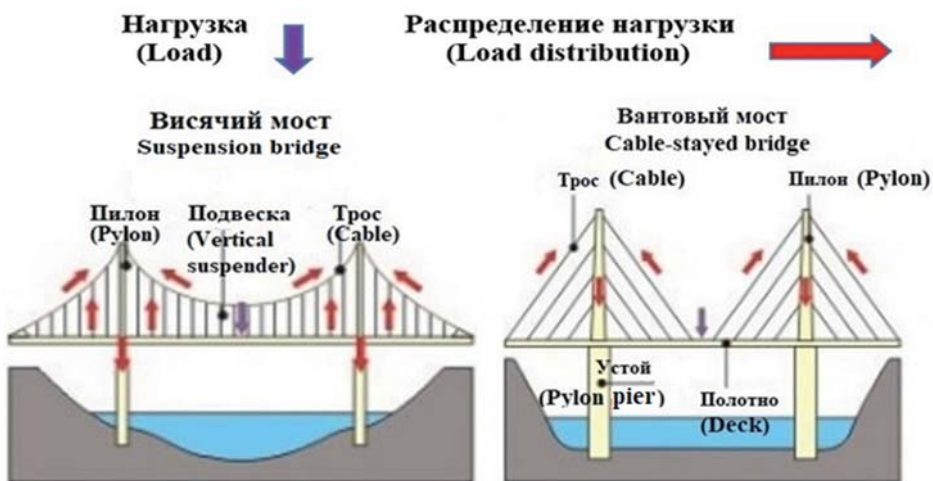


Fig. 19. Scheme of load distribution in suspension and cable-stayed bridges
Рис. 19. Схема распределения нагрузки в висячих и вантовых мостах

Measures to increase the rigidity of multi-span suspension and cable-stayed bridges

The following technique is designed to increase the rigidity of cable-stayed and suspension bridges by connecting the tops of the pylons with the help of an additional element in the form of a tightening of the so-called stiffening cable (Fig. 20–21). In addition, the use of a stiffening cable in the structures of the bridge superstructures reduces the consumption of material for the anchor supports of the bridges.

Features of the stiffening cable:

The cable must be able to resist large displacements; The cable needs to withstand the thrust caused by a temporary load; Temperature effects create additional stresses in the entire structure and in the cable and adversely affect its operation; When loading only one span, the cable works

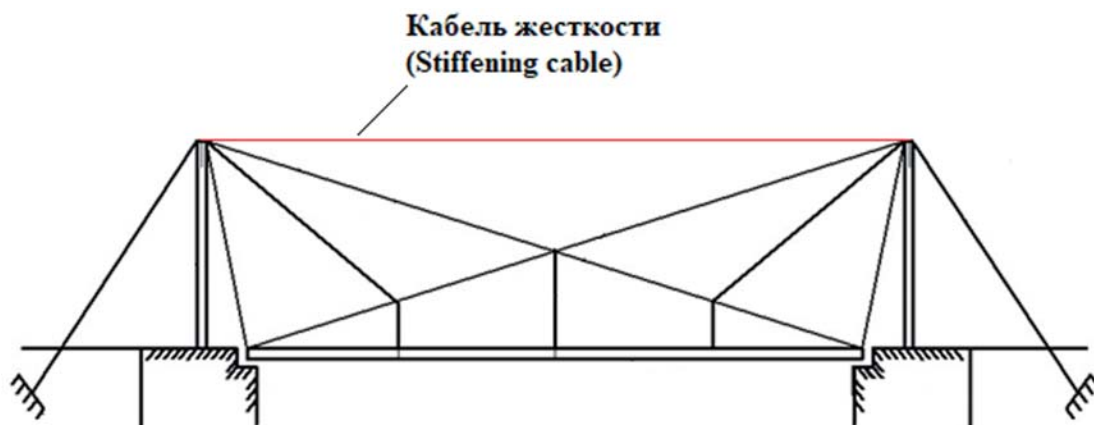


Fig. 20. Scheme of a cable-stayed suspension bridge of the Gisclard system, improved by the addition of stiffening cables by his colleague Gaston Leinekugel Le Cocq

Рис. 20. Схема вантового висячего моста системы Жисляра, улучшенная добавлением кабелей жесткости его коллегой Гастоном Лейнекугель Ле Коком

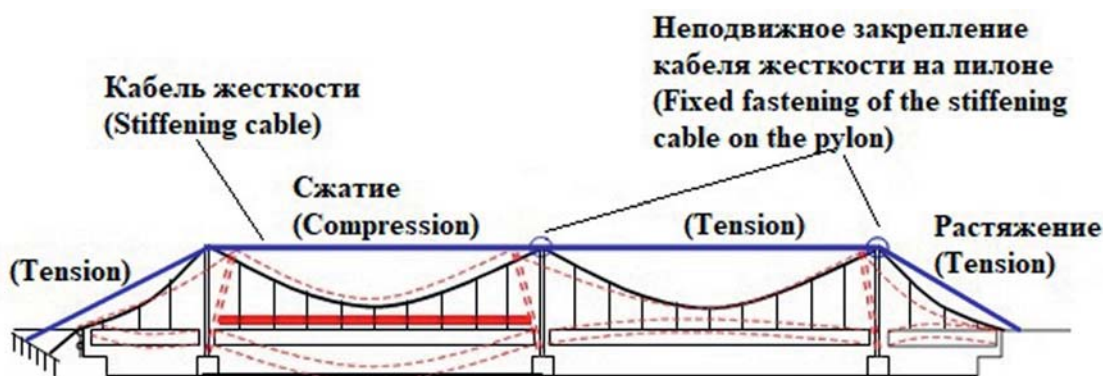


Fig. 21. Scheme of stiffening cable on suspension bridge pylons

Рис. 21. Схема кабеля жесткости на пило́нах висячего моста



Fig. 22. Historic cable-stayed suspension bridge of Deir ez-Zor, Syria. The arrows show the stiffening cables
Рис. 22. Исторический вантовый висячий мост города Дейр-эз-Зора, Сирия.
Стрелками показаны кабели жесткости

most efficiently. To increase rigidity, reduce cable sagging, and eliminate temperature deformations, that is, to increase the efficiency of its operation, immediately upon installation, it is pre-stretched by the amount of thrust arising from the temporary load. It should be noted that the cable in a loaded span works as a spacer, and in unloaded spans, it maintains its same tension without deforming. In a rectilinear cable, elastic deformations occur, which means that the deflections of the loaded span and the displacements of the pylon tops are small.

In the cable-stayed suspension bridge of the city of Deir ez-Zor, which was built according to the above-mentioned Gisklard system, its designer applied measures to increase rigidity, namely, stiffening cables were added (Fig. 22).

Influence lines in a radial cable-stayed truss of the Gisklard system

In the truss shown in Figure 23, each of the nodes, 1, 2, 3, 5, 6, 7, except for the middle node, that is, the “O” node is suspended only from the nearest pylon and is suspended from the adjacent truss node from the side of the second pylon. In the scheme under consideration, the influence lines are illustrated in Figure 23. Each cable stay is subject only to tensile forces, the condition for the cable stays to work in tension should be so that the top cable truss chords of one half-span (half-span are both sides of the “O” node) are located on a straight line with by the upper radial cable stay of the other half-span (Gisklard system). The disadvantage of this scheme is the high position of the “O” node, the large length of the vertical suspenders and high pylons.

To restore or strengthen the bridge (Fig. 24), it is necessary to make some calculations. For example, to calculate the stiffening girder [3, 4], cable stays, anchor cables, pylons [6, 10]. As an example, the algorithms for calculating the cable stays and their cross-sectional area are given below.

When calculating the bridge, we use the following known values (Fig. 24): L – the size of the main span; d – panel, that is, the distance between the points of attachment of the cable stays

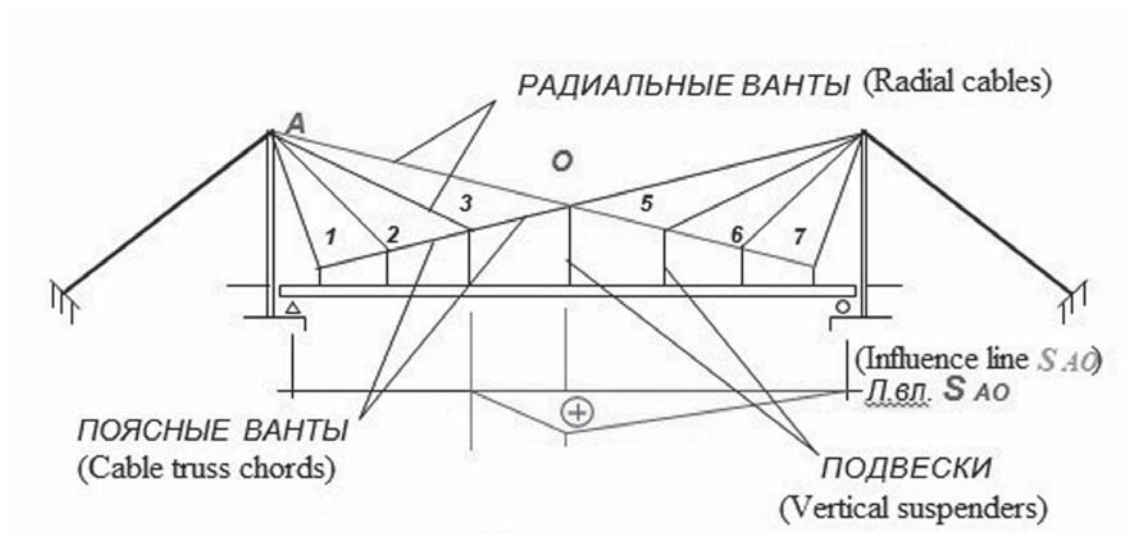


Fig. 23. Influence lines in a radial cable-stayed bridge truss of the Gisklard system

Рис. 23. Линии влияния в радиально-вантовой ферме моста системы Жискляра

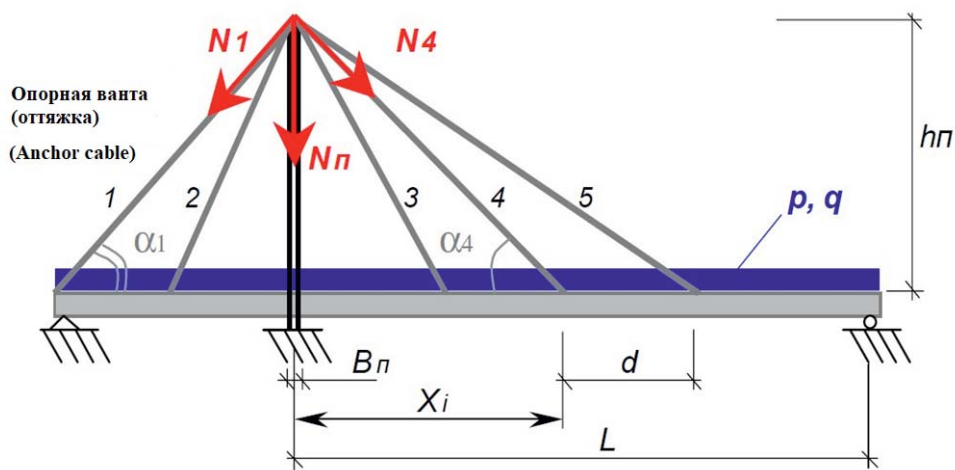


Fig. 24. Scheme for the calculation of the elements of a cable-stayed bridge

Рис. 24. Схема к расчету элементов вантового моста

on the stiffening girder; X_i – the distance from the pylon to the point of attachment of the cable stay on the stiffening girder; h_n – the height of the pylon; B_n – the width of the pylon; p, q – the intensity of the permanent and temporary load, respectively; α_1 – the angle No. 1 of inclination of the anchor cable (anchor cable stay) to the horizon; N_1 – the force No. 1 in the anchor cable stay No. 1 (anchor cable No. 1); α_4 – the angle No. 4 of inclination of the cable stay to the horizon; N_4 – the force No. 4 in the cable stay No. 4; N_n – the force in the pylon.

Cable stays calculations

To determine the main forces N_B in the cable stays, it is advisable to use the methodology proposed by professor V.K. Kachurin [6]:

- the longitudinal force in all the cable stays, except for the anchor cables, is equal to:

$$N_{Bi} = \frac{1,5 \cdot (p + q) \cdot L \cdot (1 - 1,06 \cdot \lambda_i)}{n \cdot \sin \alpha_i} \quad (1)$$

Or in general

$$N_{Bi} = \frac{(p + q) \cdot L \cdot d_i}{\sin \alpha_i} \quad (2)$$

Where: $\lambda_i = \frac{x_i}{L}$ – the distance from the pylon (to which the cable stay is attached) to the point of its attachment on the stiffening girder, expressed in fractions of the main span (Fig. 24).

n – the number of cable stays in the main span.

- the longitudinal force in the anchor cable (anchor cable stay), is equal to:

$$N_{OT} = \frac{\sum N_{Bi} \cdot \cos \alpha_i}{\cos \alpha_{OT}} \quad (3)$$

It should be noted that the cross section for the longest cable stays is assigned greater than for the rest of the cable stays by at least 30 to 50 %.

Cross-sectional area of the cable stay (cable)

According to the strength condition, can be obtained from the following expression:

$$A_k = \frac{N_k}{0,5 \cdot R_{un}} \quad (4)$$

Where: R_{un} – is the temporary tear resistance of the cable (brittle fracture), accepted for factory-made cables in the range of 1200–1800 MPa (1000–2400 MPa).

Protection of the cable-stayed suspension bridge in Deir ez-Zor from wind and seismic vibration

Since the territory of Syria is seismically hazardous with many earthquakes of varying intensity and frequency composition [1, 2, 14, 18], which have occurred over the centuries, after the restoration of the cable-stayed suspension bridge of Deir ez-Zor, measures should be taken to protect it from wind [7] and seismic vibration [5, 20] to ensure the safety of the bridge. Vibration reduction in cable-stayed suspension bridges can be achieved with tuned mass dampers, abbreviated (TMD), or with tuned mass magnetorheological dampers, abbreviated (TMD-MR DAMPER). Such damping systems have been studied by scholars W.J. Wu and S.C.S. Cai. The basic concept

of cable vibration control with the TMD-MR damping system is shown in Figure 25, where the cable mass and the mass of the TMD-MR system are denoted m_1 and m_2 respectively. The MR damper provides adjustable damping and stiffness.

A sketch of the proposed TMD-MR system that can be used for cable-stayed suspension bridges, including the cable-stayed suspension bridge of the city of Deir ez-Zor in Syria, is shown in Figure 26. It should be noted that when MR dampers are not used or removed, the TMD-MR damper system, actually turns into a conventional vibration damper, i.e. TMD without a damping element. Although the TMD usually has a damping element, the TMD component is hereinafter deliberately referred to as the case without a damping element to distinguish it from the TMD-MR damper, which consists of tuned mass dampers (TMD) and magnetorheological dampers (MR) components.

This TMD-MR damping system is designed to be installed on a cable, and the concept of vibration suppression is shown in Figure 26. Cable vibrations are caused by excitations from the

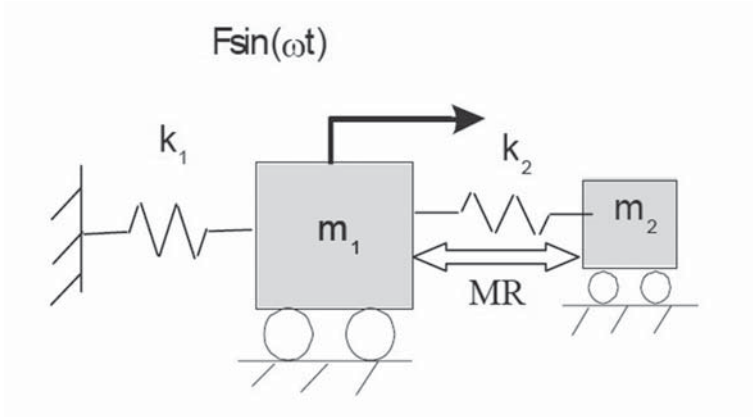


Fig. 25. Cable-TMD-MR system
Рис. 25. Система кабель-демпферы TMD-MR

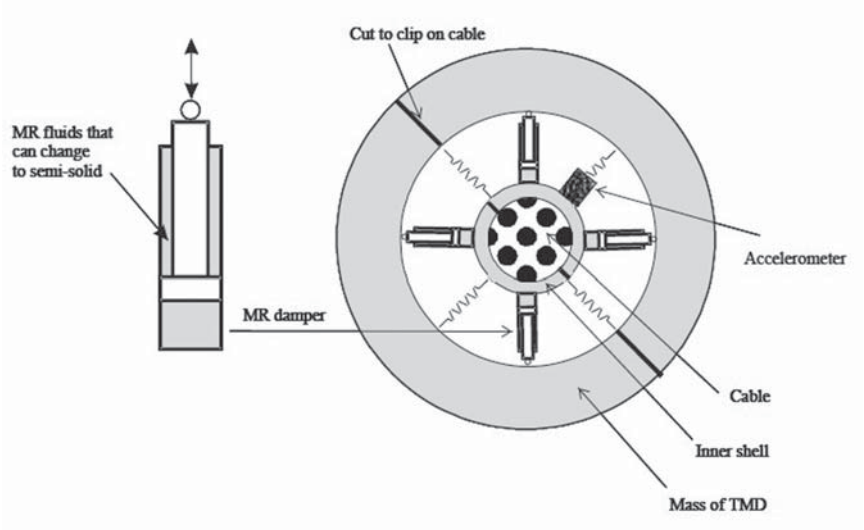


Fig. 26. Sketch of a TMD-MR damper system
Рис. 26. Эскиз демпферной системы TMD-MR

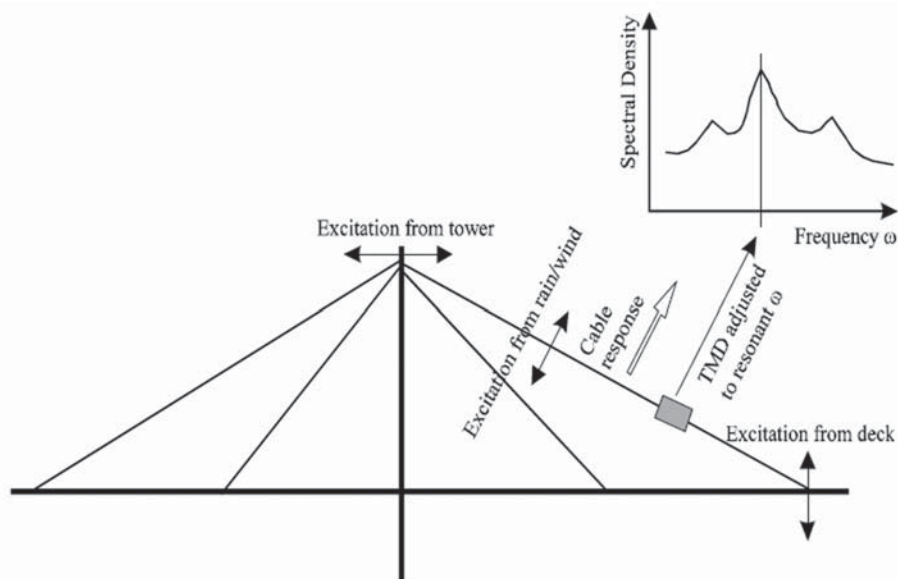


Fig. 27. Scheme of cable vibration control strategy
Рис. 27. Схема стратегии контроля вибрации кабеля

interaction of the pylon, bridge deck, wind-rain-cable, or their combinations. Characteristics of cable vibrations can be obtained in the spectral diagram, which is processed according to accelerometer data (Fig. 26). Multiple peaks in the spectral diagram are assumed and should be expected, since cable vibration excitations can be single frequency, multi frequency, or random. The frequency of the TMD-MR system will be tuned to the frequency corresponding to the most significant resonant vibration i.e. highest peak (Fig. 27) or other target frequency along with adjustment of its location and damping ratio to dampen vibration as effectively as possible.

Conclusions

The cable-stayed suspension bridge of the city of Deir ez-Zor, which is an architectural monument and part of the history of Syria, deserves a better fate, so every effort must be made to restore it and subsequently strengthen this unique object with seismic. For this, some calculations were given as an example that can be used to restore the bridge deck, cable-stays, pylons, pylon piers or abutments.

To protect the cable-stays from vibration, it is necessary to take into account their vibrations caused by excitations from the interaction of the pylon, bridge deck, wind-rain-cable or their combinations. The cable-stays are susceptible to external disturbances due to their own low damping. Due to the peculiarities of their location, the effectiveness of vibration reduction by mechanical dampers cannot be fully exploited, therefore, it is proposed to use magnetorheological (MR) liquid dampers with tuned or adjustable mass (TMD), which combine the convenience of installing TMD and the adjustability of MR dampers. Such an MR-TMD damper can be mounted anywhere on the cable. Scholars in different parts of the world, such as W.J. Wu, S.C.S. Cai, G.E. Valdebenito, A.C. Aparicio and others have experimentally demonstrated the good effect of such a damper

to reduce or suppress cable vibration during periodic excitation. The effectiveness of vibration reduction is affected by the ratio between the excitation frequency, the frequency of the cable and the frequency of the damper, taking into account this, the damper frequency is adjusted. This combination of dampers can also be used in power transmission lines.

Since it is important to preserve the original appearance and authenticity of the cable-stayed suspension bridge in the city of Deir ez-Zor in Syria, the use of the TMD-MR damper system is the most suitable to reduce vibration, of course, during or after the restoration of the bridge.

References

1. Aldrebi Z.A. Seismic hazard of the territory of Syria. Seismostoi koe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii = Earthquake Engineering. Constructions Safety. 2019;[6]:43–48 (in Russian).
2. Ambraseys N.N., Jackson J.A. Faulting associated with historical and recent earthquakes in the Eastern Mediterranean. Geophysical Journal International. 1998;133(2):390–406. <https://doi.org/10.1046/j.1365-246x.1998.00508.x>
3. Bakhtin S.A. Determination of extreme values of internal forces in an arbitrary section of the stiffening girder of suspension bridges. In: Research in the work of artificial structures. Novosibirsk: Siberian Transport University; 1982, p. 36–42 (in Russian).
4. Belenya E.I., Streletsky N.N., Vedenikov G.S., Klepikov L.V., Morachevskii T.N. Metal structures. Special Course. Moscow: Transport Publ.; 1982 (in Russian).
5. Ettouney M., Hapij A., Gajer R. Frequency – Domain Analysis of Long – Span Bridges Subjected to Non-uniform Seismic Motions. Journal of Bridge Engineering. 2001;6(6):577–586. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1084-0702\(2001\)6:6\(577\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1084-0702(2001)6:6(577))
6. Kachurin V.K., Bragin A.V., Erunov B.G. Design of suspension and cable-stayed bridges. Moscow: Transport Publ.; 1971. (in Russian).
7. Kazakevich M.I. Bridge aerodynamics. Moscow: Transport Publ.; 1987 (in Russian).
8. Kirsanov N.M. Calculation of suspension combined systems along the lines of influence, taking into account deflections. Voronezh: Publishing House of Voronezh University; 1976 (in Russian).
9. Kirsanov N.M. Suspension and cable-stayed structures. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1981 (in Russian).
10. Kushnerev A.M. Design and calculation of suspension and cable-stayed bridges. Novosibirsk; 1969 (in Russian).
11. Leinekugel Le Cocq Didier. Ingénieur des ponts. L'histoire de l'entreprise Arnodin - Leinekugel Le Cocq de 1872 à 2002. Paris: La Vie du Rail; 2010 (in French).
12. Marrey B. Les ponts modernes 18e-19e siècle. Paris: Picard Éditeur; 1990 (in French).
13. Marrey B. Les ponts modernes 20 siècle. Paris: Picard Éditeur; 2000 (in French).
14. Omar H.M., Tatevosyan R.E., Rebetskiy Yu.L. The mechanisms of earthquakes and the stress state of the earth's crust in Syria. Vestnik KRAUNTS. Nauki o Zemle = Bulletin of Kamchatka Regional Association «Educational-Scientific Center». Earth Sciences. 2012;[20]:139–148 (in Russian).
15. Perelmuter A.V. Fundamentals of calculation of cable-stayed systems. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1969 (in Russian).
16. Petropavlovsky A.A., Kryltsov E.I., Bogdanov N.N., Iosilevskii L.I., Streletskii N.N., Potapkin A.A., Fridkin V.M., Kravtsov M.M. Cable-stayed bridges. Moscow: Transport Publ.; 1985 (in Russian).
17. Safronov V.S. Calculation of suspension and cable-stayed bridges for a moving load. Voronezh: Publishing House of Voronezh University; 1983 (in Russian).
18. Sbeinati M.R., Darawcheh R., Mouty M. The historical earthquakes of Syria: an analysis of large and moderate earthquakes from 1365 B.C. to 1900 A.D. Annals of Geophysics. 2005;48(3):347–435. <https://doi.org/10.4401/ag-3206>
19. Silnitsky Yu.M. Cable-stayed bridges. Leningrad; 1972 (in Russian).
20. Vader T., Mc Daniel C.C. Influence of Energy Dissipating Systems on the Seismic Response of Cable Supported Bridges. In: Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, Canada; 2004, paper No. 1046.

Список литературы

1. *Альдребби З.А.* Сейсмическая опасность территории Сирии. Сейсмостойкое строительство. Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2019;(6):43–48.
2. *Ambraseys N.N., Jackson J.A.* Faulting associated with historical and recent earthquakes in the Eastern Mediterranean. *Geophysical Journal International*. 1998;133(2):390–406. <https://doi.org/10.1046/j.1365-246x.1998.00508.x>
3. *Бахтин С.А.* Определение экстремальных значений внутренних усилий в произвольном сечении балки жесткости висячих мостов. В: Исследования работы искусственных сооружений. Новосибирск: Сибирский государственный университет путей сообщения; 1982, с. 36–42.
4. *Беленя Е.И., Стрелецкий Н.Н., Ведеников Г.С., Клепиков Л.В., Морачевский Т.Н.* Металлические конструкции. Специальный курс. Москва: Транспорт; 1982.
5. *Ettouney M., Napij A., Gajer R.* Frequency – Domain Analysis of Long – Span Bridges Subjected to Non-uniform Seismic Motions. *Journal of Bridge Engineering* 2001;6(6):577–586. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1084-0702\(2001\)6:6\(577\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1084-0702(2001)6:6(577))
6. *Качурин В.К., Брагин А.В., Ерунов Б.Г.* Проектирование висячих и вантовых мостов. Москва: Транспорт; 1971.
7. *Казакевич М.И.* Аэродинамика мостов. Москва: Транспорт; 1987.
8. *Кирсанов Н.М.* Расчет висячих комбинированных систем по линиям влияния с учетом прогибов. Воронеж: Изд-во Воронеж. ун-та; 1976.
9. *Кирсанов Н.М.* Висячие и вантовые конструкции. Москва: Стройиздат; 1981.
10. *Кушнерев А.М.* Проектирование и расчет висячих и вантовых мостов. Новосибирск; 1969.
11. *Leinekugel Le Cocq Didier.* Ingénieur des ponts. L'histoire de l'entreprise Arnodin - Leinekugel Le Cocq de 1872 à 2002. Paris: La Vie du Rail; 2010.
12. *Marrey B.* Les ponts modernes 18e-19e siècle. Paris: Picard Éditeur; 1990.
13. *Marrey B.* Les ponts modernes 20 siècle. Paris: Picard Éditeur; 2000.
14. *Омар Х.М., Татевосян Р.Э., Ребецкий Ю.Л.* Механизмы землетрясений и напряженное состояние земной коры в Сирии. Вестник Краунц. Науки о земле. 2012;(20):139–148.
15. *Перельмутер А.В.* Основы расчета вантово-стержневых систем. Москва: Стройиздат; 1969.
16. *Петропавловский А.А., Крыльцов Е.И., Богданов Н.Н., Иосилевский Л.И., Стрелецкий Н.Н., Потапкин А.А., Фридкин В.М., Кравцов М.М.* Вантовые мосты. Москва: Транспорт; 1985.
17. *Сафронов В.С.* Расчет висячих и вантовых мостов на подвижную нагрузку. Воронеж: Изд-во Воронеж. ун-та; 1983.
18. *Sbeinati M.R., Darawcheh R., Mouty M.* The historical earthquakes of Syria: an analysis of large and moderate earthquakes from 1365 B.C. to 1900 A.D. *Annals of Geophysics*. 2005;48(3):347–435. <https://doi.org/10.4401/ag-3206>
19. *Сильницкий Ю.М.* Вантовые мосты. Ленинград; 1972.
20. *Vader T., Mc Daniel C.C.* Influence of Energy Dissipating Systems on the Seismic Response of Cable Supported Bridges. In: *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver, Canada; 2004, paper No. 1046.

Information about author / Информация об авторе

Ziad A. Aldrebi, Ph.D. in civil engineering, Researcher, Lecturer-researcher, Civil engineer, Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University, Saint Petersburg
e-mail: ziald67@gmail.com
tel.: +7 (911) 836-36-27

Зиад Ахмад Альдребби, канд. техн. наук, исследователь, преподаватель-исследователь, инженер-строитель, ФГБОУ ВО «Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I», Санкт-Петербург
e-mail: ziald67@gmail.com
тел.: +7 (911) 836-36-27

УДК 691.421

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1\(36\)-27-40](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1(36)-27-40)

EDN: ZFIKOG

ОЦЕНКА ДОЛГОВЕЧНОСТИ КИРПИЧНЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ПРОВЕДЕНИИ ИНЖЕНЕРНЫХ ИЗЫСКАНИЙ

Д.Ю. ЖЕЛДАКОВ¹, канд. техн. наук
О.И. ПОНОМАРЕВ², канд. техн. наук
А.А. МИНАСЯН^{2,✉}, канд. техн. наук
С.А. ТУРСУКОВ³

¹ Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук (НИИСФ РААСН), Локомотивный проезд, д. 21, г. Москва, 127238, Российская Федерация

² 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

³ Правительство Республики Башкортостан, ул. Тукаева, д. 46, г. Уфа, 450101, Российская Федерация

Аннотация

Введение. Основные правовые акты Российской Федерации, нормирующие порядок проведения обследования и мониторинга технического состояния зданий и сооружений, устанавливают требования к включению в состав технического заключения результатов изучения и расчетов возможных изменений, происходящих во времени. Однако такие результаты практически отсутствуют в технической документации по мониторингу. Для кирпичной кладки в первую очередь это связано с отсутствием достоверных методик исследования долговечности.

Образование солей в материале кирпича может влиять на его долговечность. Такие реакции рассматриваются как побочные реакции второго типа, то есть реакции, обусловленные внешним воздействием.

Цель. На основании математической модели разработать инженерную методику определения долговечности материала кирпича.

Материалы и методы. В статье представлены результаты обследования отдельно стоящего кирпичного здания в составе многофункционального комплекса «ГЭС-2» в Москве постройки 1906 года с использованием разработанных методик. Процесс деструкции материала кирпича рассматривается на основании законов физической химии и описывается многостадийным процессом.

Результаты. Выполненные авторами исследования, описанные в данной статье, показывают, что разработанная методика определения долговечности строительной керамики может быть использована в том числе для оценки остаточной долговечности материала кирпича исторических зданий.

Выводы. Результаты исследований показали, что при оценке долговечности стен зданий из керамических кладочных материалов необходимо учитывать не только морозостойкость, но и химическую деструкцию материалов.

Предлагается дополнить методику обследования кладки, изложенную в ГОСТ 31937-2011, следующими пунктами: правила отбора проб для последующего определения влажности материала конструкции с указанием требований к оборудованию; правила отбора проб для последующего определения остаточной долговечности материала, включая методику расчета остаточной долговечности.

Ключевые слова: долговечность, деструкция кирпича, методика определения долговечности, оценка остаточной долговечности, замачивание кладки

Для цитирования: Желдаков Д.Ю., Пономарев О.И., Минасян А.А., Турсуков С.А. Оценка долговечности кирпичных и каменных конструкций при проведении инженерных изысканий. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2023;36(1):27–40. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1\(36\)-27-40](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1(36)-27-40)

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 16.12.2022

Поступила после рецензирования 24.01.2023

Принята к публикации 07.02.2023

DURABILITY ASSESSMENT OF BRICK AND STONE STRUCTURES IN ENGINEERING SURVEYS

D.Yu. ZHELDAKOV¹, Cand. Sci. (Engineering)

O.I. PONOMAREV², Cand. Sci. (Engineering)

A.A. MINASYAN^{2,✉}, Cand. Sci. (Engineering)

S.A. TURSUKOV³

¹Research Institute of Building Physics of the Russian Academy of Architecture and Building Sciences (NIISF RAASN), Locomotivny proezd, 21, Moscow, 127238, Russian Federation

²Research 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

³Government of the Republic of Bashkortostan, Tukaeva str., 46, Ufa, 450101, Russian Federation

Abstract

Introduction. According to the main legal acts of the Russian Federation that regulate the procedure of inspection and monitoring of buildings and structures, the technical statement should include the results obtained during the studies and calculations of possible temporal variations. However, these results are virtually absent in the monitoring technical documentation presented today. In the case of brickwork, this is primarily due to the lack of reliable methods for durability surveys. For example, the formation of salts in the brick material can affect its durability. Such reactions are considered as the side reactions of the second type, i.e., reactions caused by external effects.

Aim. To develop an engineering technique for assessing the durability of a brick material on the basis of a mathematical model.

Materials and methods. The article presents the results obtained in a survey of a free-standing brick building, as part of the “GES-2” Moscow multifunctional complex built in 1906, using the developed techniques. The process of brick material destruction is considered according to the laws of physical chemistry and described by a multi-stage process.

Results. The developed technique for assessing the durability of building ceramics can be additionally used to assess the residual durability of a historical building brick material.

Conclusion. During the durability assessment of building walls made of ceramic masonry materials, it is necessary to take into account not only the frost resistance, but also the chemical destruction of materials. It is proposed to supplement the masonry inspection technique outlined in GOST 31937-2011 with the following items: sampling rules for the subsequent determination of the moisture content in structural materials with a statement of the requirements for equipment; sampling rules for the subsequent determination of the material residual durability, including the technique for calculating residual durability.

Keywords: durability, brick destruction, durability determination technique, residual durability assessment, masonry wetting

For citation: Zheldakov D.Yu., Ponomarev O.I., Minasyan A.A., Tursukov S.A. Durability assessment of brick and stone structures in engineering surveys. *Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2023;36(1): 27–40. (In Russ.). [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1\(36\)-27-40](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1(36)-27-40)

Author contribution statements

All authors made equal contributions to the preparation of this article.

Funding

No funding support was obtained for the research.

Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Received 16.12.2022

Revised 24.01.2023

Accepted 07.02.2023

Введение

Основные правовые акты Российской Федерации, нормирующие порядок проведения обследования и мониторинга технического состояния зданий и сооружений, устанавливают требования к включению в состав технического заключения результатов изучения и расчетов возможных изменений, происходящих во времени.

Пункт 4.1 статьи 47 Градостроительного кодекса Российской Федерации [1] определяет, что «Результаты инженерных изысканий представляют собой документ о выполненных инженерных изысканиях, содержащий материалы <...> в том числе о результатах изучения, оценки и *прогноза возможных изменений* природных и техногенных условий указанной территории применительно к объекту капитального строительства при осуществлении строительства, реконструкции такого объекта и после их завершения <...>».

