

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА ИНЖЕНЕРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ И СООРУЖЕНИЙ

2022 Том 18 № 5

DOI 10.22363/1815-5235-2022-18-5

<http://journals.rudn.ru/structural-mechanics> (открытый доступ)

Обзорно-аналитический и научно-технический журнал
Издается с 2005 г.

Свидетельство о регистрации СМИ ПИ № ФС 77-19706 от 13 апреля 2005 г.

выдано Федеральной службой по надзору за соблюдением законодательства в сфере массовых коммуникаций и охране наследия
Учредитель: Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования «Российский университет дружбы народов»

ISSN 1815-5235 (Print), 2587-8700 (Online)

Периодичность: 6 выпусков в год.

Языки: русский, английский.

Журнал индексируют: РИНЦ, RSCI, Cyberleninka, DOAJ, EBSCOhost, Google Scholar, Ulrich's Periodicals Directory, WorldCat, Dimensions.

Включен в Перечень ведущих научных журналов и изданий ВАК при Минобрнауки России по группе научных специальностей 2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения (технические науки), 2.1.2. Основания и фундаменты, подземные сооружения (технические науки), 2.1.9. Строительная механика (технические науки).

Обзорно-аналитический и научно-технический журнал «*Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*» знакомит читателей с достижениями отечественных и зарубежных ученых в области геометрии пространственных конструкций, сопротивления материалов, строительной механики, теории упругости и расчета строительных и машиностроительных конструкций, освещает вопросы научно-технического прогресса в строительстве и машиностроении, публикует аналитические обзоры по теме журнала.

Сайт журнала содержит полную информацию о журнале, его редакционной политике и этических принципах, требования к подготовке и условия публикации статей, а также полные выпуски журнала с 2008 г. (в рамках политики свободного доступа).

РЕДАКЦИОННАЯ КОЛЛЕГИЯ

ГЛАВНЫЙ РЕДАКТОР

Рынкoвская М.И., канд. техн. наук, РУДН, Москва, Россия

ЗАМЕСТИТЕЛЬ ГЛАВНОГО РЕДАКТОРА

Ерофеев В.Т., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., МГУ им. Н.П. Огарева, Саранск, Россия

ОТВЕТСТВЕННЫЙ РЕДАКТОР

Мамиева И.А., РУДН, Москва, Россия

ЧЛЕНЫ РЕДАКЦИОННОЙ КОЛЛЕГИИ:

Аганов В.П., д-р техн. наук, проф., НИУ МГСУ, Москва, Россия

Андреев В.И., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., НИУ МГСУ, Москва, Россия

Ванин В.В., д-р техн. наук, проф., КПИ им. Игоря Сикорского, Киев, Украина

Варум У., д-р философии, проф., Университет Порту, Порту, Португалия

Войццкий З., проф., Вроцлавский научно-технический университет, Вроцлав, Польша

Евкин А., д-р техн. наук, проф., независимый исследователь, Торонто, Канада

Зверев Е.М., д-р техн. наук, проф., ИПМ РАН, Москва, Россия

Иванов С.П., д-р техн. наук, проф., ПГТУ (ВолгаТех), Йошкар-Ола, Россия

Карпенко Н.И., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., НИИСФ РААСН, Москва, Россия

Какоби С., д-р философии, проф., Технологический университет ПЕТРОНАС, Перак, Малайзия

Колчунов В.И., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., ЮЗГУ, Курск, Россия

Красич С., канд. техн. наук, Нишский университет, Ниш, Сербия

Лисичкин С.Е., д-р техн. наук, ООО «ИЦСКТЭ», Москва, Россия

Ляхович Л.С., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., ТГАСУ, Томск, Россия

Магуле Ф., проф., Высшая инженерная школа «Централь Стюпелек», Университет Париж-Сакли, Париж, Франция

Мендонка П., д-р философии, Архитектурная школа, Университет Минью, Брага, Португалия

Санжаровский Р.С., д-р техн. наук, проф., ЕНУ им. Гумилева, Астана, Казахстан

Сантос Р., исследователь, Национальная лаборатория строительной техники, Лиссабон, Португалия

Травуш В.И., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., ЭНПИ, Москва, Россия

Якупов Н.М., чл.-корр. РИА, д-р техн. наук, проф., ИММ ФИЦ КазНЦ РАН, Казань, Россия

СОДЕРЖАНИЕ

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

<i>Ерофеев В.Т., Казначеев С.В., Панкратова Е.В., Селезнев В.А., Тюрхина Т.П.</i> Физико-механические свойства каркасных строительных композитов	399
<i>Белуцкий И.Ю., Кудряцев С.А., Лазарев И.В.</i> Обоснование параметров регулирования усилий сталежелезобетонных пролетных строений разработки ЦНИИПСК «43282 км»	407
<i>Лебедь Е.В.</i> Влияние связей на напряженное состояние каркаса ребристо-кольцевого купола	417
<i>Лисичкин С.Е., Котицына С.С.</i> Особенности состояния фундаментной плиты водоприемника гидроаккумулирующей электростанции	428

АНАЛИТИЧЕСКИЕ И ЧИСЛЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ

<i>Федосов С.В., Логинова С.А., Шалыгина А.А.</i> Прогнозирование остаточного ресурса бетонных конструкций при биокоррозии с позиции теории массопереноса	438
<i>Кужахметова Э.Р., Сутырин В.И.</i> Влияние грунтового основания на напряженно-деформированное состояние большепролетного здания с цилиндро-плитным покрытием	444

ГЕОМЕТРИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ФОРМ ОБОЛОЧЕК

<i>Gil-Oulbé M., Daou T., Mariko O.</i> Analytical surfaces for architecture and engineering (Аналитические поверхности для архитектуры и машиностроения)	458
<i>Якупов С.Н., Низамова Г.Х.</i> Параметризация поверхности сложной геометрии	467

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ

<i>Гришин Г.Е., Тихонов Г.И., Саврасов И.П., Окольников Г.Э.</i> Определение податливости винтовых муфтовых соединений арматуры класса прочности 500 Н/мм ²	475
--	-----

Редактор Ю.А. Заикина
Дизайн обложки: Ю.Н. Ефремова
Компьютерная верстка: Ю.А. Заикина

Адрес редакции:

Российский университет дружбы народов
Российская Федерация, 117198, Москва, ул. Миклухо-Маклая, д. 6; тел./факс: +7 (495) 955-08-28; e-mail: stmj@rudn.ru; i_mamieva@mail.ru

Подписано в печать 20.01.2023. Выход в свет 27.01.2023. Формат 60×84/8.

Бумага офсетная. Печать офсетная. Гарнитура «Times New Roman». Усл. печ. л. 10,23. Тираж 250 экз. Заказ № 1242. Цена свободная.

Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования «Российский университет дружбы народов»
Российская Федерация, 117198, Москва, ул. Миклухо-Маклая, д. 6

Отпечатано в типографии ИПК РУДН
Российская Федерация, 115419, Москва, ул. Орджоникидзе, д. 3

© Российский университет дружбы народов, 2022
© Бондарева А.В., фото на обложке
(Сбербанк-Сити, Москва, Россия), 2022

STRUCTURAL MECHANICS OF ENGINEERING CONSTRUCTIONS AND BUILDINGS

2022 VOLUME 18 No. 5

DOI 10.22363/1815-5235-2022-18-5

<http://journals.rudn.ru/structural-mechanics> (Open Access)

Founded in 2005

by Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University)

ISSN 1815-5235 (Print), 2587-8700 (Online)

Published 6 times a year.

Languages: Russian, English.

Indexed by RSCI, Russian Index of Science Citation, Cyberleninka, DOAJ, EBSCOhost, Google Scholar, Ulrich's Periodicals Directory, WorldCat, Dimensions.

The journal has been included in the list of the leading review journals and editions of the Highest Certification Committee of Ministry of Education and Science of Russian Federation in which the basic results of PhD and Doctoral Theses are to be published.

Review-and-analytic and scientific-and-technical peer-reviewed journal "Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings" shows the readers round the achievements of Russian and foreign scientists in the area of geometry of spatial structures, strength of materials, structural mechanics, theory of elasticity and analysis of building and machine-building structures, illuminates the problems of scientific-and-technic progress in building and machine-building, publishes analytic reviews on the aims and scope of the journal.

The journal website contains full information about the journal, editorial policy and ethics, requirements for the preparation and publication of the articles, etc., as well as full-text issues of the journal since 2008 (Open Access).

EDITORIAL BOARD

EDITOR-IN-CHIEF

Marina I. Rynkovskaya, PhD of Technical Science, RUDN University, Moscow, Russia

ASSISTANT EDITOR-IN-CHIEF

Vladimir T. Erofeev, member of the RAACS, DSc, Professor, Ogarev Mordovia State University, Saransk, Russia

MANAGING EDITOR

Iraida A. Mamieva, RUDN University, Moscow, Russia

MEMBERS OF EDITORIAL BOARD:

Vladimir P. Agapov, DSc, Professor, NRU MGSU, Moscow, Russia

Vladimir I. Andreev, chairman, member of the RAACS, DSc, Professor, NRU MGSU, Moscow, Russia

Sergey P. Ivanov, DSc, Professor, VSUT (Volga Tech), Yoshkar-Ola, Russia

Saeid Kakooei, PhD, senior lecturer, Universiti Teknologi PETRONAS, Seri Iskandar, Malaysia

Nikolay I. Karpenko, member of the RAACS, DSc, Professor, NIIF RAACS, Moscow, Russia

Vitaliy I. Kolchunov, member of the RAACS, DSc, Professor, SWSU, Kursk, Russia

Sonja Krasic, PhD of Technical Science, University of Nis, Nis, Serbia

Sergey E. Lisichkin, DSc, Scientific Research Institute of Energy Structures, Moscow, Russia

Leonid S. Lyakhovich, member of the RAACS, DSc, Professor, TSUAB, Tomsk, Russia

Fredéric Magoulès, DSc, Professor, Centrale Supélec, Université Paris-Saclay, Paris, France

Paulo Mendonca, Associate Professor, Architecture School, University of Minho, Braga, Portugal

Rudolf S. Sanjarovskiy, DSc, Professor, L.N. Gumilyov ENU, Astana, Kazakhstan

Ricardo Santos, PhD in Civil Engineering, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, Portugal

Vladimir I. Travush, member of the RAACS, DSc, Professor, ENPI, Moscow, Russia

Vladimir V. Vanin, DSc, Professor, NTUU KPI, Kiev, Ukraine

Humberto Varum, Full Professor, University of Porto, Porto, Portugal

Zbigniew Wójcicki, Professor, Wrocław University of Science and Technology, Wrocław, Poland

Nukh M. Yakupov, corresponding member of the Russian Academy of Engineering, DSc, Professor, IME of FIC KazanSC of RAS, Russia

Alex Yevkin, DSc, Professor, independent scientist, Toronto, Canada

Evgeniy M. Zveryaev, DSc, Professor, KIAM RAS, Moscow, Russia

CONTENTS

ANALYSIS AND DESIGN OF BUILDING STRUCTURES

- Erofeev V.T., Kaznacheev S.V., Pankratova E.V., Seleznev V.A., Tyuryahina T.P.* Physical and mechanical properties of pre-bound aggregate composites 399
- Belutsky I.Y., Kudryavtsev S.A., Lazarev I.V.* Justification of the parameters of regulation of forces for steel-reinforced concrete span structures from project "43282 km" by TSNIIPSK 407
- Lebed E.V.* The influence of bracing on the stress state of the ribbed-ring dome framework 417
- Lisichkin S.E., Kotitsyna S.S.* Peculiarities of the condition of the foundation slab of the pumped storage power plant water intake 428

ANALYTICAL AND NUMERICAL METHODS

OF ANALYSIS OF STRUCTURES

- Fedosov S.V., Loginova S.A., Shalygina A.A.* Predicting the residual life of concrete structures in biocorrosion from the position of the theory of mass transfer 438
- Kuzhakhmetova E.R., Sutyurin V.I.* Influence of the soil base on the stress-strain state of a large-span building with a cylinder-and-slab roof 444

GEOMETRICAL MODELING OF SHELL FORMS

- Gil-Oulbé M., Daou T., Mariko O.* Analytical surfaces for architecture and engineering 458
- Yakupov S.N., Nizamova G.Kh.* Surface parameterization complex geometry 467

EXPERIMENTAL RESEARCH

- Grishin G.E., Tikhonov G.I., Savrasov I.P., Okolnikova G.E.* Couplings slip determination of the threadbar of strength class 500 N/mm² 475

Copy Editor Iu.A. Zaikina
Graphic Designer Iu.N. Efremova
Layout Designer Iu.A. Zaikina

Address of the Editorial Board:

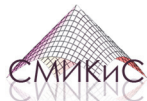
Peoples' Friendship University of Russia
6 Miklukho-Maklaya St, Moscow, 117198, Russian Federation; tel./fax: +7 (495) 955-08-28; e-mail: stmj@rudn.ru; i_mamieva@mail.ru

Printing run 250 copies. Open price

Peoples' Friendship University of Russia
6 Miklukho-Maklaya St, Moscow, 117198, Russian Federation

Printed at Publishing House of RUDN University
3 Ordzhonikidze St, Moscow, 115419, Russian Federation

© Peoples' Friendship University of Russia, 2022
© Bondareva A.V., photo on the cover of the journal
(Sberbank City, Moscow, Russia), 2022




РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ANALYSIS AND DESIGN OF BUILDING STRUCTURES

DOI 10.22363/1815-5235-2022-18-5-399-406
UDC 691.3

RESEARCH ARTICLE / НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

Physical and mechanical properties of pre-bound aggregate composites

Vladimir T. Erofeev¹, Sergey V. Kaznacheev¹✉, Elena V. Pankratova²,
Vyacheslav A. Seleznev¹, Tatyana P. Tyuryahina¹

¹National Research Ogarev Mordovia State University, Saransk, Russian Federation

²Keramzit LLC, Ulyanovsk, Russian Federation

✉ kaznacheevsv@mail.ru

Article history

Received: July 24, 2022

Revised: September 12, 2022

Accepted: September 15, 2022

For citation

Erofeev V.T., Kaznacheev S.V., Pankratova E.V., Seleznev V.A., Tyuryahina T.P. Physical and mechanical properties of prebound aggregate composites. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2022;18(5):399–406. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-5-399-406>

Abstract. New building materials and products in construction and reconstruction, which improve the performance and efficiency characteristics of buildings, reduce material consumption, cost and labor intensity, are always relevant. A promising direction for further development of composite materials is the employment of pre-bound aggregate materials. Their production is a two-stage process, which involves at first creating an optimal aggregate mix and gluing the grains to each other and secondly filling the voids of the obtained aggregate framework with a high-workability matrix. Presented research is an experimental investigation of physical and technical properties of pre-bound aggregate composite materials. Composites with complex binders are also considered in this study. In such cases, the aggregate framework and the grouting matrix were made of binders of different nature, which are incompatible when the components are mixed ordinarily. When studying composites, a complex of physical and mechanical methods was used. Improvement of physical and mechanical properties of framework composites in comparison with composites obtained according to conventional technology has been established. These advantages are identified primarily for such properties as deformability, impact strength, creep.

Keywords: composites, framework structures, framework, matrix, compressive strength, flexural strength, fracture toughness, deformability

Vladimir T. Erofeev, Doctor of Technical Sciences, Professor, Academician of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Director of the Institute of Architecture and Construction Engineering, Head of the Chair of Building Materials and Technologies, Director of the Research Institute “Materials Science”, National Research Ogarev Mordovia State University, 68 Bolshevistskaya St, Saransk, 430005, Russian Federation; ORCID: 0000-0001-8407-8144, Scopus Author ID: 56662851300, ResearcherID: A-7827-2017, eLIBRARY SPIN-code: 4425-5045; vlalmo@mail.ru

Sergey V. Kaznacheev, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Associate Professor of the Chair of Building Materials and Technologies, National Research Ogarev Mordovia State University, 68 Bolshevistskaya St, Saransk, 430005, Russian Federation; ORCID: 0000-0002-0053-3160, Scopus Author ID: 55996356400, eLIBRARY SPIN-code: 8890-7601; kaznacheevsv@mail.ru

Elena V. Pankratova, Deputy Director for Science and Technology, Keramsit LLC, 49 Oktyabrskaya St, room 53, Ulyanovsk, 432032, Russian Federation; ORCID: 0000-0001-9164-1759; elenapankratova3@yandex.ru

Vyacheslav A. Seleznev, postgraduate, Chair of Building Materials and Technologies, National Research Ogarev Mordovia State University, 68 Bolshevistskaya St, Saransk, 430005, Russian Federation; ORCID: 0000-0003-1202-9209; vyacheslav.seleznev.00@mail.ru







Tatiana P. Tyuryahina, postgraduate, Chair of Building Materials and Technologies, National Research Ogarev Mordovia State University, 68 Bolshevistskaya St, Saransk, 430005, Russian Federation; ORCID: 0000-0002-0138-5411; kitana1908@mail.ru

© Erofeev V.T., Kaznacheev S.V., Pankratova E.V., Seleznev V.A., Tyuryahina T.P., 2022



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode>

Физико-механические свойства каркасных строительных композитов

В.Т. Ерофеев¹ , С.В. Казначеев¹  , Е.В. Панкратова² ,
В.А. Селезнев¹ , Т.П. Тюряхина¹ 

¹Национальный исследовательский Мордовский государственный университет имени Н.П. Огарева, Саранск, Российская Федерация

²ООО «Керамзит», Ульяновск, Российская Федерация

✉ kaznacheevsv@mail.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 24 июля 2022 г.

Доработана: 12 сентября 2022 г.

Принята к публикации: 15 сентября 2022 г.

Аннотация. Применение при строительстве и реконструкции зданий и сооружений различного назначения новых строительных материалов и изделий, обеспечивающих улучшение их эксплуатационных показателей, повышение эффективности, снижение материалоемкости, стоимости и трудоемкости изготовления, является актуальной задачей. Перспективным направлением дальнейшего развития строительных композитов представляется получение и внедрение материалов каркасной структуры. Технологии их изготовления включает предварительное создание оптимальных смесей заполнителей и склеивание зерен друг с другом с последующим заполнением пустот полученного каркаса высокоподвижной матрицей. Исследование посвящено экспериментальному изучению физико-технических свойств каркасных композиционных материалов. В качестве исследуемых объектов рассматривались композиты, составленные на различных связующих, в том числе на комплексных. В последнем случае каркас и пропиточная матрица изготавливались на связующих различной природы, порой несовместимых при обычном смешивании компонентов. При исследовании композитов использовался комплекс физико-механических методов. Установлено улучшение физико-механических свойств каркасных композитов при сравнении их с композициями, полученными по общепринятой технологии. Данные преимущества выявлены в первую очередь для таких свойств, как деформации, ударная прочность, ползучесть.

Ключевые слова: композиционные материалы, каркасные структуры, каркас, матрица, материалы, армированные волокнами, прочность на сжатие, прочность на изгиб, ударная вязкость, деформативность

Для цитирования

Ерофеев В.Т., Казначеев С.В., Панкратова Е.В., Селезнев В.А., Тюряхина Т.П. Физико-механические свойства каркасных строительных композитов // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2022. Т. 18. № 5. С. 399–406. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-5-399-406>

Introduction

From the many types of composite materials for aggressive environment, polymer concrete and other polymer-based composites are considered to be the most effective [1–7]. However, despite the growing use of polymer concrete, some aspects of its structure formation and mechanical properties are poorly explored [8; 9]. The modern technology of polymer concrete production is based on the conventional method of manufacturing cement concretes and products, which leads to increased consumption of the expensive synthetic resin. Making and casting polymer concrete are still substantially labor-intensive operations, which are especially difficult to perform in case of high-viscosity mixtures [10–12]. In this regard, pre-bound aggregate composites have a lot of potential. Their production involves two stages: making an optimal mix of coarse aggregate and binding it into a framework as a first stage and then filling the voids of the aggregate framework with a high-workability

Ерофеев Владимир Трофимович, доктор технических наук, профессор, академик РААСН, директор Института архитектуры и строительства, заведующий кафедрой строительных материалов и технологий, директор НИИ «Материаловедение», Национальный исследовательский Мордовский государственный университет имени Н.П. Огарева, Российская Федерация, 430005, Саранск, ул. Большевикская, д. 68; ORCID: 0000-0001-8407-8144, Scopus Author ID: 56662851300, ResearcherID: A-7827-2017, eLIBRARY SPIN-код: 4425-5045; vlalmo@mail.ru

Казначеев Сергей Валерьевич, кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры строительных материалов и технологий, Национальный исследовательский Мордовский государственный университет имени Н.П. Огарева, Российская Федерация, 430005, Саранск, ул. Большевикская, д. 68; ORCID: 0000-0002-0053-3160, Scopus Author ID: 55996356400, eLIBRARY SPIN-код: 8890-7601; kaznacheevsv@mail.ru

Панкратова Елена Васильевна, заместитель директора по науке и технологии, ООО «Керамзит», Российская Федерация, 432032, Ульяновск, ул. Октябрьская, д. 49, п. 53; ORCID: 0000-0001-9164-1759; elenapankratova3@yandex.ru

Селезнев Вячеслав Алексеевич, аспирант, кафедра строительных материалов и технологий, Национальный исследовательский Мордовский государственный университет имени Н.П. Огарева, Российская Федерация, 430005, Саранск, ул. Большевикская, д. 68; ORCID: 0000-0003-1202-9209; vyacheslav.seleznev.00@mail.ru

Тюряхина Татьяна Павловна, аспирант, кафедра строительных материалов и технологий, Национальный исследовательский Мордовский государственный университет имени Н.П. Огарева, Российская Федерация, 430005, Саранск, ул. Большевикская, д. 68; ORCID: 0000-0002-0138-5411; kitana1908@mail.ru

matrix [11; 13–15]. When using pre-bound aggregate technology for floorings, their manufacturing and casting is simplified and it is possible to produce other materials with specified properties and products for various purposes on their basis [11].

The fundamental theory of pre-bound aggregate composites, which are effective as floorings in buildings with aggressive environments, textile industry in particular, is presented in papers [16–20].

This article is devoted to experimental investigation of physical and technical properties of pre-bound aggregate composite materials.