Федеральный закон от 23 декабря 2009 года № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» [2] конкретизирует обязательные, минимально необходимые требования к зданиям и сооружениям, которые должны выполняться в обязательном порядке. В статье 15 главы 3 «Требования к результатам инженерных изысканий и проектной документации в целях обеспечения безопасности зданий и сооружений» указанного Федерального закона определено, что «результаты инженерных изысканий должны быть достоверными и достаточными для установления проектных значений параметров и других проектных характеристик здания или сооружения, а также проектируемых мероприятий по обеспечению его безопасности. Расчетные данные в составе результатов инженерных

изысканий должны *<...> содержать прогноз изменения их значений в процессе строительства и эксплуатации здания или сооружения».*

ГОСТ 31937-2011 «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния» [13] «регламентирует требования к работам и их составу по получению информации, необходимой для контроля и повышения степени механической безопасности зданий и сооружений». При этом основное понятие комплексного обследования технического состояния здания определяется как «комплекс мероприятий по определению и оценке фактических значений контролируемых параметров *<...>*, характеризующих работоспособность объекта обследования и определяющих возможность его дальнейшей эксплуатации, реконструкции или необходимость восстановления, усиления, ремонта *<...>*». При этом цель комплексного обследования технического состояния здания «заключается в определении действительного технического состояния здания и его элементов, *получении количественной оценки фактических показателей качества конструкций* (прочности, сопротивления теплопередаче и др.) *с учетом изменений, происходящих во времени*, для установления состава и объема работ по капитальному ремонту или реконструкции» (п. 5.1.1).

Тем не менее результаты возможных изменений, происходящих во времени, практически отсутствуют в технической документации по мониторингу. Для кирпичной кладки в первую очередь это связано с отсутствием достоверных методик исследования долговечности. До настоящего времени в нормативных документах, например в СП 15.13330.2020 «Каменные и армокаменные конструкции» [14] (табл. 5), долговечность конструкций связывают с морозостойкостью материала кладки. При этом морозостойкость кирпича, например в ГОСТ 530-2012 «Кирпич и камень керамические. Общие технические условия» [15], определяется визуально по степени повреждений после определенного числа циклов замораживания/оттаивания. То есть морозостойкость есть величина абсолютно субъективная. Только характеристики морозостойкости кирпича, камня раствора не могут определять долговечность кирпичных и каменных конструкций. О невозможности использования морозостойкости как параметра для оценки долговечности говорится в [3, 4].

Проведенные в ФГБУ «НИИСФ РААСН» в последние годы исследования показали, что долговечность кладки из кирпича и керамического камня определяется не только морозостойкостью кладочных изделий и раствора.

Выполненные специалистами НИИСФ обследования кирпичных и каменных конструкций зданий исторической застройки показали, что коррозия кладки, возведенной из керамических стеновых материалов, происходит даже в конструкциях зданий, не подверженных прямому воздействию положительных и отрицательных температур при увлажнении кладки.

Исследования также показали, что интенсивное замачивание кладки способствует более активному протеканию химической коррозии керамических кладочных изделий и образованию карбонатов и силикатов кальция на поверхности кладки, т. е. более интенсивная коррозия имеет место на участках, подверженных большому увлажнению.

Результаты исследований показали, что при оценке долговечности стен зданий из керамических кладочных материалов необходимо учитывать не только морозостойкость, но и химическую деструкцию материалов.

Метод

В работах [5, 6] разработан метод и описана методика расчета долговечности материала стеновой керамики, в том числе при ее работе в ограждающих конструкциях зданий. Метод основан на протекании химической коррозии материала керамики при его увлажнении и может быть применен для расчета остаточной долговечности материала в конструкции.

Процесс деструкции материала кирпича рассматривается на основании законов физической химии [5] и описывается многостадийным процессом. На первой стадии в материале кирпича происходит образование щелочей из оксидов щелочных и щелочноземельных металлов. Щелочь может также поступать в кирпич из цементно-песчаного раствора. В основном это гидроксид кальция, образующийся в цементно-песчаном растворе при протекании процесса выщелачивания [7, 8].

На второй стадии процесса происходит взаимодействие образовавшихся в материале кирпича и/или поступивших в него из цементно-песчаного раствора щелочей с оксидами кремния и алюминия аморфной фазы материала кирпича. При этом происходит полное разрушение материала кирпича до размеров частиц порядка 10^{-5} – 10^{-6} м, так как аморфная составляющая является связующей фазой материала.

В процессе деструкции участвует также нехимическая стадия – стадия увлажнения. Влага, в том числе и атмосферная, перемещаясь через конструкцию под действием паропроницаемости или влагопроводности, запускает механизмы деструкции. Процессы образования щелочей при взаимодействии воды и твердой фазы и реакции щелочей с твердой фазой напрямую зависят от температуры. Переменные температурные воздействия, проникая вглубь конструкции, создают различные условия протекания деструкции в различных слоях.

На основании значительного количества исследований разработана математическая модель процесса химической деструкции строительной керамики. На основании математической модели разработана инженерная методика определения долговечности материала кирпича [9]. В общем виде скорость коррозии материала в конструкции можно записать в виде феноменологического уравнения как функцию температуры, концентрации щелочей и влажности материала:

$$Cd = \frac{Cd_0}{\gamma_1^{k \frac{t_{22} - t_0}{t_0}}} \left(\frac{C_{\Sigma \max}^{22}}{C_0} \right)^k (\gamma_2 \gamma_1^k)^{\frac{t}{10}} \frac{w_3}{w_{\max}}, \quad (1)$$

где Cd , Cd_0 – коэффициент химической деструкции материала в условиях эксплуатации, полученный в результате лабораторных исследований при концентрации щелочи $C_0 = 0,5$ н и температуре $t_0 = 100$ °С, %/час;

γ_1 , γ_2 – температурный коэффициент скорости процессов гидратации и химической деструкции в формуле Вант-Гоффа, определенные в результате лабораторных исследований;

k – степенной коэффициент пересчета скорости реакции деструкции от концентрации веществ;

t_{22} , t_0 , t – температура лабораторного эксперимента 22 °С, 100 °С и эксплуатации материала;

$C_{\Sigma \max}^{22}$ – максимальная равновесная концентрация, полученная в результате лабораторных исследований при температуре $t = 22$ °С;

C_0 – концентрация гидроксида калия в эксперименте, $C_0 = 0,5$ н;

w_{max} , w_o – максимальная и эксплуатационная влажности материала стеновой керамики.

Коэффициент химической деструкции Cd численно равен доле материала, выраженной в процентах, которая разрушается при химическом воздействии на материал в течение часа. Физико-химический смысл коэффициента химической деструкции – суммарная скорость всех реакций, протекающих в материале кирпича и определяющих его химическую деструкцию. Коэффициент химической деструкции имеет размерность [%/час] или [$ч^{-1}$], что делает возможным его использование в расчете долговечности материала. Долговечность материала D определяется из условия:

$$D = 1/0,01Cd \text{ [час]}, \quad (2)$$

где 0,01 – переводной коэффициент из процентов в доли.

Для определения параметров в уравнении (1) были разработаны две методики, подробно описанные в [6]: методика исследования скорости образования щелочей в материале кирпича и их равновесной концентрации (определение коррозионной активности влаги) и методика определения скорости реакций взаимодействия щелочей с материалом кирпича (определение химической стойкости материала).

Влажность материала определяется несколькими характеристиками: влажностью и эксплуатационной влажностью материала, водопоглощением и водонасыщением материала.

Влажность проб определяется как отношение разницы массы отобранного материала в увлажненном и сухом состояниях к массе увлажненного материала, в процентах.

Эксплуатационная влажность материала конструкции по результатам натурных измерений определяется по методике, предложенной в [10].

Испытания на водопоглощение проводятся в соответствии с ГОСТ 7025-91 «Кирпич и камни керамические и силикатные. Методы определения водопоглощения, плотности и контроля морозостойкости» [16] методом насыщения образцов водой с температурой $(20 \pm 5)^\circ C$ при атмосферном давлении. Водопоглощение (w_{max}) образцов в процентах по массе вычисляют по формуле

$$w_{max} = \frac{m_1 - m}{m} \times 100, \quad (3)$$

где m_1 – масса образца, насыщенного водой, г;

m – масса образца, высушенного до постоянной массы, г.

Таким образом все параметры, входящие в уравнение (1), могут быть определены на основании разработанных методик. В соответствии с уравнением (1) долговечность строительной керамики может быть определена на основании физико-химических законов.

Результаты

Авторами статьи было проведено комплексное обследование отдельно стоящего кирпичного здания в составе многофункционального комплекса «ГЭС-2» в Москве (рис. 1) постройки 1906 года с использованием описанных в разделе 2 настоящей статьи методик.

Результаты исследования влажности материала по сечению ограждающей конструкции приведены на графике (рис. 2).

Максимальное водопоглощение материала кирпича по результатам исследования и обработки результата составило 13,2 %. Эксплуатационная влажность материала составила

1,15 %. При этом в соответствии с рекомендациями [10] коэффициент теплотехнического качества η принимался равным 1. Увеличение влажности на глубине около 200 мм, скорее всего, связано с наличием «забутовки», оставленной при реконструкции.

Результаты исследования химической активности материала кирпича представлены в табл. 1.

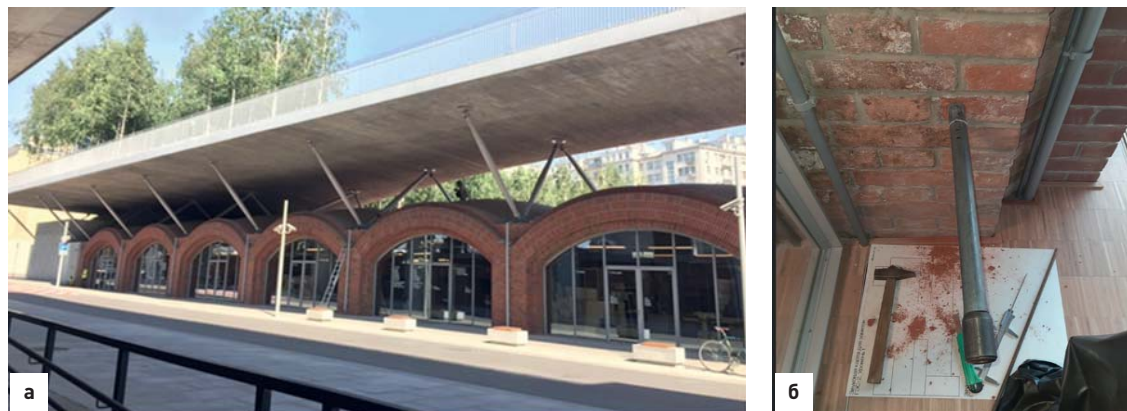


Рис. 1. Проведение исследований на объекте «ГЭС-2»:
а – общий вид здания; б – отбор проб для определения влажности материала
Fig. 1. Surveys at the “GES-2” multifunctional complex: а – general view of the building;
б – sampling for the determination of the material moisture content

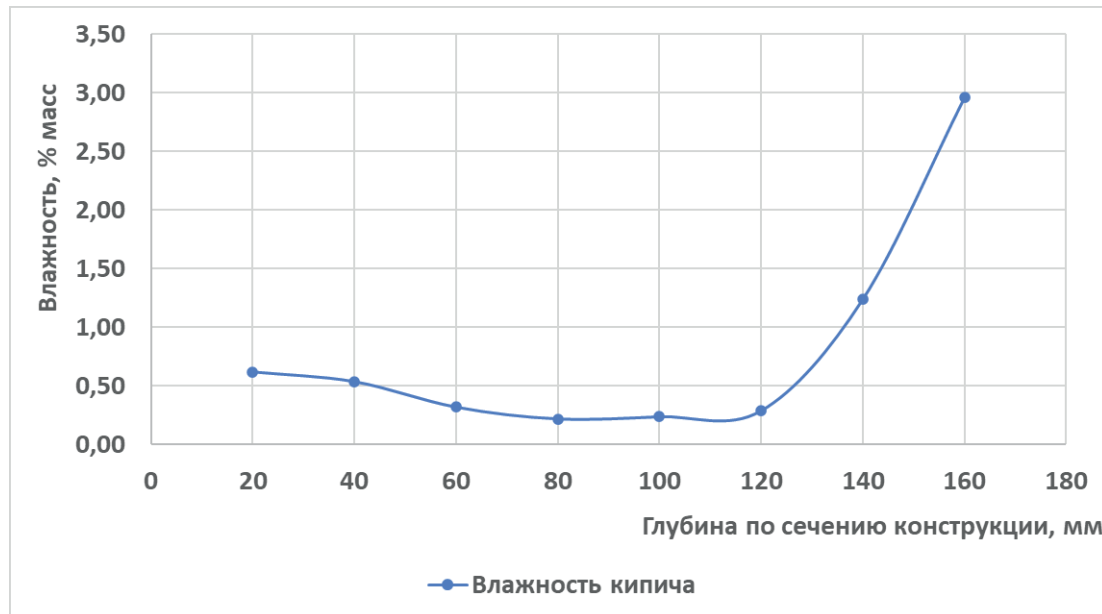


Рис. 2. Влажность материала кирпича по сечению ограждающей конструкции.
За «0» принята внутренняя поверхность стены
Fig. 2. Moisture content of the brick material along the cross-section of the cladding structure.
The inner surface of the wall is taken as 0

Таблица 1

Результаты исследования химической активности материала кирпича

Table 1

Results of the brick material reactivity study

№ п/п	Элемент	Концентрация в пробе, мг/л	
		Контрольная	Исследование
1	Калий	0,0	1,17
2	Натрий	0,1	1,49
3	Кальций	0,18	3,3
4	Магний	0,0	0,06
5	Кремний	0,05	0,80
6	Алюминий	2,00	0,051
7	Сера	0,0	0,43
8	pH	7,25	9,10

Концентрацию щелочных металлов, в соответствии с исследованиями [11], можно считать равновесной. Так как исследования химической активности материала кирпича проводились при температуре эксплуатации, в процессе эксперимента была определена именно необходимая для расчета максимальная равновесная концентрация щелочных гидроксидов в материале кирпича. В пересчете на гидроксид натрия концентрация щелочного гидроксида в водной вытяжке составляет 3,67 мг/л, или $6,55 \times 10^{-5}$ н.

Результаты исследования химической стойкости материала показаны в виде графика на рис. 3.

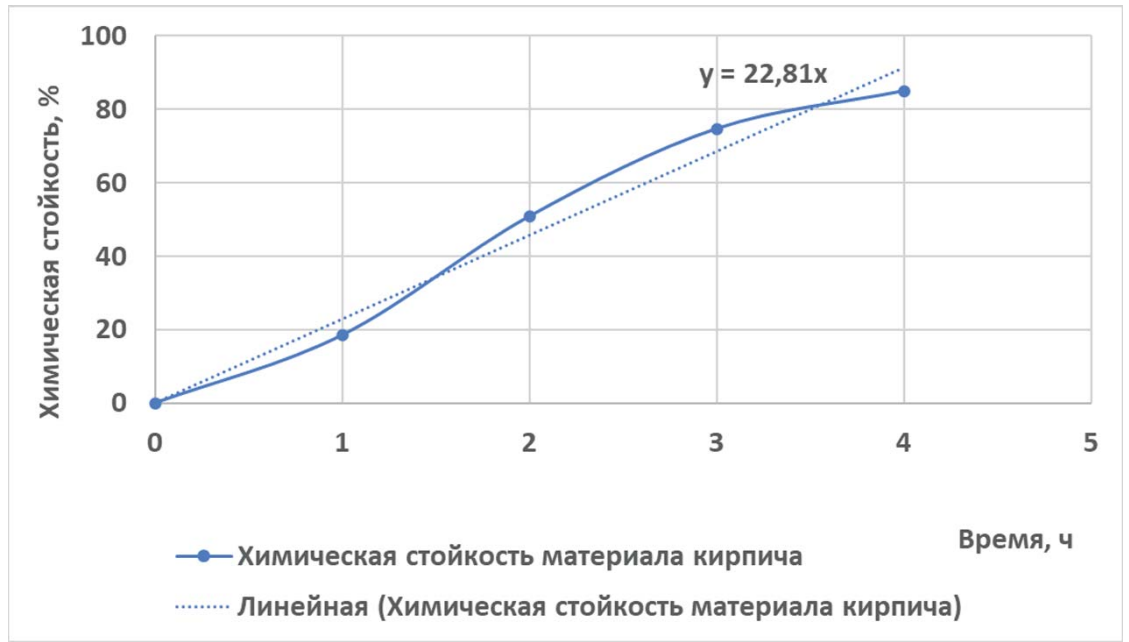


Рис. 3. Результаты исследования и графическое определение коэффициента химической деструкции
Fig. 3. Results of the study and graphic determination of the chemical destruction coefficient

Значение коэффициента химической деструкции, в соответствии с графиком на рис. 3, составляет 22,81 %/час.

Коэффициент химической деструкции для материала кирпича в обследуемом здании находится по формуле (1). Исследованиями определены все необходимые параметры для расчета. Подставляя экспериментальные значения в формулу (1), получим значение $Cd = 1,78 \times 10^{-7} \text{ ч}^{-1}$.

Остаточная долговечность материала кирпича составит более 600 лет при условии сохранения существующих параметров эксплуатации. Через 640 лет кирпич полностью разрушится. Несущая способность кирпича будет утрачена ранее. Снижение прочности до нормативной может составлять около 20–30 % расчетного времени, то есть 130–190 лет.

Необходимо отметить, что вычисленная в соответствии с приведенной методикой долговечность учитывает индивидуальные физические и химические характеристики материала, а также условия эксплуатации материала в ограждающей конструкции.

Исследование высолов на кирпичной кладке

Образование солей в материале кирпича может влиять на его долговечность. В разработанной теории долговечности [9] такие реакции рассматриваются как побочные реакции второго типа, то есть реакции, обусловленные внешним воздействием. В процессе обследования были взяты пробы налета, образовавшегося с внутренней стороны наружных ограждающих конструкций. Пробы отбирались с двух противоположных стен здания методом соскоба. Место отбора проб и вид налета показаны на рис. 4.



Рис. 4. Место отбора проб налета: а – проба № 1; б – проба № 2
Fig. 4. Plaque sampling points: а – sample No. 1; б – sample No. 2

На рис. 4 видно, что налет проб № 1 и 2 различен по своей структуре: для пробы № 1 характерна аморфная структура, распределенная по поверхности кирпича; для пробы № 2 характерны кристаллы высотой до 5 мм.

Количественный рентгенофазовый анализ налета проводился на порошковом рентгеновском дифрактометре ARL X'TRA по методу Ритвельда. Анализ содержания аморфной фазы в образцах выполнялся методом сравнения площадей гало и рефлексов кристаллических фаз. Результаты исследований приведены в табл. 2.

Таблица 2

Количественный состав проб налета на поверхности стен

Table 2

Quantitative composition of plaque samples from the wall surface

№ п/п	Наименование	Химическая формула	Состав, % масс.	
			Проба № 1	Проба № 2
1	Хлорид натрия (поваренная соль)	NaCl	1,87	67,69
2	Кварц	SiO ₂	2,69	11,17
3	Нитрат натрия	NaNO ₃	84,46	9,53
4	Карбонат кальция	CaCO ₃	2,61	3,19
5	Гипс	CaSO ₄ * (H ₂ O) ₂	2,38	3,45
6	Нитрат калия	KNO ₃	5,99	4,98

Наличие в пробах кварца определено методом отбора. Во время соскоба с поверхности кирпича в пробу могло попасть неконтролируемое количество песка. Таким образом, наличие в пробе SiO₂ не влияет на долговечность и оценку причин возникновения налета на поверхности кирпича.

Карбонат кальция образуется на поверхности материала кирпича по качественной реакции взаимодействия гидроксида кальция с углекислым газом, а гидроксид кальция образуется в материале кирпича при его увлажнении или в процессе выщелачивания цементно-песчаного раствора. Практически одинаковое количество карбоната кальция в двух пробах свидетельствует об идентичности процессов, протекающих в материале кирпича.

Образование гипса возможно при наличии в материале кирпича серы в любых ее соединениях. Наличие серы в растворе подтверждено результатами анализа, представленного в табл. 1. При увлажнении материала кирпича в растворе образуется серная кислота. Взаимодействие серной кислоты с гидроксидом кальция способствует образованию гипса. Данный процесс замедляет процесс деструкции за счет связывания гидроксида кальция.

Наличие в пробах нитратов натрия и калия и хлорида натрия (поваренной соли) позволяет определить их природу. Основываясь на результатах, приведенных в табл. 2, механизмы возникновения налетов будут различны.

В пробе № 2 значительно преобладает хлорид натрия. Можно предположить, что его источником является обработка улиц в зимний период противогололедным составом. С таянием снега и льда хлорид натрия попадает в почву, а затем в бутовую или кирпичную кладку фундамента стены. В процессе капиллярного подсоса хлорид натрия может подниматься по кирпичной кладке и на поверхности кирпича образовывать налет. При этом налет

образуется как с внешней, так и с внутренней стороны кладки. Наличие хлорида натрия снижает долговечность материала кирпича [11].

Для пробы № 1 характерно наличие значительного количества нитрата натрия. Значительное увеличение нитратов в составе налета на кирпиче возможно только при попадании в материал кирпича нитратов. Источник нитратов установить сложно, однако можно предположить, что при реконструкции здания в зимний период использовался раствор с противоморозными добавками, например нитрит натрия. Нитриты могут легко окисляться до нитратов. Это определяет наличие в пробе № 1 значительного количества нитрата натрия. При этом возможна реакция с соляной кислотой с образованием хлорида натрия, что может также определять наличие в пробе № 2 хлорида натрия.

Ионы азотной и азотистой кислот, так же как и в случае с соляной кислотой, могут инициировать ряд реакций, ускоряющих деструкцию материала кирпича.

Подробный анализ проб налета на поверхности кирпичной кладки дает более точное понимание, позволяет сделать более точную оценку долговечности кирпичной кладки. Кроме того, такой анализ дает возможность рекомендовать как методы борьбы с налетом, так и методы его устранения, основываясь на том, что основные присутствующие в налете вещества хорошо растворимы.

Обсуждение

Выполненные исследования, описанные в данной статье, показывают, что разработанная методика определения долговечности строительной керамики может быть использована в том числе для оценки остаточной долговечности материала кирпича исторических зданий. Методика основана на физико-химических законах и исследовании кинетики протекания химических процессов в материале кирпича при его увлажнении. Таким образом, методика дает возможность прогнозировать изменения в работе ограждающих конструкций в течение определенного срока эксплуатации, что определено требованиями Градостроительного кодекса РФ. На этом основании метод может быть рекомендован для включения в нормативную документацию, определяющую требования к обследованию каменных конструкций зданий.

Аналогичные выводы были сделаны в [12]. Методика исследования остаточной долговечности здания была опробована на одном из объектов незавершенного строительства. Изучаемый объект представляет собой жилой комплекс, состоящий из семи многоквартирных жилых домов, из них три дома построены и введены в эксплуатацию. На четырех жилых домах строительные работы остановлены без консервации в 2015–2016 годах. Степень строительной готовности объектов составляет от 20 до 55 %.

Внутренние и наружные ограждающие конструкции объектов незавершенного строительства выполнены из крупноформатной пористой керамики с включением в кладку полнотелого керамического кирпича стандартных размеров (1НФ). Наружные ограждающие конструкции толщиной 510 мм являются несущими. Отсутствие защиты от атмосферной влаги привело к активному замачиванию конструкций, что в свою очередь способствовало интенсивному протеканию химической коррозии керамического кирпича и камня и образованию карбонатов и силикатов кальция на поверхности стен (рис. 5). Активное протекание химической коррозии материала кирпича с разрушением поверхностных слоев крупноформатной керамики и образованием карбонатов и силикатов кальция на поверхности стен визуально отмечается



Рис. 5. Фрагменты обследования объекта незавершенного строительства: а – разрушение; б – высолы на стенах лестничных клеток

Fig. 5. Fragments of the survey of the incomplete construction object: а – destruction; б – efflorescences on stairwell walls

на всех этажах здания, однако наибольшему разрушению подверглись блоки первых трех этажей сверху, где замачивание атмосферными осадками максимально.

В результате обследования и расчета остаточной долговечности материала строительной керамики были определены участки конструкции, в которых остаточная долговечность материала была ниже проектного срока эксплуатации зданий. Например, верхний ряд блоков парапета имеет остаточную долговечность около 25 лет и должен быть демонтирован. При этом блоки, расположенные на высоте менее 1 м от верхнего перекрытия, обладают остаточной долговечностью, достаточной для их дальнейшего использования в конструкциях.

Таким образом, методика обследования с расчетом остаточной долговечности конструкций дает значительно более точные результаты и позволяет сэкономить значительные средства при проведении работ.

Заключение

Основные требования к проведению обследования каменных кладок нормируются ГОСТ 31937-2011 «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния» [13] в п. 5.3.2 «Обследования каменных конструкций». Предлагается ввести в объем комплексного обследования зданий оценку остаточной долговечности материала в соответствии с изложенными в данной статье методиками. В связи с этим предлагается дополнить методику обследования кладки на зданиях незавершенного строительства, изложенную в ГОСТ 31937-2011 [13], следующими позициями: правила отбора проб для последующего определения влажности материала конструкции с указанием требований к оборудованию, правила отбора проб для последующего определения остаточной долговечности материала, а также методика расчета остаточной долговечности.

Список литературы

1. Градостроительный кодекс Российской Федерации от 29 декабря 2004 года № 190-ФЗ [интернет]. Консультант Плюс. Режим доступа: https://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_51040/
2. Федеральный закон «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» от 23 декабря 2009 года № 384-ФЗ [интернет]. Консультант Плюс. Режим доступа: https://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_95720/
3. Белелюбский Н.А. Однообразное испытание строительных материалов. Мюнхен, 1884. Дрезден, 1887. СПб.: Типография Министерства путей сообщения; 1888.
4. Подвальный А.М. О концепции обеспечения морозостойкости бетона в конструкциях зданий и сооружений. Строительные материалы. 2004;(6):4–6.
5. Zheldakov D.Yu. The Brick Material Durability in Brickwork. AlfaBuild. 2020;15:1504.
6. Желдаков Д.Ю. Методы исследования кинетики процесса химической коррозии материалов кирпичной кладки. Известия высших учебных заведений. Строительство. 2019;(11):74–86.
7. Москвин В.М., Иванов Ф.М., Алексеев С.Н., Гузеев Е.А. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты. Москва: Стройиздат; 1980.
8. Бабушкин В.И., Матвеев Г.М., Мчедлов-Петросян О.И. Термодинамика силикатов. Москва: Стройиздат; 1972.
9. Zheldakov D., Mustafin R., Kozlov V., Gaysin A., Sinitsin D., Bulatov B. Durability Control of Brickwork's Material Including Operation Parameters of the Building Enclosure. Mathematical Modelling of Engineering Problems. 2021;8(6):871–880. <https://doi.org/10.18280/mmep.080605>
10. Гагарин В.Г., Пастушков П.П. Определение расчетной влажности строительных материалов. Промышленное и гражданское строительство. 2015;(8):28–33.
11. Zheldakov D.Yu. Brickwork chemical corrosion features. IOP Conference Series: Earth and Environmental Science. 2020;459(6):062089. <https://doi.org/10.1088/1755-1315/459/6/062089>
12. Турсуков С.А. Оценка долговечности материалов в объеме выполнения инженерных изысканий незавершенного строительства. Известия высших учебных заведений. Строительство. 2021;(9):99–110.
13. ГОСТ 31937-2011. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. Москва: Стандартинформ; 2014.
14. СП 15.13330.2020. Каменные и армокаменные конструкции [интернет]. Москва; 2020. Режим доступа: <https://www.faufcc.ru/upload/sp/orders/%D0%A1%D0%9F%2015.pdf>
15. ГОСТ 530-2012. Кирпич и камень керамические. Общие технические условия. Москва: Стандартинформ; 2013.
16. ГОСТ 7025-91. Кирпич и камни керамические и силикатные. Методы определения водопоглощения, плотности и контроля морозостойкости. Москва: Стандартинформ; 2006.

References

1. Town-Planning Code of the Russian Federation No. 190-FZ of December 29, 2004 [internet]. Konsul'tant Plyus. Available at: https://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_51040/ (in Russian).
2. Federal Law No. 384-FZ of December 23, 2009 "Technical Regulations on the safety of Buildings and Structures" [internet]. Konsul'tant Plyus. Available at: https://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_95720/ (in Russian).
3. Bellyubsky N.A. Monotonous testing of building materials. Munich, 1884. Dresden, 1887. St. Petersburg: Printing House of the Ministry of Railways; 1888 (in Russian).
4. Podvalny A.M. On the concept of ensuring the frost resistance of concrete in the structures of buildings and structures. Stroitel'nye Materialy = Construction Materials. 2004;(6):4–6 (in Russian).
5. Zheldakov D.Yu. The Brick Material Durability in Brickwork. AlfaBuild. 2020;15:1504.
6. Zheldakov D.Yu. Methods of investigation of the kinetics of the process of chemical corrosion of brickwork materials. Izvestiya vysshikh uchebnykh zavedenii. Stroitel'stvo = News of higher educational institutions. Construction. 2019;(11):74–86 (in Russian).
7. Moskvina V.M., Ivanov F.M., Alekseev S.N., Guzeev E.A. Corrosion of concrete and reinforced concrete, methods of their protection. Moscow: Stroizdat Publ.; 1980 (in Russian).

8. Babushkin V.I., Matveev G.M., Mchedlov-Petrosyan O.I. Thermodynamics of silicates. Moscow: Stroiizdat Publ.; 1972 [in Russian].
9. Zheldakov D., Mustafin R., Kozlov V., Gaysin A., Sinitsin D., Bulatov B. Durability Control of Brickwork's Material Including Operation Parameters of the Building Enclosure. Mathematical Modelling of Engineering Problems. 2021;8(6):871–880. <https://doi.org/10.18280/mmep.080605>
10. Gagarin V.G., Pastushkov P.P. Determination of the calculated humidity of building materials. Promyshlennoe i Grazhdanskoe Stroitel'stvo = Industrial and civil engineering. 2015;(8):28–33 [in Russian].
11. Zheldakov D.Yu. Brickwork chemical corrosion features. IOP Conference Series: Earth and Environmental Science. 2020;459(6):062089. <https://doi.org/10.1088/1755-1315/459/6/062089>
12. Tursukov S.A. Assessment of durability of materials in the scope of engineering surveys of unfinished construction. Izvestiya vysshikh uchebnykh zavedenii. Stroitel'stvo = News of higher educational institutions. Construction. 2021;(9):99–110 [in Russian].
13. State Standard 31937-2011. Buildings and constructions. Rules of inspection and monitoring of the technical condition. Moscow: Standartinform Publ.; 2014 [in Russian].
14. SP 15.13330.2020. Masonry and reinforced masonry structures [internet]. Moscow; 2020 [in Russian]. Available at: <https://www.faufcc.ru/upload/sp/orders/%D0%A1%D0%9F%2015.pdf>
15. State Standard 530-2012. Ceramic brick and stone. General specifications. Moscow: Standartinform Publ.; 2013 [in Russian].
16. State Standard 7025-91. Ceramic and Calcium silicate bricks and stones. Methods for water absorption and density determination and frost resistance control. Moscow: Standartinform Publ.; 2006 [in Russian].

Информация об авторах / Information about the authors

Дмитрий Юрьевич Желдаков, канд. техн. наук, ведущий научный сотрудник НИИСФ РААСН, Москва
Dmitrii Yu. Zheldakov, Cand. Sci. (Engineering), Leading Researcher, Research Institute of Building Physics of the Russian Academy of Architecture and Building Sciences (NIISF RAASN), Moscow

Олег Иванович Пономарев, канд. техн. наук, заведующий лабораторией ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Oleg I. Ponomarev, Cand. Sci. (Engineering), Laboratory Head, Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

Арман Арамаисович Минасян✉, канд. техн. наук, заведующий сектором ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: 1747210@mail.ru

Arman A. Minasyan✉, Cand. Sci. (Engineering), Sector Head, Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: 1747210@mail.ru

Сергей Алексеевич Турсуков, начальник отдела Правительства Республики Башкортостан, Уфа
Sergei A. Tursukov, Departmental Head, Government of the Republic of Bashkortostan, Ufa

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 699.941

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1\(36\)-41-50](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1(36)-41-50)

EDN: ZICYNA

ОЦЕНКА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ, ОСТАТОЧНОГО РЕСУРСА И ПРОДЛЕНИЯ СРОКА СЛУЖБЫ ОГНЕЗАЩИТНЫХ ПОКРЫТИЙ МЕТАЛЛОКОНСТРУКЦИЙ МАШИННЫХ ЗАЛОВ АЭС

Ю.В. КРИВЦОВ, д-р техн. наук
И.Р. ЛАДЫГИНА, канд. техн. наук
Ю.М. ГРОШЕВ[✉], канд. техн. наук
М.А. КОМАРОВА, канд. хим. наук
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 огнезащитных покрытий металлоконструкций машинных залов действующих АЭС при проведении работ по оценке технического состояния, остаточного ресурса и продления срока службы огнезащитных покрытий, что является весьма актуальной задачей, особенно в рамках подготовки и продления срока эксплуатации АЭС. Для действующих АЭС замена огнезащитных покрытий, в связи с истечением срока службы, представляет собой порой труднопреодолимую задачу.

Цель работы – установление актуальных требований к содержанию и последовательности проведения работ по оценке технического состояния, остаточного ресурса и продления срока службы огнезащитных покрытий металлоконструкций машинных залов АЭС.

Материалы и методы. Проведен анализ существующих способов и методов оценки технического состояния, остаточного ресурса и продления срока службы огнезащитных покрытий металлоконструкций машинных залов действующих АЭС.

Результаты. Рассмотрены известные способы и методы оценки технического состояния, остаточного ресурса и продления срока службы огнезащитных покрытий, проанализирована их эффективность и отмечены перспективные направления по установлению/прогнозированию гарантийных сроков службы: разработка перспективных огнезащитных составов с повышенными сроками эксплуатации и разработка необходимых программ-методик по установлению, обоснованию гарантийных сроков сохранности огнезащитных покрытий и оценки возможности его увеличения.

Выводы. Установлены требования к содержанию и последовательности проведения работ по оценке технического состояния, остаточного ресурса и продления срока службы огнезащитных покрытий металлоконструкций машинных залов действующих АЭС.

Ключевые слова: огнезащитное покрытие, машинный зал АЭС, огнезащитная эффективность покрытия, срок службы

Для цитирования: Кривцов Ю.В., Ладыгина И.Р., Грошев Ю.М., Комарова М.А., Еремина Г.П. Оценка технического состояния, остаточного ресурса и продления срока службы огнезащитных покрытий металлоконструкций машинных залов АЭС. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2023;36(1);41–50. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1\(36\)-41-50](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1(36)-41-50)

Вклад авторов

Все авторы внесли равноценный вклад в подготовку публикации.

Финансирование

Исследование выполнялось за счет средств ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство».

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 14.11.2022

Поступила после рецензирования 19.12.2022

Принята к публикации 24.01.2023

ASSESSMENT OF THE TECHNICAL STATE, RESIDUAL LIFE AND SERVICE LIFE EXTENSION OF FIRE-RETARDANT COATINGS FOR NPP TURBINE HALL METAL STRUCTURES

Yu.V. KRIVTSOV, Dr. Sci. (Engineering)

I.R. LADYGINA, Cand. Sci. (Engineering)

Yu.M. GROSHEV✉, Cand. Sci. (Engineering)

M.A. KOMAROVA, Cand. Sci. (Chem.)

G.P. EREMINA

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 article examines methods and means of monitoring the fire-retardant coatings of metal structures used in turbine halls of operating NPPs during the works on the assessment of the technical state, residual service life and service life extension of fire-retardant coatings. This appears to be an extremely urgent task, especially within the framework of the NPP pre-operation and service life extension. For operating NPPs, the re-surfacing of fire-retardant coatings due to the service life expiration can represent an insurmountable task.

Aim. To establish current requirements for the content and sequence of works on the assessment of the technical state, residual life and service life extension of fire-retardant coatings applied to NPP turbine hall metal structures.

Materials and methods. An analysis of existing methods and techniques for assessing the technical state, residual service life and service life extension of fire-retardant coatings applied to the turbine hall metal structures of operating NPPs was carried out.

Results. The acknowledged methods and techniques for assessing the technical state, residual service life and service life extension of fire-retardant coatings are examined, their effectiveness is analyzed and promising trends on the establishment/forecast of the guaranteed service life are noted, including the development of promising fire-retardant compositions with an increased service life and the development of necessary programs-procedures for the establishment and substantiation of the guaranteed storage life of fire-retardant coatings, as well as the assessment of its extension.

Conclusion. The requirements for the content and sequence of works on the assessment of the technical state, residual life and service life extension of fire-retardant coatings applied to NPP turbine hall metal structures are established.

Keywords: fire-retardant coating, NPP turbine hall, coating fire-retardant efficiency, service life

For citation: Krivtsov Yu.V., Ladygina I.R., Groshev Yu.M., Komarova M.A., Eremina G.P. Assessment of the technical state, residual life and service life extension of fire-retardant coatings for NPP turbine hall metal structures. *Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2023;36(1):41–50. [In Russ.]. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1\(36\)-41-50](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1(36)-41-50)

Author contribution statements

All authors have made equal contributions to the preparation of this article.

Funding

The research was supported by the Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction.

Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Received 14.11.2022

Revised 19.12.2022

Accepted 24.01.2023

Введение

Задача установления требований к содержанию и последовательности проведения работ по оценке технического состояния, остаточного ресурса и продления срока службы огнезащитных покрытий металлоконструкций машинных залов (далее – машзал) действующих АЭС является весьма актуальной, особенно в рамках подготовки и продления срока эксплуатации АЭС.

Кроме этого, в соответствии с п. 13 Правил противопожарного режима в Российской Федерации (с изменениями на 21 мая 2021 года) [1] в случае окончания гарантированного срока эксплуатации огнезащитного покрытия строительных конструкций и инженерного оборудования в соответствии с технической документацией изготовителя средства огнезащиты и (или) производителя огнезащитных работ руководитель организации обеспечивает проведение повторной обработки конструкций и инженерного оборудования объектов защиты или ежегодное проведение испытаний либо обоснований расчетно-аналитическими методами, подтверждающими соответствие конструкций и инженерного оборудования требованиям пожарной безопасности.

Особенное значение имеет тот факт, что для действующих энергоблоков замена огнезащитных покрытий, в связи с истечением срока службы, представляет собой порой труднопреодолимую задачу. В первую очередь это связано с тем, что счистить старое огнезащитное покрытие и грунтовку на действующем энергоблоке АЭС практически невозможно, так как сроки проведения ППР (планово-предупредительного ремонта) на действующих энергоблоках АЭС весьма ограничены. Покрывать придется огнезащитным покрытием, отличным от ранее примененного состава, так как для большинства энергоблоков 70–80-х годов выпуска ранее примененные составы уже не выпускаются. Кроме этого, необходимо проведение специальных исследований по адгезии и получение сертификационных заключений по так называемому «пирогу» (новый состав наносится на ранее нанесенное покрытие).

Результаты

Выбор огнезащитного покрытия необходимо определять с учетом:

- величины требуемого предела огнестойкости;
- типа защищаемой конструкции и ориентации защищаемых поверхностей в пространстве (колонны, стойки, ригели, балки, связи);
- температурно-влажностных условий эксплуатации и производства работ по огнезащите;
- степени агрессивности окружающей среды по отношению к огнезащите и материалу конструкции, а также степени агрессивности материала огнезащиты по отношению к стали и бетону;
- эстетических требований к конструкциям.

Выполнение обоснования остаточного ресурса сверх установленного проектом срока эксплуатации огнезащитного покрытия несущих металлоконструкций необходимо проводить с учетом:

- оценки технического состояния;
- результатов проведения испытаний образцов;
- рекомендаций по объемам ремонтно-восстановительных работ;
- мероприятий на продлеваемый период.

Освидетельствование технического состояния огнезащитных покрытий несущих металлических конструкций проводится в соответствии с [2]. Необходимо разработать, согласовать и утвердить рабочую программу обследования огнезащитного покрытия несущих металлоконструкций. Для АЭС программа обследования должна быть согласована с генпроектировщиком и привлекаемыми к работам специализированными организациями, а при необходимости – с привлечением организации, являющейся разработчиком или производителем огнезащитного состава. Оценка соответствия состояния огнезащиты предъявляемым требованиям осуществляется в три этапа:

- изучение предоставленной исполнительной документации для получения исходных данных для проведения оценки соответствия выполненных работ по огнезащите конструкций;
- визуальный контроль;
- контроль с применением контрольно-измерительных приборов и экспресс-методов.

Визуальный контроль основывается на оценке внешнего вида покрытия путем осмотра. При осмотре конструкций и изделий, которые защищены огнезащитными составами, определяется соответствие поверхности покрытия требованиям технической документации (ТД) на применение состава и наличие:

- необработанных мест;
- трещин, отслоений, вздутий, осыпаний;
- посторонних пятен, инородных включений и других повреждений.

На дефектных участках покрытие снимается, поверхность покрывается заново. Особое внимание при контроле следует обращать на места соединений элементов конструкций и труднодоступных участков для нанесения огнезащитного покрытия.

В случае непревышения гарантийного срока (срока службы) необходимо проверить состояние огнезащитного покрытия:

- а) внешний вид покрытия, отсутствие отслоений, трещин, сколов, вспучивания и других механических повреждений;
- б) соответствие толщины нанесенного огнезащитного покрытия требованиям технической документации.

Для оценки соответствия проводится выборочная проверка с использованием контрольно-измерительных приборов для измерения толщины нанесенного слоя и его адгезии с целью оценки условий проведения огнезащитных работ и мониторинга огнезащитной эффективности при эксплуатации огнезащитных покрытий. Для этого могут привлекаться сторонние организации, уполномоченные на проведение этих работ. По результатам работ составляется протокол проверки состояния огнезащитного покрытия.

При наличии отслоений, трещин, сколов, вспучивания и других механических повреждений и/или несоответствий толщины нанесенного огнезащитного покрытия требованиям технической документации проводится восстановление огнезащитного покрытия. На дефектных участках покрытие снимается, поверхность окрашивается заново.

В случае превышения назначенного срока эксплуатации (срока службы) проводятся испытания образцов огнезащитного покрытия несущих металлических конструкций и образцов-идентификаторов (при их наличии).

Отбор образцов покрытия несущих металлических конструкций для испытаний производится в количестве не более 5 штук на каждые 1000 м² поверхности огнезащитного покрытия с составлением акта отбора образцов. Площадь каждого образца должна быть не менее 2 см². В местах отбора образцов огнезащитное покрытие подлежит ремонту огнезащитным составом.

Отбор образцов-идентификаторов огнезащитного состава, нанесенного на металлические конструкции, производится на предприятии-изготовителе этого огнезащитного состава с составлением акта отбора образцов. Образцы-идентификаторы должны соответствовать требованиям технических условий (ТУ) или иной нормативной документации предприятия – производителя огнезащитного состава.

Аппаратура и методы испытаний

Применяются следующие методы испытаний образцов.

1. Определение коэффициента вспучивания образцов.

Сущность метода заключается в определении коэффициента вспучивания K , который вычисляется как отношение толщины вспененного образца материала (в миллиметрах), полученного при нагреве в течение не менее 30 минут при температуре $(500 \pm 25)^\circ\text{C}$, к первоначальной толщине образца материала до испытания (в миллиметрах).

Определяют исходную толщину образца микрометром (погрешность $\pm 0,01$ мкм). В специальной капсуле или ином приспособлении для удерживания навесок образцов от расползания образцы помещают в муфельную печь, разогревают ее до $(500 \pm 25)^\circ\text{C}$ и выдерживают в течение 30 минут. По истечении времени образец извлекают из печи и дают остыть до комнатной температуры. Измерения толщины вспучившегося образца проводятся металлической линейкой (погрешность определения ± 1 мм). Используя полученные данные, высчитывают коэффициент вспучивания по формуле:

$$K = \frac{\delta_1}{\delta_0},$$

где δ_0 – первоначальная толщина образца, мм;

δ_1 – толщина образца после нагрева, мм.

Испытания проводят не менее чем на трех образцах, за итоговый результат принимается среднее арифметическое значение всех опытов.

В соответствии с п. 6.5 [3] результирующее значение коэффициента вспучивания должно составлять 2 и более (расчеты проводят по отношению к минимальной из сравниваемых величин).

Можно определять коэффициент вспучивания K образцов огнезащитного покрытия с использованием автоматизированного прибора термического анализа, имеющего программное обеспечение для обработки результатов, например, с использованием дериватографа Q-1500D. Определяют исходную толщину каждого образца микрометром с погрешностью $\pm 0,01$ мкм. Образцы в тигле помещают в печь, нагревают со скоростью $10^\circ\text{C}/\text{мин}$ до температуры 475°C и выдерживают в течение 30 минут. По истечении времени образцы извлекают из печи и дают остыть до комнатной температуры. Далее измеряют толщину вспучившихся образцов металлической линейкой (погрешность определения ± 1 мм).

2. Термический анализ.

Термический анализ проводится согласно методическим указаниям ГОСТ Р 53293-2009 [4]. Результаты испытаний образцов, отобранных с металлоконструкций, сравниваются с аналогичными результатами, полученными для образцов-идентификаторов. Сравнению подлежат значимые характеристики термического анализа, полученные на приборах одного класса и при одинаковых условиях эксперимента:

- масса, форма и размер образцов;
- форма, размер и материал тигля;
- вид газа динамической атмосферы и расход газа;
- скорость нагревания.

Термический анализ (ТА) проводился в соответствии с ГОСТ Р 53293-2009 [4] с использованием методов: термогравиметрического (ТГ), термогравиметрического по производной (ДТГ) и дифференциально-термического анализа (ДТА). Можно применять для получения идентификационных характеристик образцов автоматизированный прибор термического анализа, имеющий программное обеспечение для обработки результатов, например, дериватограф Q-1500D.

Оценку результатов проводят согласно п. 7 ГОСТ Р 53293-2009 [4]. При испытаниях в дериватографе коэффициент вспучивания K более 10 может считаться вполне удовлетворительным результатом, свидетельствующим о наличии огнезащитных свойств материала.

3. Определение полифосфата аммония.

Полимерные материалы в виде покрытий или массивных конструкций подвергаются целому комплексу функциональных нагрузок и воздействий со стороны окружающей среды. Влияние окружающей среды определяется в основном климатическими воздействиями и условиями эксплуатации. К ним относятся: температура (в частности, суточные и сезонные перепады температуры), влага в форме дождя, тумана или влажного воздуха, ультрафиолетовое излучение, агрессивные примеси в воздухе и т. д.

В состав огнезащитных покрытий в качестве полимерного материала, подверженного старению, входит не только пленкообразователь, но и одно из основных веществ, отвечающих за огнезащитную эффективность покрытия, – полифосфат аммония (далее – ПФА).

Как показывает опыт, из всех климатических воздействий внутри помещений особенно способствует старению полимеров ультрафиолетовое излучение. Это могут быть трещины

на огнезащитных покрытиях и снижение прочности. Причину этих явлений можно найти в фотохимических реакциях, ускоряющих окислительные процессы. Как правило, в процессе старения постоянно участвует кислород воздуха.

Количественное определение содержания ПФА в образцах покрытия, отобранных с металлоконструкций машзалов энергоблоков АЭС, проводится с использованием фотометрического метода определения по желтой окраске фосфорнованадиевомолибденового комплекса [5]. По полученным результатам делается вывод, что количества определенных веществ соответствуют обычно применяемым соотношениям основных действующих веществ огнезащитных вспучивающихся композиций и их содержаниям в покрытиях аналогичного состава. Наблюдаемое их уменьшение свидетельствует о снижении огнезащитной эффективности покрытия.

4. Оценка прогнозируемого срока службы системы огнезащитного покрытия в условиях эксплуатации УХЛЗ (категория размещения 3 предусматривает эксплуатацию в крытых помещениях без регулирования температурных условий с естественной вентиляцией (температура практически не отличается от уличной, нет брызг и струй воды, незначительное количество пыли).

Ускоренные климатические испытания проводят по ГОСТ 9.401-2018 [6], методу 13 для определения устойчивости защитных, декоративных и физико-механических свойств при эксплуатации в нерегулярно отапливаемых помещениях атмосферы умеренного и холодного климата (УХЛЗ) и установления прогнозируемого срока службы.

Оценку состояния покрытия в процессе испытаний проводят по ГОСТ Р 9.407-2015 [7].

Оценку изменений, происходящих в покрытии и под покрытием в процессе испытаний, проводят емкостно-омическим методом по ГОСТ 9.409-88 [8].

Определение адгезии методом нормального отрыва проводят по ГОСТ 32299-2013 (ИСО 4624) [9].

Оценку прогнозируемого срока службы проводят по ГОСТ 9.401-2018 [6], п. 6.5.9.

После проведения всех необходимых испытаний принимается один из следующих выводов:

а) о продлении срока эксплуатации существующих огнезащитных покрытий несущих металлических конструкций;

б) об удалении огнезащитных покрытий с поверхности несущих металлических конструкций с последующим нанесением сертифицированного огнезащитного покрытия.

Заключение

По результатам проведенного анализа следует отметить два перспективных направления по вопросам оценки технического состояния, остаточного ресурса и продления срока службы огнезащитных покрытий металлоконструкций машзалов действующих АЭС.

1. Разработка перспективных огнезащитных составов с повышенными сроками эксплуатации.

2. Доработка (разработка) нормативной базы, в частности, разработка необходимых программ-методик, состава работ по установлению, обоснованию и подтверждению гарантийных сроков для установления/прогнозированию гарантийных сроков сохранности, оценка возможности их увеличения.

Список литературы

1. Правила противопожарного режима в Российской Федерации (с изменениями на 21 мая 2021 года): Постановление Правительства РФ от 16.09.2020, № 1479 [интернет]. Режим доступа: <https://normativ.kontur.ru/document?moduleId=1&documentId=400013>
2. СП 432.1325800.2019. Покрытия огнезащитные. Мониторинг технического состояния. Москва: Стандартинформ; 2019.
3. ГОСТ Р 59637-2021. Средства противопожарной защиты зданий и сооружений. Средства огнезащиты. Методы контроля качества огнезащитных работ при монтаже (нанесении), техническом обслуживании и ремонте [интернет]. Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/1200180684>
4. ГОСТ Р 53293-2009. Пожарная опасность веществ и материалов. Материалы, вещества и средства огнезащиты. Идентификация методами термического анализа. Москва: Стандартинформ; 2011.
5. ГОСТ 10671.6-74. Реактивы. Методы определения примеси фосфатов [интернет]. Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/1200017558>
6. ГОСТ 9.401-2018. Единая система защиты от коррозии и старения (ЕСЗКС). Покрытия лакокрасочные. Общие требования и методы ускоренных испытаний на стойкость к воздействию климатических факторов. Москва: Стандартинформ; 2018.
7. ГОСТ 9.407-2015. Единая система защиты от коррозии и старения. Покрытия лакокрасочные. Метод оценки внешнего вида. Москва: Стандартинформ; 2015.
8. ГОСТ 9.409-88. Единая система защиты от коррозии и старения. Покрытия лакокрасочные. Методы ускоренных испытаний на стойкость к воздействию нефтепродуктов. Москва: Издательство стандартов; 1988.
9. ГОСТ 32299-2013 (ISO 4624: 2002). Материалы лакокрасочные. Определение адгезии методом отрыва. Москва: Стандартинформ; 2014.
10. СП 13.13130.2009. Атомные станции. Требования пожарной безопасности. Москва: МЧС России; 2009.
11. ГОСТ Р 51372-99. Методы ускоренных испытаний на долговечность и сохраняемость при воздействии агрессивных и других специальных сред для технических изделий, материалов и систем материалов. Общие положения. Москва: Госстандарт России; 2000.
12. СП 468.1325800.2019. Бетонные и железобетонные конструкции. Правила обеспечения огнестойкости и огнесохранности. Москва: Стандартинформ; 2020.
13. ГОСТ Р 9.414-2012. Единая система защиты от коррозии и старения. Покрытия лакокрасочные. Метод оценки внешнего вида. Москва: Стандартинформ; 2014.

References

1. Rules of the fire regime in the Russian Federation (as amended on May 21, 2021). Resolution of the Government of the Russian Federation of 16.09.2020, № 1479 [internet] (in Russian). Available at: <https://normativ.kontur.ru/document?moduleId=1&documentId=400013>
2. SP 432.1325800.2019. Fireproof coatings. Monitoring of technical condition. Moscow: Standartinform Publ.; 2019 (in Russian).
3. State Standard R 59637-2021. Fire protection means for buildings and structures. Means of fire protection. Methods of quality control of fire-retardant works during installation (application), maintenance and repair [internet] (in Russian). Available at: <https://docs.cntd.ru/document/1200180684>
4. State Standard R 53293-2009. Fire hazard of substances and materials. Materials, substance and fire protective means. Identification by thermal analysis methods. Moscow: Standartinform Publ.; 2011 (in Russian).
5. State Standard 10671.6-74. Reagents. Methods for determination of phosphates [internet] (in Russian). Available at: <https://docs.cntd.ru/document/1200017558>
6. State Standard 9.401-2018. Unified system of corrosion and ageing protection. Paint coatings. General requirements and methods of accelerated tests on resistance to the influence of climatic factors. Moscow: Standartinform Publ.; 2018 (in Russian).
7. State Standard 9.407-2015. Unified system of corrosion and ageing protection. Paint coatings. Method of appearance rating. Moscow: Standartinform Publ.; 2015 (in Russian).

8. State Standard 9.409-88. Unified system of corrosion and ageing protection. Paint coatings. Methods of accelerated tests for the resistance to the effect of petroleum products. Moscow: Standards Publishing House; 1988 (in Russian).
9. State Standard 32299-2013 (ISO 4624: 2002). Paint materials. Pull-off test for adhesion. Moscow: Standartinform Publ.; 2014 (in Russian).
10. SP 13.13130.2009. Nuclear Power Plants. Fire Safety Requirements. Moscow: Emergency Control Ministry; 2009 (in Russian).
11. State Standard R 51372-99. Accelerated life and storable life test methods in special aggressive and other special media for technical products, materials and systems of materials. General. Moscow: Gosstandart of Russia; 2000 (in Russian).
12. SP 468.1325800.2019. Concrete and reinforced concrete structures. Rules for ensuring of fire resistance and fire safety. Moscow: Standartinform Publ.; 2020 (in Russian).
13. State Standard R 9.414-2012. Unified system of corrosion and ageing protection. Paint coatings. Method of appearance rating. Moscow: Standartinform Publ.; 2014 (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

Yurii V. Krivtsov, Dr. Sci. (Engineering), Professor, Expert Bureau Head, Scientific Expert Bureau of Fire and Environmental Safety in Construction, Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: krivtsov.cniisk@mail.ru

Ирина Романовна Ладыгина, канд. техн. наук, заместитель руководителя научного экспертного бюро пожарной, экологической безопасности в строительстве ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: ladigina@yandex.ru

Irina R. Ladygina, Cand. Sci. (Engineering), Deputy Head, Scientific Expert Bureau of Fire and Environmental Safety in Construction, Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: ladigina@yandex.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

Yuri M. Groshev✉, Cand. Sci. (Engineering), Leading Specialist, Scientific Expert Bureau of Fire and Environmental Safety in Construction, Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: groshev52@gmail.com

Марина Александровна Комарова, канд. хим. наук, заведующий лабораторией научного экспертного бюро пожарной, экологической безопасности в строительстве ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: maria.kom5@mail.ru

Marina A. Komarova, Cand. Sci. (Chem.), Laboratory Head, Scientific Expert Bureau of Fire and Environmental Safety in Construction, Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: maria.kom5@mail.ru

Галина Петровна Еремина, заведующая лабораторией научного экспертного бюро пожарной, экологической безопасности в строительстве ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: Erem-galina@yandex.ru

Galina P. Eremina, Laboratory Head, Scientific Expert Bureau of Fire and Environmental Safety in Construction, Research Institute of Building Constructions (TSNIISK) named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: Erem-galina@yandex.ru

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 624.012.3/4:691.328.44:625.877[083.13]

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1\(36\)-51-58](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1(36)-51-58)

EDN: RMDJYI

НОВОЕ В СВОДЕ ПРАВИЛ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ФИБРОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С НЕМЕТАЛЛИЧЕСКОЙ ФИБРОЙ

Т.А. МУХАМЕДИЕВ, д-р техн. наук

С.А. ЗЕНИН[✉], канд. техн. наук*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. В действующей редакции свода правил по проектированию фибробетонных конструкций с неметаллической фиброй СП 297.1325800.2017 «Конструкции фибробетонные с неметаллической фиброй. Правила проектирования» отсутствуют указания по расчету прочности для сечений кольцевой формы с арматурой и без арматуры на действие изгибающих моментов и продольных сил. Кроме того, в действующей редакции свода правил отсутствуют указания по определению индекса подкласса фибробетона с неметаллической фиброй по остаточной прочности на осевое растяжение, а также указания по расчету огнестойкости фибробетонных конструкций. Отсутствие указанных положений приводит к существенным затруднениям при проектировании отдельных конструкций из фибробетона, что увеличивает материальные и временные затраты.

Целью работы является совершенствование системы градостроительной деятельности в части уточнения и дополнения действующих нормативных документов по проектированию фибробетонных конструкций с неметаллической фиброй.

Материалы и методы. Разработка проекта изменения № 2 к СП 297.1325800.2017 выполнялась с учетом современных требований, а также анализа результатов последних научных исследований. В частности, учтены результаты научно-исследовательской работы по проблеме огнестойкости фибробетонных конструкций с неметаллической фиброй, выполненной НИИЖБ им. А.А. Гвоздева в 2020 г. Дополнительно был проанализирован опыт авторов и проектных организаций, полученный при практическом применении данного свода правил, на предмет уточнения его положений для удобства пользователей.

Результаты. Результатом работы является проект изменения № 2 к СП 297.1325800.2017, положения которого включают в себя новые расчетные методики, а также уточнения существующих методов расчета и конструирования. Разработанное изменение прошло публичные обсуждения, а также необходимые экспертизы и готовится к утверждению и вводу в действие.

Выводы. Положения изменения № 2 к СП 297.1325800.2017 «Конструкции фибробетонные с неметаллической фиброй. Правила проектирования» позволяют разрабатывать надежные конструктивные решения таких конструкций, в том числе с достижением определенного экономического эффекта.

Ключевые слова: фибробетон, неметаллическая фибра, конструкции, расчет по прочности, конструктивные требования

Для цитирования: Мухамедиев Т.А., Зенин С.А. Новое в своде правил по проектированию фибробетонных конструкций с неметаллической фиброй. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2023;36(1):51–58. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1\(36\)-51-58](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1(36)-51-58)

Вклад авторов

Мухамедиев Т.А. – разработка проекта изменения.
Зенин С.А. – участие в разработке проекта изменения.

Финансирование

Финансирование осуществлялось за счет средств государственного бюджета.

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 31.01.2023

Поступила после рецензирования 07.02.2023

Принята к публикации 14.02.2023

NEW AMENDMENT TO THE CODE OF PRACTICE ON THE DESIGN OF FIBER-REINFORCED CONCRETE STRUCTURES WITH NON-STEEL FIBERS

T.A. MUKHAMEDIEV, Dr. Sci. (Engineering)

S.A. ZENIN✉, Cand. Sci. (Engineering)

Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete (NIIZNB) named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, 2nd Institutskaya str., 6, bld. 5, Moscow, 109428, Russian Federation

Abstract

Introduction. The acting version of the Code of Practice on the design of fiber-reinforced concrete structures with non-steel fibers SP 297.1325800.2017 “Fiber-reinforced concrete structures and precast products with non-steel fibers. Design rules” contain no instructions for the strength calculation of circular cross-sections with and without reinforcement under the action of bending moments and longitudinal forces. In addition, the current version provides no instructions for determining the subclass index of fiber-reinforced concrete with non-steel fibers using the residual axial tensile strength, as well as those for calculating the fire resistance of fiber-reinforced concrete structures. The absence of these provisions leads to significant difficulties in the design of individual structures made of fiber-reinforced concrete, which increases material and time expenditures.

Aim. To improve the system of urban planning activities in terms of clarifying and supplementing the current regulatory documents for the design of fiber-reinforced concrete structures with non-steel fibers.

Methods and materials. A draft of amendment No. 2 to SP 297.1325800.2017 was developed taking into account contemporary requirements, as well as the latest scientific research. In particular, the results of the research work concerning the fire resistance of structures made of fiber-reinforced concrete with non-steel fibers, performed by the Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete (NIIZHB) named after A.A. Gvozdev in 2020, were taken into account. In addition, the experience of the authors and design organizations, gained during the practical application of this Code of Practice, was analyzed in order to clarify its provisions for the convenience of users.

Results. The results of the work involve the draft of the amendment No. 2 to SP 297.1325800.2017, whose positions include new calculation techniques, as well as the refinements of existing calculation and construction methods. The developed amendment has passed public discussions, as well as the necessary expertise, and is being prepared for approval and enactment.

Conclusion. Positions of amendment No. 2 to SP 297.1325800.2017 “Fiber-reinforced concrete structures and precast products with non-steel fibers. Design rules” can be used to develop reliable design solutions for these structures, including the achievement of a certain economic effect.

Keywords: fiber-reinforced concrete, non-steel fibers, structures, strength calculation, structural requirements

For citation: Mukhamediev T.A., Zenin S.A. New amendment to the Code of Practice on the design of fiber-reinforced concrete structures with non-steel fibers. *Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2023;36(1):51–58. [In Russ.]. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1\(36\)-51-58](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1(36)-51-58)

Author contribution statements

Mukhamediev T.A. – development of the amendment draft.

Zenin S.A. – participation in the development of the amendment draft.

Funding

Funding was provided from the state budget.

Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Received 31.01.2023

Revised 07.02.2023

Accepted 14.02.2023

Введение

Необходимость работы вызвана тем, что в действующей редакции СП 297.1325800 [1] отсутствуют указания по расчету прочности для сечений кольцевой формы с арматурой и без арматуры на действие изгибающих моментов и продольных сил. Кроме того, в действующей редакции свода правил отсутствуют указания по определению индекса подкласса фибробетона с неметаллической фиброй по остаточной прочности на осевое растяжение, а также указания по расчету огнестойкости фибробетонных конструкций.

Отсутствие указанных положений существенно затрудняло проектирование отдельных конструкций из фибробетона, что приводило к излишним материальным и временным затратам.

Целью работы является совершенствование системы градостроительной деятельности в части уточнения и дополнения действующих нормативных документов по проектированию фибробетонных конструкций с неметаллической фиброй.

Материалы и методы

Разработка проекта изменения № 2 к СП 297.1325800 [1] выполнялась с учетом современных требований, а также анализа результатов последних научных исследований. Дополнительно был проанализирован опыт применения данного свода правил на предмет уточнения его положений для удобства пользователей.

Результаты

В соответствии с утвержденным Минстроем РФ планом разработки сводов правил на 2022 год специалистами НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство» было разработано изменение № 2 к СП 297.1325800 [1].

Ниже приведены отдельные положения разработанного проекта изменения, представляющие собой наиболее существенные корректировки и дополнения к действующему своду правил.

Раздел 2 СП 297.1325800 [1], касающийся нормативных ссылок, был приведен в соответствие с перечнем норм, действующих в настоящее время, а также дополнен новыми нормативными документами.

В п. 4.5 раздела 4 «Общие требования» внесено важное уточнение, согласно которому расчеты фибробетонных конструкций следует производить с учетом общих положений и требований, указанных в разделах 4 и 5 СП 63.13330 [2] для расчетов конструкций из бетона без содержания фибры. Также в данный раздел внесен новый пункт 4.6, который устанавливает общие требования по расчету фибробетонных конструкций с неметаллической фиброй на огнестойкость. Согласно новому пункту расчет фибробетонных конструкций на огнестойкость следует выполнять с учетом указаний СП 468.1325800 [3] для конструкций из бетона без содержания фибры и без учета остаточных сопротивлений фибробетона осевому растяжению R_{fb2} и R_{fb3} .

Подраздел 6.1 «Расчет конструкций по предельным состояниям первой группы» свода правил [1] был доработан и дополнен методиками расчета по прочности изгибаемых и внецентренно сжатых фибробетонных элементов кольцевых сечений.

Подраздел дополнен новым пунктом 6.1.9а, согласно которому расчет по прочности изгибаемых фибробетонных элементов кольцевых сечений без арматуры (рис. 1) производят из условия

$$M \leq A_r \left[R_{fb} \frac{\sin \pi \alpha_r}{\pi} + 0,234 R_{fb3} \right] r_m \quad (1)$$

где A_r – общая площадь кольцевого сечения, определяемая по формуле

$$A_r = 2 \pi r_m t_r \quad (2)$$

где r_m – радиус срединной поверхности стенки кольцевого элемента, определяемый по формуле

$$r_m = \frac{r_1 + r_2}{2} \quad (3)$$

r_1 и r_2 – радиусы соответственно внутренней и наружной граней кольцевого сечения;

$$\alpha_r = \frac{0,73 R_{fb3}}{R_{fb} + 2 R_{fb3}} \quad (4)$$

Согласно новой редакции п. 6.1.11 свода правил [1] расчет по прочности внецентренно сжатых фибробетонных элементов без рабочей арматуры при расположении продольной сжимающей силы за пределами поперечного сечения элемента, а также внецентренно сжатых фибробетонных элементов без рабочей арматуры при расположении продольной сжимающей силы в пределах поперечного сечения элемента, в которых по условиям эксплуатации

не допускается образование трещин, производят с учетом сопротивления фибробетона растянутой зоны из условия

$$N \leq \frac{R_{fbt} \times A}{\frac{A}{I} \times e_0 \times \eta \times y_t - 1} \quad (5)$$

Для элементов прямоугольного сечения (рис. 2) условие (5) имеет вид:

$$N \leq \frac{R_{fbt} \times b \times h}{\frac{6 \times e_0 \times \eta}{h} - 1} \quad (6)$$

В формулах (5)–(6):

R_{fbt} – расчетное сопротивление фибробетона осевому растяжению;

A , I , y_t , η – следует определять по указаниям 7.1.9 СП 63.13330 [2] для конструкций из бетона без содержания фибры.

Также проектом изменения предусмотрено включение методики расчета внецентренно сжатых фибробетонных элементов кольцевого сечения без рабочей арматуры и с ней. Методика расчета приведена в новых пунктах 6.1.12а и 6.1.12б. Расчет по прочности

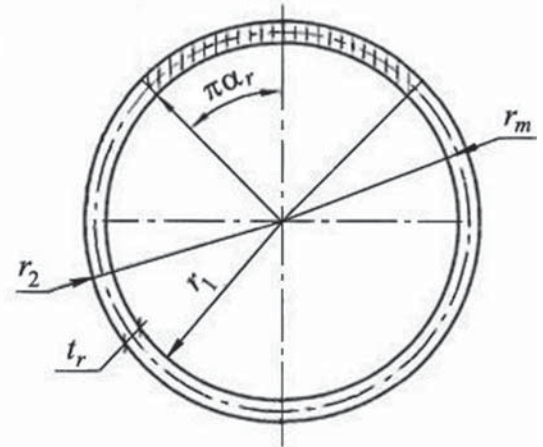


Рис. 1. Схема кольцевого сечения фибробетонного элемента, принимаемая при его расчете по прочности на изгиб

Fig. 1. Scheme of the annular cross-section of the fiber-reinforced concrete element for the bending strength calculation

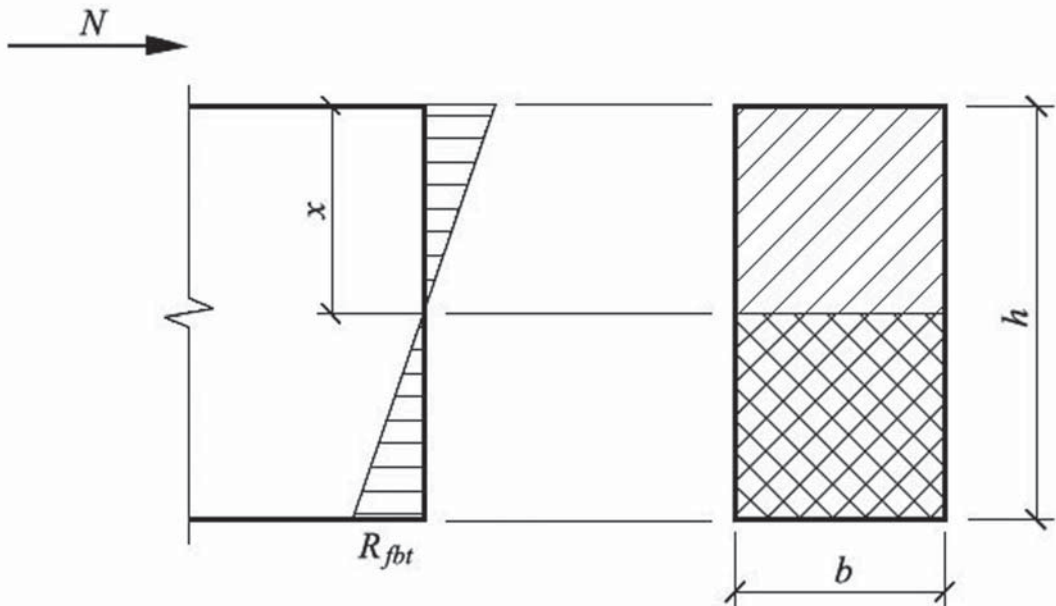


Рис. 2. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении нормальном к продольной оси внецентренно сжатого фибробетонного элемента, рассчитываемого по прочности с учетом сопротивления фибробетона растянутой зоны

Fig. 2. Force scheme and stress diagram for the cross-section normal to the longitudinal axis of the eccentrically compressed fiber-reinforced concrete element, calculated by the strength taking into account the resistance of fiber-reinforced concrete in the tension area

внецентренно сжатых фибробетонных элементов кольцевого сечения без рабочей арматуры (рис. 1) производят из условия

$$N \times e \leq A_r \left[R_{fb} \frac{\sin \pi \alpha_r}{\pi} + R_{fbt3} (1 - 1,35 \alpha_r) 1,6 \alpha_r \right] r_m, \quad (7)$$

где A_r, r_m – см. формулы (2) и (3);

α_r – относительная площадь сжатой зоны фибробетона, определяемая по формуле

$$\alpha_r = \frac{N + R_{fbt3} A_r}{(R_{fb} + 3,35 R_{fbt3}) A_r}. \quad (8)$$

Если полученное из расчета по формуле (8) значение $\alpha_r < 0,15$, то в условие (7) подставляют значение α_r , определяемое по формуле

$$\alpha_r = \frac{N + 0,73 R_{fbt3} A_r}{(R_{fb} + 2 R_{fbt3}) A_r}. \quad (9)$$

Расчет прочности кольцевых сечений внецентренно сжатых элементов с рабочей арматурой (рис. 3) при соотношении внутреннего и наружного радиусов $r_1/r_2 \geq 0,5$ и арматуре, равномерно распределенной по окружности (при минимум семи продольных стержнях), производят в зависимости от относительной площади сжатой зоны бетона по формуле

$$\xi_{cir} = \frac{N + R_s A_{s,tot} + R_{fbt3} A_r}{(R_{sc} + 1,7 R_s) A_{s,tot} + (R_{fb} + R_{fbt3}) A_r}. \quad (10)$$

а) при $0,15 < \xi_{cir} < 0,6$ – из условия

$$M \leq (R_{fb} A_r r_m + R_{sc} A_{s,tot} r_s) \frac{\sin \pi \xi_{cir}}{\pi} + (R_s A_{s,tot} + R_{fbt3} A_r) r_s (1 - 1,7 \xi_{cir}) (0,2 + 1,3 \xi_{cir}) \quad (11)$$

б) при $\xi_{cir} \leq 0,15$ – из условия

$$M \leq (R_{fb} A_r r_m + R_{sc} A_{s,tot} r_s) \frac{\sin \pi \xi_{cir1}}{\pi} + 0,295 (R_s A_{s,tot} + R_{fbt3} A_r) r_s, \quad (12)$$

$$\text{где } \xi_{cir1} = \frac{N + 0,75 R_s A_{s,tot}}{R_{sc} A_{s,tot} + R_{fb} A_r}$$

в) при $\xi_{cir} \geq 0,6$ – из условия

$$M \leq (R_{fb} A_r r_m + R_{sc} A_{s,tot} r_s) \frac{\sin \pi \xi_{cir2}}{\pi}, \quad (13)$$

$$\text{где } \xi_{cir2} = \frac{N}{R_{sc} A_{s,tot} + R_{fb} A_r}.$$

В формулах (10)–(13):

$A_{s,tot}$ – площадь сечения всей продольной арматуры;

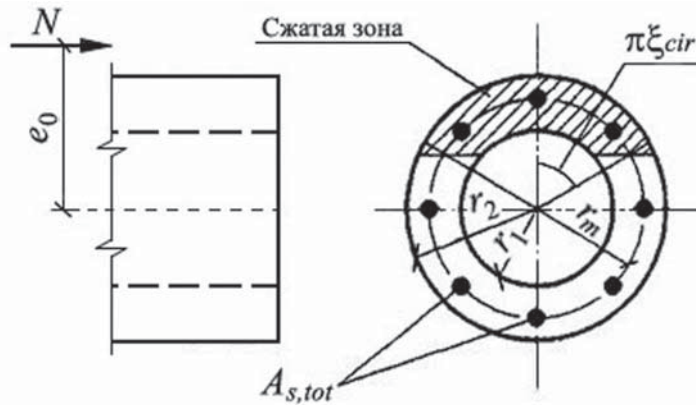


Рис. 3. Схема, принимаемая при расчете кольцевого сечения сжатого элемента
Fig. 3. Scheme for the calculation of the compressed element annular cross-section

r_m – радиус срединной поверхности стенки кольцевого элемента, определяемый по формуле (3);

r_s – радиус окружности, проходящей через центры тяжести стержней продольной арматуры. Момент M определяют с учетом влияния прогиба элемента.