Methods

A great variety of binders and aggregates allows to obtain pre-bound aggregate composites with different physical and mechanical properties. Binders and aggregates of different nature were used for the manufacturing of samples. Aggregate size was taken as 5–10 mm. Aggregate was glued into a framework by filler-free binders, meanwhile its grouting was performed using filled compounds. Quartz powder was used as filler in the grout matrices. The main studied mechanical characteristics of the materials were strength and elasto-plastic properties. These properties were determined by testing 4×4×16 cm sample pieces according to the modern techniques.

Results and discussion

Compression tests of the samples indicate high strength of pre-bound aggregate composites (Figure 1). This parameter varies widely depending on the strength, shape and surface roughness of the coarse aggregate. Higher compressive strength corresponds to composites based on epoxy binders and granite aggregate. Pre-bound aggregate composites exhibit high flexural strength. In the tests of beams by a single concentrated force, the values of 18.0, 15.0 and 7.2 MPa were obtained for composites based on epoxy, polyester and cement binders. The prototypes of pre-bound aggregate composites – composite materials (CM) of regular structure – showed 10% lower flexural strength. Higher strength values of pre-bound aggregate composites relative to regular composites are also observed in tensile tests. The strength of standard briquettes based on polyester binders with granite and expanded clay aggregates amounted to 9.0 and 5.9 MPa for the pre-bound aggregate composites and 5.2 and 4.54 MPa for the regular composites respectively. Increased strength of pre-bound aggregate composites is explained by higher adhesion of the grout to the aggregate.

When comparing the properties of polymer concrete with epoxy and polyester framework and polymer concrete obtained with regular mixing of components, the former is apparently at advantage. The polymer concrete test-pieces were made according to the procedure in¹, but injected with Portland cement instead of quartz fine-dispersion filler.

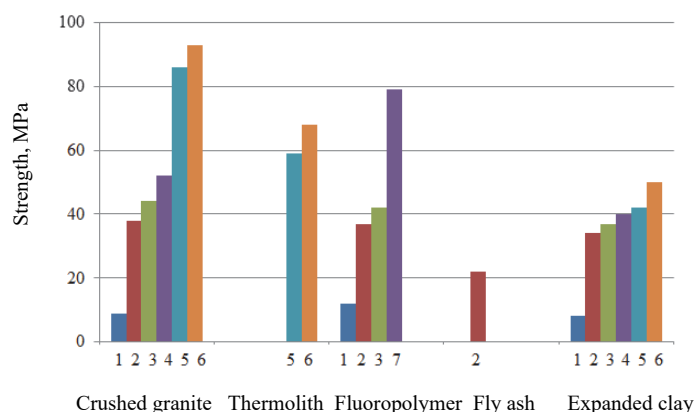


Figure 1. Compressive strength of pre-bound aggregate composites versus filler and binder type:
 1 – gypsum; 2 – portland cement; 3 – polymer cement; 4 – urea-formaldehyde resin;
 5 – multipurpose polyester resin (grade PN-1); 6 – epoxy-diane resin (grade ED-20); 7 – EPILOK epoxy resin

Pre-bound aggregate concrete strength may be increased by using complex binders and reinforced frameworks. Concrete with a complex binder is obtained when the aggregate framework and the matrix are made with

¹ Instructions on the technology of preparation of polymer concrete and products made from them. CH 525-80. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1981.

different binder types. For example, gypsym matrix and cement or polymer framework, cement matrix and polymer cement framework, etc. These kinds of combinations allow to increase the strength and other characteristics of the composites. Thus, the flexural strength of the gypsym and cement concretes with polymer framework and granite aggregate rises from 4.0 to 5.2 MPa and from 6.7 to 7.8 MPa respectively. Moreover, the best effect is achieved by using polymer compounds, which harden in wet environments, for gluing the framework simultaneously with the cement matrix [11].

The main parameter that characterizes elasto-plastic properties of materials under external load is the modulus of elasticity. Elastic modulus of pre-bound aggregate composites depends on the strength and deformability of the matrix, framework glue and aggregate. The tests of concrete samples with crushed brick aggregate and various binders show higher elastic modulus values for cement materials (Figure 2). Polymer concrete based on epoxy resin demonstrates a twice larger value of the elastic modulus relative to the one based on polyester resin. Pre-bound aggregate bitumen concrete is characterized by high deformability and has the lowest elastic modulus values.

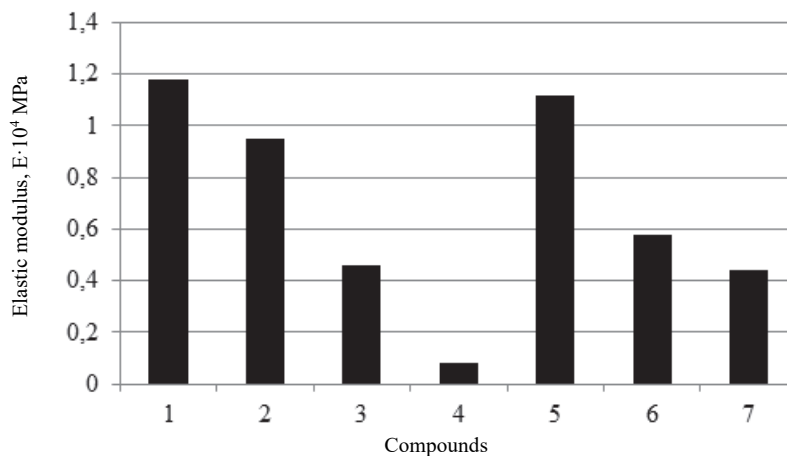


Figure 2. Elastic modulus of pre-bound aggregate composites based on crushed brick versus binder type and of epoxy polymer concretes versus filler type:

1 – cement; 2 – epoxy-diane resin (grade ED-20); 3 – multipurpose polyester resin (grade PN-1); 4 – bitumen; 5 – granite framework; 6 – thermolith framework; 7 – expanded clay framework

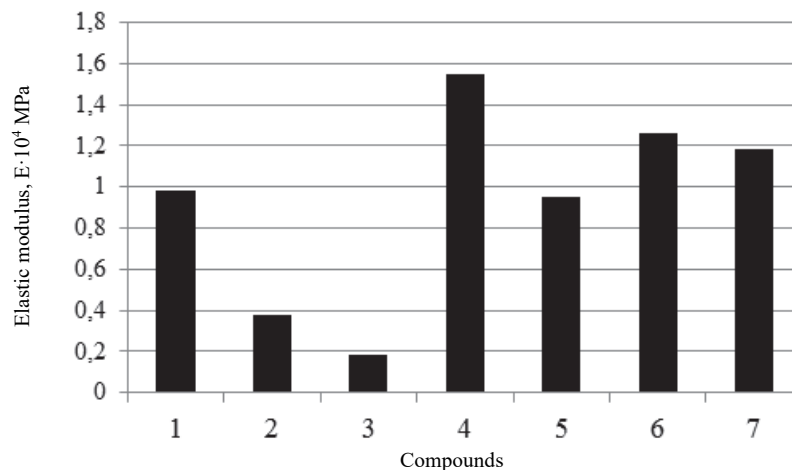


Figure 3. Elastic modulus of pre-bound aggregate composites versus aggregate, glue and matrix type:

1 – cement framework glue, grade ED-20 epoxy-diane resin matrix; 2 – grade PN-1 multipurpose polyester resin framework glue, epoxy-diane resin matrix; 3 – bitumen framework glue, epoxy-diane resin matrix; 4 – granite aggregate and carbon fiber framework; 5 – granite aggregate and plasticizing binder framework; 6 – granite aggregate and quartz filled binder framework; 7 – granite aggregate framework, quartz powder filled matrix

Pre-bound aggregate composite is a highly filled concrete. This allows to obtain concretes with different modulus of elasticity by controlling the aggregate stiffness. Figure 3 illustrates that the modulus of elasticity decreases by more than twice when using expanded clay as coarse aggregate instead of crushed granite aggregate.

Deformability is also controlled by the matrix and the glue layer of the framework (Figure 3). Stiff glue allows to obtain composites with increased elastic modulus; viscoelastic glue allows to produce materials with a lower modulus of elasticity. This can be observed from the data of epoxy concretes based on cement and bitumen frameworks respectively. The stiffness of pre-bound aggregate composites may be increased by introducing fiber reinforcement and silica sand into the framework compound and also by adding quartz filler into the matrix. In such case, the best effect is achieved by introducing stiff carbon fiber in the amount of 2.5% from the filler mass. By adding plasticizing agents into the framework or matrix, the modulus of elasticity becomes lower.

The coefficient of lateral deformation has a great practical value in regards to CM. This parameter, similar to the modulus of elasticity, describes the material elastic properties. Given the value of the coefficient of lateral deformation, one may calculate the change in volume when the material is loaded. Studies of pre-bound aggregate composites showed the relationship between this coefficient and the type of coarse aggregate and binder. The coefficients of lateral deformation of the composites based on epoxy binder and granite, thermolith and expanded clay aggregates were 0.32, 0.28 and 0.2 respectively.

Building materials and products are subjected to dynamic loads when in service, which may lead to, for example, early failure of metalworking machine frames, road and fly ground pavements, floors of heavy-duty industrial buildings, etc. The conducted tests demonstrate high resistance of pre-bound aggregate composites to impact load (Table 1).

Table 1

Composite impact resistance, kJ/m²

Aggregate	Impact toughness of pre-bound aggregate composite				Relative impact toughness of regular polymer concrete
	Epoxy framework	Polyester framework	Cement framework	Bitumen framework	
Crushed granite	4.2	2.10	1.90	2.00	1.30
Expanded clay	4.73	2.31	2.15	2.20	1.45

Impact toughness was taken as the criteria of pre-bound aggregate concrete resistance to impact, which was determined by testing 4×4×16 cm sample blocks using a Charpy machine. Impact toughness of pre-bound aggregate polymer concrete appeared to be a lot higher than of regular polymer concrete. The best results were achieved in the case of expanded clay filler due to its high adhesion with the binder. Increased impact toughness of pre-bound aggregate composites arises possibly from the following: polymer concrete framework creates an interlinked arrangement of the bound aggregate grains, which redistribute the applied load between each other; the structural stress at the filler-binder interface, which leads to microfracturing, decreases. A substantial increase of impact toughness is achieved by introducing reinforcement fiber, which improves the combined action of the framework and the matrix.

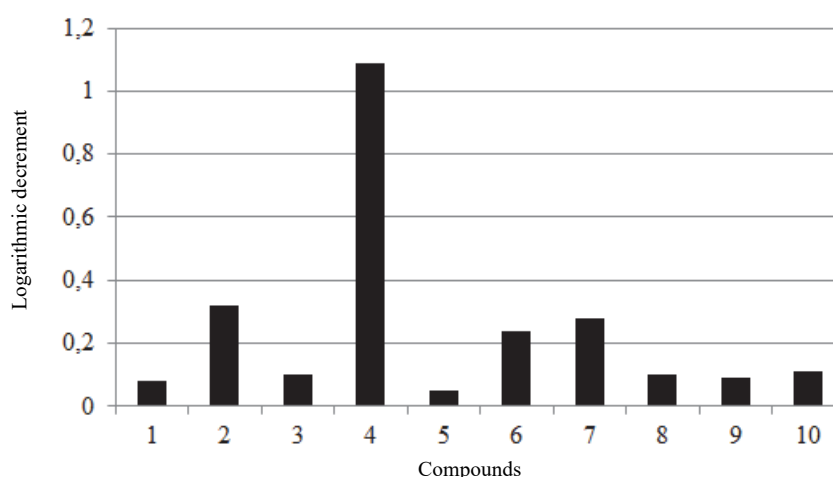


Figure 4. Damping ability of pre-bound aggregate composite versus compound:

- 1 – grade ED-20 epoxy-diane resin and crushed brick; 2 – grade PN-1 multipurpose polyester resin and crushed brick; 3 – cement and crushed brick; 4 – bitumen and crushed brick; 5 – cement framework glue, crushed brick aggregate, epoxy-diane resin matrix; 6 – multipurpose polyester resin framework glue, crushed brick aggregate, epoxy-diane resin matrix; 7 – bitumen framework glue, crushed brick aggregate, epoxy-diane resin matrix; 8 – granite aggregate and epoxy-diane resin; 9 – expanded clay and epoxy-diane resin; 10 – thermolith and epoxy-diane resin

Another dynamic resistance parameter of a building material is damping – the ability to absorb cyclic deformation energy. Materials with high damping ability reduce the vibration amplitude, soften the impact and, hence, lead to the decrease of stress in structures [21]. Pre-bound aggregate technology is advantageous in this regard: the damping properties are controlled at the micro- and macrostructure levels. The tests of pre-bound aggregate concretes based on various binders and fillers were conducted. The damping ability was evaluated by the logarithmic decrement, which was calculated based on the resonance peak width of $4 \times 4 \times 16$ cm cantilever samples according to the common procedure [21]. The concrete compounds and the test results are presented in Figure 4.

Concrete damping ability depends on the nature and the properties of the matrix and the aggregate; besides, the logarithmic decrement value is mostly affected by the properties of the matrix, which fills framework voids, framework glue characteristics, and also the interaction of the aggregate with the glue and the glue with the matrix.

The most optimal filler in terms of damping is thermolith, the next are crushed granite and expanded clay. Test results show low ability of cement concrete in absorbing vibration. For this reason, it has little utility for making road pavements, which are subjected to impact load. For example, according to the service background of roadways, vibration in cement concrete pavements leads to the displacement of the unbound components of the road bed, deterioration of pavement slab smoothness and its early failure. Damping efficiency of epoxy polymer concrete is also poor. Cement concrete and epoxy concrete are brittle materials. Special treatment in terms of improving the viscoelastic characteristics needs to be provided for advancing their damping properties [21].

Introduction of fillers into polymer compounds led to the decrease of their damping ability. For example, by introducing graphite and Portland cement powders into multipurpose polyester resin (grade PN-1), the logarithmic decrement reduced by factors of 1.9 and 1.7 respectively relative to the unfilled compound. Meanwhile, EPILOK epoxy resin decreased the damping properties by factors of 1.3 and 1.6 when filled with cement and silica sand respectively.

The tests established that by using polyester and bitumen binders instead of cement and epoxy ones, the logarithmic decrement increases by factors of 3.8 and 14.4 respectively. Dynamic properties of pre-bound aggregate concrete improve by binding the framework grains with elastic and viscoelastic glues. Thus, by using polyester and bitumen glues instead of cement for binding the framework, the damping properties increase by factors of 3.6 and 5.3 respectively (Figure 4).

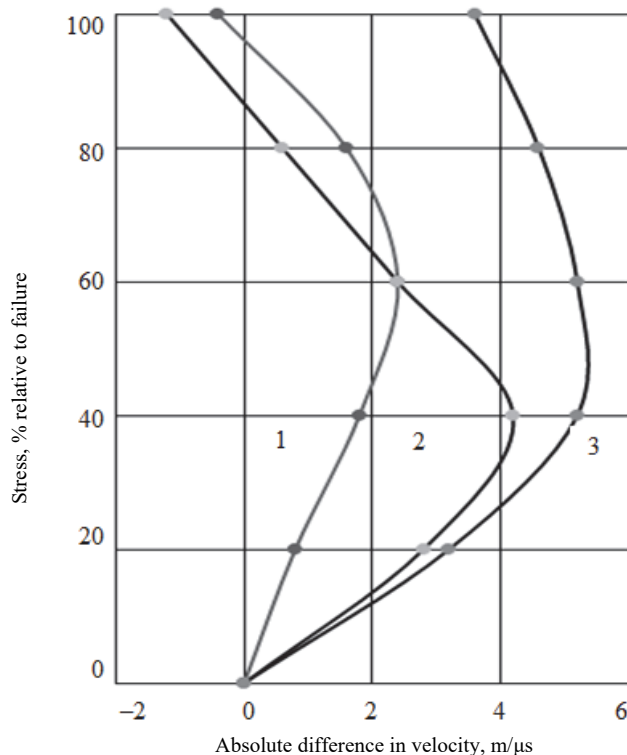


Figure 5. Ultrasonic velocity difference in pre-bound aggregate composite versus applied stress:
1 – polymer concrete; 2 – cement concrete; 3 – bitumen concrete

Crack resistance is also an important characteristic of composite materials. The reference data for evaluating crack resistance of CM are the experiments, which demonstrate the change in volume in the loading process. This parameter may be used to establish microfracture boundaries. In this regard, tests of pre-bound aggregate concrete samples with polymer, cement and bitumen binders and crushed brick were conducted. Ultrasonic transmission time was measured in the process of loading the samples (Figure 5).

The results of the investigation give an idea of compaction and decompaction processes during the loading of test samples. Compaction takes place at the load values of 0.3, 0.7 and 0.5 of the failure load for the polymer, cement and bitumen composites respectively. By loading to the specified values the ultrasonic velocity increases. Higher loads decrease the velocity, which indicates the beginning of the decompaction process, and therefore provides evidence of the formation of the first microfailures. This point is referred to by Berg as the first parametric point, which defines the lower microfracture boundary (R_0^T). Further load increase causes the ultrasonic velocity to decrease to the original value (second parametric point). This point indicates the beginning of volume increase and defines the upper microfracture boundary (R_y^T). According to Berg, stress R_y^T establishes the transition from linear to the non-linear creep. It corresponds to the absolute fatigue limit of concrete subjected to repetitive load [22].

Material resistance to crack formation and propagation is evaluated with the help of the stress intensity factor (K_1), the surface energy coefficient (γ) and also the crack width in its blunt end part (δ). These quantities are related by the following expressions:

$$\gamma = \frac{K_1^2}{2E}; \quad \delta = \frac{K_1^2}{\sigma E}.$$

The stress intensity factor depends on the sample size and the initial crack length and it was determined according to [18] by the formula

$$K_1 = \frac{PV(l)}{b\sqrt{h}},$$

where P – the failure load; l – the crack width; b – the width of the sample; h – the height of the sample.

Function $V(l)$ that relates the crack length to the height of the sample has the following form:

$$V(l) = 3 \frac{l}{b} \left[1,93 \left(\frac{l}{h} \right)^{0,5} - 3,07 \left(\frac{l}{h} \right)^{1,5} + 14,53 \left(\frac{l}{h} \right)^{2,5} - 25,11 \left(\frac{l}{h} \right)^{3,5} + 25,8 \left(\frac{l}{h} \right)^{4,5} \right].$$

The stress intensity factor, the surface energy coefficient and the crack width in its blunt end were determined experimentally for epoxy composites with crushed granite, thermolith and expanded clay aggregates. These composites have the following ultimate strength and elastic modulus values in MPa: 11.5 and 8120 for crushed granite, 9.5 and 4750 for thermolith, 9.0 and 4050 for expanded clay respectively. Crack resistance characteristics of pre-bound aggregate composites with different coarse aggregates are presented in Table 2.

Table 2

Crack resistance of pre-bound aggregate composites

Aggregate type	Crack length, mm	Crack resistance parameters		
		K_1 , MPa·cm ^{0,5}	γ , MPa·cm	δ , cm
Crushed granite	10	54.7	0.184	0.032
	20	52.1	0.167	0.029
Thermolith gravel	10	32.9	0.114	0.024
	20	32.4	0.110	0.023
Expanded clay	10	38.3	0.181	0.040
	20	32.6	0.131	0.029

Analysis of the results indicates that coefficients K_1 , γ and δ depend significantly on the aggregate type and the crack length.

Conclusion

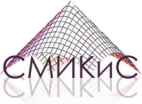
The benefits of manufacturing pre-bound aggregate composite building materials are demonstrated.

The results of the investigation of elastoplastic properties and strength of composites based on various binders and aggregates are presented.

High performance of materials based on polymer binders with crushed granite and expanded clay aggregates was established.

References

1. Solomatov V.I., Bobryshev A.N., Himmler K.G. *Polymer composite materials in construction* (V.I. Solomatov, ed.). Moscow: Strojzdat Publ.; 1988. (In Russ.)
2. Bazhenov Yu.M. *Betonopolymers*. Moscow: Strojzdat Publ.; 1983. (In Russ.)
3. Lipatov Yu.S. *Physical chemistry of filled polymers*. Moscow: Himiya Publ.; 1977. (In Russ.)
4. Hozip V.G. *Strengthening of epoxy polymers*. Kazan: Dom Pechati Publ.; 2004. (In Russ.)
5. Sokolova Yu.A., Gotlib E.M. *Modified epoxy mixtures and coatings in construction*. Moscow: Strojzdat Publ.; 1990. (In Russ.)
6. Elshii I.M. *Polymer concrete in hydraulic engineering construction*. Moscow: Strojzdat Publ.; 1980. (In Russ.)
7. Potapov Yu.B., Solomatov V.I., Korneev A.D. *Polyester polymer concrete*. Voronezh: Izd-vo Voronezhskogo Universiteta Publ.; 1993. (In Russ.)
8. Solomatov V.I., Selyaev V.P., Sokolova Yu.A. *Chemical resistance of materials. 2nd ed., reprint. and add.* Moscow: RAASN Publ.; 2001. (In Russ.)
9. Perlin S.M., Makarov V.G. *Chemical resistance of fiberglass*. Moscow: Himiya Publ.; 1983. (In Russ.)
10. Koshkin V.G., Figovskij O.L., Smolin V.F., Nebratenko L.M. *Monolithic epoxy, polyurethane and polyester floor coverings*. Moscow: Strojzdat Publ.; 1975. (In Russ.)
11. Erofeev V.T. *Frame building composites* (Dr of Technical Sciences dissertation' abstract). Moscow; 1993. (In Russ.)
12. Erofeev V.T., Kruglov V.M., Vatin N.I., Al-Dulaimi S.D.S. Intelligent composites and their use for self-healing concrete. *Russian Journal of Transport Engineering*. 2019;6(4):11. (In Russ.) <https://doi.org/10.15862/12SATS419>
13. Erofeev V., Shafigullin V., Bobryshev A. investigation of noise – vibration-absorbing polymer composites used in construction. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2018;463(4):042034. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/463/4/042034>
14. Startsev V.O., Molokov M.V., Blazno A.N., Zhurkovskii M.E., Erofeev V.T., Smirnov I.V. Determination of the heat resistance of polymer construction materials by the dynamic mechanical method. *Polymer Science – Series D*. 2017;10(4):313–317. <https://doi.org/10.1134/S1995421217040141>
15. Startsev O.V., Makhonkov A., Erofeev V., Gudojnikov S. Impact of moisture content on dynamic mechanical properties and transition temperatures of wood. *Wood Material Science and Engineering*. 2017;12(1):55–62. <https://doi.org/10.1080/17480272.2015.1020566>
16. Bobryshev A.N., Erofeev V.T., Voronov P.V., Bobryshev A.A., Gavrilov M.A., Barmenkov A.S. Kinetic modes of swelling and dissolution of composites. *Fundamental Research*. 2016;(6–1):29–35. (In Russ.)
17. Erofeev V.T. Fundamentals of technology theory of production, calculation physical and mechanical properties and indicators chemical and biological properties of frame building composites. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2022;18(4):283–296. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-4-283-296>
18. Erofeev V.T., Al-Dulaimi S.D.S., Fomichev V.T. Chemical aspects of the process of concrete cracks elimination with the help of bacteria. *Russian Journal of Transport Engineering*. 2018;5(3):12. (In Russ.) <https://doi.org/10.15862/13SATS318>
19. Erofeev V.T., Al-Dulaimi S.D.S., Smirnov V.F. Bacteria for self-healing concretes. *Russian Journal of Transport Engineering*. 2018;5(4):7. (In Russ.) <https://doi.org/10.15862/13SATS318>
20. Erofeev V.T., Tyuryahin A.S., Tyuryahina T.P., Tingaev A.V. Effective modules of two-phase construction composites with grain filler. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2019;15(6):407–414. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2019-15-6-407-414>
21. Solomatov V.I., Cherkasov V.D., Fomin N.E. *Vibration-absorbing composite materials*. Saransk: Izd-vo Mor-dovskogo Universiteta Publ.; 2001. (In Russ.)
22. Berg O.Ya., Shcherbakov E.N., Pisanko G.N. *High-strength concrete*. Moscow: Strojzdat Publ.; 1971. (In Russ.)



DOI 10.22363/1815-5235-2022-18-5-407-416

UDC 624.21/.8

RESEARCH ARTICLE / НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

Justification of the parameters of regulation of forces for steel-reinforced concrete span structures from project “43282 km” by TSNIIPSK

Igor Y. Belutsky¹, Sergey A. Kudryavtsev², Igor V. Lazarev¹✉

¹Pacific National University, Khabarovsk, Russian Federation

²Far Eastern State Transport University, Khabarovsk, Russian Federation

✉ lazarev_igor_v@mail.ru

Article history

Received: August 7, 2022

Revised: October 13, 2022

Accepted: October 14, 2022

For citation

Belutsky I.Y., Kudryavtsev S.A., Lazarev I.V. Justification of the parameters of regulation of forces for steel-reinforced concrete span structures from project “43282 km” by TSNIIPSK. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2022;18(5):407–416. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-5-407-416>

Abstract. Steel-reinforced concrete spans in road bridges have been widely used since the late 1950s, in the configuration of large-span bridges built across significant water barriers. To date, the issue of the need to reconstruct such span structures, including those designed and built according to the project “43282 km” developed by TsNIIPSK, is becoming increasingly relevant. The authors analyze the stages of the production of works of a particular object, developed for the implementation of the entire complex of works on its reconstruction using the method of force regulation. The presented order of work was successfully implemented during construction of the bridge over Kabarga River in Primorsky Krai. This made it possible to preserve the existing structure of the span (main beams and braces), replacing the worn-out reinforced concrete slab with a new – metal orthotropic one, while ensuring that the conditions of strength and stability of the flexural-torsional shape of solid-walled beams are met, in the process of dismantling the existing roadway slab and constructing a new one. Considering that steel-reinforced concrete bridges are built across large water barriers and have a very significant cost due to their large length, reconstruction using existing supports can significantly reduce the cost of construction, so, the possibility of upgrading the existing steel-reinforced concrete span structure is, undoubtedly, relevant. Based on the structural and technological measures presented by the authors, it is possible to carry out and effectively implement work on the reconstruction of the existing steel-reinforced concrete bridges that do not fully meet modern requirements for load capacity and throughput.

Keywords: steel-reinforced concrete span structures, force regulation, flexural-torsional shape stability, jacking up, temporary supports

Igor Y. Belutsky, Doctor of Technical Sciences, Professor of the Department of Highways, Institute of Civil Engineering, Pacific National University; 136 Tikhookeanskaya St, Khabarovsk, 680035, Russian Federation; ORCID: 0000-0002-3881-2050, Scopus Author ID: 6603919071, eLIBRARY SPIN-code: 4125-7182; mosttogu@mail.ru

Sergey A. Kudryavtsev, Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of the Department of Bridges, Tunnels and Under-Ground Structures, Institute of Transport Construction, Far Eastern State Transport University; 47 Serysheva St, Khabarovsk, 680021, Russian Federation; ORCID: 0000-0001-5414-7567, Scopus Author ID: 8257641200, eLIBRARY SPIN-code: 3020-7650; mosttogu@mail.ru

Igor V. Lazarev, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Highways, Institute of Civil Engineering, Pacific National University; 136 Tikhookeanskaya St, Khabarovsk, 680035, Russian Federation; ORCID: 0000-0002-4677-7478, eLIBRARY SPIN-code: 9542-5057; lazarev_igor_v@mail.ru

© Belutsky I.Y., Kudryavtsev S.A., Lazarev I.V., 2022




This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode>

Обоснование параметров регулирования усилий сталежелезобетонных пролетных строений разработки ЦНИИПСК «43282 км»

И.Ю. Белуцкий¹, С.А. Кудрявцев², И.В. Лазарев¹

¹Тихоокеанский государственный университет, Хабаровск, Российская Федерация

²Дальневосточный государственный университет путей сообщения, Хабаровск, Российская Федерация

 lazarev_igor_v@mail.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 7 августа 2022 г.

Доработана: 13 октября 2022 г.

Принята к публикации: 14 октября 2022 г.

Для цитирования

Белуцкий И.Ю., Кудрявцев С.А., Лазарев И.В. Обоснование параметров регулирования усилий сталежелезобетонных пролетных строений разработки ЦНИИПСК «43282 км» // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2022. Т. 18. № 5. С. 407–416. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-5-407-416>

Аннотация. Сталежелезобетонные пролетные строения в автодорожных мостах стали широко применяться с конца 1950-х гг. в компоновке схем большепролетных мостов, сооружаемых через значительные водные преграды. На сегодняшний день все большую актуальность обретает вопрос необходимости реконструкции отмеченных пролетных строений, в том числе запроектированных и построенных по проекту ЦНИИПСК «43282 км». В исследовании разобраны этапы производства работ конкретного объекта, разработанные для реализации всего комплекса работ по его реконструкции с применением метода регулирования усилий. Представленный порядок выполнения работ успешно реализован на строительстве моста через р. Кабаргу в Приморском крае, что позволило сохранить существующую структуру пролетного строения (главные балки и связи), заменив изношенную железобетонную плиту на новую – металлическую ортотропную, при обеспечении выполнения условий прочности и устойчивости изгибно-крутильной формы сплошностенчатых балок в процессе демонтажа существующей плиты проезжей части и устройства новой. Учитывая, что сталежелезобетонные мосты возводятся через большие водные преграды и в том числе из-за большой длины имеют значительную стоимость, а реконструкция с использованием существующих опор позволяет существенно сократить стоимость строительства, актуальность модернизации существующих сталежелезобетонных пролетных строений является, несомненно, актуальной. На основании предложенных конструктивно-технологических мероприятий возможно проведение и эффективная реализация работ по реконструкции действующих сталежелезобетонных мостов, не в полной мере удовлетворяющих современным требованиям по грузоподъемности и пропускной способности.

Ключевые слова: сталежелезобетонные пролетные строения, регулирование усилий, устойчивость изгибно-крутильной формы, поддомкрачивание, временные опоры

Introduction

Span structures developed by TsNIIPSK according to the project “43282 km” with an estimated span of 42.5 m are widely used in the construction of large and medium-sized bridges on the roads of the post-Soviet space. On the highways of the Far East, the total length of existing bridges, in the layout of which the spans of this project or similar are used, is 2325 meters. This fact emphasizes the need to work out the technology for the reconstruction of the designated spans for their restoration and modernization.

It is a well-known fact that the regulation of efforts in the construction of large-span steel-reinforced concrete bridges is an advantageous technique from a technical and economic point of view, because this makes it

Белуцкий Игорь Юрьевич, доктор технических наук, профессор кафедры автомобильных дорог, Инженерно-строительный институт, Тихоокеанский государственный университет; Российская Федерация, 680035, Хабаровск, ул. Тихоокеанская, д. 136; ORCID: 0000-0002-3881-2050, Scopus Author ID: 57215841851, eLIBRARY SPIN-код: 4125-7182; mosttogu@mail.ru

Кудрявцев Сергей Анатольевич, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой мостов, тоннелей и подземных сооружений, Институт транспортного строительства, Дальневосточный государственный университет путей сообщения, Российская Федерация, 680021, Хабаровск, ул. Серышева, д. 47; ORCID: 0000-0001-5414-7567, Scopus Author ID: 8257641200, eLIBRARY SPIN-код: 3020-7650; olgakudr56@mail.ru

Лазарев Игорь Витальевич, кандидат технических наук, доцент кафедры автомобильных дорог, Инженерно-строительный институт, Тихоокеанский государственный университет, Российская Федерация, 680035, Хабаровск, ул. Тихоокеанская, д. 136; ORCID: 0000-0002-4677-7478, eLIBRARY SPIN-код: 9542-5057; lazarev_igor_v@mail.ru

possible to reduce the consumption of steel and to use better the strength properties of the materials of the supporting elements of the span structures. The classification of these methods, the experience of their application in the construction of new bridges is also covered in [1–5].

Basic preconditions

The experience gained by the department “Bridges, Grounds and Foundations” (now the department “Automobile Roads”) of PNU shows the possibility of successfully implementing the restoration of consumer properties of span structures of steel-reinforced concrete bridges with the extension of their service life using the option of regulating forces and creating on the basis of the existing structure a new span structure, which will meet the modern requirements for throughput and carrying capacity [6; 7].

Based on the above, the choice of the object of study is predetermined by the following:

1) the wide distribution of span structures according to the TsNIIPSK project “43282 km” which was issued in 1959;

2) real opportunities for their renovation in order to adapt to the loads A14, H14 in accordance with GOST 32960¹ (State Standard of Russian Federation) while providing the required dimensions in accordance with the requirements of CR 35.13330.2011² (Russian Code of Rules);

3) the embodiment of specific constructive and technological proposals implemented on the real objects of the existing transport infrastructure, according to the suggestions of the PNU [6; 7];

4) the prospect of integrating the proposed force regulating scheme with a low-cost and safe technology for performing work on replacing the passage slab on the spans of steel-reinforced concrete bridges.

The authors of [8] noted a characteristic detail of the projects for the reconstruction of steel-reinforced concrete bridges, presented in the developments of the department “Bridges, Grounds and Foundations” of the TOGU, in which the key condition is the installation of temporary supports [8] under the last assembly joints in the span structures developed by TsNIIPSK “43282 km” project. This position of temporary supports divides the span into three parts of almost equal length.

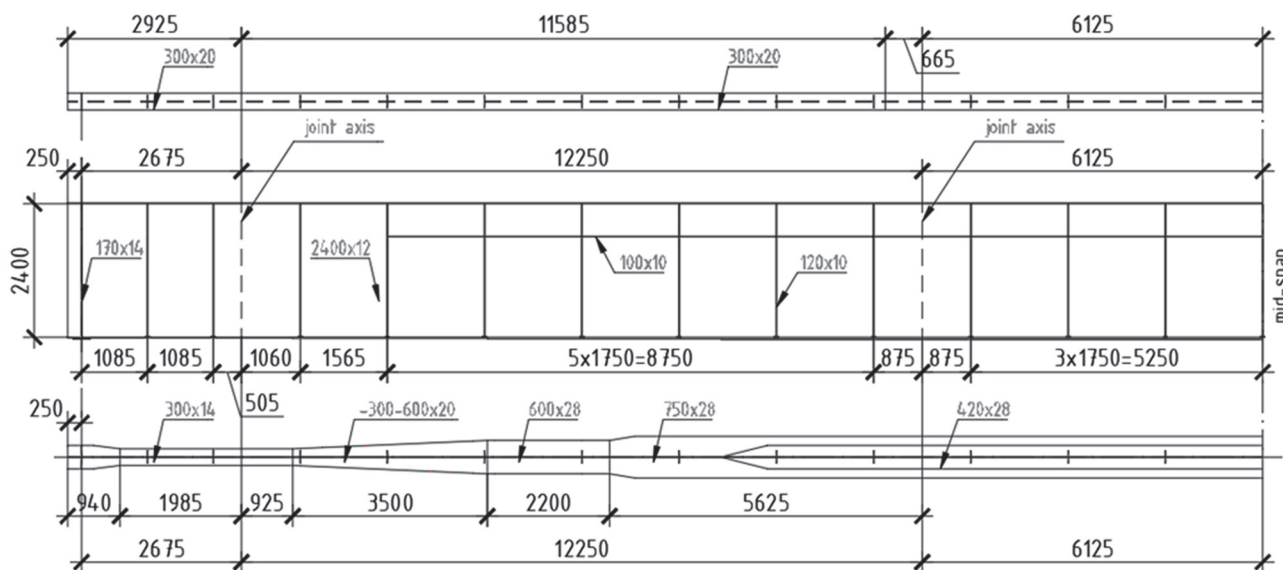


Figure 1. Plan of the upper and lower chords, and facade of the main beam

In each of the spans of the newly formed scheme (after the installation of temporary supports), the geometry of the cross sections of the beams ensures the fulfillment of the conditions for the strength and stability of the bending-torsional form of solid-walled beams. Thus, favorable conditions are created for the relative freedom of maneuver of load-lifting mechanisms and vehicles necessary for the disassembling of sidewalk blocks, rail-

¹ GOST 32960–2014. *Automobile roads of general use. Traffic load models, application of the load models*. Moscow: TSNIIS Publ.; 2014.

² SP 35.13330.2011. *Bridges and culverts*. Moscow: TSNIIS Publ.; 2011.

ings, dismantling and removal of bridge deck clothes, dismantling of concrete of monolithic “windows”, transverse and longitudinal seams of blocks of the passage slab and, accordingly, dismantling of existing road slab blocks. In connection with the peculiarity of the formation of the supporting structure of steel-reinforced concrete span structures, it is necessary to prevent the loss of stability of the bending-torsional form by solid-walled beams and to minimize the risks of this situation [8].

Stages of force regulation

Further, the operations of regulation of efforts are given on the example of the real construction object “Bridge across the Kabarga River” (Figure 2). These operations have been developed by the Department of Highways of the PNU and were subsequently implemented at the construction site. The order of work with the characteristics of technological operations and work of span structures, that satisfy the conditions of strength and stability of the flexural-torsional form and create the basis for regulating efforts in order to form a reserve of bearing capacity necessary to create a greater load capacity and a developed dimension of the carriageway and sidewalks, is presented. This, in turn, also makes the issue of developing a low-cost, efficient and safe technology for changing the passage slab on spans of steel-reinforced concrete bridges relevant [8].



Figure 2. Side view of the span structure of the bridge across the Kabarga river: *a* – before overhaul; *b* – after overhaul, 2020

For a substantive solution of the problem on the designated issue with reference to the stiffness characteristics of a particular span, the development of TsNIIPSK “43282 km” project was carried out (Figure 1). Within the framework of solving the problem, the assessment of the deformed state of the span structure from the loads accompanying the formation of the supporting structure of the span structure and reflecting, in the general case, the multi-stage nature of its operation was carried out. These loads determine the composition of the calculated section of the beam: its own steel section works on the action of loads from its own weight and the weight of a reinforced concrete slab; and the combined steel-reinforced concrete section works on the action of the weight of clothing and elements of the bridge deck.

Thus, taking into account the scope of work carried out in the sequence accompanying the formation of the bearing structure of the steel-reinforced concrete span structure, the deflection of the beam with a span of $l = 42.12$ m was assessed under the action of: the weight of metal structures, the weight of the reinforced concrete slab [9]. The composition of the loads, indications of the nature of the work of the section of the span beam are given in Table 1.

In the technological part of the production of a complex of works aimed at dismantling the existing roadway slab and installing a new one, three main stages can be distinguished.

First stage. As part of the first stage, it is planned to jack out the span structure with a reference from the existing position to compensate for the action of the second part of the constant loads, which include: the weight of clothing, bridge deck elements; weight of barrier and railings. After the installation of temporary supports located in the extreme thirds of the span (at the location of the assembly joints), the span is jacked up on temporary supports by a value of 3.11 cm, counting from the existing high-rise position of the span. The section in the middle of the span will move in this case by 3.44 cm (Table 1).

Table 1

Name of work, scheme of the span's operation (the 1st stage)

Step	Description of works	Span's loading scheme, support reactions, displacements, cm
1	Jacking up the beams of the existing steel-reinforced concrete span structure to compensate for the load q_{II} from clothing and elements of the bridge deck	
2	Dismantling of barrier fences, railings, disassembling of the bridge deck over the transverse and longitudinal seams of the slab blocks	
The sum of support reactions and loads upon finishing the works of the 1st and 2nd steps of the first stage		

Notes:

- weight of steel structures $q_{own\ weight} = 0,694$ tf/m (normative), $q_{own\ weight} = 0,763$ tf/m (calculated);
- weight of reinforced concrete $q_{plate} = 2,171$ tf/m (normative), $q_{plate} = 2,388$ tf/m (calculated);
- weight of the bridge deck $q_{II} = 1,636$ tf/m (normative), $q_{II} = 2,188$ tf/m (calculated);
- in the second step of the first stage Δq_{II} , a decrease in the constant load is indicated as $\Delta q_{II} = 0,348$ tf/m (normative), $\Delta q_{II} = 0,411$ tf/m (calculated).

The vertical displacements (deflections) of the beam in the sections of setting temporary supports were found from loads indicated in the Table. 1. These displacements amounted to 3.11 cm. Thus, if efforts are applied on temporary supports, which are directed upwards, and the span structure on temporary supports is raised by a value of $\Delta = 3.11$ cm, then the beams of the span structure are released from the action of loads, from which a deflection of 3.11 cm was found. So, the probability that solid-walled beams will lose of stability of the bending-torsional form will be minimized. The value of the support reaction on temporary supports was found from the solution of the inverse problem with the known bending stiffness of the beams and the given displacement value $\Delta = 3.11$ cm.

Solutions for determining vertical displacements from the given loads and for the inverse problem which is determining forces (support reactions) for given displacements are made using the Mohr – Maxwell formula, taking into account the variable bending stiffness of beams along the length of the span (formulas 1, 2).

For a section in the middle of the span:

$$f_{0,5l} = 2 \sum_{i=1}^{i=4} \int_{l_{i-1}}^{l_i} \frac{\bar{M}_1 M_q}{E_s I_i} dx. \tag{1}$$

In a section with a temporary support:

$$f_{\text{temp.sup}} = \sum_{i=1}^{i=3} \int_{l=0}^{l_3} \frac{\bar{M}_1 M_q}{E_s I_i} dx + \int_{l_3}^a \frac{\bar{M}_1 M_q}{E_s I_i} dx + \sum_{i=1}^{i=4} \int_a^{l_7} \frac{\bar{M}'_1 M_q}{E_s I_i} dx. \tag{2}$$

A diagram reflecting the main steps of calculations which are necessary to determine the displacements of the span are shown in Figure 3.

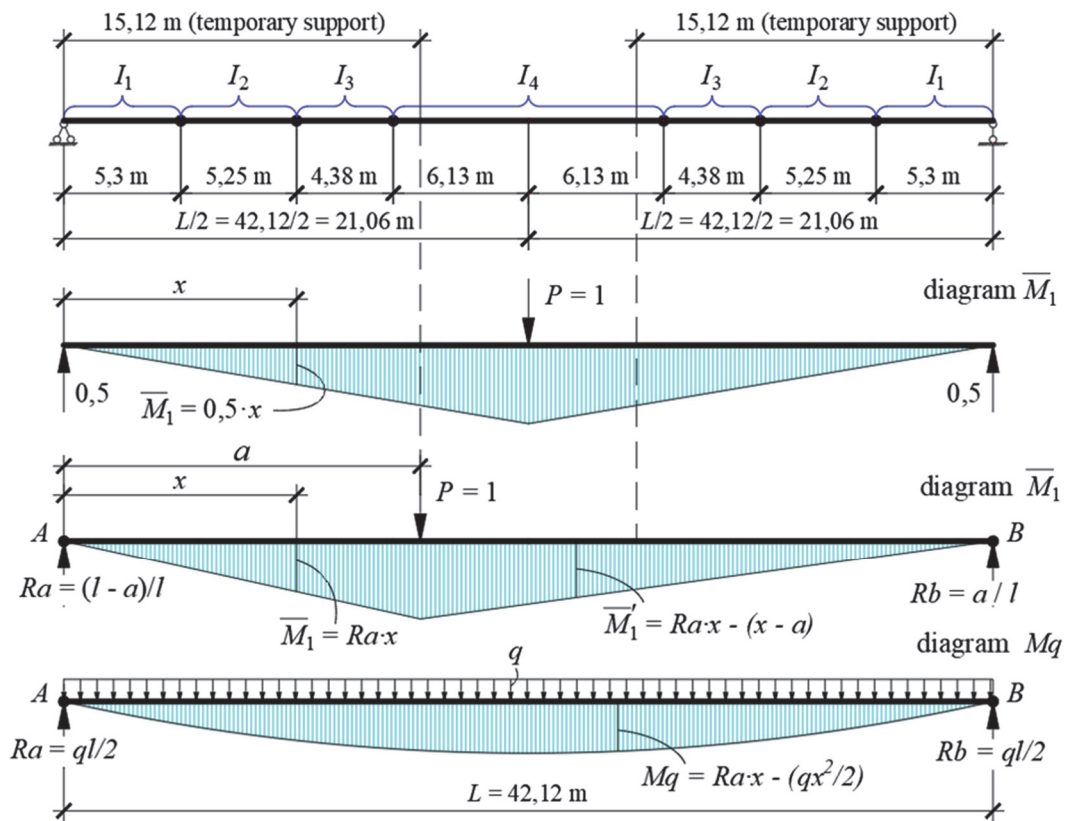


Figure 3. Scheme for determining bending moments from a distributed load and concentrated unit forces for implementation (1, 2)

The superstructure at this (first) stage step works with the reduced moment of inertia, while the concrete part is endowed with the value of the initial modulus of elasticity E_b , considering the assumption that during a relatively short time of jacking out, the unloading of concrete will most likely be accompanied by predominantly instantaneous deformations without development deformations of elastic consequences. Thus, the values of bending stiffnesses of steel-reinforced concrete sections, which have been taken for calculation without the effect of manifestation of concrete creep, predetermine a more unfavorable loading of temporary supports.