Конструктивные требования, изложенные в разделе 8 СП [1], дополнены новыми положениями в части ограничения максимального размера фракции крупного заполнителя для фибробетонной смеси, который рекомендуется принимать не более 20 мм. Также внесены указания по назначению толщины защитного слоя фибробетона с неметаллической фиброй, которую назначают согласно СП 63.13330 [2] с учетом типа конструкций, роли арматуры в конструкциях (продольная рабочая, поперечная, распределительная, конструктивная арматура), условий окружающей среды и диаметра арматуры.

Отдельно следует отметить уточнение положений СП [1] по назначению индекса подкласса фибробетона с неметаллической фиброй по остаточной прочности на осевое растяжение, который теперь допускается устанавливать по ГОСТ Р 59535 [4]. Данное изменение внесено в Приложение Б к СП [1].

Вывод

Разработан проект изменения № 2 к СП 297.1325800.2017 «Конструкции фибробетонные с неметаллической фиброй. Правила проектирования», положения которого позволят разрабатывать надежные конструктивные решения таких конструкций, в том числе с достижением определенного экономического эффекта.

Список литературы

1. СП 297.1325800.2017. Конструкции фибробетонные с неметаллической фиброй. Правила проектирования [интернет]. Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/555600925>
2. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. Москва: Стандартинформ; 2019.
3. СП 468.1325800.2019. Бетонные и железобетонные конструкции. Правила обеспечения огнестойкости и огнесохранности. Москва: Стандартинформ; 2020.
4. ГОСТ Р 59535-2021. Бетоны тяжелые и мелкозернистые, дисперсно-армированные стальной фиброй. Технические условия. Москва: Стандартинформ; 2021.

References

1. SP 297.1325800.2017. Fiber reinforced concrete structures and precast products with non-steel fibers. Design rules [internet]. Available at: <https://docs.cntd.ru/document/555600925> (in Russian).
2. SP 63.13330.2018. Concrete and reinforced concrete structures. The main provisions. Updated version of SNiP 52-01-2003. Moscow: Standartinform Publ.; 2019 (in Russian).
3. SP 468.1325800.2019. Concrete and reinforced concrete structures. Rules for ensuring fire resistance and fire safety. Moscow: Standartinform Publ.; 2020 (in Russian).
4. State Standard R 59535-2021. Heavy and fine-grained concrete, dispersed-reinforced with steel fiber. Technical conditions. Moscow: Standartinform Publ.; 2021 (in Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Тахир Абдурахманович Мухамедиев, д-р техн. наук, главный научный сотрудник лаборатории теории железобетона и конструктивных систем НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: takhir50@rambler.ru

тел.: +7 (499) 171-75-77

Takhir A. Mukhamediev, Dr. Sci. (Engineering), Chief Researcher, Laboratory of Theory of Reinforced Concrete and Structural Systems, Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete (NIIZHB) named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: takhir50@rambler.ru

tel.: +7 (499) 171-75-77

Сергей Алексеевич Зенин✉, канд. техн. наук, заведующий лабораторией железобетонных конструкций и конструктивных систем НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», Москва

e-mail: lab01@mail.ru

тел.: +7 (499) 174-75-17

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

e-mail: lab01@mail.ru

tel.: +7 (499) 174-75-17

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 620.179.17; 624.154.1; 550.8.056

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1\(36\)-59-71](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1(36)-59-71)

EDN: TIRKDT

О ВОЗМОЖНОСТЯХ ВСПОМОГАТЕЛЬНЫХ МЕТОДИК СЕЙСМОАКУСТИЧЕСКОГО ОБСЛЕДОВАНИЯ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

А.А. ЧУРКИН, канд. техн. наук

Научно-исследовательский, проектно-изыскательский и конструкторско-технологический институт оснований и подземных сооружений (НИИОСП) им. Н.М. Герсегонова АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, стр. 12, г. Москва, 109428, Российская Федерация

Аннотация

Введение. Рост сложности задач, возникающих при контроле качества геотехнических конструкций, ведет к росту вклада косвенных методов в составе комплекса изысканий. Сейсмоакустический контроль длины и сплошности свай в настоящий момент является одним из наиболее распространенных неразрушающих геофизических методов, применяемых при диагностике состояния фундаментов. Возможности и ограничения метода связаны с особенностями лежащей в его основе теоретической модели распространения упругих волн в тонком стержне. Специалистам часто приходится прибегать к вспомогательным методикам полевых исследований.

Целью работы является информирование инженеров-испытателей, проектировщиков и сотрудников надзорных организаций о возможностях вспомогательных методик сейсмоакустического контроля качества свайных фундаментов.

Материалы и методы. Описаны особенности теоретической модели сейсмоакустического контроля качества свай и связанные с ними возможности и ограничения метода. Вспомогательные методики сбора и анализа данных применены для обследования свайных фундаментов, в том числе включенных в состав существующих сооружений.

Результаты. Результатом работы является получение дополнительной информации об обследуемых фундаментах с использованием вспомогательных методик сбора и анализа данных. Альтернативное расположение датчиков относительно обследуемой конструкции применено для определения глубины заложения свай в составе ростверков и существующих сооружений. Профилирование с общим пунктом возбуждения сигнала (ультрасейсмический метод) использовано для оценки скорости распространения стержневой волны в теле конструкции. На примере способов представления данных параллельного сейсмического метода показана возможность его использования для контроля качества бетона фундаментов.

Выводы. Вспомогательные методики сбора и анализа данных, применяемые при сейсмоакустическом обследовании свайных фундаментов, позволяют существенно повысить достоверность выводов о глубине заложения и сплошности материала конструкции.

Ключевые слова: испытания свай, неразрушающий контроль, техническая геофизика, сейсмоакустический метод, вспомогательные методики испытаний, обследование свай под ростверком, ультрасейсмический метод

Для цитирования: Чуркин А.А. О возможностях вспомогательных методик сейсмоакустического обследования свайных фундаментов. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2023;36(1):59–71. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1\(36\)-59-71](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1(36)-59-71)

Вклад автора

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

Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов

Автор заявляет об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 02.02.2023

Поступила после рецензирования 21.02.2023

Принята к публикации 28.02.2023

CAPABILITIES OF AUXILIARY TECHNIQUES FOR LOW STRAIN IMPACT TESTING OF PILES FOUNDATIONS

A.A. CHURKIN, Cand. Sci. (Engineering)

*Research Institute of Bases and Underground Structures (NIIOBP) named after N.M. Gersevanov,
JSC Research Center of Construction, 2nd Institutskaya str., 6, bld. 12, Moscow, 109428, Russian Federation*

Abstract

Introduction. An increase in the complexity of tasks arising from the quality control of geotechnical structures ultimately increases the role of indirect methods as part of the survey set. Low strain impact testing of piles length and integrity is currently one of the most common non-destructive geophysical methods used in the state diagnostics of foundations. The capabilities and limitations of the method are associated with the peculiarities of its basic theoretical model describing the propagation of elastic waves in a thin rod. In this regard, specialists often have recourse to the auxiliary techniques of field research.

Aim. To inform test engineers, designers and employees of supervisory organizations about the potential of auxiliary methods for the low strain impact quality control of pile foundations.

Methods and materials. The features of the theoretical model of the low strain impact pile quality control, as well as the associated capabilities and limitations of the method are described. The auxiliary methods of data collection and analysis were used for the survey of pile foundations, including those in the composition of existing structures.

Results. The results of the work are represented by additional information obtained about the foundations surveyed using the auxiliary methods of data collection and analysis. An alternative arrangement of sensors relative to the surveyed structure was used for determining the depth of piles in the composition of grade beam footings and existing structures. The common shot point profiling (ultra-seismic method) was used to assess the velocity of rod wave propagation in the body of the structure. The options of data presentation in the parallel seismic method were used to demonstrate its potential for the quality control of foundation concrete.

Conclusion. The auxiliary methods of data collection and analysis used in the low strain impact survey of pile foundations can significantly increase the reliability of conclusions about the depth and integrity of a structural material.

Keywords: pile testing, non-destructive testing, technical geophysics, low strain impact testing, auxiliary test methods, pile cap inspection, ultra-seismic method

For citation: Churkin A.A. Capabilities of auxiliary techniques for low strain impact testing of piles foundations. *Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2023;36(1):59–71. (In Russ.). [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1\(36\)-59-71](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1(36)-59-71)

Author contribution statement

The author takes responsibility of all aspects of the article preparation.

Funding

No funding support was obtained for the research.

Conflict of interest

The author declares no conflict of interest.

Received 02.02.2023

Revised 21.02.2023

Accepted 28.02.2023

Введение

Актуальность неразрушающих косвенных методов исследования фундаментов вызвана связанными причинами: затратностью прямых методов и ростом объемов подземного строительства в современных городских агломерациях. Распространенность и широта применения геофизических подходов к исследованию конструкций [1–8] позволяют использовать термин «техническая геофизика» [9]. Он включает совокупность методов на стыке инженерной геофизики (исследуются масштабные конструкции и значительные объемы грунта) и неразрушающего контроля (исследование ведется регламентированными методиками с высокой разрешающей способностью) и способов их применения при решении геотехнических задач.

Свайные фундаменты являются одним из наиболее распространенных объектов исследования геофизическими методами. Наибольшие объемы испытаний выполняются с применением методик, основанных на анализе распространения направленных упругих волн в теле конструкции.

Сейсмоакустический метод контроля свай (рис. 1а, б) имеет хорошо разработанную теоретическую основу и широкую практику применения [2, 4, 7, 10]. Вспомогательные методики, такие как параллельный сейсмический метод (рис. 1д) [10–15] и профилирование с общим пунктом возбуждения (так называемое «ультрасейсмическое профилирование», рис. 1с) [16–17], применяются в ситуациях, когда отсутствует возможность получения достоверной информации о длине сваи с помощью стандартной методики. Возможности и ограничения данных подходов предлагается обсудить в материале.

Методы исследования

Причиной широкой адаптации волновых методов для исследования свайных фундаментов стали особенности физико-механических свойств системы «свая – грунт». Исследуются железобетонные (в основном) конструкции, характеристики материала и геометрические размеры которых определены требованиями проекта. Предполагается однородность свойств бетона для всего объема сооружения, т. е. дефект является контрастной неоднородностью в сплошной конструкции. Вмещающие грунты имеют акустические свойства, существенно отличающиеся от характеристик материала конструкции [8, 18].

В зависимости от выбранного диапазона частот колебаний применимы различные модели среды: модель тонкого стержня в однородном полупространстве или модель сваи с переменным акустическим импедансом в слоистой среде (рис. 2). Объединяет их использование

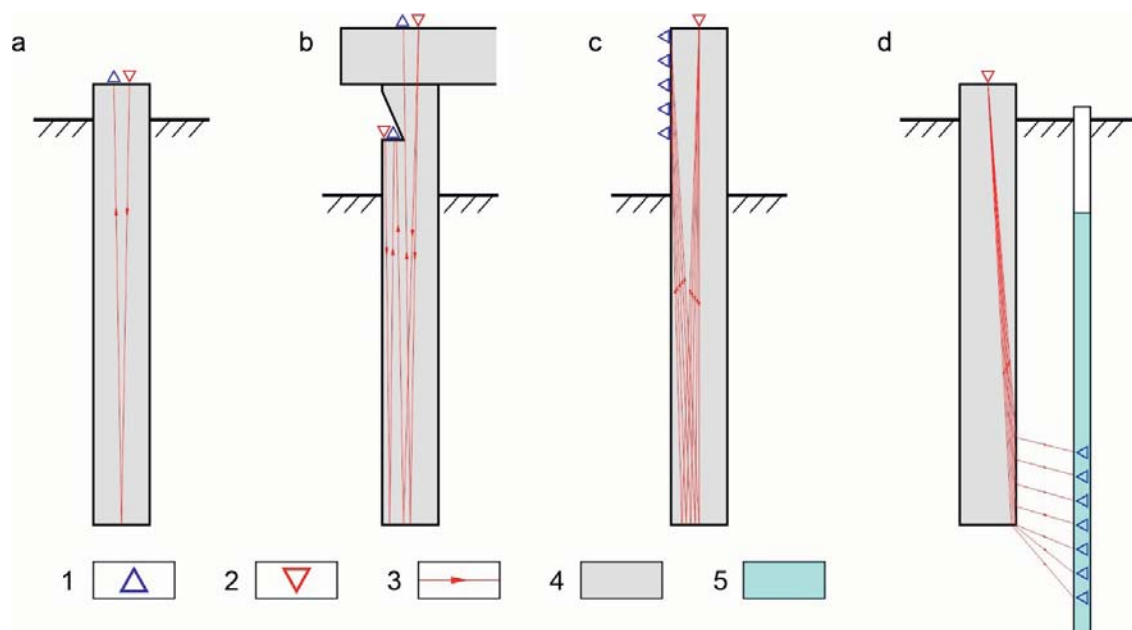


Рис. 1. Методики сейсмоакустического контроля свай [из [10]]: *a* – стандартная; *b* – обследование сваи в составе ростверка; *c* – профилирование с общим пунктом возбуждения (ультрасейсмический метод); *d* – параллельный сейсмический метод. Условные обозначения: 1 – приемник; 2 – источник; 3 – траектории распространения упругих волн; 4 – железобетон; 5 – заполненная водой скважина

Fig. 1. Methods of the pile low strain impact testing [according to [10]]: *a* – standard; *b* – inspection of piles in grade beam footings; *c* – common shot point profiling (ultra-seismic method); *d* – parallel seismic method.

Legend: 1 – receiver; 2 – source; 3 – elastic wave propagation trajectories; 4 – reinforced concrete; 5 – water-filled well

линейно-упругого приближения. Это позволяет использовать модель «черного ящика» для описания реакции системы «свая – грунт» на волновой импульс.

Отклик $s(t)$ формируется при передаче в среду, акустические свойства которой описываются функцией Грина $G(t) = F\{\rho V(x, y, z); t\}$, импульса $i(t)$ и выражается следующим образом:

$$s(t) = G(t) \otimes i(t), \quad (1)$$

где $\otimes$ – оператор свертки, $\rho V(x, y, z)$ – изменение акустической жесткости в объеме (ρ – плотность среды, V – скорость распространения упругой волны). Распространение продольной деформации в тонких стержнях описывается волновым уравнением в приближении Сен-Венана:

$$\frac{\partial^2 u(x, t)}{\partial t^2} = V_0^2 \frac{\partial^2 u(x, t)}{\partial x^2}, \quad (2)$$

где $V_0 = \sqrt{E/\rho}$ – стержневая скорость упругой волны в свае (E – модуль Юнга, ρ – плотность материала сваи) [2, 16]. Скорости стержневой и продольной волн на практике необязательно совпадают – их соотношение зависит от коэффициента Пуассона ν материала стержня [9]:

$$V_p = V_0 \sqrt{\frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (3)$$

Модель тонкого стержня не учитывает образование в стержне поперечных деформаций при распространении продольной волны (так называемый эффект Пуассона) и потери энергии колебаний из-за влияния вмещающих грунтов (рис. 2а): свая погружена в однородное полупространство, акустическая жесткость которого значительно меньше акустической жесткости материала стержня. По стволу сваи распространяются плоские продольные стержневые волны. Сопротивление поперечного сечения сваи характеризуется акустическим импедансом $Z_p = \rho \cdot V_0 \cdot S$, где S – площадь поперечного сечения сваи. Изменение импеданса приводит к образованию отраженных волн. На регистрируемый отклик оказывают влияние только значительные изменения импеданса, вызывающие интенсивное отражение (конец стержня/сваи или значительное изменение сечения).

Для соответствия исследуемой сваи модели тонкого стержня необходимо выполнение двух основных условий [2, 19]:

$$D/L \ll 1 \text{ и } D/\lambda \ll 1, \quad (4)$$

где D – диаметр сваи, L – длина сваи, λ – длина волны импульса, возбуждаемого ударным источником. В случае полного или частичного невыполнения условий (4) тело сваи нельзя считать одномерным и однородным для распространяющейся деформации. Возбуждаемое точечным источником поле колебаний состоит из нескольких типов волн (стержневые, крутильные, изгибные). Сваи расположены в грунтах различной акустической жесткости $\rho_n V_n$, что приводит к появлению неравномерно изменяющегося трения по боковой поверхности сваи при распространении упругой волны (рис. 2b).

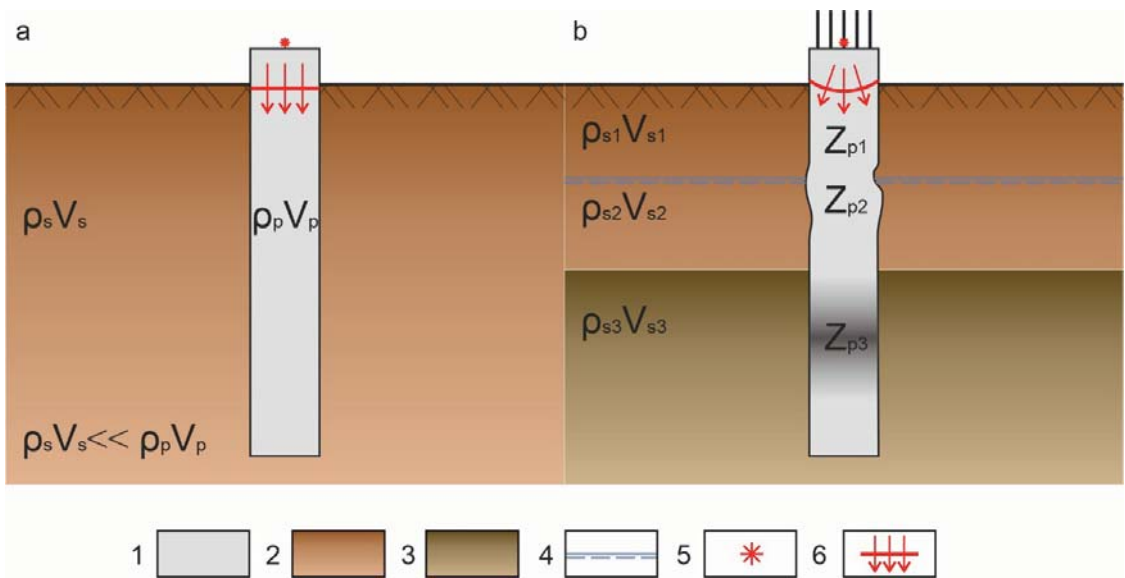


Рис. 2. Модели «свая – грунт» (из [18]): а – тонкий стержень в однородном полупространстве;

б – свая с переменным акустическим импедансом, погруженная в слоистую среду. Условные обозначения:

1 – свая; 2–4 – вмещающие грунты; 5 – источник упругих волн; 6 – распространение волн

Fig. 2. "Pile – soil" models (according to [18]): а – thin rod in the homogeneous half-space; б – pile with the variable acoustic impedance, submerged in the laminar medium. Legend: 1 – pile; 2–4 – enclosing soils; 5 – source of elastic waves; 6 – wave propagation

Чем выше акустическая жесткость вмещающих грунтов и чем больше геометрические размеры свай, тем выше потери энергии сигнала на излучение во вмещающие грунты и образование волн-помех на малых неоднородностях материала свай [18–20]. Эти факторы приводят к снижению информативности сигналов и затрудняют контроль длины и сплошности. Для частичной компенсации этого эффекта возможно использовать комплект ударных источников с различным весом и материалом бойка. Выбор источников производится исходя из геометрических размеров свай и типа вмещающих грунтов и влияет на разрешающую способность методики [6–7, 21]. На практике это приводит к расхождениям в значении длин свай, определенных с применением различных ударников – сказывается эффект частотной дисперсии стержневой скорости [2, 19].

Показанные в статье результаты получены с использованием измерителей длины свай первого и второго поколений, ИДС-1 и ИДС-2 («Логические системы», Россия). Рабочие комплекты приборов включали блоки управления и регистрации данных, 1–2 сейсмоприемника (велосиметра), набор ударных источников. Использовалось три вида ударников: металлические молотки 100–200 г, молотки из твердого пластика 250–350 г, резиновые киянки 300–500 г.

Обработка результатов осуществлялась в программном обеспечении GeoTechControl (ООО «ГЕОДЕВАЙС», Россия). Использованный граф обработки включал сборку сигналов в отсортированный массив с вводом статических поправок и удалением некондиционных сигналов; амплитудную коррекцию; двумерную сглаживающую фильтрацию для отбраковки случайных помех и прослеживания целевых отражений; определение длины свай по отраженному сигналу и оценку стержневой скорости по сигналу прямого прохождения.

Результаты

Вспомогательные сейсмоакустические методики не являются универсальным средством борьбы с погрешностью метода (оцениваемой в 5–10%), однако позволяют получить дополнительную информацию, повышающую достоверность выводов о длине и сплошности конструкции.

Дополнительные способы расположения датчиков при обследовании фундамента, включенного в ростверк или существующее здание (рис. 1b), позволяют на этапе интерпретации более уверенно выделить отражение от нижнего конца свай. Желательным является закрепление регистрирующего датчика на боковой поверхности самой обследуемой конструкции, хотя в некоторых случаях сохраняется возможность работы с поверхности ростверка.

На рис. 3 показаны примеры определения длины свай в составе существующих сооружений. В первом случае организация площадки для установки датчика на боковую поверхность позволила получить данные высокого качества. Несмотря на массивные габариты обследуемой свай (диаметр 800 мм, проектная длина 22,0 м), сигналы отличаются низким уровнем шумов и позволяют на практике показать явление частотной дисперсии скорости стержневой волны – при одинаковом значении скорости волны, принятом равным 4000 м/с (определено при обследовании свай известной длины, изготовленных из бетона того же класса прочности, на данной площадке), длина для трех ударников отличается. Сигналы для высокочастотного металлического молотка позволяют дать точную оценку

длины сваи (площадка для возбуждения и приема сигнала располагалась на 0,4 м ниже оголовка сваи).

Во втором случае расположение регистратора на подколонном ростверке (интенсивный приток грунтовых вод не позволил обследователям выполнить шурфы ниже уровня пола подвала) привело к осложнению сигналов помехами от ростверка и конструкций монолитного каркаса здания. При ожидаемой глубине заложения фундамента около 10 м и толщине подколонного ростверка в 1,5 м результат обследования с поверхности ростверка дает среднюю длину сваи в 10,4 м (т. е. расхождение более 1 м). Скорость стержневой волны выбрана равной 3600 м/с, это сравнительно низкое значение позволяет избежать переоценки

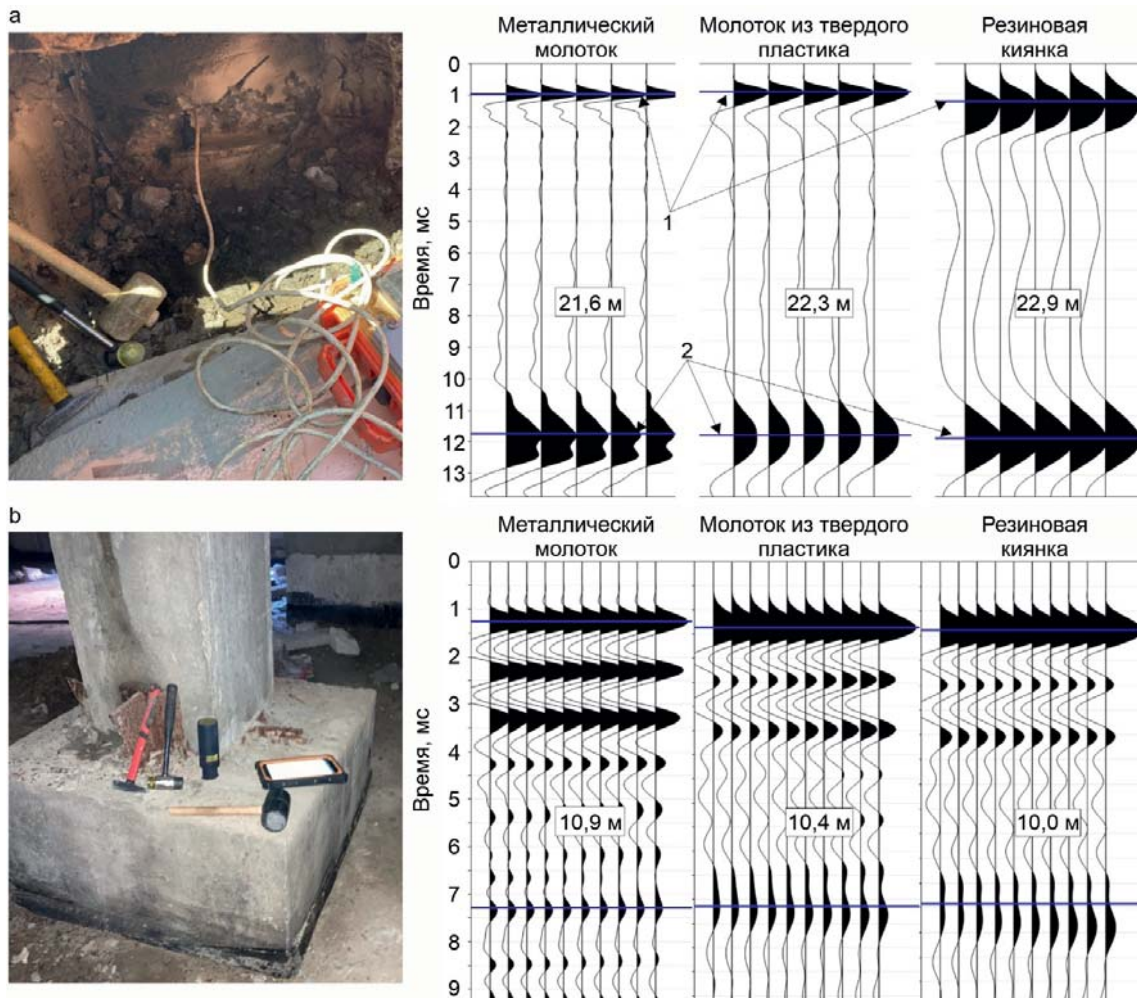


Рис. 3. Обследование свай в составе существующих сооружений: *а* – результаты обследования свай из предварительно подготовленного шурфа; *б* – результаты обследования свай через подколонный ростверк. Условные обозначения: 1 – пикировка момента нанесения удара; 2 – пикировка прихода отражения от низа сваи

Fig. 3. Inspection of piles in existing structures: *a* – results of the pile inspection using the preliminarily prepared pit-hole; *b* – results of the pile inspection through the column-base grade beam footing. Legend: 1 – impact moment picking; 2 – pile bottom reflection arrival picking

глубины заложения свай [7]. Таким образом, разница в определенной и проектной длинах может быть связана как с неправильно выбранным значением скорости, так и с заложением фундамента на меньшую глубину – для однозначного вывода не хватает априорной информации. Интенсивные помехи также не дают возможности сделать однозначный вывод о сплошности фундамента.

Методика профилирования с постоянным положением источника (ультрасейсмический метод) (рис. 1с) позволяет собрать сейсмограмму, на которой по годографу прямой волны дается оценка стержневой скорости. Этот способ получения информации о скорости волны в свае является наиболее точным из возможных (предварительные ультразвуковые измерения или использование априорных зависимостей «скорость – класс прочности» не позволяют однозначно определить стержневую скорость в фундаменте, т. к. она зависит от его геометрии [18]). Применение методики требует от исследователя квалификации и также не является универсальным решением проблемы контроля качества свай.

Рассмотрим ее использование на примере двух наборов данных (рис. 4). В первом случае профилирование по боковой грани недопогруженной забивной сваи позволяет получить значение скорости в материале сваи (4000 м/с) и использовать его при обследовании уже погруженных свай фундамента. Проектная длина свай – 8 м – определяется по годографу отраженной волны с хорошей точностью (рис. 4а).

Во втором случае профилирование выполнялось вдоль участка сваи высотой в 2 м. Точка регистрации сигнала располагалась на удалении 1 м от верхнего торца сваи. Составная свая (проектная длина верхней и нижней секций 6 и 10 м соответственно) была включена в состав эксплуатируемого сооружения. Определенная по годографу первых вступлений стержневая скорость составила ~3800 м/с. На рис. 4б показаны выделенные для данного значения скорости времена прихода отражений от зоны стыка и нижнего конца сваи. Сигналы осложнены помехами, которые затрудняют точное выделение отражений на сейсмограмме. Несмотря на интенсивные акустические аномалии, полученные оценки длины конструкции и глубины расположения зоны стыка сходятся с проектной информацией (6,1 м для зоны стыка и 15,9 м длины сваи соответственно).

При работе параллельным сейсмическим методом (ПСМ) возбуждение сигнала производится с доступной для нанесения удара поверхности конструкции (сваи, ростверка, опоры моста, фундамента глубокого заложения) [12–13, 18]. Испытания выполняются с регистрацией сигналов приемником, перемещающимся в расположенной поблизости от сооружения скважине, глубина которой превышает ожидаемую глубину фундамента. Несмотря на отсутствие на российском рынке специализированных приборов для работ ПСМ, имеется опыт успешного применения геофизической аппаратуры для вертикального сейсмического профилирования для определения глубины заложения фундаментов различной конструкции [6].

Результаты экспериментов по численному двумерному и трехмерному моделированию показывают возможность использования метода для получения выводов о сплошности и/или форме сечения конструкции [15, 18]. Для этого требуется применение нестандартных способов представления данных с применением спектрального анализа (рис. 5). Поскольку возможности и ограничения стандартной методики анализа сигналов ПСМ хорошо изучены, данное направление работ представляется наиболее перспективным для дальнейшего развития метода.

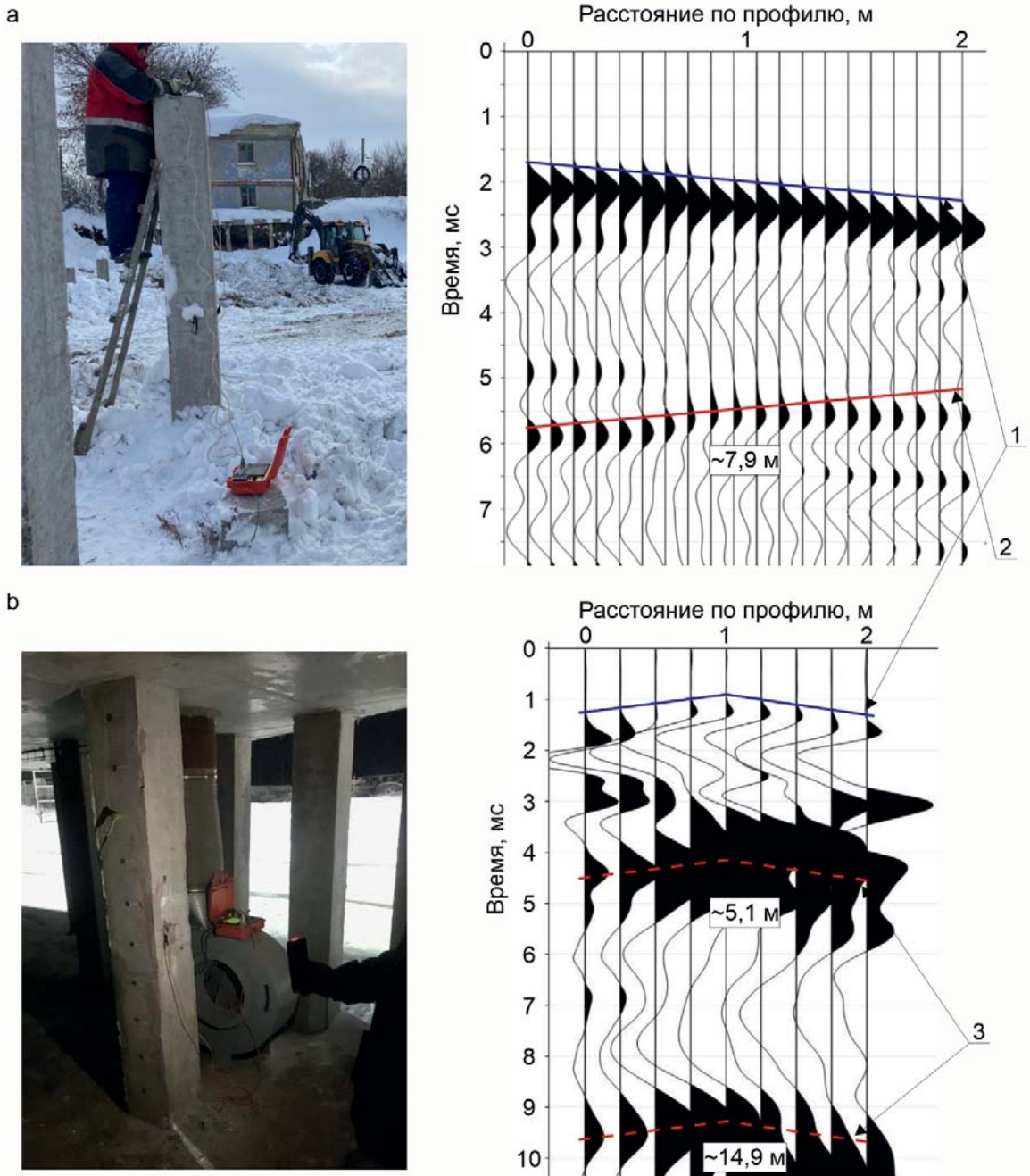


Рис. 4. Обследование свай с применением профилирования с общим пунктом возбуждения (ультрасейсмического метода): *а* – недопогруженная забивная свая; *б* – составная забивная свая в составе существующего сооружения.

Условные обозначения: 1 – годограф прямой волны; 2 – годограф отраженной от нижнего конца сваи волны;

3 – времена прихода годографов волн, отраженных от зоны стыка и нижнего конца сваи

Fig. 4. Inspection of piles using the common shot point profiling (ultra-seismic method): *a* – under-submerged driven pile; *b* – composite driven pile in the existing structure. Legend: 1 – direct wave hodograph; 2 – pile lower end reflected hodograph; 3 – hodograph arrival times of the waves, reflected from the joint zone and pile lower end

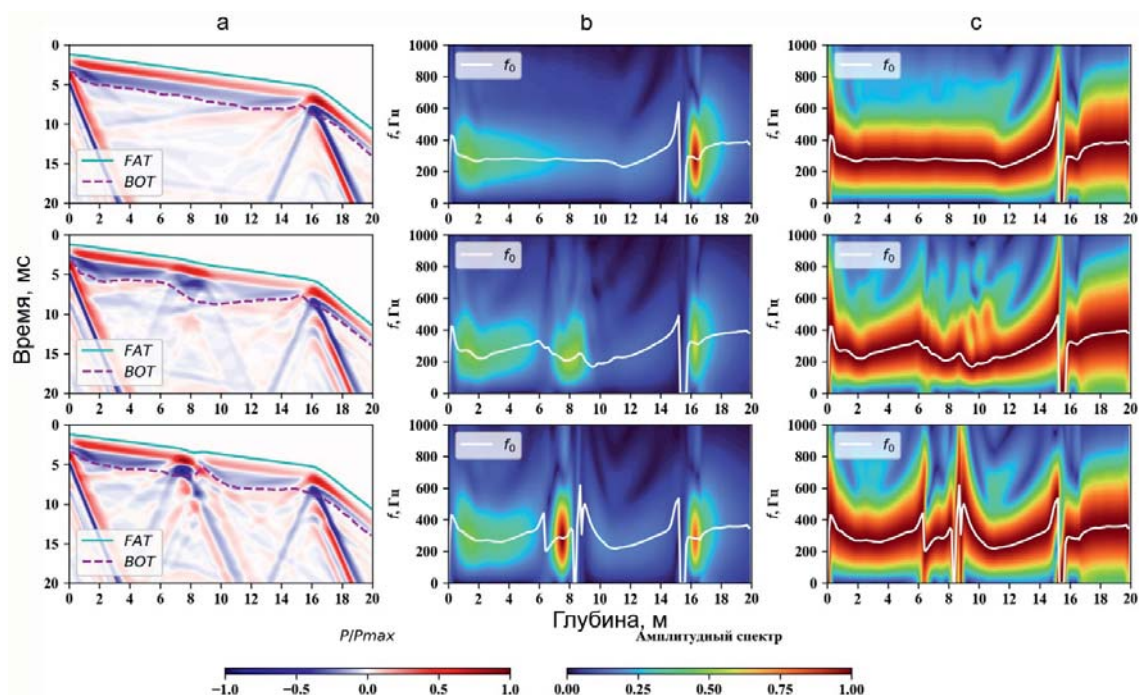


Рис. 5. Способы представления результатов обследования сваи с применением параллельного сейсмического метода (из [15] с изменениями) для трех численных моделей (сверху вниз) – сплошной сваи, сваи с включением бетона пониженной прочности, сваи с сужением сечения: а – во временной области; б, с – в частотной области с различной нормировкой спектральной амплитуды

Fig. 5. Options for representing the results of the pile inspection by the parallel seismic method [according to [15], modified] for three numerical models (from top to bottom) – solid pile, pile with the inclusion of low-strength concrete, pile with section narrowing: a – time-domain; b, c – frequency-domain with various spectral amplitude normalizations

Заключение

Представленная информация о вспомогательных методиках сейсмоакустического контроля позволяет показать их возможности для повышения достоверности результатов исследований. Методики сами по себе не являются гарантией успешного обследования фундамента, так как не устраняют особенностей лежащей в основе метода теоретической модели. Однако их применение позволяет решить ряд важных вопросов.

Альтернативные способы установки датчиков вместе с разночастотным возбуждением позволяют определить длину сваи, включенной в существующее здание или ростверк. Использование профилирования вдоль боковой грани конструкции дает значение скорости стержневой волны, необходимое для успешной интерпретации сигналов. Параллельный сейсмический метод позволяет с высокой точностью дать оценку глубины заложения фундамента вне зависимости от сложности его геометрии и гипотетически может быть использован и для контроля сплошности материала.

Список литературы

1. Webster K., Rausche F., Webster S. Pile and shaft integrity test results, classification, acceptance and/or rejection. In: Proceedings of the TRB 2011 Annual Meeting, Washington, D.C., USA. [internet]. Available at: <https://www.pile.com/wp-content/uploads/2017/03/PileAndShaftIntegrityTestResults.pdf>
2. Капустин В.В. К вопросу о физических основах акустического метода испытания свай. Инженерные изыскания. 2011;[11]:10–15.
3. Coe J.T., Mahvelati S., Asabere P. Application of non-destructive testing and geophysical methods to evaluate unknown foundation geometry. In: Proceedings of 29th Central Pennsylvania Geotechnical Conference, Hershey, Pennsylvania, USA, 2017.
4. Amir J.M. Pile integrity testing: history, present situation and future agenda. In: Proceedings of 3rd Bolivian International Conference Deep Foundations, Santa Cruz de la Sierra, Bolivia, 2017, pp. 17–32.
5. Дзагов А.М., Шейнин В.И., Костенко Е.С., Блохин Д.И. К вопросу о назначении объемов работ по контролю качества бетона набивных и буровых свай. Геотехника. 2017;[1]:64–69.
6. Капустин В.В., Чуркин А.А., Лозовский И.Н., Кувалдин А.В. Возможности сейсмоакустических и ультразвуковых методов при контроле качества свайных фундаментов. Геотехника. 2018;10(5-6):62–71.
7. Чуркин А.А., Лосева Е.С., Лозовский И.Н., Сясько В.А. Приемы повышения достоверности оценки длины свай в составе существующих сооружений при обследовании сейсмоакустическим методом. Контроль. Диагностика. 2022;25(10):24–32. <https://doi.org/10.14489/td.2022.10.pp.024-032>
8. Loseva E., Osokin A., Mironov D., Dyakonov I. Specific features of the construction and quality control of pile foundations in engineering and geological conditions of Saint Petersburg. Architecture and engineering. 2020;5(2):38–45. <https://doi.org/10.23968/2500-0055-2020-5-2-38-45>
9. Капустин В.В., Владов М.Л. Техническая геофизика. Методы и задачи. Геотехника. 2020;12(4):72–85. <https://doi.org/10.25296/2221-5514-2020-12-4-72-85>
10. Churkin A.A., Ulybin A.V., Kapustin V.V. Application of low strain impact testing to spliced driven piles quality control. Construction of unique buildings and structures. 202;96(3):9603. <https://doi.org/10.4123/CUBS.96.3>
11. Liao S.-T., Tong J.-H., Chen C.-H., Wu T.-T. Numerical simulation and experimental study of parallel seismic test for piles. International Journal of Solids and Structures. 2006;43(7-8):2279–2298. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2005.03.057>
12. Olson L., Sack D. Combined parallel seismic and cone penetrometer testing of existing bridge foundations and levee sheet piles for length and capacity evaluations. In: Proceedings of the SAGEEP 2010, Keystone, USA, 2010. <https://doi.org/10.4133/1.3445494>
13. Niederleithinger E. Improvement and extension of the parallel seismic method for foundation depth measurements. Soils and Foundations. 2012;52(6):1093–1101. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2012.11.023>
14. Lu Z.T., Wang Z.L., Liu D.J. A study on the application of the parallel seismic method in pile testing. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2013;55:255–262. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2013.09.021>
15. Шмурак Д.В., Чуркин А.А., Лозовский И.Н., Жостков Р.А. Спектральный анализ данных параллельного сейсмического метода обследования подземных конструкций. Известия Российской академии наук. Серия физическая. 2022;86(1):116–121. <https://doi.org/10.31857/S0367676522010252>
16. Krause M., Dackermann U., Li J. Elastic wave modes for the assessment of structural timber: ultrasonic echo for building elements and guided waves for pole and pile structures. Journal of Civil Structural Health Monitoring. 2015;5(2):221–249. <https://doi.org/10.1007/s13349-014-0087-2>
17. Wang H., Nguyen T.V., Wang C.-Y. Vertical Profiling Ultra-Seismic Inspection to Evaluate Model Pile Depths. In: Proceedings of NDE/NDT for Highways & Bridges: SMT, August, 2018.
18. Чуркин А.А. Развитие методики применения геофизического комплекса для контроля качества заглубленных монолитных конструкций [диссертация]. Москва: МГУ имени М.В. Ломоносова; 2020. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.15557.17122>
19. Хмельницкий А.Ю., Капустин В.В., Владов М.Л. Экспериментальные исследования влияния вмещающего грунта на распространение сейсмических волн в свайных конструкциях. Инженерные изыскания. 2012;[6]:16–22.
20. Liang L., Beim J. Effect of soil resistance on the low strain mobility response of piles using impulse transient response method. In: Proceedings of 8th International Conference on Application of Stress Wave Theory to Piling, Lisbon, 2008, p. 435–441.
21. Капустин В.В., Ушаков А.Л. Применение акустических методов при исследовании сложных свайных конструкций. Геофизика. 2011;[6]:65–70.

References

1. Webster K., Rausche F., Webster S. Pile and shaft integrity test results, classification, acceptance and/or rejection. In: Proceedings of the TRB 2011 Annual Meeting, Washington, D.C., USA [internet]. Available at: <https://www.pile.com/wp-content/uploads/2017/03/PileAndShaftIntegrityTestResults.pdf>.
2. Kapustin V.V. On the question of the physical foundations of the acoustic method of testing piles. *Inzhenernye izyskaniya* = Engineering surveys. 2011;(11):10–15 (in Russian).
3. Coe J.T., Mahvelati S., Asabere P. Application of non-destructive testing and geophysical methods to evaluate unknown foundation geometry. In: Proceedings of 29th Central Pennsylvania Geotechnical Conference, Hershey, Pennsylvania, USA, 2017.
4. Amir J.M. Pile integrity testing: history, present situation and future agenda. In: Proceedings of 3rd Bolivian International Conference Deep Foundations, Santa Cruz de la Sierra, Bolivia, 2017, pp. 17–32.
5. Dzagov A.M., Sheinin V.I., Kostenko E.S., Blokhin D.I. On the issue of assigning the scope of work on quality control of concrete of packed and drilling piles. *Geotekhnika* = Geotechnics. 2017;(1):64–69 (in Russian).
6. Kapustin V.V., Churkin A.A., Lozovsky I.N., Kuvaldin A.V. Possibilities of seismoacoustic and ultrasonic methods for quality control of pile foundations. *Geotekhnika* = Geotechnics. 2018;10(5-6):62–71 (in Russian).
7. Churkin A.A., Loseva E.S., Lozovsky I.N., Syasko V.A. Techniques for increasing the reliability of estimating the length of piles as part of existing structures during the survey by the seismoacoustic method. *Kontrol'. Diagnostika*. 2022;25(10):24–32 (in Russian). <https://doi.org/10.14489/td.2022.10.pp.024-032>
8. Loseva E., Osokin A., Mironov D., Dyakonov I. Specific features of the construction and quality control of pile foundations in engineering and geological conditions of Saint Petersburg. *Architecture and engineering*. 2020;5(2):38–45. <https://doi.org/10.23968/2500-0055-2020-5-2-38-45>
9. Kapustin V.V., Vladov M.L. Technical geophysics. Methods and tasks. *Geotekhnika* = Geotechnics. 2020;12(4):72–85 (in Russian). <https://doi.org/10.25296/2221-5514-2020-12-4-72-85>
10. Churkin A.A., Ulybin A.V., Kapustin V.V. Application of low strain impact testing to spliced driven piles quality control. Construction of unique buildings and structures. 2021;96(3):9603. <https://doi.org/10.4123/CUBS.96.3>
11. Liao S.-T., Tong J.-H., Chen C.-H., Wu T.-T. Numerical simulation and experimental study of parallel seismic test for piles. *International Journal of Solids and Structures*. 2006;43(7-8):2279–2298. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2005.03.057>
12. Olson L., Sack D. Combined parallel seismic and cone penetrometer testing of existing bridge foundations and levee sheet piles for length and capacity evaluations. In: Proceedings of the SAGEEP 2010, Keystone, USA, 2010. <https://doi.org/10.4133/1.3445494>
13. Niederleithinger E. Improvement and extension of the parallel seismic method for foundation depth measurements. *Soils and Foundations*. 2012;52(6):1093–1101. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2012.11.023>
14. Lu Z.T., Wang Z.L., Liu D.J. A study on the application of the parallel seismic method in pile testing. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2013;55:255–262. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2013.09.021>
15. Shmurak D.V., Churkin A.A., Lozovsky I.N., Zhostkov R.A. Spectral analysis of data from the parallel seismic method of underground structures survey. *Bulletin of the Russian Academy of Sciences: Physics*. 2022;86(1):79–82 (in Russian). <https://doi.org/10.3103/s1062873822010221>
16. Krause M., Dackermann U., Li J. Elastic wave modes for the assessment of structural timber: ultrasonic echo for building elements and guided waves for pole and pile structures. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*. 2015;5(2):221–249. <https://doi.org/10.1007/s13349-014-0087-2>
17. Wang H., Nguyen T.V., Wang C.-Y. Vertical Profiling Ultra-Seismic Inspection to Evaluate Model Pile Depths. In: Proceedings of NDE/NDT for Highways & Bridges: SMT, August, 2018.
18. Churkin A.A. Development of geophysical complex application technique for buried monolithic structures quality control [dissertation]. Moscow: Lomonosov Moscow State University; 2020 (in Russian). <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.15557.17122>
19. Khmel'nitsky A.Yu., Kapustin V.V., Vladov M.L. Experimental studies of the influence of the host soil on the propagation of seismic waves in pile structures. *Inzhenernye izyskaniya* = Engineering surveys. 2012;(6):16–22 (in Russian).
20. Liang L., Beim J. Effect of soil resistance on the low strain mobility response of piles using impulse transient response method. In: Proceedings of 8th International Conference on Application of Stress Wave Theory to Piling, Lisbon, 2008, p. 435–441.
21. Kapustin V.V., Ushakov A.L. Application of acoustic methods in the study of complex pile structures. *Geotekhnika* = Geophysics. 2011;(6):65–70 (in Russian).

Информация об авторе / Information about the author

Алексей Андреевич Чуркин, канд. техн. наук, старший научный сотрудник лаборатории новых видов свайных фундаментов ЦИСФ НИИОСП им. Н.М. Герсееванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

e-mail: chaa92@mail.ru

тел.: 8 (903) 559-20-32

Aleksei A. Churkin, Cand. Sci. (Engineering), Senior Researcher, Laboratory of New Types of Pile Foundations, Research Institute of Bases and Underground Structures (NIIOSP) named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: chaa92@mail.ru

tel.: 8 (903) 559-20-32

УДК 624.131.537:699.8:551.448

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1\(36\)-72-85](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1(36)-72-85)

EDN: KMSWKI

К ОПРЕДЕЛЕНИЮ РАЗМЕРА ПОЛОСТИ В СКАЛЬНОМ МАССИВЕ, НЕОБХОДИМОГО ДЛЯ ОБРАЗОВАНИЯ ПРОВАЛА В ВЫШЕЛЕЖАЩЕЙ ГРУНТОВОЙ ТОЛЩЕ

В.И. ШЕЙНИН✉, д-р техн. наук

В.А. КОВАЛЕВ, канд. техн. наук

А.Б. ПАТРИКЕЕВ

М.Л. ХОЛМЯНСКИЙ, канд. техн. наук

*Научно-исследовательский, проектно-изыскательский и конструкторско-технологический институт оснований и подземных сооружений (НИИОСП) им. Н. М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство»,
Рязанский проспект, д. 59, г. Москва, 109428, Российская Федерация*

Аннотация

Введение. Рекомендуемая методика оценки карстовой опасности включает сравнение размера полости у кровли карстующегося массива с «критическим» размером, обеспечивающим возможность сдвига цилиндрического объема в грунтовой толще. Схема расчета «критического» размера, предложенная 40 лет назад, широко применяется, доказав прикладную эффективность. Однако в некоторых условиях ее использование приводит к неверной оценке условий развития провала, т. е. к неверным решениям о параметрах противокарстовых мероприятий.

Цель исследования – уточнение методики расчета «критического размера», зависящего от строения толщи и характеристик грунтов, а также от нагрузки от фундамента.

Материалы и методы. Расчетные соотношения, преобразованные для компьютерных вычислений, корректируются введением переменного значения коэффициента устойчивости, уточнением схем учета влияния поверхностной нагрузки на действующие по боковой поверхности «сдвигающегося» объема усилия и учетом, при выполнении условий устойчивости грунтового цилиндра в целом, возможности разрушения нижнего несущего слоя грунта, который моделируется как защемленная пластина, загружаемая по двум различным схемам в зависимости от свойств вышележащих грунтов.

Результаты. Проведен анализ результатов сопоставительных расчетов, выполненных с использованием пакета «МАТКАД» для «типовых» условий, и получены выводы о значимости предлагаемых корректировок.

Выводы. При определении критического размера необходимо введение стандартных для геотехники значений коэффициента устойчивости «сдвигающегося» грунтового объема.

При рекомендуемом на «карстоопасных» территориях применении плитных фундаментов влияние поверхностной нагрузки на возможность сдвига объема грунта следует учитывать только при определении горизонтальных напряжений на боковой поверхности, причем учет может выполняться по простым, но достаточно обоснованным схемам.

При учете возможности разрушения нижнего слоя образование провала прогнозируется при меньшем пролете полости, чем по предлагаемым методикам.

Ключевые слова: скальный массив, полость, грунтовая толща, коэффициент устойчивости, критический размер, связный грунт, поверхностная нагрузка, несущий слой, круглая пластинка, изгиб, растягивающие напряжения

Для цитирования: Шейнин В.И., Ковалев В.А., Патрикеев А.Б., Холмянский М.Л. К определению размера полости в скальном массиве, необходимого для образования провала в вышележащей грунтовой толще. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2023;36(1):72–85. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1\(36\)-72-85](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1(36)-72-85)

Вклад авторов

Все авторы внесли равноценный вклад подготовку публикации.

Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 20.01.2023

Поступила после рецензирования 14.02.2023

Принята к публикации 21.02.2023

ON THE ISSUE OF DETERMINING THE DIMENSIONS OF THE ROCK MASSIF CAVITY SUFFICIENT FOR THE FORMATION OF A SINKHOLE IN THE OVERLYING SOIL STRATUM

V.I. SHEININ✉, Dr. Sci. (Engineering)

V.A. KOVALEV, Cand. Sci. (Engineering)

A.B. PATRIKEEV

M.L. KHOLMYANSKIY, Cand. Sci. (Engineering)

*Research Institute of Bases and Underground Structures (NIIOSP) named after N.M. Gersevanov,
JSC Research Center of Construction, Ryazanskiy ave., 59, Moscow, 109428, Russian Federation*

Abstract

Introduction. The procedure currently recommended for karst hazard assessment includes a comparison of the cavity dimensions at the top of the karst massif with a “critical” value, sufficient for a shift of the cylindrical volume in the soil stratum. The scheme of calculating the “critical” value, proposed 40 years ago, is widely used due to its proven efficiency. However, in some cases, this procedure leads to an incorrect assessment of sinkhole development conditions, i.e., to incorrect decisions about the parameters of anti-karst measures.

Aim. To adjust the procedure for calculating the “critical dimensions”, depending on the stratum structure and soil characteristics, as well as the load from the foundation.

Materials and methods. The calculation formulas, transformed for computer calculations, are corrected by the introduction of a variable stability factor, the refinement of the schemes for accounting the effect of a surface load on the forces, acting along the side surface of the “shifting” volume, as well as by accounting, under the fulfillment of conditions for the general stability of a soil cylinder, the possibility of destroying the lower soil bearing layer, which is modeled as the clamped plate, loaded according to two different schemes depending on the properties of overlying soils.

Results. The results of comparative calculations performed using the Mathcad software package for “standard” conditions are analyzed, and conclusions about the significance of the proposed corrections are drawn.

Conclusion. When determining critical dimensions, it is necessary to introduce the values of the stability coefficient for the “shifting” soil volume, which are standard for geotechnics. In the case of using slab foundations, recommended in “karst-hazardous” areas, the effect of a surface load on the soil shift should be taken into account only when determining horizontal stresses on the side surface. Moreover, accounting

can be carried out according to simple, but sufficiently justified, schemes. When the possibility of the lower layer destruction is accounted, the formation of a sinkhole is predicted at a smaller cavity span as compared to the proposed procedures.

Keywords: rock massif, cavity, soil stratum, stability factor, critical dimensions, cohesive soil, surface load, bearing layer, round plate, bending, tensile stresses

For citation: Sheinin V.I., Kovalev V.A., Patrikeev A.B., Kholmyanskiy M.L. On the issue of determining the dimensions of the rock massif cavity sufficient for the formation of a sinkhole in the overlying soil stratum. *Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2023;36(1):72–85. (In Russ.). [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1\(36\)-72-85](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1(36)-72-85)

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 20.01.2023

Revised 14.02.2023

Accepted 21.02.2023

Наличие или образование внутри скального массива естественной полости, сохраняющей свою устойчивость, или устройство закрепленной подземной выработки не приводят к заметным последствиям в залегающей над этим массивом грунтовой толще, а оценка их параметров – вполне решаемая задача с использованием модели массива как сплошной деформируемой среды, обычно с применением программных конечно-элементных комплексов. Опасные и трудно прогнозируемые явления возникают, если полость в массиве, подстилающем толщу дисперсного грунта или трещиноватой породы, образуется непосредственно у его поверхности или на столь небольшом заглублении, что ее «кровля» может обрушиться, и полость окажется «открытой». Процессы потери устойчивости расположенной над полостью зоны толщи и разрывных перемещений материала в свободное пространство не могут быть корректно описаны в рамках механики сплошной среды, и для их описания и прогноза используются те или иные «инженерные» модели [1, 2].

Наиболее простая из таких моделей – схема «провала», т. е. сдвига в полость объема грунта, имеющего условно вертикальную границу внутри массива. Прогноз размера в плане («диаметра») провала – одно из требований, обычно предъявляемых к анализу данных инженерно-геологических изысканий [2–5 и др.] в районах распространения карста. Часто под деформациями, вызванными образованием полостей, понимается именно появление провалов, и оценкой «диаметра» заканчивается характеристика опасности появления полости. Применяемые аналитические методики такой оценки чаще всего содержат [2, 4, 6, 7 и др.] выделение в массиве грунта, расположенного над полостью, цилиндрического объема диаметром D и высотой H , равной мощности толщи. Обычно записываются выражения для сдвигающих $T(D)$ и удерживающих $N(D)$ усилий, приложенных к выделенному цилиндрическому объему, и определяется значение $D = D_{кр}$, при котором «коэффициент устойчивости» $K(D) = N(D)/T(D)$ равен минимально допустимому значению $k_{уст}$, в существующих

рекомендациях принимаемому равным единице. Далее (и об этом часто забывается) требуется сравнение полученного значения $D_{кр}$ с «фактическим» или прогнозируемым к окончанию срока эксплуатации сооружения значением диаметра полости D_h . Провал с диаметром $D_{кр}$ считается возможным, если $D_{кр} \leq D_h$, и невозможным, если $D_{кр} > D_h$. Справедливость этой трактовки значений D , D_h и $D_{кр}$ вполне понятна. По существу, она подразумевается и при изложении в [4] наиболее применяемой схемы определения «минимально возможного диаметра провала», где в п. 3.4 говорится, что записанная формула позволяет получить минимально возможный диаметр провала d_0 и что «поэтому для возникновения провала необходимо, чтобы размер полости в плане был не менее расчетного значения d_0 ». При изложении многочисленных вариантов определения диаметра провала на схемах, так же как на представленном рис. 1 из [4, 8], $D = D_h$. Но тем не менее там же, в [4], рис. 1 называется «расчетная схема для определения диаметра провала», а в инженерно-геологических отчетах именно значение $D_{кр}$ до сих пор принимается за «диаметр провала». При таком понимании прогнозируемый диаметр провала – показатель опасности – оказывается не только не зависящим от фактического размера полости, но при этом еще и увеличивающимся при «улучшении» условий, т. е. при росте мощности толщи над полостью и повышении прочности слагающих ее грунтов.

Прогноз деформаций массивов при образовании полостей любого генезиса должен начинаться с задания их размеров, и, хотя при современном уровне возможностей приходится

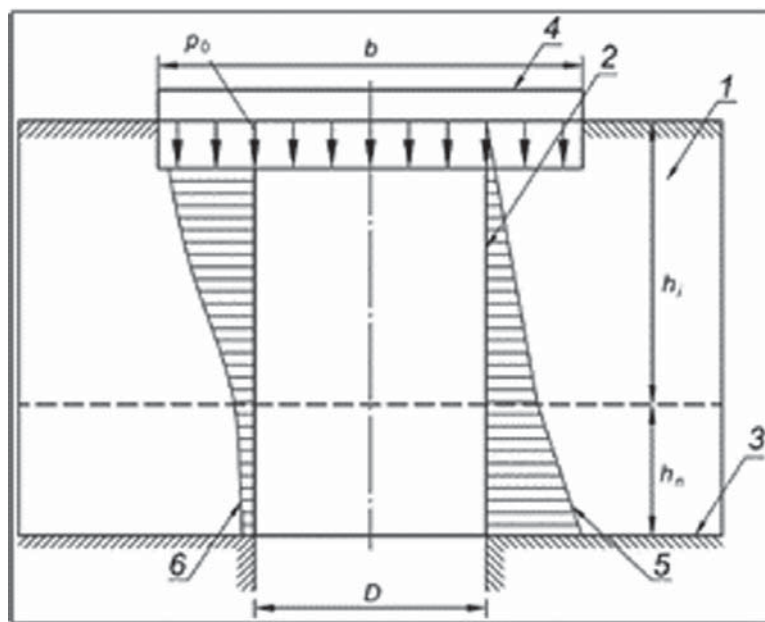


Рис. 1. Схема расчета устойчивости цилиндра грунта над карстовой полостью с учетом нагрузки от сооружения [4, 8]: 1 – покрывающая толща; 2 – цилиндрическая поверхность обрушения; 3 – кровля карстующихся пород; 4 – фундамент; 5 – эпюра бокового давления грунта; 6 – эпюра напряжений от веса сооружения; b – ширина фундамента; D – диаметр провала; h_i – толщина i -го слоя грунта; h_n – толщина n слоев грунта

Fig. 1. Scheme for calculating the stability of the soil cylinder above the karst cavity, taking into account the load from the structure [4, 8]: 1 – overlying stratum; 2 – cylindrical sinkhole surface; 3 – karstic rock top; 4 – foundation; 5 – soil side pressure diagram; 6 – diagram of stresses from the structure weight; b – foundation width; D – sinkhole diameter; h_i – i -th soil layer thickness; h_n – thickness of n soil layers

принимать приближенные и иногда чисто «экспертные» оценки указанных размеров, этот путь представляется наиболее информативным. Предписанный в [5] порядок оценки размеров карстовых полостей исходит из того, что в основе их образования лежит процесс растворения карстующихся пород [9]. В [5, 10] размер D_h карстовой полости определяется как

$$D_h = D_0 + v_s \times T, \tag{1}$$

где D_0 – начальный размер полости;

T – срок эксплуатации сооружения;

v_s – среднегодовая скорость растворения пород, определяемая по данным изысканий или назначаемая по приведенным в [5] диапазонам изменения v_s для пяти их разновидностей.

Указанные диапазоны ориентировочные, но их ранжирование отражает различие масштабов карстопроявлений над массивами пород с различной растворимостью.

Однако и при описанной «непротиворечивой» трактовке величины $D_{кр}$ методы ее оценки нуждаются в корректировках, которым и посвящена настоящая статья. Например, задание в [4, 6, 7 и др.] значения коэффициента устойчивости $k_{уст}$ равным единице противоречит практике геотехнических расчетов [12], где для учета недостаточной определенности исходных данных и несовершенства расчетных схем $k_{уст}$ принимается в пределах 1,1...1,3. Другой аспект – необходимость различения ситуаций, где следует и где не следует учитывать влияние поверхностной дополнительной нагрузки на условия равновесия выделенного объема грунта. Отдельного рассмотрения требует учет особенностей работы нижнего «несущего» слоя грунтовой толщи.

Смысл и результаты рекомендуемых уточнений порядка определения величины $D_{кр}$ рассмотрим на примере «типовых» условий, записанных с помощью табл. 1, в которой $i = 1 \dots M$ – номер ИГЭ сверху вниз от поверхности или от подошвы фундамента; h_i (м) – толщина; γ_i (кН/м³) – удельный вес; ϕ_i (град.) – угол внутреннего трения; C_i (кПа) – сцепление грунта в i -м слое.

Таблица 1

Пример задания исходных и осредненных значений грунтовых характеристик

Table 1

Example of setting the initial and averaged values of soil characteristics

Грунт	i	h_i	γ_i	ϕ_i	C_i	Зона осреднения	h	g	ϕ	C
Песок	1	8	17	34	1	$i = 1 \dots M$	38.0	18.1	26.6	17.3
Супесь	2	10	20	24	14	$i = 1 \dots M-1$	30.0	18.4	30.3	6.1
Песок	3	12	18	33	3	$i = M$	8.0	17.0	13.0	59.0
Глина	4	8	17	13	59					

Запишем соотношения для определения $R_{кр}$, аналогичные приведенным в [4], в более удобном для программирования виде и с добавлением множителей, позволяющих учесть сделанные замечания. Усилие, сдвигающее объем радиусом R и высотой $H = \sum_{i=1}^M h_i$, вызываемое его весом и давлением на поверхности p_0 , определяется как:

$$T(R) = \pi R^2 [k_z p_0 + \sum_{i=1}^M h_i \gamma_i] \tag{2}$$

а удерживающее его усилие $Q(R)$ складывается из усилий трения $Q_f(r)$ и сцепления $Q_c(r)$ на поверхности:

$$Q_f(R) = 2\pi R \times \sum_{i=1}^M h_i \sigma_i^g \xi_i \quad Q_c(R) = 2\pi R \times \sum_{i=1}^M h_i c_i, \quad (3)$$

где $\xi_i = \operatorname{tg}(\varphi_i)$ и $\mu_i = (\operatorname{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_i}{2}))^2$ – коэффициенты трения и бокового давления грунта;
 $\sigma_i^g = 0,5(p_i + p_{i+1})\mu_i$ – среднее значение бокового давления в пределах i -го слоя грунта,

$$p_j = k_g p_0 \alpha(Z_j) + \begin{cases} 0 & \text{если } j=1, \\ \sum_{i=1}^{j-1} h_i \gamma_i & \text{если } j>1 \end{cases}, \quad (4)$$

$Z_j, (j = 1 \dots M+1)$ – отметки кровли ($j = i$) и почвы ($j = i+1$) i -го слоя ($Z_1 = 0, Z_{M+1} = \sum_{i=1}^M h_i$);
 p_j – вертикальное давление в массиве на отметке Z_j ;
 $\alpha(Z) \leq 1$ – функция, описывающая убывание по Z вертикальных напряжений в грунте на границе цилиндра;

k_z, k_g – принимающие значения 1 или 0 множители для учета или неучета влияния на вертикальные (k_z) и горизонтальные (k_g) напряжения в массиве.

Заметим, что во многих исследованиях [2, 6 и др.] поверхностная нагрузка не учитывается, т.е. $k_z = k_g = 0$.

Напомним, что одним из основных (а фактически обязательных) противокарстовых конструктивных мероприятий, рекомендуемых в [5, 10], является устройство плитных фундаментов. Поэтому нет необходимости рассматривать вариант «провала» под одиночным фундаментом, тем более что это обычно делается с явными ошибками в записи (не учитывается, что функция $\alpha(Z)$ должна относиться не к оси фундамента, а к боковой поверхности выделенного объема). В случае же в настоящее время практически безальтернативно применяемого в условиях карста плитного фундамента поверхностная нагрузка приложена в пределах зоны с размерами, существенно превосходящими «диаметр» провала. Тогда вертикальная нагрузка на поверхности, действующая и снаружи, и внутри контура «сдвигаемого» объема, не вносит дополнения в сдвигающее этот объем усилие, т.е. следует принимать $k_z = 0$. Влияние нагрузки p_0 должно учитываться только в величине давления на боковую поверхность сдвигаемого объема ($k_g = 1$). Кроме того, при приложении давления на большой площади можно пренебречь с учетом реального уровня достоверности задания других исходных параметров, «точным» описанием убывания по глубине вызываемых этим давлением напряжений и ограничиться линейной зависимостью

$$\alpha(Z) = \frac{H-Z}{H} \quad (0 \leq Z \leq H). \quad (5)$$

Хотя предлагаемые «корректировки» могут не очень сильно влиять на получаемые оценки $D_{кр}$, они позволяют существенно упростить расчеты, не пренебрегая рекомендациями [10].

Теперь запишем соотношение для определения $R_{кр}$

$$k_{уст} \times T(R) = Q(R) \quad (6)$$

Подставляя в (6) соотношения (3), (4), получим

$$R_{кр}(k_{уст}) = 2k_{уст}^{-1} [\sum_{i=1}^M h_i (\sigma_i^g \xi_i + c_i)] / [k_s p_s + \sum_{i=1}^M h_i \gamma_i] \quad (7)$$

При $k_{уст} = 1$ и $k_z = 0$, $k_g = 0$ получаем $R_{кр} = 8,6$ м, а при учете влияния поверхностной нагрузки ($k_g = 1$) на горизонтальные усилия на границе сдвигаемого цилиндра $R_{кр} = 10,6$ м. Заметим, что именно такого порядка величины радиуса провала приведены для условий $H \approx 30 \dots 40$ м в работах [13, 14 и др.], где обсуждаются методики, основанные на аналогичных схемах. Принять, как это часто делается, $D = D_{кр}$ и получить приемлемое для проектировщиков значение D можно при мощности надкарстовой толщи менее 10 метров. Так, заменив h_i на уменьшенные значения $h'_i = h_i/4$, получим при $k_g = 0$ значение $R_{кр} = 3,7$ м, а при $k_g = 1$ значение $R_{кр} = 5,2$ м.

Оценим на рассматриваемом примере условия обоснованности часто используемого упрощения расчетов значения $D_{кр}$. Если считать грунт в пределах столба высотой H и радиусом R однородным с значениями γ , φ , C , полученными осреднением по Z ($0 \leq Z \leq H$) то соответствующие формулам (2)–(4) соотношения запишутся в виде, аналогичном приведенному в [2], т. е.

$$T(R) = \pi R^2 (\gamma H + k_g p_0) \quad (5)$$

$$Q = Q_c + Q_f = 2\pi R H [(k_g p_0/2 + \gamma \times H/2) \times \mu \times \operatorname{tg}(\varphi) + C], \quad (6)$$

где Q_c и Q_f – «удерживающие» усилия, вызываемые сцеплением и трением:

$$Q_c(R) = 2\pi R C H \quad Q_f(R) = 2\pi R ((k_g p_0)/2 + \gamma H/2) \mu \operatorname{tg}(\varphi), \quad (7)$$

μ , $p_0/2$, $\gamma H/2$ – осредненные по Z значения коэффициента бокового давления, вертикального напряжения в рассматриваемом «столбе» грунта от поверхностной нагрузки p_0 и от собственного веса грунта $\gamma \times Z$. Решая относительно R уравнение $T(R) = Q(R)$, получаем, что значение $K = Q/T$ оказывается равным или меньшим $k_{уст}$, когда

$$R > R_{кр}^a(k_{уст}) = k_{уст}^{-1} [(\gamma H + k_g p_0) \mu \operatorname{tg}(\varphi) + 2C] H / (\gamma \times H + k_z p_0) \quad (8)$$

При $k_{уст} = 1$, $p_0 = 0$ получаем известное простое соотношение [2]

$$R_{кр}^a = [(\gamma \times H) \times \xi \times \operatorname{tg}(\varphi) + 2 \times C] / (\gamma). \quad (9)$$

Вычисленное по формуле (8) значение $R_{кр}^a(k_{уст})$ при $k_{уст} = 1$ равно 9,2 м при $k_g = 0$ и 11,3 м при $k_g = 1$, т. е. разность $(R_{кр}^a - R_{кр})$, равная (9,2–8,6) и (11,3–10,6) м соответственно при $k_g = 0$ и при $k_g = 1$, практически не выходит за пределы очевидной погрешности получаемых оценок. Таким образом, при используемой в [4 и др.] схеме «схема Бирбаумера» [2] замена фактической слоистой толщи на «эквивалентную» однослойную вполне допустимо.