The following works are performed at the first stage as can be seen from Table 1:

- dismantling and removal of barrier and railing fences;
- disassembly and removal of the pavement clothing over the transverse and longitudinal seams between the blocks of the prefabricated slab of the roadway.

The total dismantling of the bridge deck clothing over the entire area of the road slab has not any fundamental importance if the regeneration of old asphalt concrete is not provided for and reduction the weight of the dismantled block of the road slab is not required because of the carrying capacity of cranes and vehicles involved in the process of dismantling and removal of the slabs.

After the removing the pavement clothing over the slab monolithic seams, the reaction to temporary supports can be ≈ 38.4 tf.

It is possible to carry out the work on disassembling the clothes of the bridge deck and dismantling the enclosing structures without jacking up the span structure. But application of jacking forces at this stage contributes to adaptation of the structure to the action of forces that are opposite in sign to the operational ones, this will eliminate the impulsive nature of the change in the composition of the cross sections in the future.

For efficient dismantling and removal of the slab from the spans, the second stage provides for the dismantling of the transverse and longitudinal seams of the slab blocks and the performance of technological operations that would exclude further dynamic impact on the span. The distribution of support reactions between the main supports and temporary supports is solved by considering a three-span beam under the action of unloading loads (Table 2).

The second stage included the following works:

- jacking out of the superstructure on temporary supports by 4.00 cm, counting from the height position of the superstructure at the first stage (Table 2);
- the jacking value of 4.00 cm is derived from the determination of the deflection from the action of the load from the weight of concrete of the transverse joints of the blocks of the existing roadway slab;
- dismantling of concrete from the transverse seams of roadway slab blocks.

Table 2

Name of work, scheme of the span's operation (the second stage)

Step	Description of works	Span's loading scheme, support reactions, displacements, cm
1	Jacking out of the beams with a reference from the height position of the 1st step. The work of the beam is determined by the partial participation of the slab and is considered by the reduced moment of inertia for the section $I_{is,red} = k_{red}I_{is}$, with $k_{red} = 1,2$	
2	Disassembling of the transverse seams of the roadway slab blocks. Reducing the constant load by the value Δq_{plate} (normative – 0.080 tf/m; calculated – 0.088 tf/m)	
The sum of the support reactions and loads upon completion of works of the 1st and 2nd steps of the second stage		

The value of the support reaction on the temporary support can be ≈ 33.7 tf immediately after jacking out, and it can be ≈ 32.5 tf after disassembly of the transverse seams upon completion of the stage.

When determining the deformation and force factors, it was accepted:

– in the area between the extreme stops of adjacent blocks, separated by a transverse seam, the plate is not involved in the work;

– the concrete of the slab in the area between the extreme “windows” in each of the blocks is partially included in the work; at the same time, it is understood that the decrease in the effect of joint work is due to the greater possibility of mutual displacements of the slab and the upper chord of the beam, which experiences deformations opposite in sign to the deformations corresponding to the arrangement of the passage slab;

– in the aggregate, the partial participation of the slab in joint work with the beam is taken into account by the reduced moment of its cross section $J_{is,red} = k_{red}J_{is}$ where $k_{red} = 1,2$;

– due to the transformation of the span structure’s rigidity characteristics and redistribution of the forces of the 1st step, the support reactions at this stage, in accordance with the principle of independence of the action of forces, are determined from the total displacement of the 1st, 2nd steps and from loads corresponding to the end of the 1st step considering the dismantling of the concrete of the transverse seams at the end of this stage.

Third stage. In the calculation part of the third stage, when determining the support reactions, the following were accepted:

– loads corresponding to the completion of the 2nd step (Table 2);

– assumptions of the 1st stage regarding the value of bending stiffness and taking into account the total displacements of the 1st, 2nd, 3rd steps, which are equal to the following:

• on a temporary support $f_{t.s.} = 3,11 + 4,00 + 4,27 = 11,38$ cm;

• in the middle of the span $f = 3,44 + 4,43 + 4,71 = 12,58$ cm.

In the technological part, the third stage includes the following:

– jacking out (final move) of the span structure on temporary supports by 4.28 cm, counting from the height position of the span structures at the previous stage; at the same time, the reaction on temporary supports is approximately 53.85 tf, due to the fact that the reinforced concrete slab is completely switched off from joint work with the metal beams, and the support reactions are redistributed with their decrease on temporary supports (Table 3);

– dismantling of reinforced concrete slab blocks during crane operation according to the “retreating crane” scheme after dismantling the longitudinal seams of 2–3 rows of slab blocks and disassembling concrete of monolithic windows on them; direct removal of the block should exclude jerks and dynamic impact on the span and curvature of the upper chords of the main beam and auxiliary run.

The given values of jacking out (Table 3) unload the superstructure from work on the impact of the second part of the constant loads and the weight of the slab in the process of its dismantling, and they create preconditions for maintaining the strength and stability conditions of the metal structures.

The total displacement of the jacking out at the final stage is taken equal to the sum of the deflections from the second part of the constant load and the weight of the slab. Thus, after the completion of the dismantling works, the reaction of the temporary supports will become equal to zero, but at the same time, the contact of the support devices of the temporary supports with the span structure must be ensured so that such a mode of operation of the temporary supports endows them with the functions of tracking systems that monitor the height position of the beams of the span structures. This state can be taken as a control of the provision incorporated in the calculations that the own weight of the metal structures of the span structures (after the dismantling of the reinforced concrete slab) when working with a full span is perceived by the cross section of the steel beams.

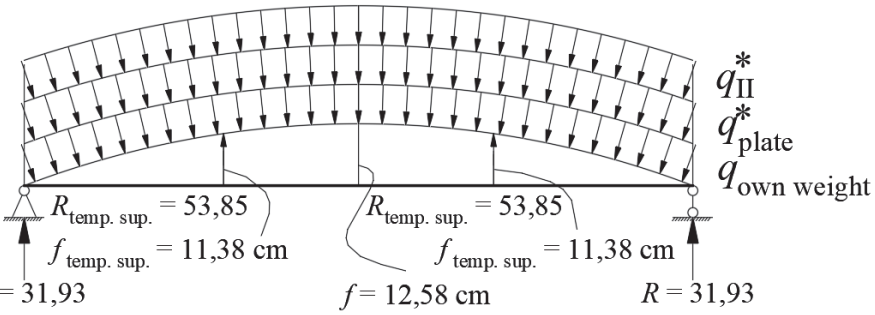
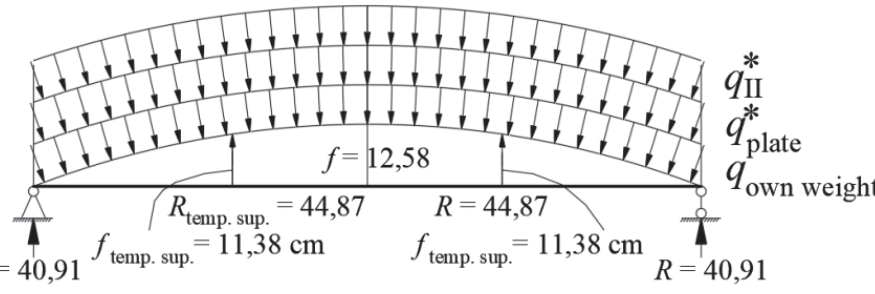
The accepted order to produce the works includes the phased jacking out of the span with the corresponding work on the dismantling of the existing (old) slab of the roadway and the clothing of the bridge deck. This procedure determines the following composition of cross sections and loads when determining the forces in the process and after the installation of a new orthotropic slab of the roadway, in during which the beams of superstructures perceive these loads:

– own weight when working with a calculated span $L = 42.12$ m;

– the weight of the orthotropic slab when the beam is operating in a continuous pattern (14.93 + 12.26 + 14.93 m), temporary supports and support reactions, arising from their side and directed upwardly, are necessary to unload the main beams of the span structures and provide the stability condition of a bending and twisted shape.

Table 3

Name of work, scheme of the span's operation (the third stage)

Step	Description of works	Span's loading scheme, support reactions, displacements, cm
1	Jacking out by 4.3 cm, which is the final move of the beams on temporary supports, counting from the height position of the 2nd stage	 <p>The load composition corresponds to the end of the 2nd stage</p> <ul style="list-style-type: none"> - $q_{own\ weight}$ (0,694; 0,763 tonf/m); - q_{plate}^* (2,091; 2,300 tonf/m); - q_{II}^* (1,288; 1,747 tonf/m).
	When the reinforced concrete slab of the passage is completely excluded from the joint work with steel beams while maintaining the height position, cm, the distribution of the support reactions is characterized by the following scheme	

In turn, the following loads act on the beams of spans after they were combined with an orthotropic plate:

- support reactions of temporary supports after their unloading;
- the weight of the pavement, the elements of the bridge deck and temporary load;
- the weight of the orthotropic road slab.

Conclusion

Taking into account the fact that steel-reinforced concrete bridges are built across large water barriers and, due to their large length, they are very expensive, then reconstruction with usage of the existing supports can reduce the cost of construction by an average of 60%, the modernization of existing steel-reinforced concrete superstructures is undoubtedly relevant. Based on the presented structural and technological measures, it is possible to carry out and effectively implement work on the reconstruction of existing steel-reinforced concrete bridges that do not fully meet modern requirements for carrying capacity and traffic capacity.

References

1. Streletsky N.N. *Steel-reinforced concrete bridge spans*. 2nd ed., reprint. and add. Moscow: Transport Publ.; 1981. p. 25–82. (In Russ.)
2. Gitman E.M. Rational methods of regulation and prestressing of continuous steel-reinforced concrete superstructures using high-strength reinforcement. *Studies of Steel and Steel-Reinforced Concrete Bridges*. Moscow: Transport Publ.; 1973. p. 45–60. (In Russ.)
3. Gitman E.M. Regulation of continuous steel-reinforced concrete span structures and their prestressing without the use of high-strength reinforcement. *Constructions, Calculation and Manufacturing Technology of Steel Bridges*. Moscow: Transport Publ.; 1974. p. 41–51. (In Russ.)

4. Tolmachev K.H. *Force regulation in metal superstructures of road bridges* (abstract of the dissertation of Doctor of Technical Sciences). Moscow; 1975. (In Russ.)
5. Kartopoltsev V.M., Borovikov A.G., Borisenko A.V. Features of the installation of the span structure of the bridge over the Katun River in the village of Askat. *Vestnik of Tomsk State University of Architecture and Building*. 2004;(1):179–185. (In Russ.)
6. Belutskiy I.U., Lazarev I.V., Lapin A.V. The practice of renovating of composite reinforced concrete bridges on restoring their consumer properties. *Advanced Science and Technology for highways*. 2022;(2):28–34. (In Russ.)
7. Belutskiy I.U., Yarmolinskiy A.I., Zhao J., Lazarev I.V. Experience of reconstruction of composite bridges. *Advanced Science and Technology for highways*. 2016;(3):16–20. (In Russ.)
8. Belutsky I.Yu., Lazarev I.V. Improving of special auxiliary structures, devices and technologies associated with reconstruction of steel-reinforced concrete bridges over watercourses. *Scientific Works of the Kuban State Technological University*. 2022;(1):1–12. (In Russ.)
9. Belutsky I.Yu., Zhao J. *Structural and layout solutions and modeling of the interface elements of temperature-continuous steel-reinforced concrete span structures*. Khabarovsk: Pacific State University Publ.; 2015. (In Russ.)

DOI 10.22363/1815-5235-2022-18-5-417-427
УДК 624.074.2:624.014:693.8

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

Влияние связей на напряженное состояние каркаса ребристо-кольцевого купола

Е.В. Лебедь 

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва, Российская Федерация

✉ evglebed@mail.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 24 июля 2022 г.
Доработана: 24 сентября 2022 г.
Принята к публикации: 25 сентября 2022 г.

Для цитирования

Лебедь Е.В. Влияние связей на напряженное состояние каркаса ребристо-кольцевого купола // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2022. Т. 18. № 5. С. 417–427. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-5-417-427>

Аннотация. Цель – установление зависимости между напряженным состоянием каркаса ребристо-кольцевого купола и степенью оснащения его связями. Меридиональные ребра и кольца купольного каркаса приняты металлическими. Купольный каркас состоит из 24 ребер и насчитывает 7 колец. Исследование выполнено для ребристо-кольцевого купола сферической формы пролетом 39,3 м и высотой 11,0 м на компьютерных моделях. Разработана исходная компьютерная модель каркаса ребристо-кольцевого купола без связей из стальных двутавров. На основе исходной модели созданы модели каркаса со связями между меридиональными ребрами в четырех, восьми циклически симметричных секторах и во всех секторах. И для исходной модели, и для всех моделей каркаса купола со связями выполнены компьютерные расчеты на действие нагрузки от собственного веса несущих и ограждающих конструкций и двух вариантов снеговой нагрузки. В процессе расчетов определены деформации, внутренние усилия и напряжения в меридиональных ребрах, верхнем и промежуточных кольцах разных моделей, которые сравнивались между собой. Получены графики изменения деформаций каркаса, графики и диаграммы изменения внутренних усилий и напряжений в меридиональных ребрах, в верхнем и промежуточных кольцах купола в зависимости от степени оснащения купола связями. Дана оценка влияния связей на напряженное состояние каркаса ребристо-кольцевого купола. Отмечены особенности влияния разных схем связей на напряженное состояние купольного каркаса.

Ключевые слова: ребристо-кольцевой купол, металлический каркас, меридиональное ребро, верхнее кольцо, промежуточные кольца, связи, компьютерная модель, статический расчет, внутренние усилия, напряжения в элементах

The influence of bracing on the stress state of the ribbed-ring dome framework

Evgeny V. Lebed 

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Moscow, Russian Federation

✉ evglebed@mail.ru

Article history


Received: July 14, 2022
Revised: September 24, 2022
Accepted: September 25, 2022

Abstract. The aim of current research was to establish the relationship between the stress state of the ribbed-ring dome framework and the degree of its bracing. It was assumed that the meridional ribs and rings of the dome framework are made of metal. The framework of the dome consists of 24 ribs and 7 rings. The study

Лебедь Евгений Васильевич, кандидат технических наук, доцент кафедры металлических и деревянных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Российская Федерация, 129337, Москва, Ярославское шоссе, д. 26; ORCID: 0000-0003-3926-8701, Scopus Author ID: 57197822677, eLIBRARY SPIN-код: 5297-2700; evglebed@mail.ru

Evgeny V. Lebed, Candidate of Technical Science, Associate Professor of the Department of Metal and Wooden Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), 26 Yaroslavskoye Shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ORCID: 0000-0003-3926-8701, Scopus Author ID: 57197822677, eLIBRARY SPIN-code: 5297-2700; evglebed@mail.ru

© Лебедь Е.В., 2022

 This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode>

was performed for a ribbed-ring dome of spherical shape with a span of 39.3 m and a height of 11.0 m on computer models. The initial computer model of the framework of a ribbed-ring dome made of steel I-beams without bracing has been developed. On the basis of the initial model, additional models were developed for the frameworks with bracing between meridional edges in four, eight cyclically symmetric sectors and in all sectors. Both for the initial model and for all models of the dome framework with bracing, computer calculations were performed for the effect of the load from the own weight of the load-bearing and enclosing structures, and two variants of the snow load. During the calculations, deformations, internal forces and stresses in the meridional ribs, upper and intermediate rings of different models were determined, which were compared with each other. Graphs of changes in deformations of the frame, graphs and diagrams of changes in internal forces and stresses in the meridional ribs, in the upper and intermediate rings of the dome, depending on the degree of bracing in the framework, are obtained. An assessment of the influence of bracing on the stress state of the rib-ring dome frame is performed. The peculiarities of the influence of different coupling schemes on the stressed state of the dome frame are noted.

For citation

Lebed E.V. The influence of bracing on the stress state of the ribbed-ring dome framework. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2022;18(5):417–427. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-5-417-427>

Keywords: ribbed-ring dome, metal framework, meridional rib, upper ring, intermediate rings, bracing, computer model, static analysis, internal forces, stresses in the elements

Введение

Купола применяются в качестве покрытий зданий и сооружений, как из-за выразительности своей геометрической формы, так и вследствие надежности своих конструктивных систем. Благодаря пространственной жесткости и экономичности расхода металла они занимают ведущее место среди пространственных покрытий [1–3].

Геометрические схемы каркасов металлических куполов многообразны, зависят от перекрываемых пролетов и назначения сооружения [4; 5]. Даже в ребристо-кольцевых куполах возможны различные геометрические схемы каркасов, например, обусловленные числом секторов или ярусов в каркасе. Другим значимым признаком такого различия в ребристо-кольцевых куполах является наличие связей и их количество.

Связи устраиваются для повышения пространственной жесткости несущих каркасов ребристо-кольцевых куполов. Их обычно устанавливают в четырех секторах купола циклически симметрично относительно друг друга между соседними меридиональными ребрами в каждой четырехугольной ячейке по всей высоте купола. Добавление связей в каркас купола усложняет его расчетную схему, направлено на предотвращение изгибно-крутильных явлений и приводит к изменению работы меридиональных ребер и верхнего кольца. Следовательно, отсутствие или наличие связей в купольном каркасе отражается на напряженно-деформированном состоянии его основных конструктивных элементов.

Наибольшее влияние на напряженно-деформированное состояние каркасов пространственных сооружений оказывает несимметричная нагрузка. К такой нагрузке относится второй вариант снеговой нагрузки на купольное покрытие¹. Именно она определяет необходимые сечения основных несущих элементов купольных каркасов.

Методы

С целью выяснения зависимости напряженного состояния каркаса ребристо-кольцевого купола от степени оснащения его связями выполнялись компьютерные исследования на разных моделях. При этом создавались компьютерные модели, соответствующие разной степени оснащения связями. Исследования выполнялись на компьютерных моделях купольных каркасов в программе SCAD как пространственных стержневых систем [6; 7]. Критериями исследований служили деформации f узлов купольного каркаса и напряжения σ в элементах меридиональных ребер, верхнего и промежуточных колец, которые определялись по внутренним усилиям N , M_x , M_y .

Аналогичные исследования стержневых систем купольного типа в различных компьютерных программах выполнялись многими учеными. Например, анализировалось напряженное состояние купольных каркасов при изменении параметров его элементов [8], при разных отношениях высоты купола к диаметру для разных пролетов [9], при разных размерах ячеек каркаса ребристо-кольцевого купола и включении в работу ограждения в них [10], при разных отношениях высоты купола к диаметру и разных сечениях элементов [11]. Ранее автором выполнялись исследования НДС ребристо-кольцевых куполов при различных способах монтажа [12] и при раз-

¹ СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07–85*. М.: Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства РФ, 2016. 102 с.

ных высотах его каркаса [13]. Представленный здесь материал автором получен в полном соответствии с общепринятыми принципами исследований аналогичных состояний пространственных стержневых систем.

Объектом исследования служил каркас ребристо-кольцевого купола сферической формы с радиусом кривизны 23 м, состоящий из 24 ребер и 7 колец. Диаметр нижнего кольца 39,3 м, диаметр верхнего кольца 5,0 м, высота купольного каркаса 11 м. Каркас опирается на короткие стойки высотой 0,5 м (рис. 1, *а*). На основе приближенного расчета все элементы купольного каркаса приняты в виде прокатных двутавров из стали С245: меридиональные ребра – I 50Ш1, верхнее кольцо – I 50Ш4, остальные кольца – I 20Ш1, стойки – I 50Ш3. Модель этого купольного каркаса без связей являлась исходной для исследования. На основе исходной модели созданы модели каркаса со связями между меридиональными ребрами в четырех (рис. 1, *б*) и восьми (рис. 1, *в*) циклически симметричных секторах, а также со связями во всех секторах (рис. 1, *г*). Связи приняты из трубы 114×5 мм.

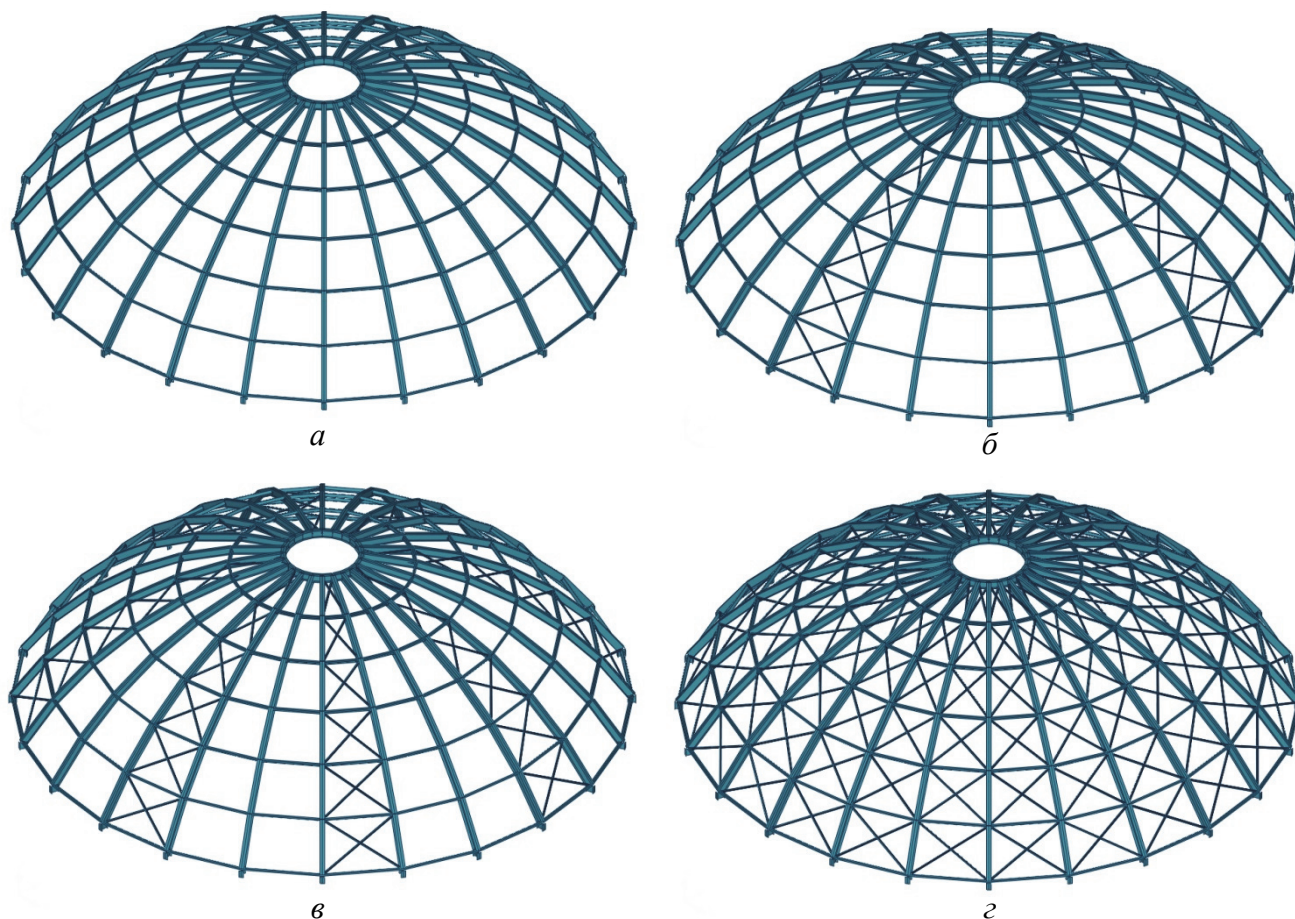


Рис. 1. Схемы каркасов ребристо-кольцевого купола:
а – без связей; *б* – связи в четырех секторах; *в* – связи в восьми секторах; *г* – связи во всех секторах
Figure 1. Schemes of the frames of the ribbed-ring dome:
a – without bracing; *б* – bracing in four sectors; *в* – bracing in eight sectors; *г* – bracing in all sectors

Все узлы сопряжения элементов купольного каркаса в нормальном направлении жесткие. Сопряжения меридиональных ребер с верхним и нижним кольцом, а также промежуточных колец с меридиональными ребрами в тангенциальном направлении шарнирные. Сопряжения купольного каркаса со стойками и сопряжение диагональных связей в ячейках купольного каркаса с узлами шарнирные в обоих направлениях.

И для исходной модели, и для всех моделей каркаса купола со связями выполнены компьютерные расчеты на действие нагрузок, представленных узловыми силами. Таких нагрузок насчитывалось четыре: от собственного веса ограждающих и несущих конструкций, двух вариантов снеговой нагрузки – симметричной (рис. 2, *а*) и несимметричной (рис. 2, *б*). Были составлены две комбинации нагрузок: комбинация 1 – постоянная вместе со снеговой симметричной нагрузкой; комбинация 2 – постоянная вместе со снеговой несимметричной нагрузкой. Именно несимметричная снеговая нагрузка в сочетании с нагрузкой от собственного веса всех конструкций вызывает наибольшие внутренние усилия N , M_x , M_y .

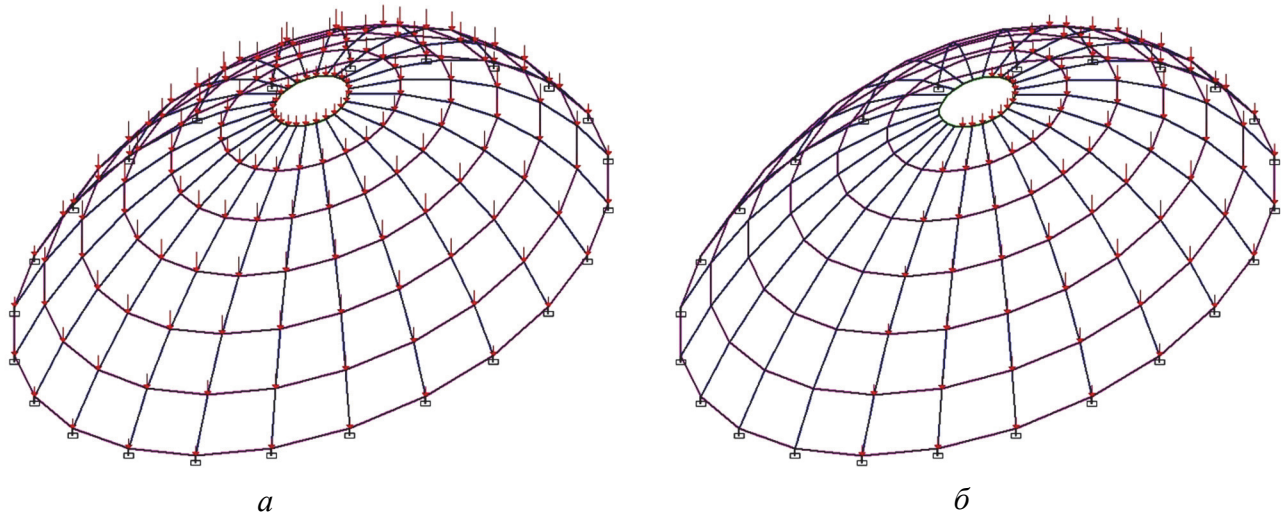


Рис. 2. Схемы снеговой нагрузки на купольный каркас:
a – симметричная; *б* – несимметричная
Figure 2. Schemes of snow load on the dome framework:
a – symmetrical; *б* – asymmetrical

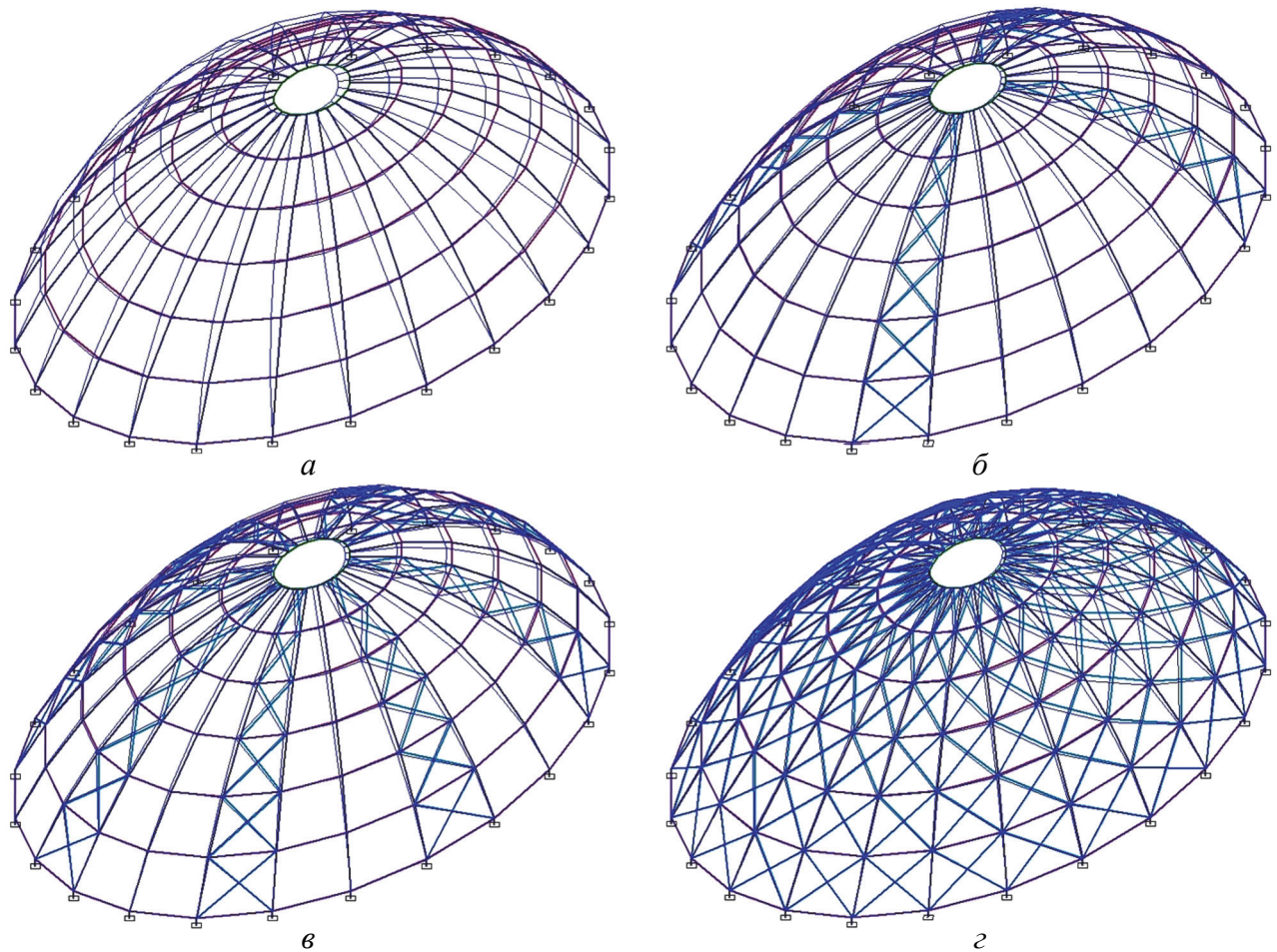


Рис. 3. Деформации купольного каркаса разных схем при комбинации нагрузок 2:
a – без связей; *б* – связи в четырех секторах; *в* – связи в восьми секторах; *г* – связи во всех секторах
Figure 3. Deformations of the dome framework of different schemes with a combination of loads 2:
a – without bracing; *б* – bracing in four sectors; *в* – bracing in eight sectors; *г* – bracing in all sectors

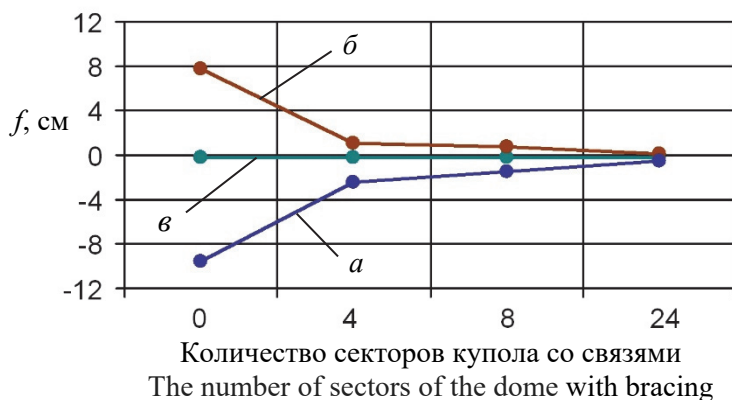


Рис. 4. Максимальные деформации каркаса купола разных схем связей и нагрузок:
a – комбинация 2 вниз; *b* – комбинация 2 вверх; *v* – комбинация 1
Figure 4. Maximum deformations of the dome frame of different bracing schemes and loads:
a – combination 2 down; *b* – combination 2 up; *v* – combination 1

В процессе компьютерных расчетов определялись деформации, внутренние усилия N , M_x , M_y и напряжения σ в ребрах, верхнем и промежуточных кольцах, которые для разных моделей купольного каркаса сравнивались между собой.

Исследование показало резкое уменьшение вертикальной деформации купольного каркаса для комбинации нагрузок 2 при установке связей, хотя изменения их общего характера не произошло (рис. 3). Наиболее ярко это происходит после установки связей в четырех секторах, когда величина максимальной деформации f вниз уменьшились в 3,9 раза, а вверх – в 7,2 раз (рис. 4). Переход к схеме каркаса со связями в восьми секторах от схемы в четырех секторах также снижает деформации в 1,65 раза вниз и 1,54 раза вверх, и стали эквивалентными $1/2650$ и $1/5600$ пролета соответственно. Переход к схеме купольного каркаса со связями во всех секторах от схемы в восьми секторах снижает эти незначительные деформации еще в несколько раз. В то же время для комбинации нагрузок 1, то есть симметричном загрузении, установка связей никак не отражается на величине деформации купольного каркаса.

Результаты

Постановка связей в купольном каркасе существенно сказывается на характере изгибающих моментов M_x в меридиональных ребрах и верхнем кольце (рис. 5). В то же время постановка связей не оказывает влияния на вид эпюр продольных сил N в элементах каркаса. Что касается величин внутренних усилий N , M_x , M_y , то зависимости их от постановки связей в разных элементах каркаса проявляется по-разному. В меридиональных ребрах постановка связей приводит к резкому снижению моментов M_x , незначительному изменению моментов M_y и небольшому увеличению сил N (рис. 6). В верхнем кольце постановка связей в четырех секторах приводит к резкому снижению моментов M_x , повышению моментов M_y и не изменяет силы N (рис. 7). В промежуточных кольцах постановка связей приводит к увеличению сил N , а также небольшому повышению моментов M_x (рис. 8).

Изменение внутренних усилий N , M_x , M_y при постановке связей в ребристо-кольцевом куполе происходит по-разному, без какой-либо корреляции между собой. Поэтому влияние связей анализировалось и по нормальным напряжениям в элементах купольного каркаса, вычисленным по формуле

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y}.$$

Рассмотрены зависимости напряжений $\sigma_{(N+M_x+M_y)}$ в элементах купольного каркаса, а также влияние на них только изгибающих моментов M_x , M_y – $\sigma_{(M_x+M_y)}$, и отдельно продольных сил N – $\sigma_{(N)}$ (рис. 9–11). Необходимо отметить, что максимальные напряжения $\sigma_{(N+M_x+M_y)}$ на графиках не является суммой напряжений $\sigma_{(M_x+M_y)}$ и $\sigma_{(N)}$, поскольку последние определены для разных сечений (стержней) элементов купольного каркаса.

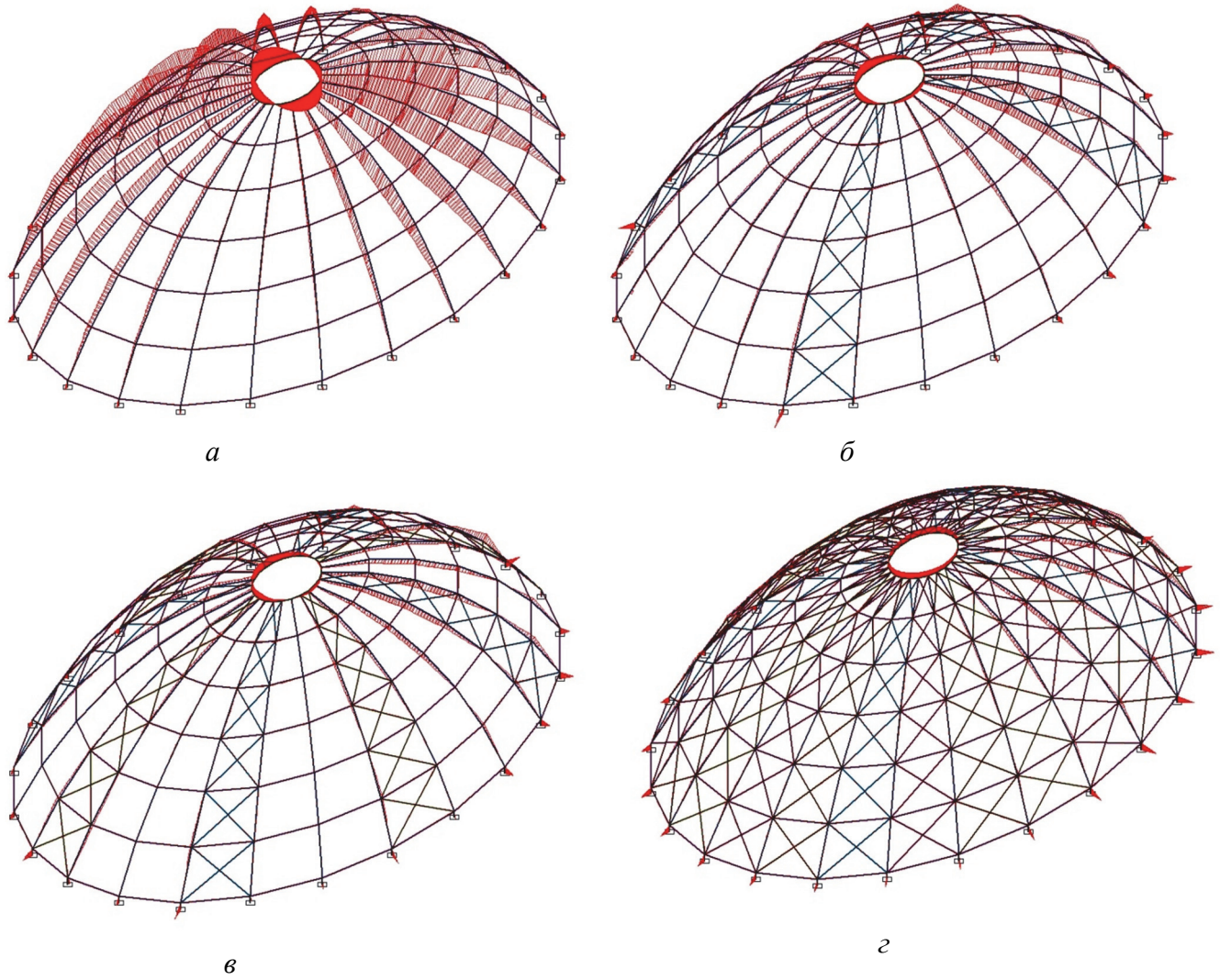


Рис. 5. Эпюры моментов M_x купольного каркаса разных схем при комбинации нагрузок 2:
a – без связей; *б* – связи в четырех секторах; *в* – связи в восьми секторах; *г* – связи во всех секторах
Figure 5. Diagrams of the moments M_x of the dome framework of different schemes with a combination of loads 2:
a – without bracing; *б* – bracing in four sectors; *в* – bracing in eight sectors; *г* – bracing in all sectors

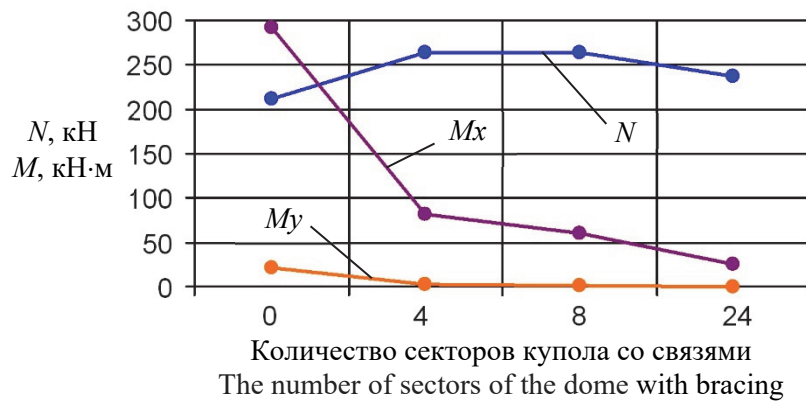


Рис. 6. Максимальные усилия N , M в меридиональных ребрах купола разных схем связей
Figure 6. Maximum forces N , M in the meridional ribs of the dome for different bracing schemes

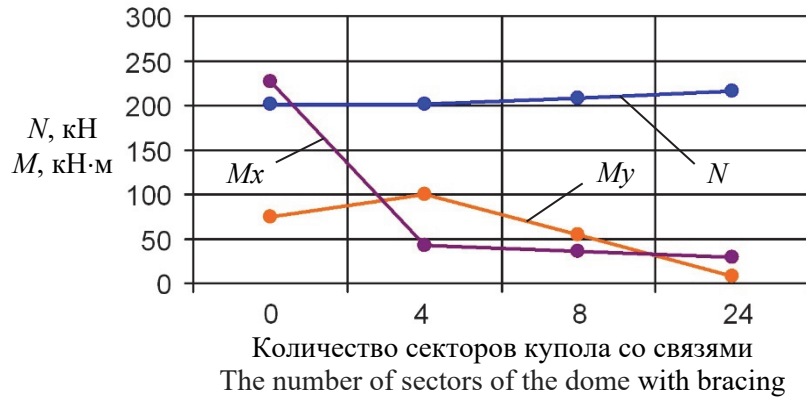


Рис. 7. Максимальные усилия N , M в верхнем кольце купола разных схем связей
Figure 7. Maximum forces N , M in the upper ring of the dome for different bracing schemes

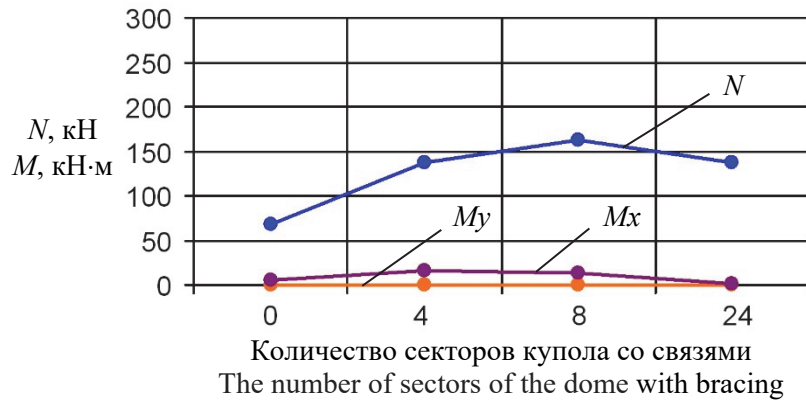


Рис. 8. Максимальные усилия N , M в промежуточных кольцах купола разных схем связей
Figure 8. Maximum forces N , M in the intermediate rings of the dome for different bracing schemes

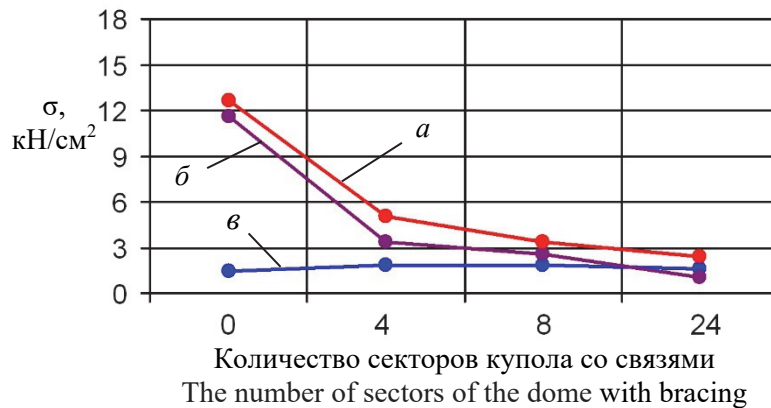


Рис. 9. Максимальные напряжения σ в меридиональных ребрах купола разных схем связей:

$$a - \sigma_{(N+M_x+M_y)}; \bar{\sigma} - \sigma_{(M_x+M_y)}; \sigma - \sigma_{(N)}$$