Однако такое осреднение неэффективно, если попытаться, пусть в рамках также «инженерных» представлений, учесть в расчетной схеме реальную структуру грунтовой толщи. В частности, разрез, описанный кратко в табл. 1, – пример ситуации, когда непосредственно над полостью находится слой связного грунта с достаточно высоким значением C , выступающий в качестве «крепления» кровли полости. Чтобы понять, как в таких условиях может происходить формирование провала, упростим структурную модель многослойной толщи над полостью, используя показанную возможность замены ее части на эквивалентный слой. Верхнюю часть толщи, сложенную в основном слоями условно дисперсных грунтов, общей

мощностью h_d заменим слоем грунта мощности h_d со средними по слоям $i = 1 \dots M-1$ значениями γ_d , φ_d , C_d . Непосредственно над полостью залегает слой связного грунта мощностью h_c с характеристиками γ_c , φ_c , C_c .

Если в какой-то момент времени происходит увеличение размеров полости до критических значений или (как это бывает, по-видимому, чаще всего, и причем по техногенным причинам) происходит «снижение» показателей φ_c , C_c , то сначала разрушается находящийся над полостью слой связного грунта, а затем – перемещается в полость и объем грунта над этой полостью, с возможным образованием «провала» (рис. 2).

При отсутствии такого несущего слоя рост полости и увеличение ее открытого объема скорее приведут к постепенному непрерывному ее заполнению дисперсным материалом и росту «мутьды оседания».

Для оценки возможности разрушения «несущего» слоя связного грунта используем две схемы определения нагрузки, действующей на его верхнюю границу, соответствующие «стандартным» методикам расчета так называемого диаметра карстового провала [2]. Одна из этих схем, по существу, та же схема «продавливания» (индекс В- «схема Бирбаумера» [2]) жесткого столба грунта, но примененная к «столбу» в двуслойной толще. Вертикальное

Таблица 2
 Значения характеристик слоев эквивалентной двухслойной среды

Table 2

Characteristics of layers in the equivalent two-layer medium

Грунт	h	g	φ	C
малосвязный	30.0	18.4	30.3	6.1
связный	8.0	17.0	13.0	59.0

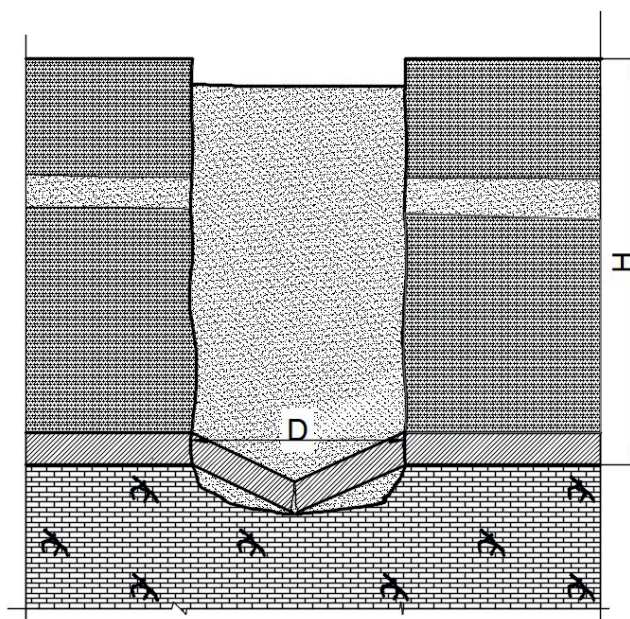


Рис. 2. Обрушение несущего слоя связного грунта и образование провала
 Fig. 2. Collapse of the cohesive soil bearing layer and formation of a sinkhole

давление $\sigma_{IB}(R)$, передающееся от вышележащей толщи (условно однослойной) на нижний слой связного грунта, определим через разность «сдвигающего» $T_d(R)$ и «удерживающего» $Q_d(R)$ верхний слой «несвязного» грунта, т. е.

$$T_d(R) = \pi R^2 \gamma_d h_d; \quad Q_d(R) = 2\pi R(h_d \sigma_d^g \xi_d + C_d h_d); \quad (10)$$

$$\sigma_{IB}(R) = \frac{(T_l(R) - Q_l(R))}{\pi R^2} = \gamma_l h_l - \frac{h_l}{R} [\sigma_l^g \xi_l + 2C_1]. \quad (11)$$

Усилия, сдвигающее и удерживающее нижний слой, здесь равны:

$$T_{cB}(R) = \pi R^2 (\sigma_{IB}(R) + \gamma_c h_c); \quad Q_{cB}(R) = 2\pi R(h_c \sigma_{cB}^g \xi_c + C_c h_c); \quad (12)$$

Решение уравнения $k_{ycm} T_{cB}(R) - Q_{cB}(R) = 0$, при определении давления $\sigma_{IB}(R)$ по (11) и при $k_{ycm} = 1$, дает практически тот же результат $R_{кр}^B(k_{ycm}) = 10,75$ м, что и при сдвиге цилиндра грунта по всей («двуслойной») толще.

Другая схема передачи нагрузки от верхней части толщи на «несущий» слой предполагает, что над этим слоем образуется так называемый «свод равновесия Протодяконова», высоту которого применительно к задачам оценки карстовых проявлений в [2] рекомендуется определять по формуле:

$$h_v(R) = \frac{R}{tg(\varphi)}. \quad (13)$$

Эта схема заимствована из инженерной теории горного давления на крепь выработок в массивах трещиноватых пород [17], а формула (13) основана на анализе различных вариантов ее реализации. Примем давление от веса свода на кровле несущего слоя обрушения равномерно распределенным, определяемым по максимальной величине:

$$\sigma_{IP}(R) = \frac{R \times \gamma_l}{tg(\varphi)}. \quad (14)$$

Усилия (сдвигающее и удерживающее нижний слой) при этом равны:

$$T_{cP}(R) = \pi R^2 (\sigma_{IP}(R) + \gamma_c h_c); \quad Q_{cP}(R) = 2\pi R(h_c \sigma_c^g \xi_c + C_c h_c). \quad (15)$$

Величины «удерживающих» несущий слой усилий $Q_{cB}(R)$ и $Q_{cP}(R)$ одинаковы, поскольку в рамках принимаемой в обеих схемах упрощенной модели деформирования грунтовой толщи одинаковы вертикальные напряжения и значения бокового давления в массиве.

Решение уравнения $k_{ycm} T_{cP}(R) = Q_{cP}(R)$ при $k_{ycm} = 1$ дает $R_{кр}^P = 7,67$ м. Видно, что за счет того, что $\sigma_{IP}(R) > \sigma_{IB}(R)$, значение критического размера полости, при котором может произойти провал, прогнозируется по «схеме Протодяконова» заметно меньшим (почти на 40%), чем при «схеме Бирбаумера» ($R_{кр}^B = 10,75$ м). В качестве значения $R_{кр}$, определенного из обычного условия «среза» цилиндрического грунтового объема, следует принимать величину $R_{кр}^s = \min(R_{кр}^B, R_{кр}^P)$.

Но потеря устойчивости слоя связного грунта может произойти также от действия возникающих при его изгибе растягивающих напряжений в определенных зонах его нижней и верхней поверхностей. Устойчивость слоя над выработанным пространством в условиях плоской задачи с помощью исследования «балочного эффекта» предложено оценивать в [15]. Здесь такой подход доведен до расчетных соотношений применительно к задаче об устойчивости слоя над круговой в плане полостью.

Будем приближенно рассматривать слой связного грунта толщиной $m = h_c$ над круговой полостью радиуса R как круглую пластинку ($0 < r < R$), защемленную по контуру и нагруженную сверху равномерной нагрузкой:

$$\sigma_z(R) = \sigma_r(R) + \gamma_c m, \quad (16)$$

где $\sigma_r(R) = \max(\sigma_{rB}(R), \sigma_{rP}(R))$. Согласно [16], максимальное значение вызываемого действием нагрузки $\sigma_z(R)$ растягивающего напряжения на верхней поверхности «пластики» σ_{ru}^- реализуется на ее внешнем контуре $r = R$, а соответствующее максимальное значение на нижней поверхности $\sigma_{rl}^-(R)$ – на оси ($r = 0$). Величины $\sigma_{ru}^-(R)$ и $\sigma_{rl}^-(R)$ оцениваются по формулам [16],

$$\sigma_{ru}^-(R) = \frac{3}{4} \frac{\sigma_z(R) R^2}{m^2} \quad \sigma_{rl}^-(R) = \frac{3}{8} (1 + \nu) \frac{\sigma_z(R) R^2}{m^2}. \quad (17)$$

Значения горизонтального сжимающего напряжения, действующего на контуре пластинки со стороны массива, составляют соответственно на уровне верхней и нижней поверхности:

$$\sigma_{ru}^+(R) = [\gamma_d h_d + p_0 k_g \alpha(h_d)] \mu_c, \quad \sigma_{rl}^+(R) = [\gamma_d h_d + \gamma_c h_c + p_0 k_g \alpha(H)] \mu_c, \quad (18)$$

а суммарные значения напряжений в указанных выше зонах составляют

$$\sigma_{ru}^\Sigma = \sigma_{ru}^+(R) - \frac{3}{4} \sigma_z(R) \frac{R^2}{m^2} \quad \sigma_{rl}^\Sigma = \sigma_{rl}^+(R) - \frac{3}{8} (1 + \nu) \sigma_z(R) \frac{R^2}{m^2}. \quad (19).$$

Будем считать, что при появлении растягивающих напряжений в слое связного грунта произойдет его разрушение и обрушение в полость с последующим частичным ее заполнением фрагментированной грунтовой массой, а при наличии остаточного свободного аккумуляционного объема – суффозионное перемещение в полость соответствующего объема несвязного грунта. Поэтому значение R , при котором одна из величин ($\sigma_{rl}^\Sigma, \sigma_{ru}^\Sigma$) окажется отрицательной, следует считать «критическим» $R_{кр}^b$. В рассматриваемом примере тангенциальное напряжение становится растягивающим (отрицательным) на верхней поверхности слоя-плиты при $R > R_{кр}^{bU} = 5,3$ м, а на нижней – при $R > R_{кр}^{bL} = 6,4$ м. Тогда $R_{кр}^b = \min(R_{кр}^{bU}, R_{кр}^{bL}) = 5,3$ м.

Окончательное значение «критического» радиуса полости определяется как наименьшее из указанных значений

$$R_{кр} = \min(R_{кр}^s, R_{кр}^b) = 5,3 \text{ м}, \quad (20)$$

т. е. при образовании на площадке у кровли массива скальных пород полости с размером в плане более $D_{кр} = 2R_{кр}$ потенциально произойдет или «провал», или образование «мульды оседания».

Проведенные вычисления содержат ряд хотя и «стандартных», но недостаточно обоснованных «инженерных» упрощений, например схему оценки бокового давления, последовательность задания нагрузки на кровлю несущего слоя, использование формул для определения напряжений в тонкой пластинке. Однако результаты таких вычислений показывают, насколько существенным является учет возможности реализации отличных от схемы проскальзывания цилиндрического объема грунта сценариев влияния образования полости в скальном массиве на деформации вышележащей грунтовой толщи. Приведем на рис. 3 зависимости от мощности h_c^H нижнего несущего слоя, изменяющейся при неизменной суммарной мощности грунтовой толщи H , значений $R_{кр}(h_c)$, определенных

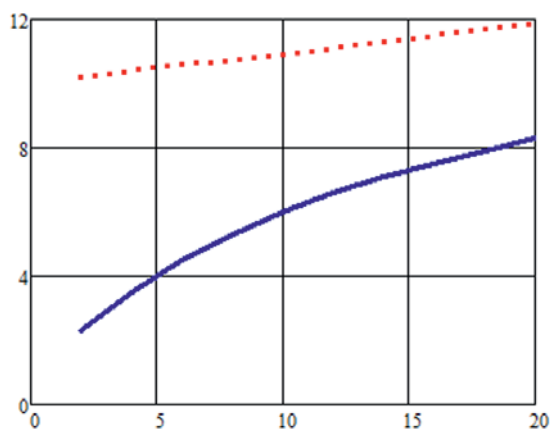


Рис. 3. Зависимости $R_{\max}(h_c)$ (пунктир) и $R_{\min}(h_c)$
 Fig. 3. $R_{\max}(h_c)$ (dotted) and $R_{\min}(h_c)$ dependencies

по обычной «схеме Бирнбаумера» [2, 4], т. е. $R_{\text{кр}}^B(h_c) = R_{\max}(h_c)$, и значений $R_{\text{кр}}^{bU}(h_c) = R_{\min}(h_c)$, определенных с учетом напряжений в несущем слое от изгиба при нагрузке, определяемой по «своду Протодяконова». Видно, что при увеличении отношения h_c/H в пределах $\approx 5 \dots 50\%$ значения $R_{\text{кр}}^B(h_c) = R_{\max}(h_c)$ вырастают всего примерно в 1,13 раза. То есть в рамках этой схемы оценки критического радиуса полости малочувствительны к геологическому строению грунтовой толщи, и указанная выше процедура расчета по осредненным значениям характеристик представляется вполне эффективной.

Другая картина имеет место при выполненном учете того, что непосредственно над полостью расположен слой, который воспринимает часть нагрузки от веса вышележащей толщи и при этом может не только перемещаться поступательно вместе со всем находящимся над полостью объемом грунта, но и оказаться предварительно разрушенным от растягивающих напряжений и затем инициировать перемещения грунта в этой толще с образованием провала или мульды. Такая модель образования провала близка к описанному В. П. Хоменко [18, 19] карстово-обвальному механизму. Как понятно из нелинейного характера зависимостей (17) величин растягивающих напряжений на поверхностях несущего слоя от его мощности, зависимость $R_{\text{кр}}$ от h_c оказывается при таком механизме гораздо более значимой: при таком же, как и в случае «однородной» толщи, возрастании h_c значение $R_{\text{кр}}$ увеличивается примерно в 2,5 раза.

Заключение

Предложены и обоснованы корректировки методик определения размера полости у кровли подстилающего грунтовую толщу скального массива, при котором в этой толще может произойти провал или оседание. Указанный критический размер должен определяться не при используемом в существующих «карстологических» руководствах значении коэффициента устойчивости, равном единице, а при принятых в геотехнике значениях. Поясняется, почему при рекомендуемом на «опасных» по фактору образования полостей территориях применения плитных фундаментов влияние поверхностной нагрузки в расчете возможности сдвига выделенного объема грунта следует учитывать только при определении горизонтальных напряжений и сил трения на контуре сдвигаемого объема, и предложено рациональное упрощение учета этого влияния. Показано, что замена многослойной толщи «эквивалентным» слоем эффективна лишь при обоснованном применении схемы сдвига объема грунта. В рамках приближенных инженерных схем выполнен учет возможности разрушения находящегося непосредственно над полостью нижнего слоя связного грунта при появлении растягивающих напряжений под действием деформаций изгиба. Уточненные с учетом указанных факторов оценки критического размера полости существенно

зависят от мощности несущего слоя и меньше значений, получаемых по рекомендуемым в настоящее время методикам. Это означает, что провал или процесс оседания может образоваться раньше, чем прогнозируется по этим методикам, т.е. до окончания расчетного срока эксплуатации сооружения.

Список литературы

1. Кратч Г. Сдвигание горных пород и защита подрабатываемых сооружений. Москва: Недра; 1978.
2. Аникеев А.В. Провалы и воронки оседания в карстовых районах: механизмы образования, прогноз и оценка риска. Москва: РУДН; 2017.
3. Инструкция по проектированию зданий и сооружений в районах с проявлением карстово-суффозионных процессов. Москва; 1984.
4. НИИОСП. Рекомендации по проектированию фундаментов на закарстованных территориях. Москва; 1985.
5. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. Москва: Минстрой России; 2016.
6. Кутепов В.М., Кожевников В.Н. Устойчивость закарстованных территорий. Москва: Наука; 1989.
7. Толмачев В.В., Троицкий Г.М., Хоменко В.П. Инженерно-строительное освоение закарстованных территорий. Москва: Стройиздат; 1986.
8. Ковалев В.А., Патрикеев А.Б. О расчете параметров карстового провала. Промышленное и гражданское строительство. 2016;(10):36–41.
9. Зверев В.П. Костинова И.А. Об интенсивности развития карбонатного карста. Геоэкология. Инженерная геология, гидрогеология, геокриология. 2017;(5):13–18.
10. НИИОСП им. Н.М. Герсевича АО «НИЦ «Строительство». Методические рекомендации по геотехническим мероприятиям инженерной защиты территории от проявления карстово-суффозионных процессов. Москва; 2017.
11. Шейнин В.И. Использование модели мульды оседания для прогноза влияния карстовой полости на деформации грунтового массива. Основания, фундаменты и механика грунтов. 2017;(4):13–19.
12. Горбунов-Посадов М.И., Ильичев В.А., Коновалов П.А., Коньков И.К., Крутов В.В., Смородинов М.И., Сорочан Е.А., Трофименков Ю.Г., [и др.]. Справочник проектировщика. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Москва: Стройиздат; 1985.
13. Золотарев Д.Р., Капатская И.И. Аprobация методики расчета диаметров карстовых провалов. Современные технологии в строительстве. Теория и практика. 2017;2:132–136.
14. Уткин М.М., Махнатова С.А. Сравнительный анализ расчетно-теоретических методов по прогнозированию диаметров карстовых провалов. В: Геотехнические проблемы проектирования зданий и сооружений на карстоопасных территориях: труды Российской конференции с международным участием. Уфа: БашНИИстрой; 2012, с. 262–267.
15. Слесарев В.Д. Механика горных пород и рудничное крепление. Москва: изд. и тип. Углетехиздата Западугля; 1948.
16. Тимошенко С.П., Войновский-Кригер С. Пластинки и оболочки. Москва: Наука; 1966.
17. Протоdjяконов М.М. Давление горных пород и рудничное крепление. Давление горных пород. Ч. 1. Москва: Госгориздат; 1933.
18. Хоменко В.П. Карстовое провалообразование: механизм и оценка опасности. В: Экологическая безопасность и строительство в карстовых районах: материалы Междунар. симпозиума. Пермь: Пермский государственный национальный исследовательский университет; 2015, с. 50–60.

Refences

1. Kratch H. Displacement of rocks and protection of workable structures. Moscow: Nedra Publ.; 1978 (in Russian).
2. Anikeev A.V. Sinkholes and sinkholes in karst areas: mechanisms of formation, prognosis and risk assessment. Moscow: RUDN; 2017 (in Russian).
3. Instructions for the design of buildings and structures in areas with the manifestation of karst-suffusion processes. Moscow; 1984 (in Russian).

4. NIIOSP. Recommendations for the design of foundations in the karst territories. Moscow; 1985 (in Russian).
5. SP 22.13330.2016. Foundations of buildings and structures. Updated version of SNiP 2.02.01-83*. Moscow: Ministry of Construction of Russia; 2016 (in Russian).
6. Kutevov V.M., Kozhevnikov V.N. Stability of karst territories. Moscow: Nauka Publ.; 1989 (in Russian).
7. Tolmachev V.V., Troitsky G.M., Khomenko V.P. Engineering and construction development of karst territories. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1986 (in Russian).
8. Kovalev V.A., Patrikeev A.B. On the calculation of karst failure parameters. Promyshlennoe i Grazhdanskoe Stroitelstvo = Industrial and Civil Engineering. 2016;(10):36–41 (in Russian).
9. Zverev V.P., Kostikova I.A. About the intensity of carbonate karst development. Geoekologiya. Inzhenernaya geologiya. Hidrogeologiya. Geokriologiya. 2017;(5):13–18 (in Russian).
10. NIIOSP named after N.M. Gersevanov JSC SIC "Construction". Methodological recommendations on geotechnical measures of engineering protection of the territory from the manifestation of karst-suffusion processes. Moscow; 2017 (in Russian).
11. Sheinin V.I. The use of the sedimentation mulda model to predict the influence of the karst cavity on the deformation of the soil massif. Osnovaniya, fundamente i mekhanika gruntov = Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2017;(4):13–19 (in Russian).
12. Gorbunov-Posadov M.I., Il'ichev V.A., Konovalov P.A., Kon'kov I.K., Krutov V.V., Smorodinov M.I., Sorochan E.A., Trofimenkov Yu.G., [et al.] Designer's Handbook. Foundations, foundations and underground structures. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1985 (in Russian).
13. Zolotarev D.R., Kapatskaya I.I. Approbation of the methodology for calculating the diameters of karst sinkholes. Sovremennye tekhnologii v stroitel'stve. Teoriya i praktika [Modern technologies in construction. Theory and practice]. 2017;2:132–136 (in Russian).
14. Utkin M.M., Makhnatov S.A. Comparative analysis of computational and theoretical methods for predicting the diameters of karst sinkholes. In: Geotechnical problems of designing buildings and structures in karst-prone territories: proceedings of the Russian Conference with international participation. Ufa: BashNIIstroy; 2012, p. 262–267 (in Russian).
15. Slesarev V.D. Mechanics of rocks and mine fastening. Moscow: Ugletekhizdat Zapadugol; 1948 (in Russian).
16. Timoshenko S.P., Voinovsky-Krieger S. Plates and shells. Moscow: Nauka Publ.; 1966 (in Russian).
17. Protodiakonov M.M. Rock pressure and mine fastening. Pressure of rocks. Part 1. Moscow: Gosgorizdat Publ.; 1933 (in Russian).
18. Khomenko V.P. Karst sinkhole formation: mechanism and hazard assessment. In: Environmental safety and construction in karst areas: materials International the symposium. Perm: Perm State National Research University; 2015, p. 50–60 (in Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Владимир Исаакович Шейнин , д-р техн. наук, профессор, заведующий лабораторией надежности и геотехнического контроля НИИОСП им. Н.М. Герсеева АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: geo-mech@yandex.ru

Vladimir I. Sheinin , Dr. Sci. (Engineering), Professor, Laboratory Head, Laboratory of Reliability and Geotechnical Control, Research Institute of Bases and Underground Structures (NIIOSP) named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: geo-mech@yandex.ru

Владимир Александрович Ковалев, канд. техн. наук, заведующий лабораторией естественных оснований и конструкции НИИОСП им. Н.М. Герсеева АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: vladimir@olmproekt.ru

Vladimir A. Kovalev, Cand. Sci. (Engineering), Laboratory Head, Laboratory of Natural Foundations and Structures, Research Institute of Bases and Underground Structures (NIIOSP) named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: vladimir@olmproekt.ru

Антон Борисович Патрикеев, заместитель заведующего лабораторией естественных оснований и конструкции НИИОСП им. Н.М. Герсеевича АО «НИЦ «Строительство», Москва

e-mail: patrikeev@olimproekt.ru

Anton B. Patrikeev, Deputy Head, Laboratory of Natural Foundations and Structures, Research Institute of Bases and Underground Structures (NIIOSP) named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: patrikeev@olimproekt.ru

Михаил Львович Холмянский, канд. техн. наук, ведущий научный сотрудник лаборатории надежности и геотехнического контроля НИИОСП им. Н.М. Герсеевича АО «НИЦ «Строительство», Москва

e-mail: geo-mech@yandex.ru

Mikhail L. Kholmyanskiy, Cand. Sci. (Engineering), Leading Researcher, Laboratory of Reliability and Geotechnical Control, Research Institute of Bases and Underground Structures (NIIOSP) named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: geo-mech@yandex.ru

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 624.046.4

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1\(36\)-86-98](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1(36)-86-98)

EDN: LMVDTU

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЦЕССА РЕЛАКСАЦИИ БЕТОНА В РАЗНЫХ РЕЖИМАХ

П.Д. АРЛЕНИНОВ^{1,2,✉}, канд. техн. наук

С.Б. КРЫЛОВ¹, д-р техн. наук

П.С. КАЛМАКОВА¹

А.В. ДОНОВ³

¹Научно-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

²ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» Минобрнауки России (НИУ МГСУ), Ярославское шоссе, д. 26, г. Москва, 129337, Российская Федерация

³Всероссийский научно-исследовательский институт гидротехники (ВНИИГ) имени Б.Е. Веденеева, ул. Гжатская, д. 21, Санкт-Петербург, 195220, Российская Федерация

Аннотация

Введение. В настоящее время при проведении длительных испытаний бетонных образцов под нагрузкой основным определяемым параметром является ползучесть бетона. При этом ползучесть является только одним из деформационных свойств бетонного образца при работе под действием длительной нагрузки. Другим важным свойством является релаксация напряжений, причем в отдельных задачах (температурные задачи, задачи, связанные с перераспределением усилий, и т.д.) релаксация играет более важную роль, чем ползучесть. Внедрение новой методики испытаний позволит повысить точность полученных результатов (при стандартных испытаниях на ползучесть релаксация бетона определяется только математически), что, в свою очередь, даст возможность повысить точность расчетов.

Цель. Разработка методики проведения испытаний образцов бетона с определением в них релаксации напряжений.

Материалы и методы. В статье описывается методология постановки эксперимента по исследованию релаксации бетонных образцов в режиме «сжатие» и в режиме «изгиб», описываются параметры испытательных установок, испытываемых образцов и принципы передачи нагрузки.

Результаты. В статье в графическом виде приведены основные результаты проведенных экспериментальных исследований. Выполнен их анализ, а также произведена оценка удобства проведения таких испытаний.

Выводы. Показана перспективность предложенного подхода к испытанию бетонных образцов, подготовлены рекомендации по внесению изменений в ГОСТ 24544.

Ключевые слова: бетон, железобетон, ползучесть, релаксация, длительные испытания

Для цитирования: Арленинов П.Д., Крылов С.Б., Калмакова П.С., Донов А.В. Экспериментальные исследования процесса релаксации бетона в разных режимах. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2023;36(1):86–98. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1\(36\)-86-98](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1(36)-86-98)

Вклад авторов

Арленинов П.Д. – общее руководство, анализ результатов, подготовка статьи.

Крылов С.Б. – анализ результатов, подготовка статьи.

Калмакова П.С. – анализ результатов.

Донов А.В. – лабораторные испытания.

Финансирование

В рамках проведения НИОКР по договору с ФАУ «ФЦС».

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 31.01.2023

Поступила после рецензирования 27.02.2023

Принята к публикации 07.03.2023

EXPERIMENTAL STUDIES OF CONCRETE RELAXATION IN VARIOUS MODES

P.D. ARLENINOV^{1,2,✉}, Cand. Sci. (Engineering)

S.B. KRYLOV¹, Dr. Sci. (Engineering)

P.S. KALMAKOVA¹

A.V. DONOV³

¹Research 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

²Moscow State University of Civil Engineering (NRU MGSU), 26, Yaroslavskoye Shosse, Moscow, 129337, Russian Federation

³All-Russian Research Institute of Hydraulic Engineering (VNIIG) named after B.E. Vedenev, 21, Gzhatskaya str.,
St. Petersburg, 195220, Russian Federation

Abstract

Introduction. At present, creep is the main parameter determined in the long-term loading tests of concrete samples. However, creep appears to be only one of the deformation properties of a concrete sample during operation under the action of long-term loading. Another important property involves stress relaxation. Moreover, in individual problems (temperature problems, force redistribution problems, etc.), stress relaxation plays a more important role than creep. The introduction of a new test procedure can improve the accuracy of the obtained results (in standard creep tests, concrete relaxation is determined only mathematically), which in turn will increase the accuracy of calculations.

Aim. To develop a procedure for testing concrete samples with the determination of their stress relaxation.

Materials and methods. The article describes a methodology for conducting an experiment to study the relaxation of concrete samples in compression and bending modes, as well as the parameters of test benches, samples and the principles of load transfer.

Results. The main results of experimental studies are presented graphically. An analysis of the results obtained was carried out; the convenience of conducting tests was evaluated.

Conclusion. The prospects of the proposed approach for testing concrete samples are demonstrated, and recommendations for amending GOST 24544 are prepared.

Keywords: concrete, reinforced concrete, creep, relaxation, long-term tests

For citation: Arleninov P.D., Krylov S.B., Kalmakova P.S., Donovan A.V. Experimental studies of concrete relaxation in various modes. *Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2023;36(1):86–98. (In Russ.). [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1\(36\)-86-98](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1(36)-86-98)

Author contribution statements

Arleninov P.D. – general management, analysis of results, article preparation.

Krylov S.B. – analysis of results, article preparation.

Kalmakova P.S. – analysis of results.
Donov A.V. – conducting laboratory tests.

Funding

The research was supported as part of R&D under the contract with the FAA “FCS”.

Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Received 31.01.2023

Revised 27.02.2023

Accepted 07.03.2023

Введение

В настоящее время как в нашей стране, так и за рубежом при проведении длительных испытаний под нагрузкой основным параметром, который определяется по результатам этих испытаний, является ползучесть бетона. Это регламентирует как отечественный ГОСТ [1], так и зарубежные стандарты [2–4].

При этом ползучесть бетона является только одним из деформационных свойств бетонного образца при работе под действием длительной нагрузки. Другим важным свойством является релаксация напряжений.

Испытания бетонных образцов на ползучесть имеют два серьезных недостатка. Первый – необходимость постоянно проверять, что в испытательной установке поддерживается неизменная сжимающая сила. А поскольку это условие нарушается, то необходимо все время корректировать величину сжимающего усилия. Вторым недостатком – испытательная установка достаточно сложна. В результате такие испытания могут проводить всего лишь несколько организаций в нашей стране. Для испытаний на релаксацию потребуются более простые установки, в которых поддерживаются заданные деформации образцов, измеряются усилия в образцах. Постоянный контроль и обслуживание таких установок во время испытаний не требуются. Это позволяет повысить точность результатов и существенно упростить испытания, сделать их более доступными.

В температурных задачах и задачах, связанных с перераспределением усилий, релаксация играет более важную роль, чем ползучесть. При выполнении таких расчетов сначала определяется мера ползучести бетона, затем через меру ползучести определяется ядро ползучести, а через ядро ползучести определяется ядро релаксации, через которое уже определяются прогнозируемые напряжения в бетоне в произвольный момент времени.

Внедрение новой методики испытаний позволит повысить точность полученных результатов, что, в свою очередь, даст возможность повысить точность расчетов, при этом с достаточной надежностью приведет к удешевлению конструкции. Упрощение способа испытаний позволит выполнять их более широко. В свою очередь, это позволит получать объективные данные о свойствах бетонов в широком диапазоне составов и прочностей. В связи с этим рассматриваемая тема является актуальной и нужной для развития современной строительной отрасли.

Подобные исследования не проводились ни в нашей стране, ни за рубежом. Поэтому методика проведения предложенных испытаний и результаты этих испытаний являются новыми.

Материалы и методы

Математическое описание процесса релаксации бетона

Явление релаксации тесно связано с явлениями ползучести и усадки бетона, поэтому для понимания природы релаксации необходимо также детально исследовать процессы усадки и ползучести. Математические зависимости, описывающие процессы ползучести и релаксации, также между собой тесно связаны.

Мера ползучести бетона при сжатии C_b применяется для определения деформации ползучести в зависимости от напряжения в бетоне:

$$\varepsilon_{pl} = C_b \times \sigma_b, \quad (1)$$

$$C_b = \frac{\varepsilon_{pl}}{\sigma_b} = \frac{\varepsilon_{pl}}{\varepsilon_e \times E_b} = \varphi / E_b, \quad (2)$$

$$\varphi = \frac{\varepsilon_{pl}}{\varepsilon_e}. \quad (3)$$

Мера ползучести бетона зависит от его класса, уровня напряжений и является переменной во времени. Если рассматривать сжатый или растянутый стержень, выполненный из материала, обладающего упругими свойствами, ползучестью, а также старением, и считать, что деформации $\varepsilon^*(t)$ известны, то приведенные ниже зависимости можно трактовать как уравнения относительно неизвестных $\sigma^*(\tau)$, $\sigma^*(t)$, $E(t)$.

$$\varepsilon^*(t) = \frac{\sigma^*(t)}{E(t)} + \int_{\tau_1}^t \sigma^*(\tau) \frac{d\delta(t, \tau)}{dt} d\tau, \quad (4)$$

$$\varepsilon^*(t) = \frac{\sigma^*(t)}{E(t)} + \int_{\tau_1}^t \frac{\sigma^*(\tau)}{E(\tau)} L(t, \tau) d\tau, \quad (5)$$

где t – возраст бетона, сут;

τ – начальный возраст бетона (возраст загрузки), сут;

$\sigma^*(\tau)$ – нормальные напряжения, вызванные мгновенными вынужденными относительными деформациями.

В стержне, жестко заделанном по концам, относительные деформации в задаче релаксации остаются постоянными, то есть:

$$\varepsilon^*(t) = \varepsilon_0. \quad (6)$$

$$\varepsilon^*(t) = \frac{\sigma^*(t)}{E(t)} + \int_{\tau_1}^t \frac{\sigma^*(\tau)}{E(\tau)} L(t, \tau) d\tau = \varepsilon_0. \quad (7)$$

Из теории ползучести известно, что ядро ползучести имеет вид

$$L(t, \tau) = -E(\tau) \frac{d\delta(t, \tau)}{d\tau}.$$

Учитывая, что напряжения будут определяться постоянными относительными деформациями и текущим модулем упругости, после ряда преобразований выражение для напряжения также приобретает вид:

$$\sigma^*(t) - E(t) \int_{\tau_1}^t \sigma^*(\tau) \frac{d\delta(t, \tau)}{d\tau} d\tau = \sigma(t). \quad (8)$$

При постоянных вынужденных деформациях $\varepsilon_0(t) = \varepsilon_0 = const$ и неравенстве $E(t) > E(\tau)$ следует, что при $t > \tau_1$

$$\sigma(t) < \sigma(\tau_1). \quad (9)$$

Уменьшение во времени напряжений, возникающих при неизменных деформациях образца или конструкции, принято называть **релаксацией**. При этом процесс релаксации напряжений протекает как при постоянных, так и при переменных деформациях.

С механической точки зрения процесс релаксации напряжений можно объяснить таким образом. При введении постоянных вынужденных деформаций возникают напряжения $\sigma(\tau_1)$ пропорциональные соответствующим упруго мгновенным деформациям. В условиях сохранения значений полных деформаций развитие ползучести приводит к уменьшению упруго мгновенных деформаций и, естественно, напряжений. Если стержень выполнен из материала, обладающего ползучестью и старением, то величина релаксации напряжений зависит как от деформаций, так и от продолжительности процесса нагружения.