Figure 9. Maximum stresses σ in the meridional ribs of the dome for different bracing schemes:

$$a - \sigma_{(N+M_x+M_y)}; \bar{\sigma} - \sigma_{(M_x+M_y)}; \sigma - \sigma_{(N)}$$

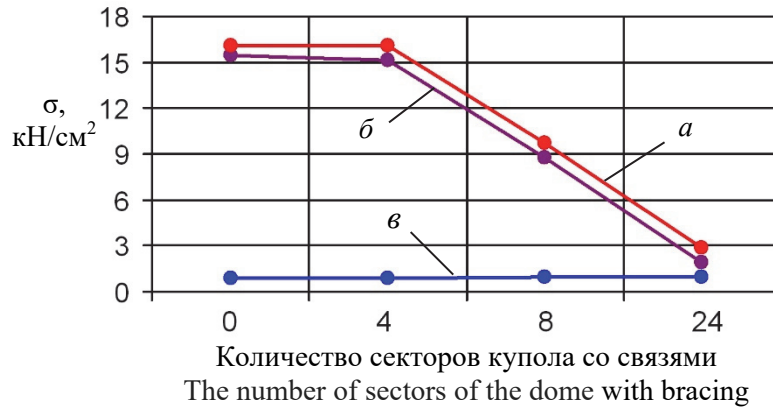


Рис. 10. Максимальные напряжения σ в верхнем кольце купола разных схем связей:

$$a - \sigma_{(N+M_x+M_y)}; b - \sigma_{(M_x+M_y)}; v - \sigma_{(N)}$$

Figure 10. Maximum stresses σ in the upper ring of the dome for different bracing schemes:

$$a - \sigma_{(N+M_x+M_y)}; b - \sigma_{(M_x+M_y)}; v - \sigma_{(N)}$$

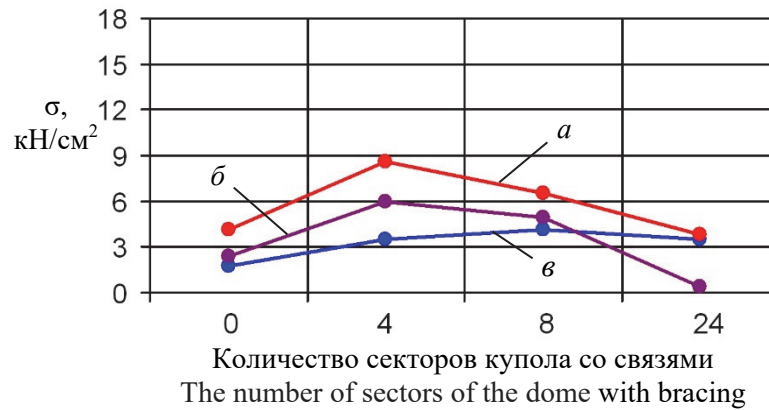


Рис. 11. Максимальные напряжения σ в промежуточных кольцах купола разных схем связей:

$$a - \sigma_{(N+M_x+M_y)}; b - \sigma_{(M_x+M_y)}; v - \sigma_{(N)}$$

Figure 11. Maximum stresses σ in the intermediate rings of the dome for different bracing schemes:

$$a - \sigma_{(N+M_x+M_y)}; b - \sigma_{(M_x+M_y)}; v - \sigma_{(N)}$$

Графики на рис. 9 показывает, что ведущую роль в максимальных нормальных напряжениях меридиональных ребер каркаса без связей играют моменты M_x, M_y . После постановки связей в четырех секторах и далее роль моментов в напряжениях меридиональных ребер резко снижается и становится сравнимой с ролью продольных сил N . Графики на рис. 10 показывают, что изгибающие моменты M_x, M_y определяют величины максимальных нормальных напряжений верхнего кольца как каркаса без связей, так и после постановки связей. В каркасе без связей ведущую роль играют моменты M_x , а после постановки связей – M_y . Графики на рис. 11 показывают, что влияние моментов M_x, M_y и продольных сил N на величины максимальных нормальных напряжениях промежуточных колец как каркаса без связей, так и со связями сопоставимо.

На рис. 12 представлены сравнительные диаграммы максимальных величин нормальных напряжений в меридиональных ребрах, верхнем кольце и промежуточных кольцах купольного каркаса. Эти диаграммы свидетельствуют о значительном влиянии связей в ребристо-кольцевом куполе на напряженное состояние всех групп элементов его каркаса.

Самое значимое влияние связи оказывают на меридиональные ребра, максимальные напряжения в которых уже при установке связей в четырех секторах снижаются до уровня 40 % от первоначальных значений, а при установке связей в восьми и во всех секторах – до уровней 27 и 19 % от первоначальных значений соответственно. В верхнем кольце установка связей в четырех секторах не изменяет макси-

мальных напряжений из-за роста моментов M_y , а установка связей в восьми и во всех секторах снижает напряжения до уровней 60 и 18 % от первоначальных значений соответственно. Максимальные напряжения в отдельных промежуточных кольцах с установкой связей в четырех и восьми секторах повышаются до уровней 208 и 159 % от первоначальных значений соответственно.

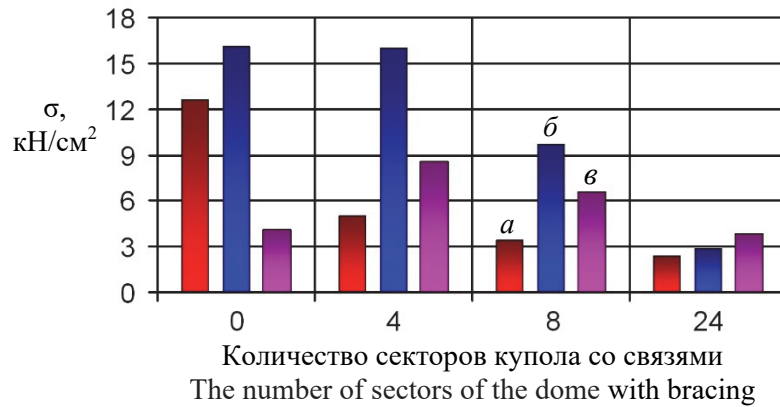


Рис. 12. Максимальные напряжения σ в элементах каркаса купола разных схем связей:
a – меридиональные ребра; *б* – верхнее кольцо; *в* – промежуточные кольца
Figure 12. Maximum stresses σ in the elements of the dome frame for different bracing schemes:
a – meridional ribs; *б* – upper ring; *в* – intermediate rings

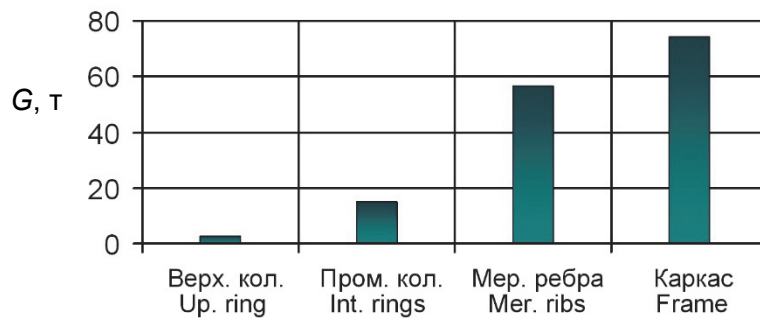


Рис. 13. Вес G каждой группы элементов купольного каркаса без связей
Figure 13. Weight G for each group of elements of the dome framework without bracing

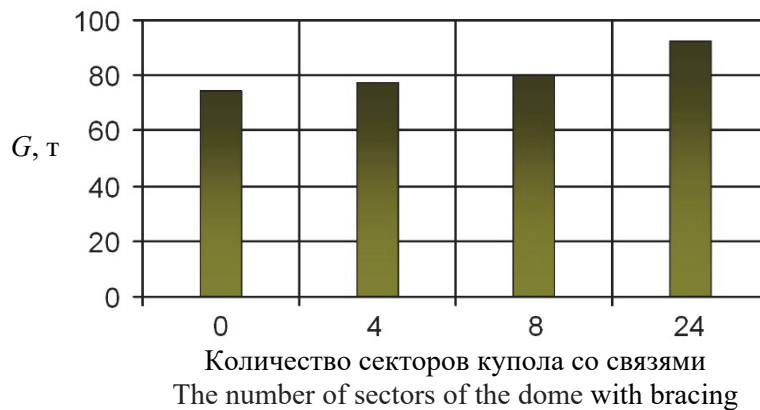


Рис. 14. Вес G металлических конструкций каркаса купола разных схем связей
Figure 14. Weight G of metal structures of the dome framework for different bracing schemes

Снижение максимальных напряжений в меридиональных ребрах и верхнем кольце каркаса после установки связей позволяет уменьшить их сечение и, тем самым, снизить металлоемкость купола. Повышение же максимальных напряжений в промежуточных кольцах после установки связей может привести дополнительным затратам металла. На рис. 13 показаны веса каждой группы конструктивных элементов как частей купольного каркаса без связей. Меридиональные ребра (Мер. ребра) составляют 76 % общего веса каркаса, промежуточные кольца (Пром. кол.) – 20 %, верхнее кольцо (Верх. кол.) – 4 %. Поэтому влияние связей на напряжения в меридиональных ребрах являются определяющим для принятия решения о схеме связей в каркасе ребристо-кольцевого купола.

Установка связей сопровождается добавлением элементов в каркас ребристо-кольцевого купола и, следовательно, к увеличению его металлоемкости. Для принятых здесь сечений связевых стержней, устанавливаемых в четырех секторах, общий вес каркаса увеличивается на 4 %, а после установки связей во всех секторах – на 24 % (рис. 14).

Сопоставление диаграмм рис. 12 с диаграммами рис. 13 и 14 позволяет сделать обоснованное предположение, что несмотря на очевидную эффективность схемы связей в четырех секторах ребристо-кольцевого купола, все же предпочтительнее для более рационального использования сечений элементов и для обеспечения жесткости пространственной конструктивной системы является схема связей в восьми секторах из-за снижения напряжений в верхнем кольце и меньшими напряжениями в промежуточных кольцах.

Заключение

На основании изложенного материала можно сделать следующие **выводы**:

- установка связей в ребристо-кольцевом куполе существенно изменяет напряженное состояние конструктивных элементов каркаса и повышает пространственную жесткость сооружения в целом, что благоприятно сказывается на его надежности;
- установка связей только в четырех секторах ребристо-кольцевого купола является вполне оправданным и весьма эффективным способом повышения жесткости каркаса и снижения расхода металла из-за резкого уменьшения напряжений в меридиональных ребрах как основных элементах каркаса;
- установка связей в восьми секторах ребристо-кольцевого купола предпочтительнее варианта с четырьмя секторами как схемы купольного каркаса с более рациональным расходом металла на его конструктивные элементы;
- установка связей во всех секторах ребристо-кольцевого купола приводит к максимальному снижению напряжений во всех элементах каркаса, но для экономичного расхода металла рекомендуется применение гибких крестовых связей, стержневые элементы которых будут работать только на растяжение.

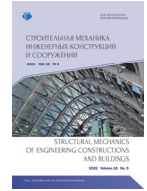
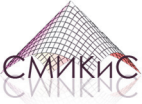
Список литературы

1. Тур В.И. Купольные конструкции: формообразование, расчет, конструирование, повышение эффективности. М.: Изд-во АСВ, 2004. 96 с.
2. Кривошапко С.Н. Металлические ребристо-кольцевые и сетчато-стержневые оболочки XIX – первой половины XX-го веков // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2014. № 6. С. 4–15.
3. Кривошапко С.Н. К вопросу о применении параболических оболочек вращения в строительстве в 2000–2017 годах // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2017. № 4. С. 4–14. <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2017-4-4-14>
4. Металлические конструкции: справочник проектировщика: в 3 т. Т. 2. Стальные конструкции зданий и сооружений / под общ. ред. В.В. Кузнецова (ЦНИИпроектстальконструкция имени Н.П. Мельникова). М.: Изд-во АСВ, 1998. 512 с.
5. Лебедь Е.В., Алукаев А.Ю. Большепролетные металлические купольные покрытия и их возведение // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2018. Т. 14. № 1. С. 4–16. <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2018-14-1-4-16>
6. Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Маляренко А.А., Перельмутер А.В., Перельмутер М.А. SCAD Office. Вычислительный комплекс SCAD: М.: Изд-во АСВ, 2004. 592 с.
7. Городецкий А.С., Евзеров И.Д. Компьютерные модели конструкций. К.: Факт, 2005. 344 с.
8. Chandiwala A. Analysis and design of steel dome using software // International Journal of Research in Engineering and Technology. 2014. Vol. 3. No. 3. Pp. 35–39. <https://doi.org/10.15623/ijret.2014.0303006>
9. Chacko P., Dipu V.S., Manju P.M. Finite element analysis of ribbed dome // International Journal of Engineering Research and Applications. Kerala, 2014. Pp. 25–32.

10. Jasim N.A., Saleh I.S., Faleh S.K. Structural analysis of ribbed domes using finite element method // *International Journal of Civil Engineering Research*. 2017. Vol. 8. No. 2. Pp. 113–130.
11. Anu J.S., Preethi M. Parametric analysis of single layer ribbed dome with diagonal members // *International Research Journal of Engineering and Technology*. 2017. Vol. 4. Issue 8. Pp. 870–877.
12. Лебедь Е.В. Изменение напряженного состояния каркаса металлического ребристо-кольцевого купола в процессе монтажа // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2019. Т. 15. № 4. С. 278–290. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2019-15-4-278-290>
13. Лебедь Е.В. Влияние высоты ребристо-кольцевого купола на напряженное состояние его каркаса в процессе навесного монтажа // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2020. Т. 16. № 6. С. 452–464. <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-6-452-464>

References

1. Tur V.I. *Dome structures: morphogenesis, analysis, design, increase in effectiveness*. Moscow: ASV Publ.; 2004.
2. Krivoshapko S.N. Metal ribbed-and-circular and lattice shells from the XIXth until the first half of the XXth century. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2014;(6):4–15. (In Russ.)
3. Krivoshapko S.N. On application of parabolic shells of revolution in civil engineering in 2000–017. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2017;(4):4–14. (In Russ.) <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2017-4-4-14>
4. Kuznetsov V.V. (ed.) *Metal structures. Vol. 2. Steel structures of buildings and constructions: reference book the designer*. Moscow: ASV Publ.; 1998. (In Russ.)
5. Lebed E.V., Alukaev A.U. Large-span metal dome roofs and their construction. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2018;14(1):4–16. (In Russ.) <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2018-14-1-4-16>
6. Karpilovskiy V.S., Kriksunov E.Z., Malyarenko A.A., Perelmuter A.V., Perelmuter M.A. *SCAD Office. Computer system SCAD*. Moscow: ASV Publ.; 2004.
7. Gorodetskiy A.S., Evzerov I.D. *Computer models of structures*. Kiev: Fakt Publ.; 2005.
8. Chandiwala A. Analysis and design of steel dome using software. *International Journal of Research in Engineering and Technology*. 2014;3(3):35–39. <https://doi.org/10.15623/ijret.2014.0303006>
9. Chacko P., Dipu V.S., Manju P.M. Finite element analysis of ribbed dome. *International Journal of Engineering Research and Applications*. Kerala; 2014. p. 25–32.
10. Jasim N.A., Saleh I.S., Faleh S.K. Structural analysis of ribbed domes using finite element method. *International Journal of Civil Engineering Research*. 2017;8(2):113–130.
11. Anu J.S., Preethi M. Parametric analysis of single layer ribbed dome with diagonal members. *International Research Journal of Engineering and Technology*. 2017;4(8):870–877.
12. Lebed E.V. Changes in the stressed state of the framework of the metal ribbed-ring dome during the assembly process. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2019;15(4):278–290. (In Russ.) <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2019-15-4-278-290>
13. Lebed E.V. Influence of the height of the ribbed-ring dome on the stress state of its frame during the overhang mounting process. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2020;16(6):452–464. (In Russ.) <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-6-452-464>



DOI 10.22363/1815-5235-2022-18-5-428-437

УДК 626/693.5

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

Особенности состояния фундаментной плиты водоприемника гидроаккумулирующей электростанции

С.Е. Лисичкин , С.С. Котицына 

Филиал АО «Институт „Гидропроект“» – «НИИЭС», Москва, Российская Федерация

✉ Lisichkin1989@rambler.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 8 июля 2022 г.

Доработана: 23 сентября 2022 г.

Принята к публикации: 28 сентября 2022 г.

Для цитирования

Лисичкин С.Е., Котицына С.С. Особенности состояния фундаментной плиты водоприемника гидроаккумулирующей электростанции // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2022. Т. 18. № 5. С. 428–437. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-5-428-437>


Аннотация. Представлены результаты анализа данных натуральных наблюдений за состоянием фундаментной плиты водоприемника ГАЭС (в том числе за напряжениями в арматуре в зонах пересечения с вертикальными межблочными швами и шириной раскрытия этих швов). Цель исследования заключалась в контроле состояния железобетонной конструкции фундаментной плиты водоприемника гидроаккумулирующей электростанции, а также в разработке мероприятий по усилению низового участка фундаментной плиты в зонах вертикальных межблочных швов. В целях контроля напряженно-деформированного состояния фундаментной плиты водо-приемника ГАЭС установлена струнная контрольно-измерительная аппаратура: на арматурных стержнях – арматурные динамометры ПСАС, на вертикальных межблочных швах – датчики перемещений ПЛПС. Данные натуральных наблюдений за напряженным состоянием арматуры фундаментной плиты водоприемника ГАЭС показали, что в арматурных стержнях (направленных вдоль потока), пересекающих низовые вертикальные межблочные швы, возникли высокие значения растягивающих напряжений, превышающие расчетное сопротивление арматуры класса А500С (435 МПа). Также зафиксирована ширина раскрытия вертикального межблочного шва, достигающая 1,28 мм. Возникла необходимость усиления низового участка фундаментной плиты водоприемника ГАЭС. Для этого были установлены наклонные арматурные стержни (анкеры), пересекающие низовые вертикальные межблочные швы. Выполнено наращивание выходных участков контрфорсов перекрытия низового участка водоприемника до низового парапета.

Ключевые слова: водоприемники ГАЭС, фундаментная плита, вертикальные межблочные швы, напряжения, арматура, ширина раскрытия швов, усиление фундаментной плиты

Лисичкин Сергей Евгеньевич, доктор технических наук, главный научный сотрудник, филиал АО «Институт „Гидропроект“» – «НИИЭС», Российская Федерация, 125080, Москва, Волоколамское шоссе, д. 2; ORCID: 0000-0003-2761-331X; Scopus Author ID: 6603919071, eLIBRARY SPIN-код: 5423-064; lisichkin1989@rambler.ru

Котицына Софья Сергеевна, аспирант, старший инженер, филиал АО «Институт „Гидропроект“» – «НИИЭС», Российская Федерация, 125080, Москва, Волоколамское шоссе, д. 2; ORCID: 0000-0002-5704-4819, Scopus Author ID: 57226198174, eLIBRARY SPIN-код: 8426-8151; hamlenon@mail.ru

© Лисичкин С.Е., Котицына С.С., 2022

 This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License <https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode>

Peculiarities of the condition of the foundation slab of the pumped storage power plant water intake

Sergey E. Lisichkin , Sofya S. Kotitsyna 

Branch of JSC “Institute ‘Hydroproject’” – “NIIES”, Moscow, Russian Federation

✉ Lisichkin1989@rambler.ru

Article history

Received: July 8, 2022

Revised: September 23, 2022

Accepted: September 28, 2022

For citation

Lisichkin S.E., Kotitsyna S.S. Peculiarities of the condition of the foundation slab of the pumped storage power plant water intake. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2022;18(5):428–437. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-5-428-437>

Abstract. The authors present the results of the analysis of field observations of the condition of the base slab of the water intake structure of hydroelectric power plant (including the stresses in the reinforcement in the areas of intersection with the vertical joints and the width of the opening of these joints). The aim of the study is to control the condition of the reinforced concrete structure of the foundation slab of the water inlet of the hydroelectric power plant, as well as to develop measures to strengthen the bottom section of the foundation slab in the areas of vertical interblock joints. In order to control the stress and strain of the base plate of the water intake of hydroelectric power plant, string control and measuring equipment was installed: on reinforcement rods – reinforcement dynamometers PSAS, on vertical interblock joints – displacement sensors PLPS. The field observations of the stress state of the reinforcement of the base slab of the water intake structure of hydroelectric power station showed that high values of tensile stresses, exceeding the design resistance of A500C class reinforcement (435 MPa), occurred in the reinforcement rods (directed along the flow), crossing the lower vertical interblock joints. There was also fixed the width of opening of the vertical interblock joint, reaching 1.28 mm. There was a necessity to strengthen the lower section of the foundation slab of the water intake structure of hydroelectric pumped storage power plant. For this purpose, inclined reinforcing bars (anchors) crossing the lower vertical interblock joints were installed. The outlet sections of the buttresses of the slab of the downstream section of the inlet to the downstream parapet were increased.

Keywords: water intakes, hydroelectric power plant, foundation slab, vertical interblock joints, stresses, reinforcement, width of joints opening, foundation slab

Введение

Водоприемники являются важнейшими напорными сооружениями гидроузлов [1–6]. От их состояния зависит безопасность гидроузлов в целом, которая должна обеспечиваться на соответствующем уровне¹. Однако имеются случаи отклонений в поведении водоприемников ГАЭС от проектных предположений, в том числе описанные зарубежными учеными [7; 8].

Так, отмечаются случаи высоких значений растягивающих напряжений в арматуре фундаментной плиты, направленной вдоль потока, в зонах пересечения с вертикальными межблочными швами. При этом в арматуре, расположенной у нижней грани фундаментной плиты, пересекающей низовой вертикальный межблочный шов, напряжения достигли предела текучести; а в арматуре, пересекающей средний шов на низовой половине фундаментной плиты, расположенной как у верхней так и у нижней граней, растягивающие напряжения достигли расчетного значения сопротивления арматуры (то есть отмечается практически центральное растяжение).