Обозначим $p(t, \tau)$ напряжение, необходимое для поддержания в призматическом образце в любой момент t единичной относительной деформации при загрузении образца в момент времени τ . Тогда в начальный момент времени $t = \tau$

$$p(t, \tau) = E(\tau) \quad (10)$$

Характер семейства кривых $p(t, \tau)$ показан на рис. 1.

$$\sigma^*(t) = \varepsilon(\tau_1) p(t, \tau_1) - \int_{\tau_1}^t \frac{d\varepsilon^*(\tau)}{d\tau} p(t, \tau) d\tau. \quad (11)$$

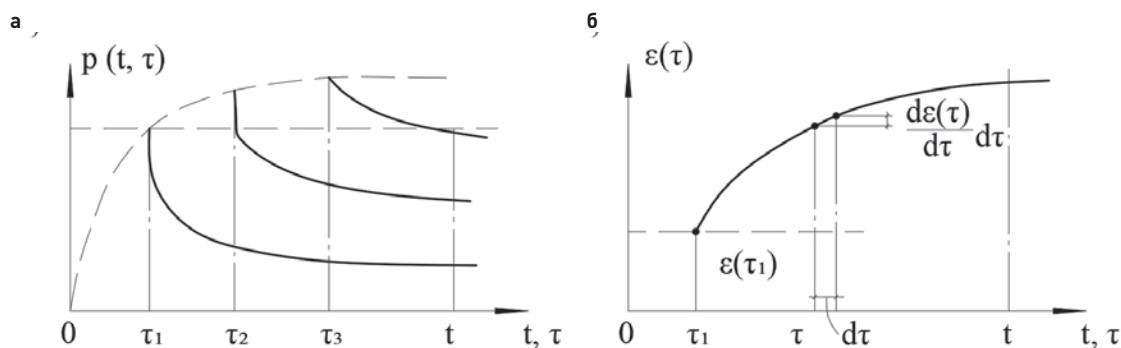


Рис. 1. Графики функции $p(t, \tau)$ (а) и относительных деформаций $\varepsilon(t)$ (б)
 Fig. 1. Plots of the $p(t, \tau)$ function (a) and relative deformations $\varepsilon(t)$ (b)

Преобразования позволяют представить уравнение в форме:

$$\frac{\sigma^*(t)}{E(t)} = \varepsilon^*(t) - \int_{\tau_1}^t \varepsilon^*(\tau) R(t, \tau) d\tau. \quad (12)$$

Причем функция $R(t, \tau)$, являющаяся ядром релаксации, определяется по формуле:

$$R(t, \tau) = \frac{1}{E(t)} \frac{dp(t, \tau)}{d\tau}. \quad (13)$$

Эта функция является резольвентой уравнения ползучести.

Таким образом, в линейной теории ползучести существуют две формы зависимости между напряжениями и деформациями:

$$\varepsilon^*(t) = \frac{\sigma^*(t)}{E(t)} + \int_{\tau_1}^t \frac{\sigma^*(\tau)}{E(\tau)} L(t, \tau) d\tau \quad (14)$$

или

$$\varepsilon^*(t) = \frac{\sigma^*(t)}{E(t)} + \int_{\tau_1}^t \sigma^*(t) \frac{d\delta(t, \tau)}{d\tau} d\tau \quad (15)$$

и

$$\frac{\sigma^*(t)}{E(t)} = \varepsilon^*(t) - \int_{\tau_1}^t \varepsilon^*(\tau) R(t, \tau) d\tau, \quad (16)$$

где $\delta(t, \tau)$ – полная относительная деформация. Функция $\delta(t, \tau)$ строится по данным опытов, выполняемых при постоянных напряжениях, а $[p(t, \tau)]$ – при постоянных относительных деформациях. Экспериментальные данные для ядра ползучести получают значительно чаще, чем для ядра релаксации. Такие эксперименты практически не ставятся. Приведенная ниже методика экспериментального определения параметров релаксации как раз нацелена на получение данных параметров.

Постановка эксперимента

В рамках данного исследования был проведен комплекс длительных испытаний. Исследования проводились на экспериментальной площадке АО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева». Одновременно были задействованы следующие испытательные установки, часть из них уникальна и специально разработана и изготовлена под данное исследование:

– установки для определения ползучести бетонных призм при сжатии. Это стандартные пружинные установки, на которых выполняются такие испытания;

– установки для определения релаксации бетонных призм при сжатии. Такие установки были подготовлены путем разбора пружинных установок для испытаний на ползучесть с удалением в них пружин для фиксации требуемых начальных деформаций (рис. 2–3);

– совмещенные установки для определения релаксации или ползучести при изгибе. Такие установки были подготовлены путем модернизации существующих установок стеллажного типа для проведения испытаний на ползучесть при изгибе. Модернизированная установка позволяет на нижнем ярусе проводить испытания образцов балок на ползучесть при изгибе с загрузкой постоянной гравитационной нагрузкой (в качестве нагружающего устройства используются емкости с дробью) и испытания образцов балок на релаксацию бетона на верхнем ярусе с загрузкой их постоянной деформацией. Фотография фрагмента установки для проведения испытаний по определению релаксации приведена на рис. 4, схема испытания приведена на рис. 5.

Дополнительно были изготовлены установки по определению релаксации в режиме «изгиб» с помощью обратного нагружения. Суть метода в том, что образец в установке находится в перевернутом состоянии для минимизации деформаций ползучести и нагружение начальной деформацией происходит снизу вверх.

Испытания проводились в климатических камерах с поддержанием стабильной температуры и влажности в соответствии с ГОСТ 24544 [1].



Рис. 2. Общий вид установки с образцами-призмами при проведении испытаний для определения релаксации напряжений при сжатии

Fig. 2. General view of the test bench with prismatic samples during the compressive stress relaxation tests

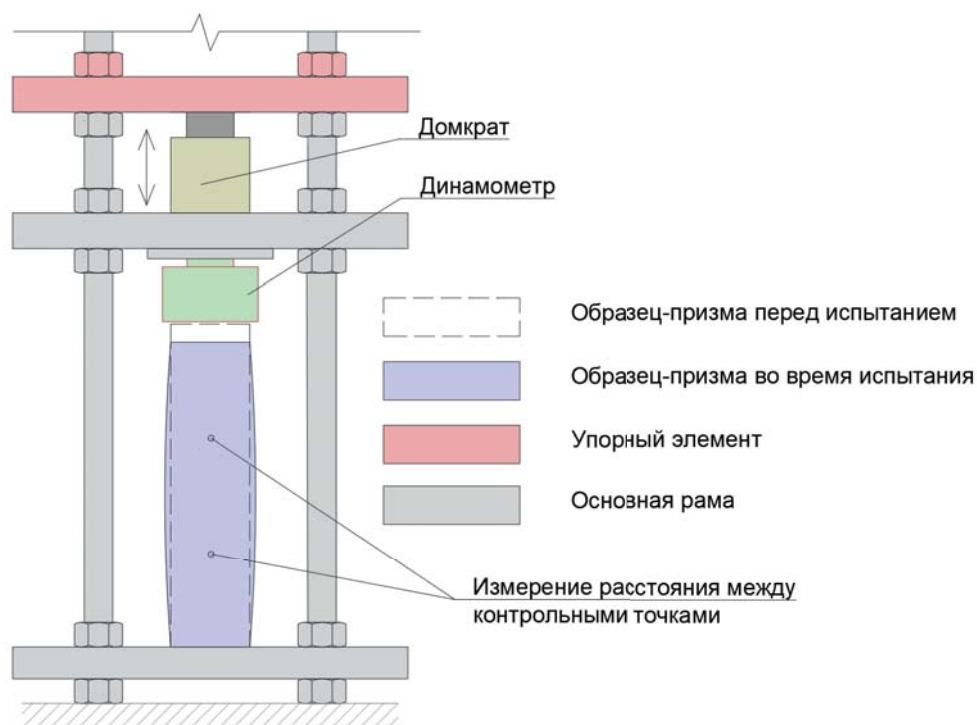


Рис. 3. Схема испытания для определения релаксации напряжений при сжатии
Fig. 3. Test scheme for the determination of compressive stress relaxation



Рис. 4. Установленный образец балки для проведения длительных испытаний по определению релаксации напряжений в бетоне при изгибе

Fig. 4. Installed beam sample for the long-term tests of concrete for bending stress relaxation

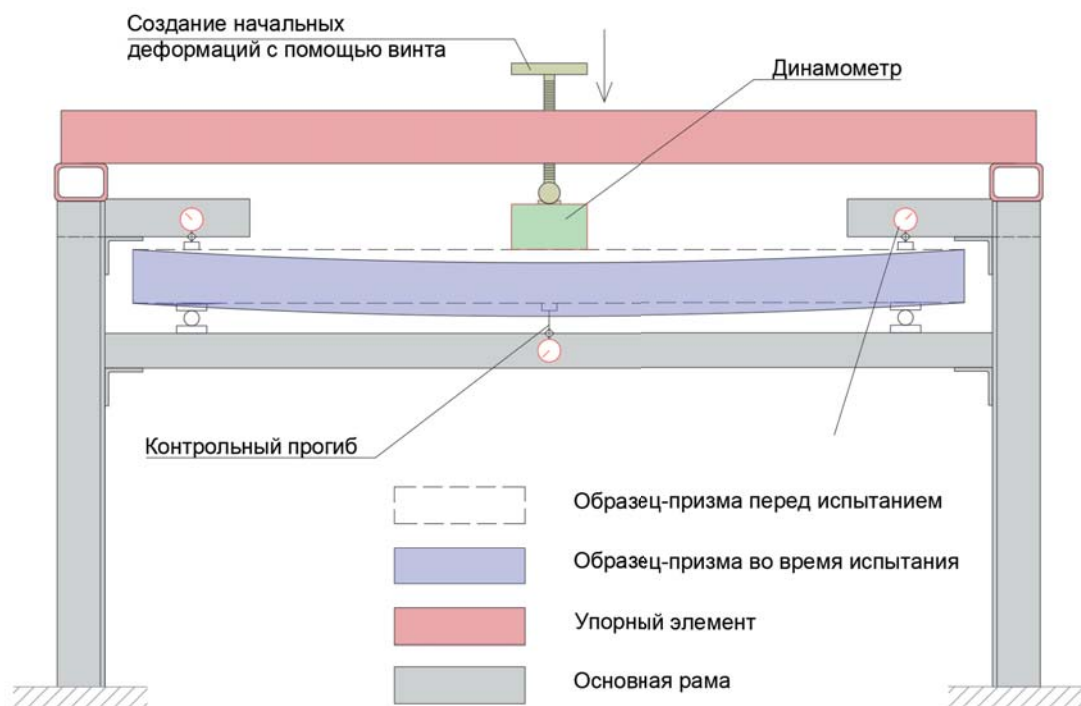


Рис. 5. Схема испытания для определения релаксации напряжений при изгибе
Fig. 5. Test scheme for the determination of bending stress relaxation

Бетонные образцы изготавливались двух классов по прочности на сжатие (В30 и В60), испытания проводились начиная с возраста 28 суток. Параллельно проводились испытания по определению релаксации напряжений в бетоне и на ползучесть при сжатии и изгибе для последующей математической обработки результатов.

Результаты исследования

Ниже в графическом виде приведены результаты эксперимента по определению указанных деформационных характеристик бетонных образцов (ползучесть и релаксация) как в режиме «сжатие», так и в режиме «изгиб» (рис. 6–7).

Выводы

Результатами эксперимента являются графики зависимости деформаций во времени (ползучесть бетонных образцов) при постоянной нагрузке, а также графики усилие–время (релаксация) при фиксированных деформациях. Полученные результаты при испытаниях на релаксацию в образцах-балках свидетельствуют об успешности примененной методики – происходит падение напряжений в балке при фиксированных деформациях.

Как видно из рис. 6, падение напряжений в образцах-призмах (релаксация напряжений в призмах) за 200 часов составило от 18 до 20%, при этом установленное измерительное

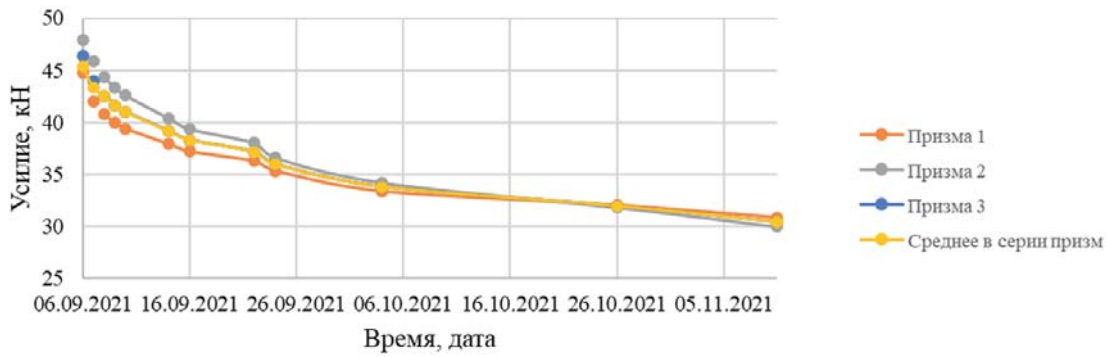


Рис. 6. Графики изменения напряжений в серии образцов призм по определению релаксации при сжатии (бетон В30)

Fig. 6. Plots of stress variations in a series of prismatic samples for the determination of compressive relaxation (B30 concrete)

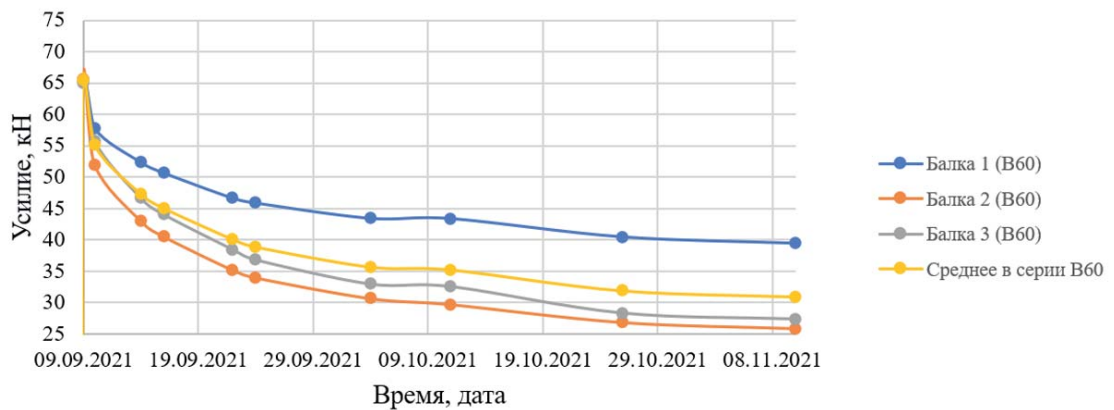
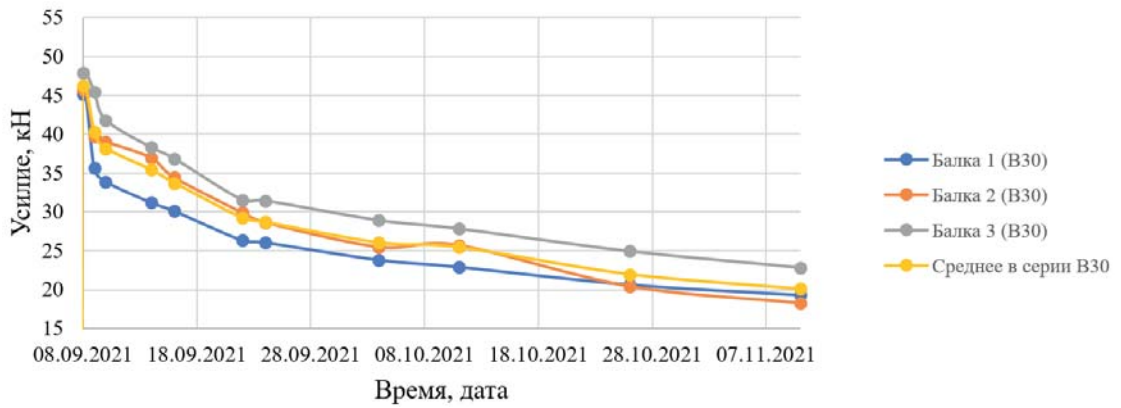


Рис. 7. Графики изменения усилий в серии образцов-балок по определению релаксации напряжений при изгибе (бетон В30 и В60)

Fig. 7. Plots of stress variations in a series of beam samples for the determination of bending stress relaxation (B30 and B60 concrete)

оборудование не зафиксировало деформации данных призм, что говорит об успешной реализации предлагаемой методики.

На рис. 7 представлены графики зависимости изменения усилия в образце во времени для образцов-балок из бетона класса В30. После нагружения произошло падение напряжений на 25–30 % от первоначальных. Для образцов-балок из бетона класса В60 после нагружения произошло падение напряжений на 22–38 % от первоначальных.

Помимо получения прямых результатов эксперимента в ходе его подготовки и проведения было выявлено, что при проведении испытаний балок предпочтительно использовать одну цилиндрическую катковую опору, а другую – шаровую (справедливо как для испытаний на ползучесть, так и на изгиб). Это уменьшит влияние неплоскостности нижней поверхности испытываемой балки. В случае двух цилиндрических катковых опор возможно неплотное примыкание балки к опоре и, как следствие, вертикальное перемещение центральной оси балки на опорах. При закручивании балки перемещения при изгибе могут быть с обратным знаком. Данный вывод одновременно распространяется и на испытания на ползучесть бетонных образцов при изгибе, и на релаксацию. Подготовлены предложения по внесению изменений в ГОСТ 24544.

Предложенная методика испытаний бетонных образцов на изгиб будет предназначена в первую очередь для специализированных лабораторий, проводящих стандартные длительные испытания, также она позволит удешевить сам процесс испытаний и наравне с внедренной в ГОСТ 24544-2020 методикой испытания на ползучесть бетонных балок расширит количество потребителей, испытательные установки возможно будет установить на крупных строительных площадках непосредственно для конкретного объекта (например, в атомной и энергетической отрасли).

Численный анализ экспериментальных исследований и аналитическое сравнение полученных результатов при испытаниях в разных режимах будут приведены в рамках отдельной статьи.

Список литературы

1. ГОСТ 24544-2020. Бетоны. Методы определения деформаций усадки и ползучести [интернет]. Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/1200177303> (дата доступа 20.09.2021).
2. ASTM C512. Standard Test Method for Creep of Concrete in Compression. Publication Date: 31 Dec. 2010. <https://doi.org/10.1520/c0512-02>
3. European Committee for Standardization (CEN). EN 12390-17:2019. Testing hardened concrete – Part 17: Determination of creep of concrete in compression. Publication Date: 1 October 2019.
4. International Organization of Standards. ISO 1920-9 Testing of concrete — Part 9: Determination of creep of concrete cylinders in compression. Publication Date: 1 April 2009.
5. Загрядский И.И. Алгоритм численного определения деформаций бетона с учетом ползучести на основе его известных напряжений. Уточнение свойств мер релаксации и мер ползучести молодого бетона. Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2014;273:96–107.
6. Киорино М.А. Анализ конструктивных воздействий, зависящих от времени свойств бетона: международный согласованный формат (перевод с англ. яз.). Вестник НИЦ «Строительство». 2018;(1):48–66.
7. Гайджуров П.П., Исхакова Э.Р. Модели теории ползучести бетона и их конечноэлементная реализация. Вестник Донского государственного технического университета. 2012;12(7):99–107.
8. Загрядский И.И. Оценка точности приближенных аналитических зависимостей функции релаксации бетона от его функции ползучести. Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. 2014;272:59–69.
9. Крылов С.Б., Гончаров Е.Е. Решение задачи релаксации бетона в дифференциальной форме. Строительство и реконструкция. 2015;(3):26–31.

10. Гурьева Ю.А. Упрощенная теория нелинейной ползучести бетона при сжатии. Вестник гражданских инженеров. 2008;(2):37–41.
11. Charpin L., Sanahuja J. Creep and relaxation Poisson's ratio: Back to the foundations of linear viscoelasticity. Application to concrete. International Journal of Solids and Structures. 2017;110-111:2–14. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2017.02.009>
12. Shen D., Wena C., Kang J., Shi H., Xu Z. Early-age stress relaxation and cracking potential of High-strength concrete reinforced with Barchip fiber. Construction and Building Materials. 2020;258:119538. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119538>
13. Beushausen H., Alexander M.G. Failure mechanisms and tensile relaxation of bonded concrete overlays subjected to differential shrinkage. Cement and Concrete research. 2006;36(10):1908–1914. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2006.05.027>
14. Тамразян А.Г. К устойчивости внецентренно сжатых железобетонных элементов с малым эксцентриситетом с учетом реологических свойств бетона. Железобетонные конструкции. 2023;2(2):48–57.

References

1. Stste Standard 24544-2020. Concrete. Methods for determining shrinkage and creep deformations [internet]. Available at: <https://docs.cntd.ru/document/1200177303> [accessed 20.09.2021] (in Russian).
2. ASTM C512. Standard Test Method for Creep of Concrete in Compression. Publication Date: 31 Dec. 2010. <https://doi.org/10.1520/c0512-02>
3. European Committee for Standardization (CEN). EN 12390-17:2019. Testing hardened concrete – Part 17: Determination of creep of concrete in compression. Publication Date: 1 October 2019.
4. International Organization of Standards. ISO 1920-9 Testing of concrete — Part 9: Determination of creep of concrete cylinders in compression. Publication Date: 1 April 2009.
5. Zagryadsky I.I. Algorithm for numerical determination of concrete deformations taking into account creep based on its known stresses. Clarification of the properties of relaxation measures and creep measures of young concrete. Izvestiya VNIIG im. B.E. Vedeneeva = Proceeding of the VNIIG. 2014;273:96–107 (in Russian).
6. Kiorino M.A. Analysis of structural impacts, time-dependent properties of concrete: an internationally agreed format [translated from English]. Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction. 2018;(1):48–66 (in Russian).
7. Gaydzhurov P.P., Iskhakova E.R. Concrete creep theory models and their finite element implementation. Vestnik Donskogo gosudarstvennogo tekhnicheskogo universiteta = Vestnik of Don State Technical University. 2012;12(7):99–107 (in Russian).
8. Zagryadsky I.I. Estimation of the accuracy of approximate analytical dependences of the relaxation function of concrete on its creep function. Izvestiya VNIIG im. B.E. Vedeneeva = Proceeding of the VNIIG. 2014;272: 59–69 (in Russian).
9. Krylov S.B., Goncharov E.E. Solving the problem of concrete relaxation in differential form. Stroitel'stvo i rekonstruktsiya = Building and Reconstruction. 2015;(3):26–31 (in Russian).
10. Guryeva Yu.A. Simplified theory of nonlinear creep of concrete under compression. Vestnik grazhdanskikh inzhenerov = Bulletin of Civil Engineers. 2008;(2):37–41 (in Russian).
11. Charpin L., Sanahuja J. Creep and relaxation Poisson's ratio: Back to the foundations of linear viscoelasticity. Application to concrete. International Journal of Solids and Structures. 2017;110-111:2–14. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2017.02.009>
12. Shen D., Wena C., Kang J., Shi H., Xu Z. Early-age stress relaxation and cracking potential of High-strength concrete reinforced with Barchip fiber. Construction and Building Materials. 2020;258:119538. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119538>
13. Beushausen H., Alexander M.G. Failure mechanisms and tensile relaxation of bonded concrete overlays subjected to differential shrinkage. Cement and Concrete research. 2006;36(10):1908–1914. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2006.05.027>
14. Tamrazyan A.G. On the Stability of Eccentrically Compressed Reinforced Concrete Elements with a Small Eccentricity, Taking into Account the Rheological Properties of Concrete. Reinforced Concrete Structures. 2023;2(2):48–57 (in Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Петр Дмитриевич Арленинов[✉], канд. техн. наук, заместитель заведующего лабораторией механики железобетона НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций НИУ МГСУ, Москва
e-mail: arleninoff@gmail.com
тел.: +7 (499) 174-74-07

Petr D. Arlenin[✉], Cand. Sci. (Engineering), Deputy Head, Laboratory of Reinforced Concrete Mechanics, Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete (NIIZHB) named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, Associate Professor, Department of Reinforced Concrete and Stone Structures, Moscow State University of Civil Engineering (NRU MGSU), Moscow
e-mail: arleninoff@gmail.com
tel.: +7 (499) 174-74-07

Сергей Борисович Крылов, д-р техн. наук, заведующий лабораторией механики железобетона НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», член-корреспондент РААСН, Москва
e-mail: niizhb_lab8@mail.ru
тел: +7 (965) 322-21-47

Sergei B. Krylov, Dr. Sci. (Engineering), Laboratory Head, Laboratory of Reinforced Concrete Mechanics, Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete (NIIZHB) named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, Corresponding Member of RAACS, Moscow
e-mail: niizhb_lab8@mail.ru
tel: +7 (965) 322-21-47

Полина Сергеевна Калмакова, инженер лаборатории механики железобетона НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: polina15kalmakowa@gmail.com
тел: +7 (916) 239-38-95

Polina S. Kalmakova, Engineer, Laboratory of Reinforced Concrete Mechanics, Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete (NIIZHB) named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: polina15kalmakowa@gmail.com
tel: +7 (916) 239-38-95

Алексей Валентинович Донов, заведующий лабораторией экспертизы, строительного контроля, сопровождения бетонных и ремонтных работ ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, Санкт-Петербург
e-mail: donovav@vniig.ru
тел: +7 (921) 633-79-83

Aleksei V. Donov, Laboratory Head, Laboratory of Expertise, Construction Control and Support of Concrete and Repair Works, All-Russian Research Institute of Hydraulic Engineering (VNIIG) named after B.E. Vedeneev, St. Petersburg
e-mail: donovav@vniig.ru
tel: +7 (921) 633-79-83

[✉] Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 691.32

[https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1\(36\)-99-117](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1(36)-99-117)

EDN: QGGLNM

ИССЛЕДОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЦЕНТРИФУГИРОВАННЫХ СТОЕК ОПОР ЛЭП С АРМАТУРОЙ КЛАССА АУ1000П

Г.И. ТИХОНОВ^{1,✉}

В.П. БЛАЖКО¹, канд. техн. наук

И.Н. ТИХОНОВ¹, д-р техн. наук

Л.И. КАЧАНОВСКАЯ², канд. техн. наук

С.П. КАСАТКИН²

¹ 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

² Научно-исследовательская лаборатория конструкций электросетевого строительства ООО «ПО «Энергожелезобетонинвест», Невский проспект, д. 111/3, Санкт-Петербург, 191036, Российская Федерация

Аннотация

Введение. В связи с достигнутыми к настоящему времени объемами электрификации в Центральной России потребность в строительстве новых линий электропередачи значительно уменьшилась. В то же время естественные потери опор ЛЭП во времени, а также перспективы освоения просторов северных, сибирских и дальневосточных районов из-за переориентации экономических связей России с Запада на Восток делают актуальными задачи по увеличению объемов производства и повышению технико-экономической эффективности использования центрифугированных стоек из железобетона для опор ЛЭП.

Цель работы: внедрение в производство железобетонных центрифугированных стоек высокопрочной арматуры с инновационным видом профиля путем замены применяемой арматуры класса А800 на арматуру класса Аy1000П с четырехрядным профилем.

Материалы и методы. В статье приведены данные по натурным испытаниям центрифугированных конических стоек опор ЛЭП по ГОСТ 22687.1-85 «Стойки цилиндрические железобетонные центрифугированные для опор высоковольтных линий электропередачи. Конструкция и размеры». Изготовлены и испытаны три образца стоек длиной 26 м. Один образец с армированием по ГОСТ 22687.1-85 с предварительно напряженной арматурой класса А800; в двух других опытных образцах использовалась предварительно напряженная арматура с четырехрядным профилем класса Аy1000П. Во втором образце схема армирования (диаметры и количество стержней) повторяет типовой вариант, увеличивая несущую способность стойки. Третий образец, имеющий такую же несущую способность, как стойка по ГОСТ, позволил существенно сократить количество ненапрягаемой арматуры.

Результаты. Разработана новая схема армирования образца стойки с использованием арматуры Аy1000П. Представлены результаты испытаний опытных образцов, дана сравнительная оценка прочностных и деформационных характеристик стоек, приведены технико-экономические показатели, даны рекомендации по армированию предварительно напряженных центрифугированных стоек арматурой класса Аy1000П.

Выводы. По результатам выполненной работы установлен экономический эффект, выражаемый в сокращении армирования за счет ненапрягаемой арматуры на 28%. Стойки с предварительно напрягаемой арматурой класса Аy1000П обладают повышенной коррозионной стойкостью и долговечностью в результате закрытия трещин, образующихся в процессе воздействия кратковременных динамических нагрузок от порывов ветра, обрывов проводов и др. В качестве рекомендации предлагается выполнить

актуализацию ГОСТ 22687.1-85 с целью применения новых видов высокопрочного арматурного проката и более высокой прочности бетона.

Ключевые слова: стойки центрифугированные конические, натурные испытания, прочностные и деформационные свойства, технология изготовления, технико-экономические показатели

Для цитирования: Тихонов Г.И., Блажко В.П., Тихонов И.Н., Качановская Л.И., Касаткин С.П. Исследования железобетонных центрифугированных стоек опор ЛЭП с арматурой класса Аy1000П. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2023;36(1):99–117. [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1\(36\)-99-117](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1(36)-99-117)

Вклад авторов

Тихонов Г. И. – участие в испытаниях, участие в написании статьи.

Блажко В. П. – участие в разработке плана испытаний, участие в испытаниях, участие в написании статьи.

Тихонов И. Н. – участие в разработке плана испытаний, участие в испытаниях, участие в написании статьи.

Качановская Л. И. – постановка задачи оптимизации затрат на изготовление стойки по ГОСТ 22687.1–85, участие в написании статьи.

Касаткин С. П. – проведение расчетов армирования стойки с новым типом арматуры, разработка чертежей опытных образцов стоек, участие в испытаниях.

Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 18.01.2023

Поступила после рецензирования 10.02.2023

Принята к публикации 14.02.2023

STUDIES OF SPUN CONCRETE POLES FOR ELECTRIC POWER TRANSMISSION LINE SUPPORTS REINFORCED WITH AU1000P REBARS

G.I. TIKHONOV¹,✉

V.P. BLAZHKO¹, Cand. Sci. (Engineering)

I.N. TIKHONOV¹, Dr. Sci. (Engineering)

L.I. KACHANOVSKAYA², Cand. Sci. (Engineering)

S.P. KASATKIN²

¹Research 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

²Research Laboratory of Electric Power Line Structures, LLC "PO "Energozhelezobetoninvest", Nevsky Prospekt, 111/3, St. Petersburg, 191036, Russian Federation

Abstract

Introduction. In connection with the present volumes of electrification in central Russia, the need for the construction of new electric power transmission lines (EPTLs) has decreased considerably. At the same time, the natural degradation of EPTL supports in time, as well as the prospects for developing the vast expanses of the northern, Siberian and Far Eastern regions, caused by the reorientation of Russia's economic relations from the West to the East, make it urgent to increase production volumes and technical and economic efficiency of using spun reinforced concrete poles for EPTL supports.

Aim. Industrial implementation of spun reinforced concrete poles with the high-strength innovation profile reinforcement by replacing A800 rebars with four-row-profile Au1000P rebars.

Materials and methods. The article provides data on the full-scale tests of spun reinforced concrete poles for EPTL supports according to the GOST 22687.1-85 "Centrifugal cylinder reinforced concrete posts for high-voltage transmission lines. Structure and dimensions" [1]. Three pole samples with a length of 26 m were prepared and tested. One sample consisted of prestressed A800 rebars according to GOST 22687.1-85, while the other two prototypes include the prestressed Au1000P rebars with the four-row profile. In the second sample, the reinforcement scheme (diameters and rebar quantity) repeats the standard option, increasing the bearing capacity of the pole. Having the same bearing capacity as the pole, manufactured according to the GOST, the third sample promoted for the reduction in the quantity of non-stressed rebars.

Results. A new scheme for reinforcing the pole sample using Au1000P rebars was developed. The results of the sample testing are presented; a comparative evaluation of the pole strength and deformation characteristics is given; technical and economic indicators, as well as the recommendations regarding the reinforcement of the prestressed spun concrete poles with Au1000P rebars are provided.

Conclusion. According to the results of the performed study, an economic effect was established due to a reduction in the quantity of non-stressed rebars by 28 %. Poles with Au1000P prestressed rebars have an increased corrosion resistance and durability due to the closing of cracks formed during the impact of short-term dynamic loads from wind gusts, wire breaks, etc. In terms of a recommendation, it is proposed to update the GOST 22687.1-85 in order to use new types of high-strength reinforcement rolled products and higher strength concrete.

Keywords: spun concrete pole, full-scale tests, strength and deformation properties, manufacturing technology, technical and economic indicators

For citation: Tikhonov G.I., Blazhko V.P., Tikhonov I.N., Kachanovskaya L.I., Kasatkin S.P. Studies of spun concrete poles for electric power transmission line supports reinforced with Au1000P rebars. *Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2023;36(1):99–117. (In Russ.). [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1\(36\)-99-117](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2023-1(36)-99-117)

Author contribution statements

Tikhonov G.I. – testing, article writing.

Blazhko V.P. – development of a test plan, testing, article writing.

Tikhonov I.N. – development of a test plan, testing, article writing.

Kachanovskaya L.I. – statement of the task for optimizing the production cost of a GOST 22687.1-85 pole, article writing.

Kasatkin S.P. – calculation of the pole reinforcement with a new rebar type, development of pole prototype drawings, testing.

Funding

No funding support was obtained for the research.

Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Received 18.01.2023

Revised 10.02.2023

Accepted 14.02.2023

Высоковольтные линии электропередачи – это необходимый элемент для поставки электроэнергии от производителя до потребителя. В 70-е годы прошлого столетия темпы ввода новых ЛЭП в СССР достигали 35 тыс. километров в год. Примерно половина всех опор изготавливалась из железобетона.

В связи с достигнутыми к настоящему времени объемами электрификации в Центральной России потребность в строительстве новых ЛЭП значительно сократилась. В то же время естественные потери стоек ЛЭП во времени, а также перспективы освоения просторов северных, сибирских и дальневосточных районов из-за переориентации экономических связей России с Запада на Восток делают актуальными задачи по увеличению объемов производства и повышению технико-экономической эффективности использования центрифугированных железобетонных стоек для высоковольтных опор линий электропередачи.

Разработка и освоение производства секционированных железобетонных предварительно напряженных центрифугированных стоек для опор ЛЭП длиной до 26 м открыла новые перспективы для их широкомасштабного внедрения.

Основным фактором, обеспечивающим надежность и долговечность предварительно напряженного железобетона, а также снижение его себестоимости, является использование высокопрочных бетона и арматуры.

В данной статье дается оценка эффективности использования высокопрочной арматуры класса А_у1000П с новым эффективным четырехрядным профилем взамен используемой в настоящее время арматуры класса А800 для изготовления длинномерных центрифугированных предварительно напряженных стоек.

Железобетонные опоры (рис. 1) выпускаются с использованием технологии центрифугирования стоек. Широкое применение получили цилиндрические и конические стойки. Эксплуатируются такие опоры уже более 60 лет. В настоящее время в различных природных условиях эксплуатации находится несколько десятков тысяч таких опор. Их основные преимущества:

- простота монтажа (стойка опоры устанавливается в пробуренный котлован);
- стоимость изготовления и монтажа железобетонных опор в 2 раза ниже стоимости стальных конструкций;
- стоимость строительства высоковольтных линий электропередач (ВЛ) с применением железобетонных опор в среднем на 30 % ниже стоимости строительства ВЛ с применением стальных решетчатых и многогранных опор.

В то же время имеются и недостатки, выявленные в процессе эксплуатации:

- необходимость применения спецтранспорта для стоек длиной 20, 22,6 и 26 м;
- сокращение долговечности конструкций от коррозии арматуры, связанное с нарушением технологии изготовления стоек. Вытекание цементного молочка сквозь продольные швы неотрегулированной опалубки при центрифугировании может привести в эксплуатации к образованию длинных продольных трещин с глубиной, превышающей толщину защитного слоя бетона. Кроме того, поперечные трещины, образующиеся в процессе воздействия эксплуатационных кратковременных нагрузок, могут не закрываться после их прекращения.