Также отмечается значительная ширина раскрытия вертикальных межблочных швов (между соседними блоками бетонирования фундаментной плиты), превышающая предельные величины, установленные нормами.

Sergey E. Lisichkin, Doctor of Technical Sciences, chief researcher, branch of JSC “Institute ‘Hydroproject’” – “NIIES”, 2 Volokolamskoye Shosse, Moscow, 125993, Russian Federation; ORCID: 0000-0003-2761-331X, Scopus Author ID: 6603919071, eLIBRARY SPIN-code: 5423-064; lisichkin1989@rambler.ru
Sofya S. Kotitsyna, postgraduate student, senior engineer, branch of JSC “Institute ‘Hydroproject’” – “NIIES”, 2 Volokolamskoye Shosse, Moscow, 125993, Russian Federation; ORCID: 0000-0002-5704-4819, Scopus Author ID: 57226198174, eLIBRARY SPIN-code: 8426-8151; hamillennon@mail.ru

¹ Федеральный закон от 21.07.1997 г. № 177-ФЗ (ред. от 01.01.2022 г.) «О безопасности гидротехнических сооружений» // Собрание законодательства РФ. 2021. № 24. Ст. 4188.

В этой связи потребовалось проведение мероприятий по усилению фундаментной плиты водоприемника в зонах вертикальных межблочных швов.

Требуется совершенствование конструкции водоприемников ГАЭС, в том числе фундаментной плиты. При этом был учтен зарубежный опыт исследований железобетонных конструкций гидросооружений [9–13].

Конструктивные особенности водоприемника гидроаккумулирующей электростанции

Водоприемник ГАЭС расположен перед склоном в восточной части верхнего аккумулирующего бассейна и представляет собой неразрезную железобетонную конструкцию, включающую четыре водопроводящие галереи и башню управления затворами. Высота водоприемника составляет 48 м, ширина вдоль потока 63,15 м, длина поперек потока 78,7 м. В состав сооружений водоприемника также входят:

- железобетонный понур в верхнем бьефе;
- подпорные стены подводящего канала I яруса (секции ЛВ, ПВ);
- сопрягающие подпорные стены II яруса (секции ЛС, ПС);
- нижние подпорные стены напорных водоводов (секции ЛН, ПН).

Основанием водоприемника до глубины 30–35 м служат мореные суглинки с прослоями песков и песчано-гравийных грунтов. Под толщей морены залегает пачка (25–30 м) внутриморенных песков.

Вид водоприемника в плане представлен на рис. 1.

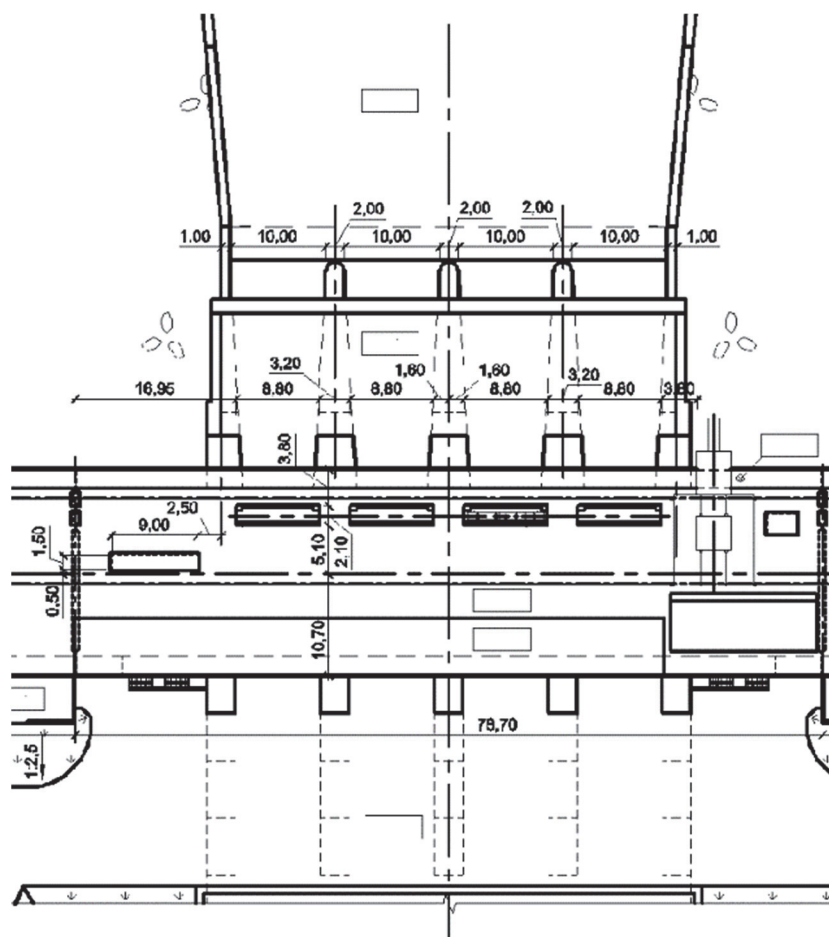


Рис. 1. Вид водоприемника ГАЭС в плане
Figure 1. View of the water intake of the pumped storage power plant

Конструкция водоприемника в вертикальном разрезе вдоль потока представлена на рис. 2.

Как отмечено выше, конструкция водоприемника – неразрезная. Армирование конструкций водоприемника выполнено арматурой класса А500С. Для уменьшения напряжений, возникающих при сезонном колебании температур, стены здания машинного зала вместе с контрфорсами, выше отметки пола машзала (246,75 м) и его перекрытие, надрезаны двумя вилочными швами через 24 м.

Фундаментная плита водоприемника по длине вдоль потока имеет три зуба, предназначенные для увеличения длины контактной фильтрации и повышения сопротивления сдвигу. Между верховым и центральным зубьями, а также на длине 12 м от низового зуба под фундаментной плитой устроен дренажный фильтр толщиной 55 см из четырех слоев (сверху вниз): бетонная подготовка М100, гравий диаметром 20–40 мм, гравий диаметром 5–20 мм, песчано-гравийная смесь. В верховом зубе вдоль шва между водоприемником и понуром устроена «мокрая» потерна, основным назначением которой является контролирование шпонок и пьезометрического уровня в основании водоприемника. В центральном зубе фундаментной плиты располагается «сухая» потерна. «Мокрая» и «сухая» потерны соединяются между собой продольными галереями, расположенными в зубьях, устроенных по краям фундаментной плиты вдоль потока.

Водонепроницаемый понур длиной 47,1 м и толщиной 1,65 м на основной площади предназначен для снижения противодавления на фундаментную плиту водоприемника. Железобетонная часть понура в зоне прохождения «мокрой» потерны имеет утолщение.

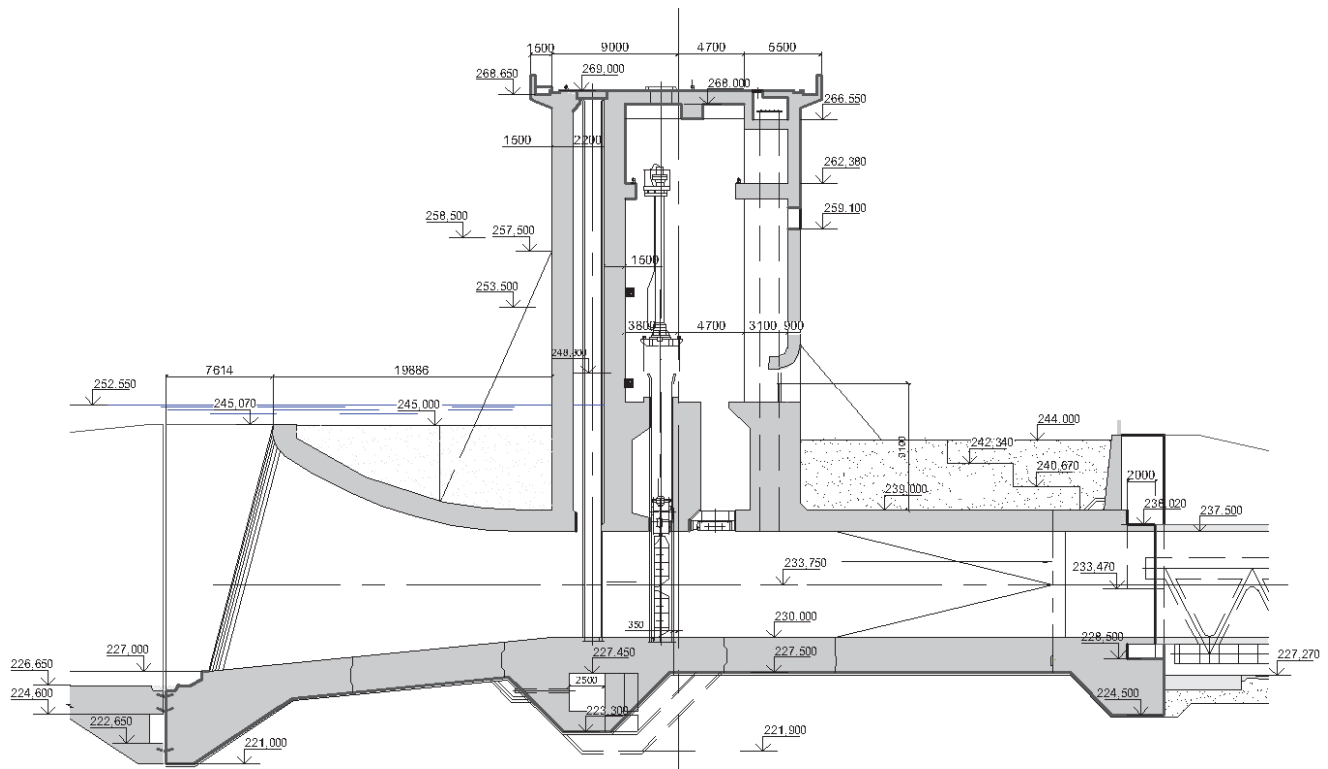


Рис. 2. Конструкция водоприемника ГАЭС в вертикальном сечении вдоль потока
Figure 2. Design of the water intake of pumped storage power plant in a vertical section along the flow

Материалы и методы

Железобетонная конструкция водоприемника ГАЭС изготовлена из обычного тяжелого бетона класса В20 и арматуры класса А500С. Основание водоприемника сложено моренными суглинками с прослоями песков и песчано-гравийных грунтов.

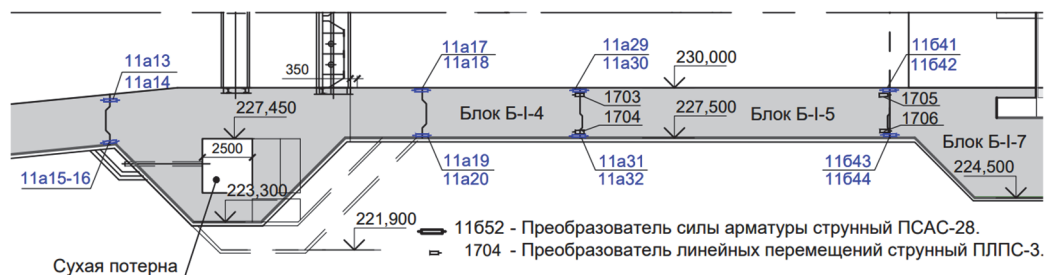


Рис. 3. Схема размещения КИА в фундаментной плите с указанием номеров блоков бетонирования

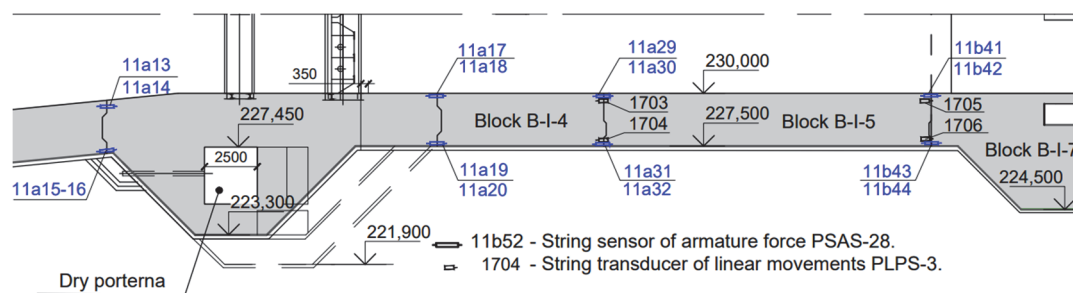


Figure 3. Layout of the instrumentation in the foundation slab, showing the numbers of the concreting blocks

Для контроля напряженно-деформированного состояния фундаментной плиты водоприемника в ней была установлена струнная контрольно-измерительная аппаратура.

На арматурных стержнях фундаментной плиты установлены преобразователи силы арматуры струнные ПСАС для измерения напряжений в арматуре. На вертикальных межблочных швах установлены преобразователи линейных перемещений струнные ПЛПС для измерения ширины раскрытия швов. Схема размещения контрольно-измерительной аппаратуры представлена на рис. 3.

Результаты

Ниже приводятся наиболее существенные результаты натуральных наблюдений за состоянием фундаментной плиты водоприемника.

Напряжения в арматуре, расположенной вдоль потока у нижней и у верхней грани фундаментной плиты водоприемника, преимущественно растягивающие.

С начала 2011 г. был зафиксирован неуклонный рост растягивающих напряжений (по прибору ПСАС 11643) в продольной арматуре у нижней грани, пересекающей низовой вертикальный шов между блоками Б-И-5 и Б-И-7 (рис. 3). После достижения (к началу 2012 г.) напряжений более 400 МПа, прибор ПСАС 11643 перестал давать показания. Расположенный поблизости дублирующий прибор ПСАС 11644 после достижения значений 250 МПа в первом квартале 2011 г. перестал давать показания.

По показаниям приборов ПСАС 11641 и ПСАС 11642, расположенных на арматуре вдоль потока у верхней грани, пересекающей тот же вертикальный шов между блоками Б-И-5 и Б-И-7 (рис. 4), растягивающие напряжения в арматуре не превышают 100 МПа.

Таким образом, вертикальный шов между блоками Б-И-5 и Б-И-7 (рис. 3) находится в условиях внецентренного растяжения с большим эксцентриситетом, близкого к изгибу.

В вертикальном шве между блоками Б-И-4 и Б-И-5 (рис. 3) отмечается картина, представленная графически на рис. 5.

Максимальные растягивающие напряжения в арматуре вдоль потока зафиксированы по прибору ПСАС 11a31, расположенному на арматуре нижней грани фундаментной плиты, и составляют 276,77 МПа. По дублирующему прибору ПСАС 11a32 зафиксированы практически такие же показания.

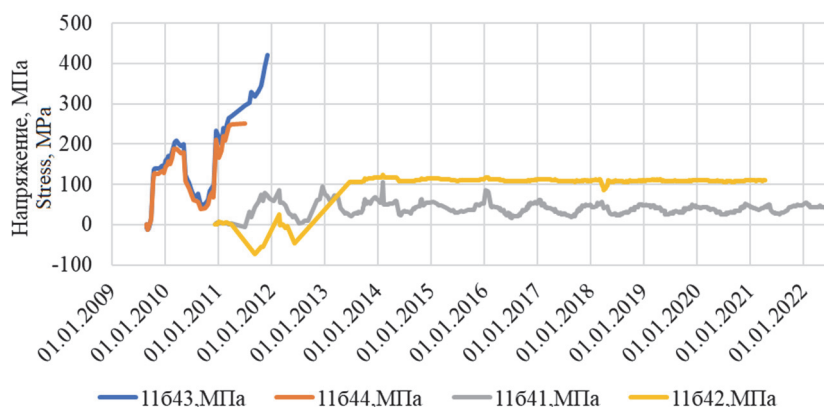


Рис. 4. Напряжения в арматуре вдоль потока, пересекающей вертикальный шов между блоками Б-И-5 и Б-И-7
Figure 4. Stresses in the reinforcement along the stream crossing the vertical joint between blocks B-I-5 and B-I-7

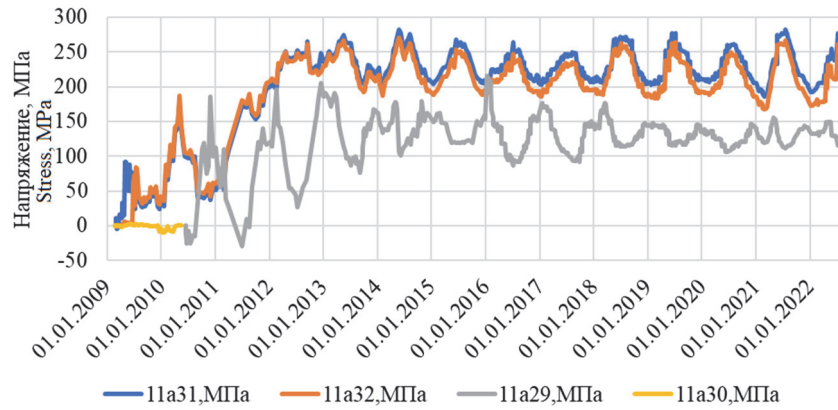


Рис. 5. Напряжения в арматуре вдоль потока, пересекающей вертикальный шов между блоками Б-I-4 и Б-I-5
Figure 5. Stresses in the reinforcement along the stream crossing the vertical joint between blocks B-I-4 and B-I-5

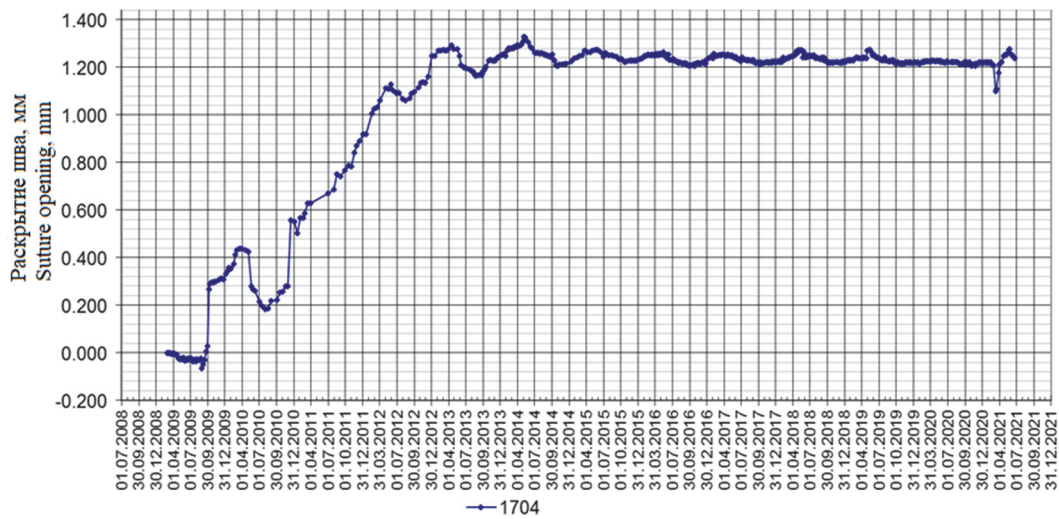


Рис. 6. Ширина раскрытия вертикального шва между блоками Б-I-4 и Б-I-5 на нижней грани фундаментной плиты
Figure 6. Width of vertical joint opening between blocks B-I-4 and B-I-5 on the bottom face of the foundation slab

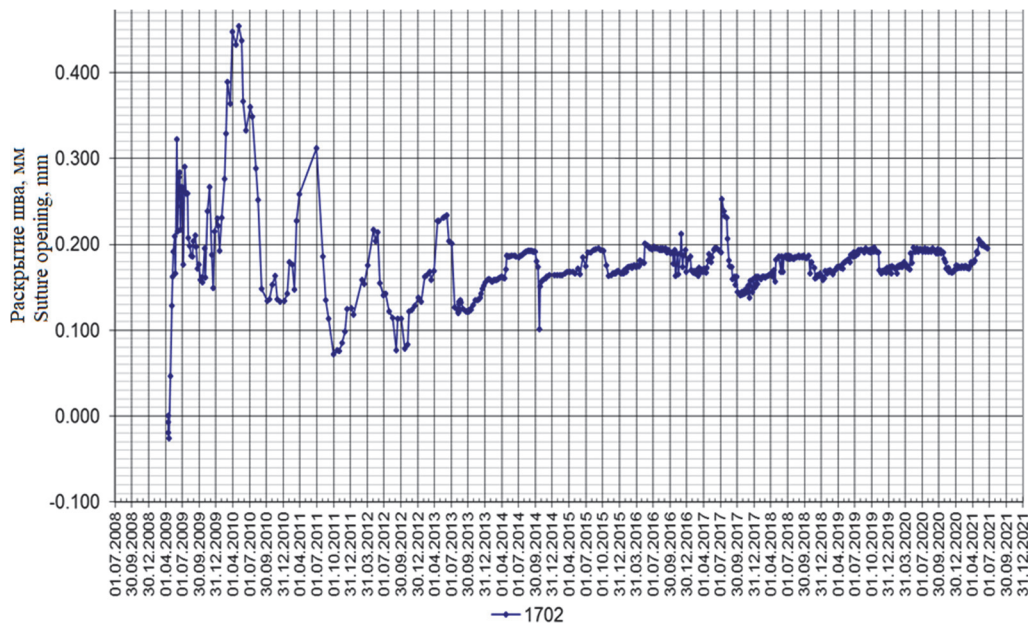


Рис. 7. Ширина раскрытия вертикального шва между блоками Б-I-4 и Б-I-5 на верхней грани фундаментной плиты
Figure 7. Width of opening of the vertical joint between blocks B-I-4 and B-I-5 on the top edge of the foundation slab