Эти трещины начинаются от основания опор и доходят до середины. Трещины в бетоне подземной части стоек встречаются редко и вглубь грунта более 0,5 м практически не распространяются. На сельскохозяйственных полях в результате действия на стойки воды с химикатами, применяемыми в сельском хозяйстве, происходит шелушение и осыпание бетона, его выщелачивание. Из-за наличия трещин происходит интенсивная коррозия арматуры.

В настоящее время в ООО «ПО «Энергожелезобетонинвест» научно-исследовательской лабораторией конструкций электросетевого строительства (НИЛКЭС) разработано новое поколение железобетонных опор из секционированных стоек. Серия новых опор спроектирована в соответствии с современными нормами, что позволило избежать известных недостатков:

- разработан соединительный узел, позволяющий после изготовления цельных стоек с напрягаемой арматурой разделить их на части для решения проблемы транспортировки и складирования. Секции стоек длиной до 13 м обладают повышенной жесткостью;
- использована канатная арматура и бетон повышенной прочности для соответствия требованиям норм по трещиностойкости.

На данный момент при изготовлении предварительно напряженных центрифугированных стоек опор применяют арматуру с кольцевым и серповидным периодическим профилем, в основном класса А800. Арматура с кольцевым периодическим профилем имеет высокий критерий Рема ($f_R > 0,1$), вследствие чего у него хорошие показатели по сцеплению с бетоном. В то же время у данного вида профиля наблюдается крайне высокая распорность (рис. 2а), приводящая к чрезмерному трещинообразованию и раскалыванию окружающего бетона при спуске натяжения арматуры на бетон. У арматуры с серповидным профилем (рис. 2б, в) низкий критерий Рема ($f_R > 0,056$), а следовательно, низкая прочность сцепления с бетоном, приводящая также к про-

скалыванию арматуры при спуске предварительного натяжения. Эти конструктивные особенности обоих видов профилей затрудняют использование арматуры более высокого класса, чем А800 при производстве центрифугированных опор. Исследования арматуры с четырехрядным серповидным профилем Аy1000П (рис. 2г) показали ее низкую распорность и высокую прочность сцепления в бетоне за счет распределения распорных усилий от поперечных ребер по нескольким направлениям и высокого критерия Рема ($f_R > 0,075$) [1–4], что позволяет снизить вероятность проскальзывания арматуры от распорных усилий и низкой прочности сцепления профиля при спуске натяжения арматуры на бетон. Винтовая двухзаходная резьба, возможность образования которой предусмотрена данным профилем, позволяет использовать эффективные муфтовые соединения без сварки и производить соединения как самой арматуры, так и секционных опор при помощи муфт и гаек, а также осуществлять анкеровку предварительно напряженной арматуры при ее практическом использовании.

Использование нового типа арматуры позволит повысить качество предварительно напряженных центрифугированных опор на стадии изготовления и увеличить срок их эксплуатации. Кроме того, минусовые допуски при производстве арматуры Аy1000П помогут экономить до 3 % процентов от массы стали. Отсутствие продольных ребер уберет концентраторы напряжений, негативно влияющие на выносливость арматуры, что позволит ее использовать для опор, находящихся в зоне сильных ветровых нагрузок. Винтовая резьба



Рис. 1. Опора из центрифугированных секционированных стоек

Fig. 1. Support with spun sectioned concrete poles

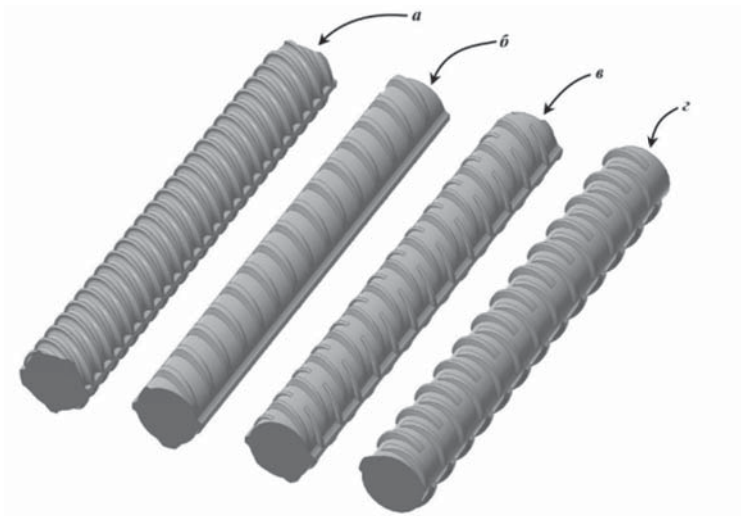


Рис. 2. Общий вид арматурных стержней с различными видами периодического профиля: а – с кольцевым профилем; б – с двухсторонним серповидным профилем; в – с многорядным серповидным профилем (А500СП); г – с четырехрядным винтовым профилем (Ау500СП, Ав500П, Ау1000П, Ав1000П)
Fig. 2. General view of deformed rebars with various profile types: а – circular profile; б – double-sided crescent-shaped profile; в – multi-row crescent-shaped profile; г – four-row screw profile (Au500SP, Av500P, Au1000P, Av1000P)

откроет возможность для стыковки арматуры без применения сварки. Станет доступным применение дешевых видов арматуры из низколегированных сталей вместо дорогостоящих горячекатаных, а также замена дорогостоящих и трудоемких сварочных соединений на резьбовые муфтовые соединения [1–4].

За эталонный образец при проведении исследований и контрольных испытаний была принята стойка СК 26.1–1.1. Характеристики материалов стойки СК 26.1–1.1 по ГОСТ 22687.1-85 [5] представлены в табл. 1, 2, опытных стоек с измененным армированием – в табл. 3, 4. Армирование и сечение стойки по ГОСТ 22687.1-85 представлены на рис. 3 и 4 [5].

Таблица 1

Характеристики материалов стойки

Table 1

Pole material characteristics

Обозначение стойки	Расстояние от наружной поверхности стойки до оси арматуры, мм	Расход материалов								Контролируемое натяжение, тс
		Арматура продольная				Спираль		Монтажные кольца		
		Напрягаемая		Ненапрягаемая						
		Сортамент	Масса, кг	Сортамент	Масса, кг	Сортамент	Масса, кг	Сортамент	Масса, кг	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
СК 26.1–1.1*	24	Ø12 A800	277,0	Ø12 A800	136,0	Ø4 B1	58,4	Ø8 A240	25,7	97,68

*Стойка коническая, длиной 26 м, сечение 1, первая несущая способность, напрягаемая арматура класса А800. Класс бетона В40. Предельный момент по прочности – 47,12 тм, максимальный прогиб по ГОСТ – 108 см, ширина раскрытия трещин – 0,16 мм. Предельный момент по образованию трещин 13,34 тм. Масса изделия 6821 кг

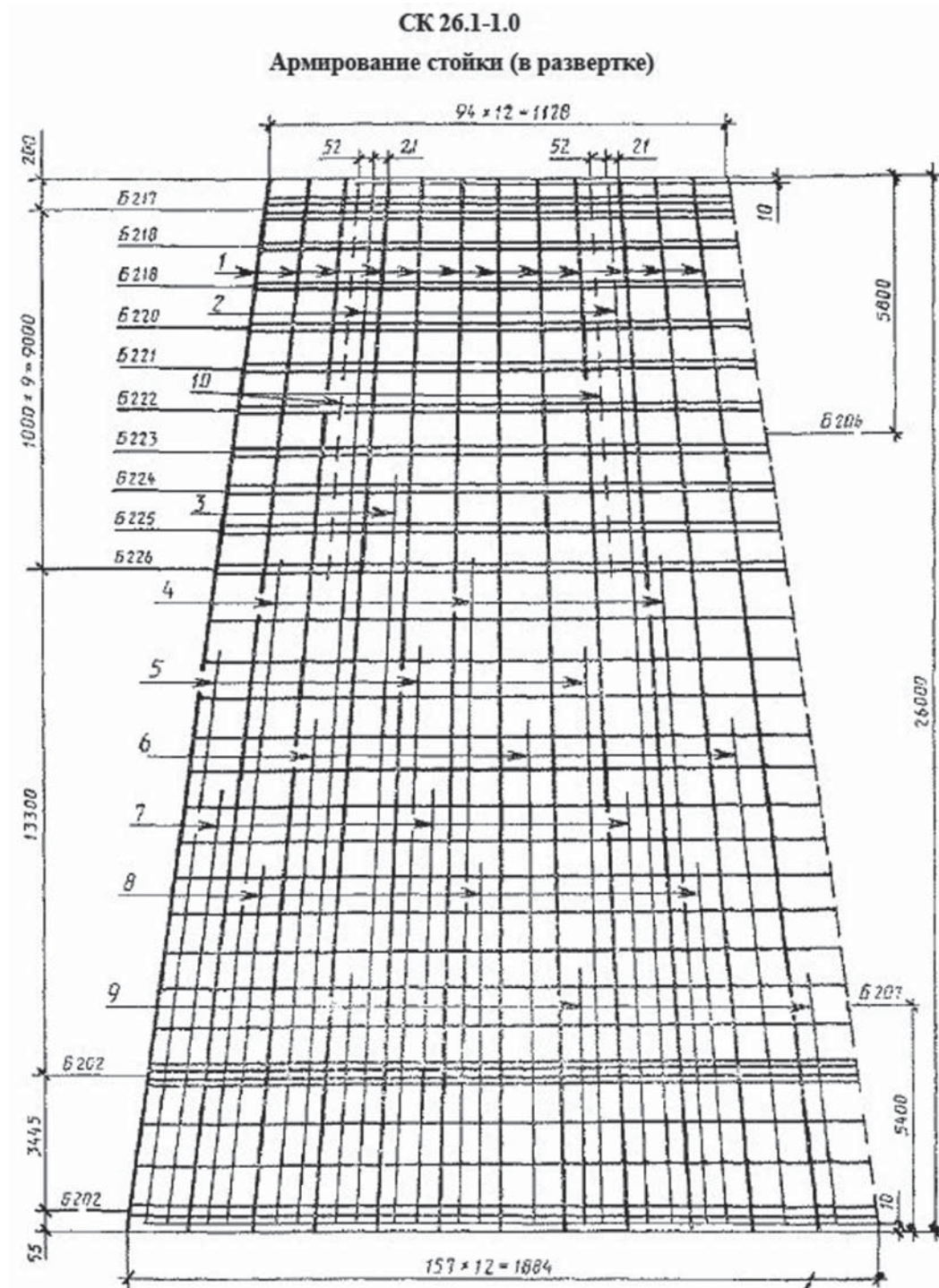


Рис. 3. Армирование стойки СК 26.1-1.1 (в развертке)
Fig. 3. SK 26.1-1.1 pole reinforcement (developed view)

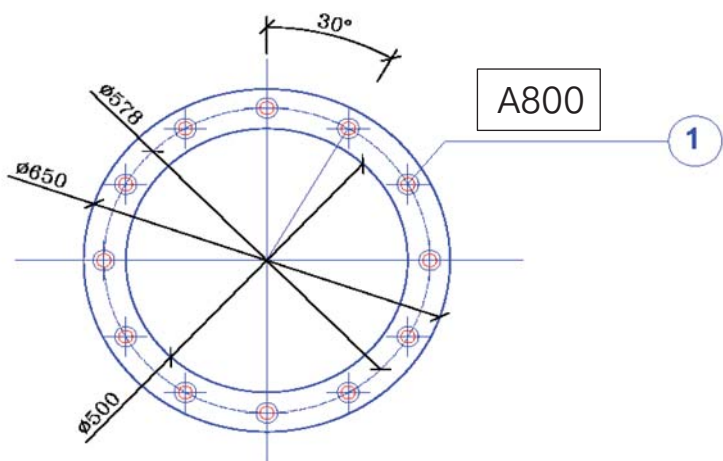


Рис. 4. Нижнее сечение стойки СК 26.1–1.1
Fig. 4. SK 26.1–1.1 pole lower cross-section

Таблица 2

Арматура по ГОСТ 22687.1-85 (СК1)

Table 2

Reinforcement according to GOST 22687.1-85 (SK1)

Обозначение стойки	Номер позиции	Диаметр, мм	Длина, мм	Количество позиций	Примечания
СК1 (СК 26.1.1–1.1)	1	Ø12 A800	26000	12	Напрягаемая арматура
	2	Ø12 A800	25980	2	Ненапрягаемая арматура
	3	Ø12 A800	16400	1	
	4	Ø12 A800	14500	3	
	5	Ø12 A800	12600	3	
	6	Ø12 A800	10500	3	

Таблица 3

Замена арматуры с Ø12 A800 на Ø12 Ay1000П (СК2)

Table 3

Replacement of Ø12 A800 rebars to Ø12 Ay1000P rebars (SK2)

Обозначение стойки	Номер позиции	Диаметр, мм	Длина, мм	Количество позиций	Примечание
СК2 (СК 26.1.1–1.1*)	1	Ø12 Ay1000П	26000	12	Напрягаемая арматура
	2	Ø12 Ay1000П	25980	2	Ненапрягаемая арматура
	3	Ø12 Ay1000П	16400	1	
	4	Ø12 Ay1000П	14500	3	
	5	Ø12 Ay1000П	12600	3	
	6	Ø12 Ay1000П	10500	3	

Таблица 4

Замена арматуры с Ø12 А800 на Ø12 Аy1000П с уменьшением количества ненапрягаемой арматуры (СКЗ)

Table 4

Replacement of Ø12 А800 rebars to Ø12 Аy1000P rebars (SK3) with a decrease in the quantity of non-stressed rebars

Обозначение стойки	Номер позиции	Диаметр, мм	Длина, мм	Количество позиций	Примечание
СКЗ	1	Ø12 Аy1000П	26000	12	Напрягаемая арматура
	2	Ø12 Аy1000П	25980	2	Ненапрягаемая арматура

Проведение испытаний

Изготовление и испытания опытных образцов стоек проводились в пос. Каменники Ярославской области на заводе РЭЖБ (Рыбинскэнергожелезобетон). Образцы подвергались термической обработке. Образцы СК1 и СК2 изготовлены из одного замеса бетона для получения достоверных сравнительных характеристик конструкций (табл. 5). Армирование образцов выполнено в соответствии с разработанными в лаборатории НИЛКЭС чертежами.

Средняя прочность вибрированного бетона по контрольным образцам на день распалубки 59,5 МПа, это примерно соответствует классу бетона В50.

Повышенный по сравнению с принятым в ГОСТ 22687.1-85 класс бетона принят для оценки возможности снижения расхода стали в случае применения высокопрочной арматуры Аy1000П и в дальнейшем оптимизации армирования с учетом возможности повышения усилий предварительного натяжения. Для испытания стоек завод оснащен специальным стендом. Стойка закрепляется на стенде в горизонтальном положении и фиксируется в устоях. Под средней частью стойки устанавливается подвижная опора. Испытания выполнены на следующем оборудовании:

- лебедка грузовая 8 т;
- динамометр пружинный общего назначения 9016 ДПУ-УХЛ-2 модификация 9016 ДПУ-100-2.

Нагружение осуществлялось поэтапно статической нагрузкой. Этапы в долях от полной расчетной нагрузки 20, 40, 60, 83,3 % (нормативная); 100 % (расчетная); 110, 120, 130, 140 %. На каждом этапе нагружения измерялись прогибы в контрольных точках, а также фиксировался момент образования трещин и ширина их раскрытия. Выдержка на каждом этапе составляла 10 мин. После доведения нагрузки до 100 % от расчетной производилась полная разгрузка образцов, после чего фиксировались остаточные деформации стоек и остаточная ширина раскрытия трещин. Далее производилось нагружение образцов до нагрузки, равной 100 % от расчетной за один этап, после чего нагрузка увеличивалась на 10 % на каждом этапе до контрольных значений, равных 140 % от расчетной и далее, вплоть до разрушения образца либо до исчерпания технических возможностей стенда по перемещениям конца стойки.

Перед испытаниями образцов были осмотрены их торцевые части на предмет наличия в них трещин, которые возникают при снятии натяжения арматуры. На рис. 5 и 6 показаны

торцы СК2. Как видно из фото, торцы имеют весьма неровную поверхность, трещины на торцах не обнаружены. Следует отметить, что как нижний, так и верхний торцы стоек находятся в зонах, где силовые факторы (изгибающие моменты, продольные усилия) имеют малые значения, поэтому наличие трещин (если бы таковые были обнаружены) не ухудшит эксплуатационные характеристики стоек.

На рис. 7–10 приведены фотографии, иллюстрирующие процесс испытания стоек.



Рис. 5. Верхний торец стойки
Fig. 5. Pole upper end



Рис. 6. Нижний торец стойки
Fig. 6. Pole bottom end



Рис. 7. Общий вид образца на стенде
Fig. 7. General view of the sample in the test bench



Рис. 8. Фрагменты элементов стенда: устой
Fig. 8. Fragments of test bench elements: abutment

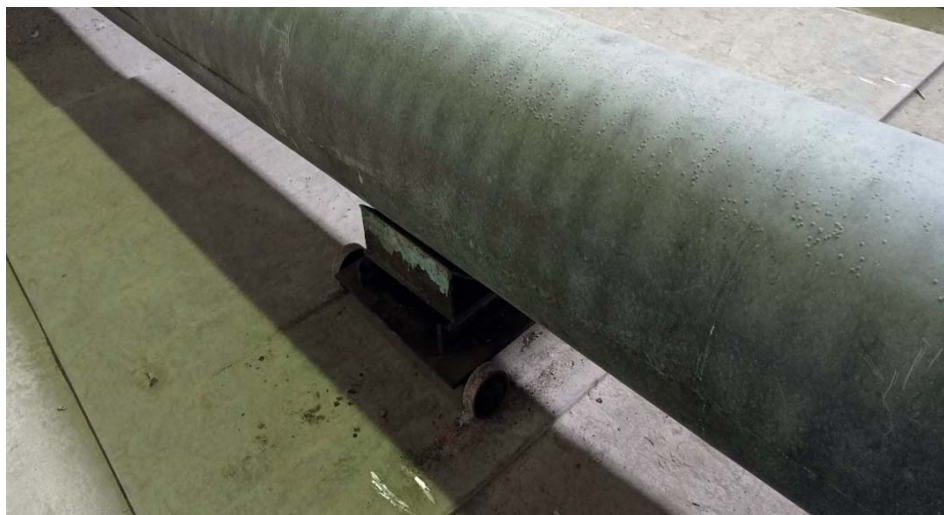


Рис. 9. Фрагменты элементов стенда: подвижная опора
Fig. 9. Fragments of test bench elements: movable support



Рис. 10. Фрагмент стенда в месте приложения нагрузки
Fig. 10. Fragment of the test bench in the place of the load application

Выводы по испытаниям стоек СК1 и СК2

Стойка СК1 выдержала испытания по ширине раскрытия трещин, прогибам и прочности. После разгрузки величина раскрытия всех трещин не превысила допускаемые нормами 0,02 мм.

Стойка СК2 выдержала испытания по ширине раскрытия трещин, прогибам и прочности. После разгрузки все трещины закрылись, кроме одной с шириной раскрытия 0,01 мм.

Податливость стойки СК2 немного больше податливости стойки СК1. Остаточные деформации стойки СК2 также больше, чем остаточные деформации стойки СК1. Последнее связано с площадью сечения арматуры класса Аy1000П, которая прокатывается с минусовым допуском.

Установлено, что процент полного закрытия трещин стойки СК2 выше, чем у стойки СК1, что в целом увеличивает коррозионную стойкость арматуры и увеличивает долговечность эксплуатации изделия.

Выводы по испытаниям стойки СК3

Стойка СК3 (рис. 11–14) выдержала испытания по ширине раскрытия трещин, прогибам и прочности. После разгрузки все трещины закрылись.

Податливость стойки СК3 меньше податливости стойки СК1 вследствие большего усилия предварительного натяжения арматуры.

Закрытие трещин увеличивает коррозионную стойкость арматуры и долговечность эксплуатации изделия. В СК3 увеличено предварительное натяжение до 119,5 тс, на 19 % по сравнению с СК1 и СК2. Это стало возможным из-за применения инновационной арматуры класса Аy1000П более высокой прочности с четырехрядным профилем низкой распорности, а также принятому классу бетона: В50 вместо В40 по ГОСТ 22687.1-85.

Стойка СК3 армирована Ø12 Аy1000П напрягаемой арматуры, общий вес 277 кг, и ненапрягаемой арматурой 2Ø12 Аy1000П, весом 18 кг. Стойка СК1 армирована Ø12 А800 напрягаемой арматуры, общий вес 277 кг, и ненапрягаемой арматурой 15Ø12 А800, вес 136 кг. Таким образом, замена арматуры А800 на арматуру Аy1000П с одновременным повышением класса бетона с В40 до В50 дает экономию стали 28 %. Оценка экономической эффективности конструкции СК3 по основным материалам без учета закладных деталей и трудозатрат дана в табл. 5.

Таблица 5

Стоимость изделий, экономия на образце СК3

Table 5

Product cost and savings for the SK3 sample

Наименования	Марка	Стоимость единицы	Расход на изделие	Общая стоимость	Примечания
Бетон СК1	В40	4400 руб./м ³	2,7 м ³	11880 руб.	11880–12150 = 270 руб.
Бетон СК3	В50	4500 руб./м ³	2,7 м ³	12150 руб.	
Арматура СК1	А800	42800 руб./т	0,413 т	17676 руб.	17676–13275 = 4401 руб.
Арматура СК3	Аy1000П	45000 руб./т	0,295 т	13275 руб.	

Стоимость СК1 11880+17676 = 29556 руб.

Стоимость СК3 12150+13275 = 25425 руб.

Экономия на изделии 4131 руб.

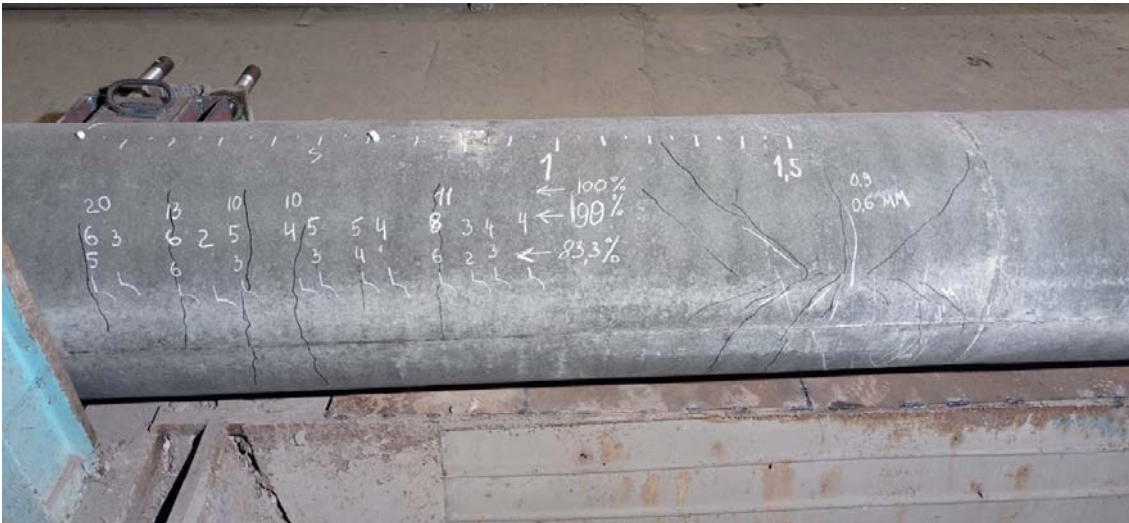


Рис. 11. Фрагмент стойки СКЗ у заделки. Схема раскрытия трещин
Fig. 11. Fragment of the SK3 pole near the embedding. Crack opening diagram



Рис. 12. Схема излома стойки СКЗ со стороны растянутой зоны
Fig. 12. Diagram of the SK3 pole fracture on the side of the tensile zone



Рис. 13. Фрагмент стойки в сжатой зоне разрушения бетона
Fig. 13. Fragment of the pole in the compressed zone of the concrete destruction



Рис. 14. Стойка в деформированном состоянии перед разрушением
Fig. 14. Deformed pole prior the destruction

Сравнение результатов испытаний СК1, СК2, СК3

В табл. 6 для сравнения приведены результаты испытаний СК1, СК2, СК3.

Таблица 6

Сравнительная таблица результатов испытаний СК1, СК2, СК3

Table 6

Comparison of the SK1, SK2 and SK3 test results

Показатели	СК1	СК2	СК3	Примечания
Момент трещинообразования (тм)	39,0	30,61	36.1	
Ширина раскрытия трещин при нагрузке 83,3% (нормативная нагрузка) мм. Среднее значение	0,0646	0,0627	0,040	
Ширина раскрытия трещин при нагрузке 83,3% (нормативная нагрузка) мм. Максимальное допустимое значение	0,104	0,110	0,108	
Остаточная ширина раскрытия трещин после разгрузки (мм)	0,02	0,02	0	
Перемещение конца стойки при нагрузке 83,3% (нормативная нагрузка), мм	570	690	460	
Остаточная деформации после разгрузки стойки (мм)	50	75	45	
Контрольная нагрузка (тс), 140 %	3,65	3,78	3,01	СК1, СК2, СК3 на- грузку выдержали
Усилие разрушения (тс)	Не достигнуто	Не достигнуто		Разрушение СК3
Усилие предварительного натяжения (тс)	94,8	97,3	119,5	
Стоимость СК1 по основным материалам				29566 руб.
Стоимость СК3 по основным материалам				25425 руб.

Заключение

Сравнение результатов испытаний стоек СК1, СК2 и СК3 позволяет сделать следующие выводы:

1. Податливость стойки СК2 немного больше податливости стойки СК1. Остаточные деформации стойки СК2 также больше, чем остаточные деформации стойки СК1.
2. Установлено, что процент полного закрытия трещин стойки СК2 выше, чем у стойки СК1, что в целом увеличивает коррозионную стойкость арматуры и увеличивает долговечность эксплуатации изделия.
3. В целом прочностные и деформационные показатели стоек СК1 и СК2 близки друг к другу.
4. Что касается стойки СК3, то ее податливость меньше податливости стойки СК1 в силу большей величины усилия предварительного натяжения арматуры, что увеличивает коррозионную стойкость арматуры и увеличивает долговечность эксплуатации изделия.
5. В стойке СК3 увеличена величина предварительного натяжения до 119,5 тс, что на 19 % больше по сравнению с СК1 и СК2. Это стало возможным из-за применения высокопрочной арматуры класса Аy1000П с четырехрядным профилем и принятому классу бетона В50 вместо В40 по ГОСТ 22687.1-85.

6. Стойка СК3 армирована Ø12 Аy1000П напрягаемой арматуры, общий вес 277 кг, и 2Ø12 Аy1000П ненапрягаемой арматурой, вес 18 кг. Стойка СК1, армирована Ø12 Аy1000П напрягаемой арматуры, общий вес 277 кг, и ненапрягаемой арматурой 15Ø12 Аy1000П, вес 136 кг. Таким образом, замена арматуры А800 на арматуру Аy1000П с одновременным повышением класса бетона с В40 до В50 дает экономию стали продольной арматуры 28 %.

7. Из рассмотрения полученных результатов следует, что применение инновационной арматуры класса Аy1000П совместно с повышением класса бетона приводит к увеличению срока службы изделий за счет закрытия микротрещин при эксплуатации, а также дает экономию ненапрягаемой арматуры 28 % по сравнению с тестовым образцом стойки СК1 по ГОСТ 22687.1-85.

8. Стоимость образцов по основным материалам (за исключением закладных, поперечной арматуры) для СК1 составляет 29 566 руб., для СК3 – 25 425 руб., экономия составляет 4131 руб. (ценовые показатели по стоимости материалов приняты осредненными по региону Московская область).

Рекомендации по армированию предварительно напряженных центрифугированных опор на стадии изготовления и эксплуатации

Выполненные в рамках экспериментальных исследований результаты испытаний стоек конических центрифугированных предварительно напряженных дают основания рекомендовать для дальнейшего производства следующие основные технические характеристики стоек марки СК 26.1–1.1:

- применять класс бетона В50;
- усилие предварительного натяжения принять по величине 119 тс;
- в качестве напрягаемой применить арматуру класса Аy1000П в количестве 12 шт.;
- в качестве ненапрягаемой принять арматуру класса Аy1000П в количестве 2 шт. Эти стержни служат для организации заземления стоек.

Для стоек других марок по ГОСТ 22687.1-85 армирование принять по расчетам с применением ПК «Программа для расчета центрифугированных железобетонных стоек, версия 1.0». Указанная программа является разработкой ООО «ПО «Энергожелезобетонинвест» и имеет сертификат соответствия № 1814198.

Полученные в результате эксперимента данные по прочностным и деформационным характеристикам конических стоек марки СК 26.1–1.1 ГОСТ 22687.1-85 позволяют поставить вопрос о целесообразности корректировки ГОСТ 22687.1-85 в части применения арматуры Аy1000П и повышения класса бетона до В50–В60, что позволит получить экономию арматурного проката, а также увеличить срок эксплуатации стоек за счет уменьшения величины раскрытия трещин в процессе эксплуатации изделий.

Список литературы

1. Тихонов И.Н., Блажко В.П., Тихонов Г.И., Казарян В.А., Краковский М.В., Цыба О.О. Инновационные решения для эффективного армирования железобетонных конструкций. Жилищное строительство. 2018;(8):5–10.
2. Тихонов И.Н., Копылов И.В. Эффективность производства и применения арматурного проката с новыми видами периодического профиля. Строительные материалы. 2021;(12):35–47. <https://doi.org/10.31659/0585-430x-2021-798-12-35-47>
3. Fédération internationale du béton. Bond of reinforcement in concrete. State-of-art report. Lausanne, Switzerland: International Federation for Structural Concrete; 2000.
4. Mayer U. Zum Einfluss der Oberflächengestalt von Ripptnstählen auf das Trag – und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen [dissertation on the internet]. Universität Stuttgart; 2002. Available at: <https://elib.uni-stuttgart.de/handle/11682/171>
5. НИИЖБ. ГОСТ 22687.1-85. Стойки цилиндрические железобетонные центрифугированные для опор высоковольтных линий электропередачи. Конструкция и размеры. Москва: Стройиздат; 1986.

References

1. Tikhonov I.N., Blazhko V.P., Tikhonov G.I., Kazaryan V.A., Krakovsky M.V., Tsyba O.O. Innovative solutions for effective reinforcement of reinforced concrete structures. Zhilishchnoe Stroitel'stvo = Housing construction. 2018;(8):5–10 (in Russian).
2. Tikhonov I.N., Kopylov I.V. Efficiency of production and application of rebar rolled products with new types of periodic profile. Stroitel'nye Materialy = Construction materials. 2021;(12):35–47 (in Russian). <https://doi.org/10.31659/0585-430x-2021-798-12-35-47>
3. Fédération internationale du béton. Bond of reinforcement in concrete. State-of-art report. Lausanne, Switzerland: International Federation for Structural Concrete; 2000.
4. Mayer U. Zum Einfluss der Oberflächengestalt von Ripptnstählen auf das Trag – und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen [dissertation on the internet]. Universität Stuttgart; 2002. Available at: <https://elib.uni-stuttgart.de/handle/11682/171> (in German).
5. Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete (NIIZHB). State Standard 22687.1-85. Cylindrical reinforced concrete centrifuged racks for supports of high-voltage power transmission lines. Design and dimensions. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1986 (in Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Георгий Игоревич Тихонов , инженер-конструктор центра № 21 НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: dwarwe1993@mail.ru

Georgii I. Tikhonov , Design Engineer, Center No. 21, Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete (NIIZHB) named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: dwarwe1993@mail.ru

Владимир Павлович Блажко, канд. техн. наук, заместитель руководителя центра № 21 НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: ihtias46@mail.ru

Vladimir P. Blazhko, Cand. Sci. (Engineering), Deputy Chief, Center No. 21, Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete (NIIZHB) named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: ihtias46@mail.ru

Игорь Николаевич Тихонов, д-р техн. наук, руководитель центра № 21 НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: niihb_tikhonov@mail.ru

Igor N. Tikhonov, Dr. Sci. (Engineering), Center Head, Center No. 21, Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete (NIIZHB) named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: niijhb_tikhonov@mail.ru

Любовь Игоревна Качановская, канд. техн. наук, заведующая лабораторией НИЛКЭС ООО «ПО «Энергожелезобетонинвест», г. Санкт-Петербург
e-mail: l.i.kachanovskaya@nilkes.ru

Lubov' I. Kachanovskaya, Cand. Sci. (Engineering), Laboratory Head, Research Laboratory of Electric Power Line Structures, LLC "PO "Energozhelezobetoninvest", Saint Petersburg
e-mail: l.i.kachanovskaya@nilkes.ru

Сергей Петрович Касаткин, начальник сектора НИЛКЭС ООО «ПО «Энергожелезобетонинвест», г. Санкт-Петербург
e-mail: s.p.kasatkin@nilkes.ru

Sergei P. Kasatkin, Sectoral Chief, Research Laboratory of Electric Power Line Structures, LLC "PO "Energozhelezobetoninvest", Saint Petersburg
e-mail: s.p.kasatkin@nilkes.ru

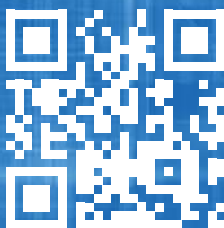
✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

11 - 13 апреля 2023

МЕЖДУНАРОДНЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ КОНГРЕСС

Наука. Инновации. Цели. Строительство
(МСК-2023)

сайт конгресса



При поддержке:



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



ОБЩЕСТВО С ОГРАНИЧЕННОЙ ОТВЕТСТВЕННОСТЬЮ



ОБЩЕСТВО С ОГРАНИЧЕННОЙ ОТВЕТСТВЕННОСТЬЮ



ОБЩЕСТВО С ОГРАНИЧЕННОЙ ОТВЕТСТВЕННОСТЬЮ

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



motorina@cstroy.ru | 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



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»

ФОРМЫ ПОДГОТОВКИ ДИССЕРТАЦИИ В АО «НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»



Обучение в аспирантуре,
докторантуре

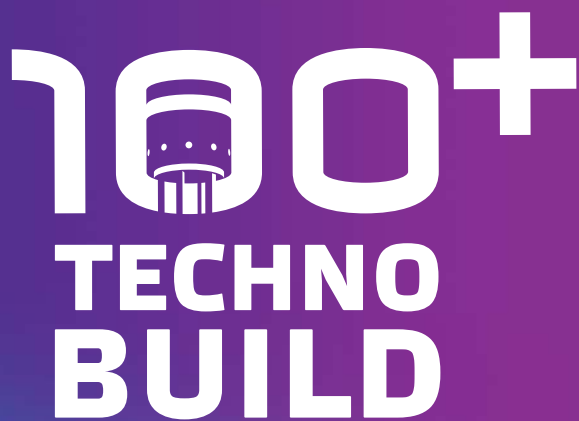
Прикрепление для
подготовки диссертации без
освоения образовательных
программ



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»



**X Международный
строительный форум
и выставка**

**3-6 ОКТЯБРЯ 2023
ЕКАТЕРИНБУРГ**

forum-100.ru

Научное издание

Вестник НИЦ «Строительство»
Вып. 1(36) 2023

Фото обложки:

Стартовый стол под РН «Союз» космодрома «Восточный»

Редактор выпуска Починина Н.Е.
Компьютерная верстка Чорненький С.И.

Дата выхода в свет: 25.03.2023 г. Формат 70×100/16
Бумага мелованная. Офсетная печать.
Тираж 500 экз. Заказ № 1327-1

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, 2023