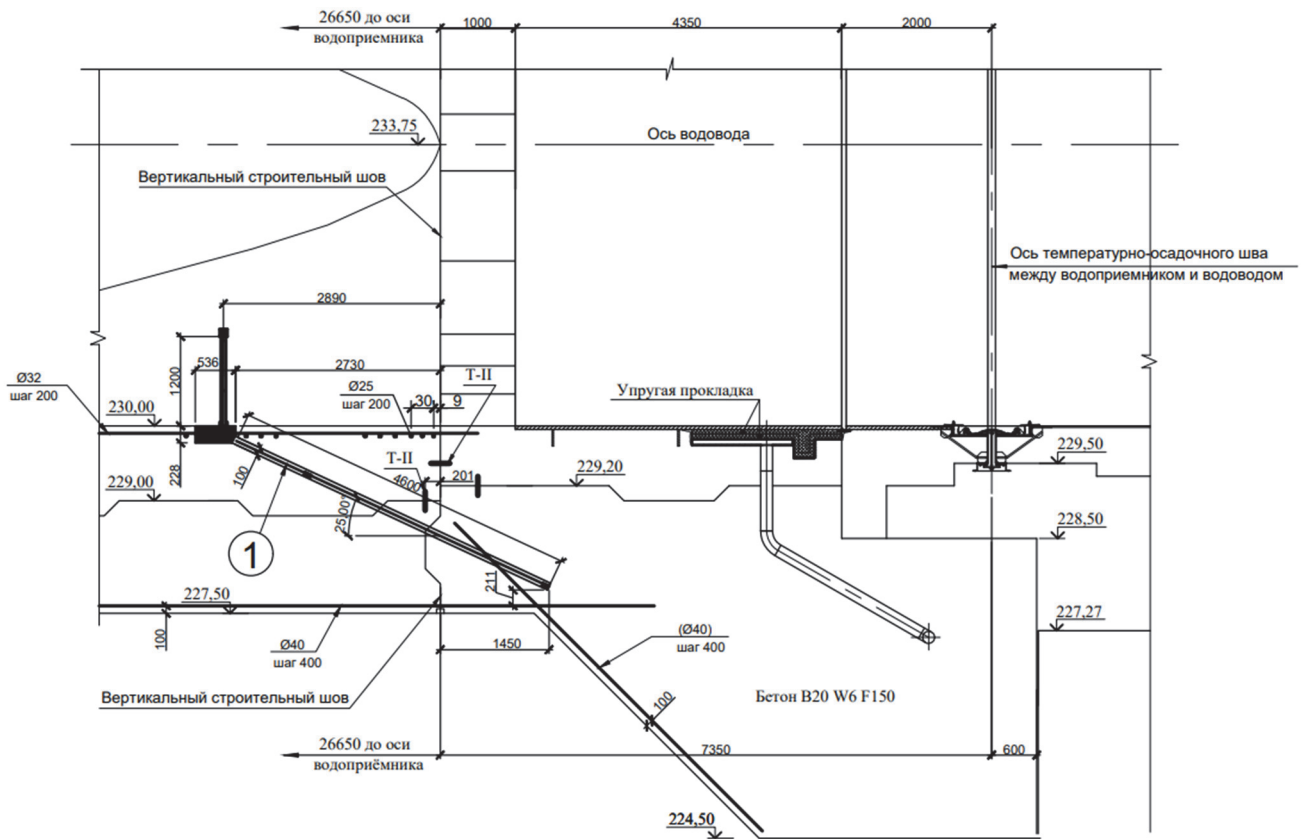


Рис. 8. Схема усиления низового участка фундаментной плиты наклонными стержнями (анкерами):
1 – наклонные стержни (анкеры) из арматуры Ø 40 мм класса А500С

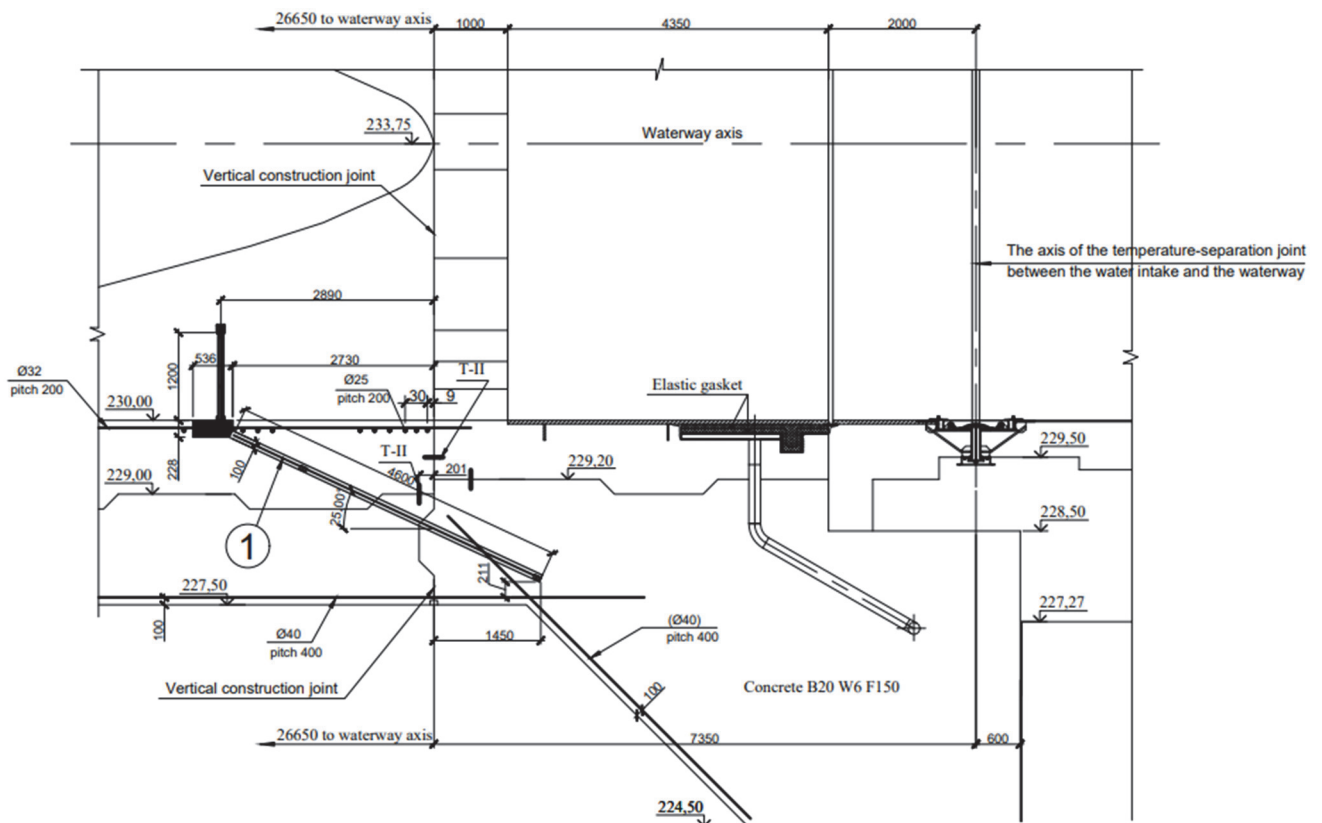


Figure 8. Scheme of strengthening the bottom section of the foundation slab with inclined rods (anchors):
1 – inclined rods (anchors) made of reinforcement Ø 40 mm of class А500С

По прибору ПСАС 11a29, расположенному на арматуре верхней грани фундаментной плиты, напряжения составляют около 150 МПа.

Таким образом, вертикальный шов между блоками Б-І-4 и Б-І-5 (см. рис. 3) находится в условиях растяжения, близкого к центральному.

Раскрытие межблочных швов фундаментной плиты соответствует сезонному изменению температуры, однако стоит отметить повышенную ширину раскрытия строительного шва до 1,28 мм на нижней грани фундаментной плиты между блоками Б-І-4 и Б-І-5 (см. рис. 3) по состоянию на II квартал 2021 г., согласно показаниям прибора ПЛПС 1704 (см. рис. 6). На верхней грани в этом же шве ширина раскрытия по показаниям ПЛПС 1703 не превышает 0,3 мм (см. рис. 7).

В конце 2012 г. был разработан (а в начале 2013 г. был реализован) проект усиления низового участка фундаментной плиты водоприемника в зонах низовых вертикальных швов между блоками А-І-5 и А-І-7, Б-І-5 и Б-І-7, В-І-5 и В-І-7, Г-І-5 и Г-І-7, посредством дополнительных наклонных арматурных стержней диаметром 40 мм класса А500С (рис. 8). Также было выполнено наращивание выходных участков контрфорсов перекрытия низового участка водоприемника до низового парапета с целью повысить изгибную жесткость низового участка водоприемника (рис. 9).

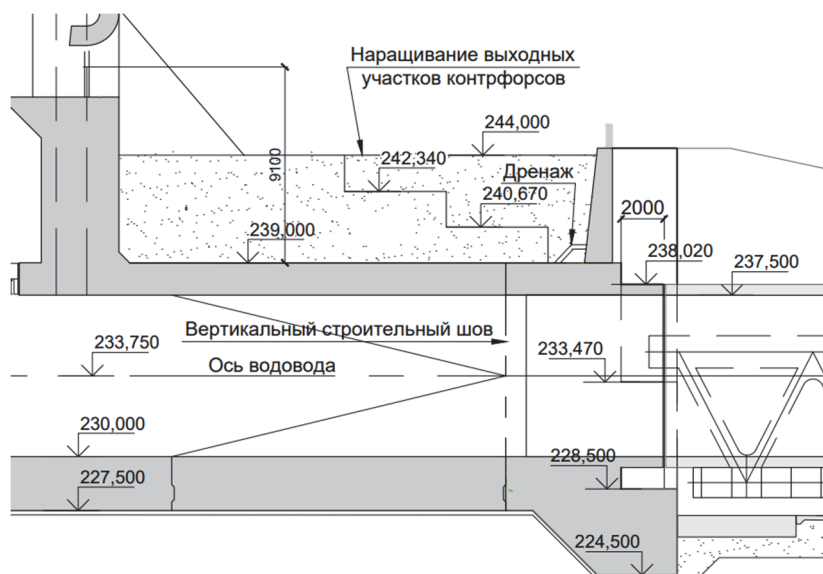


Рис. 9. Схема усиления низового участка водоприемника путем наращивания выходных участков контрфорсов

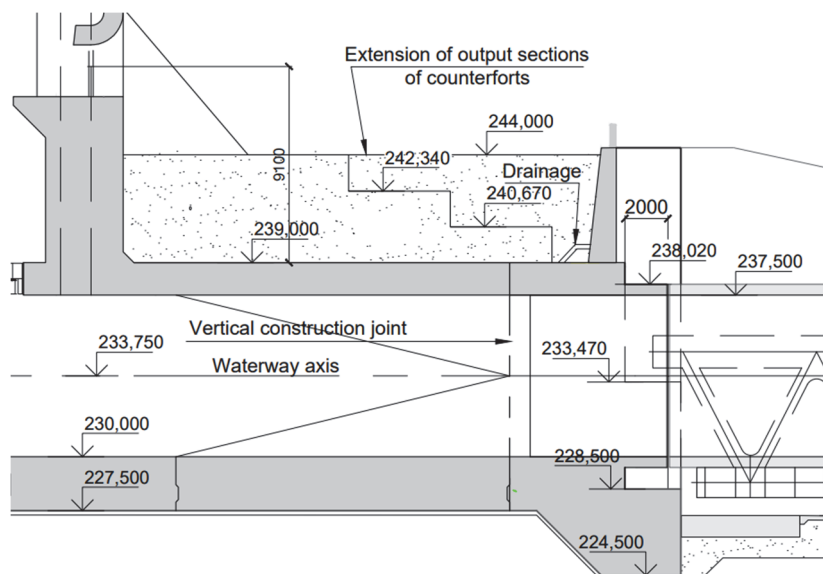


Figure 9. Scheme of strengthening the downstream section of the inlet by extending the outlet sections of the buttresses

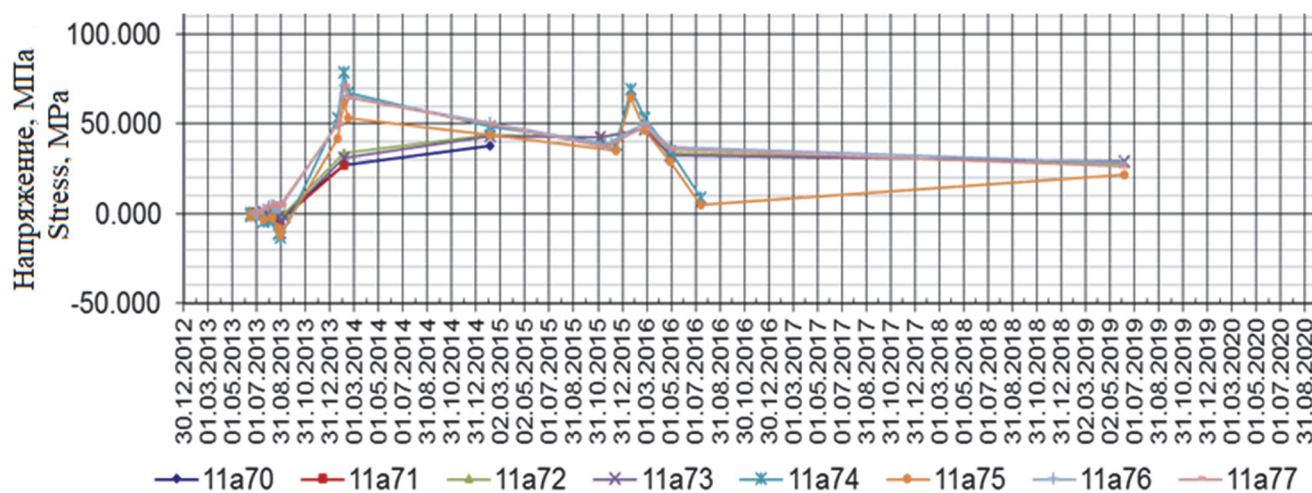


Рис. 10. Растягивающие напряжения в дополнительных наклонных арматурных стержнях (анкерах) в зонах швов между блоками А-I-5 и А-I-7, В-I-5 и В-I-7, В-I-5 и В-I-7, Г-I-5 и Г-I-7
Figure 10. Tensile stresses in additional inclined reinforcing bars (anchors) in the areas of joints between blocks А-I-5 and А-I-7, В-I-5 and В-I-7, В-I-5 and В-I-7, Г-I-5 and Г-I-7

В дополнительных наклонных арматурных стержнях (анкерах) длиной 4,6 м, установленных для усиления фундаментной плиты в зонах швов между блоками А-I-5 и А-I-7, В-I-5 и В-I-7, В-I-5 и В-I-7, Г-I-5 и Г-I-7 под углом 25° , растягивающие напряжения достигли 70 МПа в 2014–2015 гг. и в 2019 г. снизились до 20–30 МПа, после чего не представлялось возможным снимать показания (рис. 10).

В целом напряжения в дополнительных наклонных арматурных стержнях (анкерах) растягивающие – это значит, что наклонные стержни включились в статическую работу фундаментной плиты.

Анализ данных натурных наблюдений за состоянием фундаментной плиты водоприемника показал, что имелись определенные недоработки при проектировании водоприемника, что потребовало проведения мероприятий по усилению низового участка фундаментной плиты. Требуется совершенствование конструкции водоприемника данного типа, в том числе конструкции фундаментной плиты водоприемника.

Заключение

Данные натурных наблюдений за состоянием фундаментной плиты водоприемника ГАЭС показали, что в арматуре, направленной вдоль потока (в зонах пересечения вертикальных швов), возникли растягивающие напряжения, превышающие расчетное сопротивление арматуры класса А500С (435 МПа). Имеется опасение, что нижняя арматура, пересекающая низовой шов фундаментной плиты между блоками В-I-5 и В-I-7 (см. рис. 3), находится в состоянии текучести.

Данные натурных наблюдений за состоянием фундаментной плиты водоприемника показали, что имеются случаи ширины раскрытия вертикальных швов, достигающей 1,28 мм.

По данным натурных наблюдений установлено, что вертикальный шов между блоками В-I-5 и В-I-7 (см. рис. 3) находится в условиях внецентренного растяжения с большим эксцентриситетом, близкого к изгибу; а вертикальный шов между блоками В-I-4 и В-I-5 (см. рис. 3) находится в условиях растяжения, близкого к центральному растяжению.

Состояние фундаментной плиты водоприемника потребовало проведения мероприятий по усилению низового участка фундаментной плиты водоприемника ГАЭС.

Конструкция водоприемника ГАЭС (в части фундаментной плиты) нуждается в совершенствовании.

Рекомендуется выполнить дополнительное усиление низовой половины фундаментной плиты водоприемника в зонах вертикальных межблочных швов, направленных поперек потока, предварительно напряженной композитной арматурой (например, базальтокомпозитной арматурой).

References / Список литературы

1. Serebrynikov N.I., Rodionov V.G., Kuleshov A.P., Magruk V.I., Ivanushchenko V.S. *Pumped storage power plants. Construction and operation of Zagorskaya Hydroelectric Power Plant*. Moscow: NTS ENAS Publ.; 2000. (In Russ.)
Серебряников Н.И., Родионов В.Г., Кулешов А.П., Магрук В.И., Иванущенко В.С. Гидроаккумулирующие электростанции. Строительство и эксплуатация Загорской ГАЭС. М.: НЦ ЭНАС, 2000. 355 с.
2. Sinyugin V.Yu., Magruk V.I., Rodionov V.G. *Pumped-storage power stations in the modern power engineering*. Moscow: NTS ENAS Publ.; 2008. (In Russ.)
Синюгин В.Ю., Магрук В.И., Родионов В.Г. Гидроаккумулирующие электростанции в современной электроэнергетике. М.: НЦ ЭНАС, 2008. 352 с.
3. Barbour E., Wilson I.A., Radcliffe J. A review of pumped hydro energy storage development in significant international electricity markets. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*. 2016;61:421–432. <https://doi.org/10.1016/j.rser.2016.04.019>
4. Kwak H.G., Ha S.J., Kim J.K. Non-structural cracking in RC walls. Part I. Finite element formulation. *Cement and Concrete Research*. 2006;36(4):749–760. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2005.12.001>
5. Isgor O.B., Razaqpur A.G. Finite element modeling of coupled heat transfer, moisture transport and carbonation processes in concrete structures. *Cement and Concrete Composites*. 2004;26(1):57–73. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(02\)00125-7](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(02)00125-7)
6. Antal B.A. *Pumped storage hydropower: a technical review* (Master's report). Boulder: University of Colorado; 2014.
7. Tàczy I. *Pumped storage hydroelectric power plants: issues and applications*. Budapest: Energy Regulators Regional Association; 2016.
8. Barth C., Margraf E. Untersuchung verschiedener Bodenmodelle zur Berechnung von Fundamentplatten im Rahmen von FEM-Lösungen. *Bautechnik*. 2004;81(5):337–343.
9. Burland J.B., Broms B.B., De Mello V.F.B. Behaviour of foundations and structures. *Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (Tokyo, 1977)*. 1977;2:495–546.
10. Klucka R., Frydrysek K., Mahdal M. Measuring the deflection of a circular plate on an elastic foundation and comparison with analytical and FE approaches. *Applied Mechanics and Materials*. 2014;684:407–412. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.684.407>
11. Haldar A., Mahadevan S. *Probability, reliability and statistical methods in engineering design*. New York: John Wiley & Sons; 2000.
12. Zanker K.J. Some hydraulic modelling techniques. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers: Conference Proceedings*. 1967;182(13):54–63. https://doi.org/10.1243/PIME_CONF_1967_182_391_02
13. Bouchelaghem F. Multi-scale modelling of the permeability evolution of fine sands during cement suspension grouting with filtration. *Computers and Geotechnics*. 2009;36(6):1058–1071. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2009.03.016>
14. Denholm P., Ela E., Kirby B., Milligan M. The role of energy storage with renewable electricity generation. Technical Report NREL/TP-6A2-47187. Colorado: National Renewable Energy Laboratory; 2010.
15. Bowles J.E. *Foundation analysis and design*. 5th ed. Singapore: McGraw-Hill; 1997.
16. Kurian N.P. *Design of foundation systems, principles and practice*. 3rd ed. Delhi: Narosa Publishing House; 2007.

АНАЛИТИЧЕСКИЕ И ЧИСЛЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ ANALYTICAL AND NUMERICAL METHODS OF ANALYSIS OF STRUCTURES

DOI 10.22363/1815-5235-2022-18-5-438-443
UDC 620.193


RESEARCH ARTICLE / НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

Predicting the residual life of concrete structures in biocorrosion from the position of the theory of mass transfer

Sergey V. Fedosov¹ , Svetlana A. Loginova²  , Anna A. Shalygina² 

¹Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Moscow, Russian Federation

²Yaroslavl State Technical University, Yaroslavl, Russian Federation

 sl79066171227@yandex.ru

Article history

Received: July 12, 2022

Revised: September 21, 2022

Accepted: September 25, 2022

For citation


Fedosov S.V., Loginova S.A., Shalygina A.A. Predicting the residual life of concrete structures in biocorrosion from the position of the theory of mass transfer. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2022;18(5):438–443. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-5-438-443>

Abstract. The problem of corrosive destruction of concrete and reinforced concrete structures of industrial buildings affected by aggressive environments does not lose its relevance, because, despite the abundance of modern methods of protection, there are still no radical methods of corrosion control. Corrosive destruction of building materials leads to a strength and load-bearing capacity reduction, loss of aesthetic properties of concrete and reinforced concrete structures and, consequently, to a decrease in the residual life of buildings and structures. The biological factor often acts as an intensifier of corrosive destruction. In this regard, it is reasonable to search for the possibility of predicting the durability of concrete and reinforced concrete structures in aggressive liquid mediums, taking into account the biofactor effect from the standpoint of mass transfer theory. The authors present a model of mass transfer in a concrete structure exposed to aggressive environment and biofouling. The proposed physical and mathematical model considers the properties of concrete and aggressive environment, as well as the kinetics of continuous processes of growth, reproduction and death of microorganisms. The results of numerical experiments on the proposed mathematical model are provided. The application of the received solutions will allow timely monitoring of biocorrosive destruction of concrete and reinforced concrete structures and selecting effective methods of protection.

Keywords: concrete, reinforced concrete, corrosion, biodegradation, residual life, mass transference

Sergey V. Fedosov, Academician of the RAACS, Doctor of Technical Sciences, Professor, Professor of the Department of Technology and Organization of Construction Production, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), 26 Yaroslavskoye Shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ORCID: 0000-0001-6117-7529, Scopus Author ID: 7005670404, eLIBRARY SPIN-code: 1840-8194; mr.fedosow.2011@yandex.ru
Svetlana A. Loginova, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Building Structures, Yaroslavl State Technical University, 88 Moskovskii Prospekt, Yaroslavl, 150023, Russian Federation; ORCID: 0000-0001-6025-8968, Scopus Author ID: 57215860584, eLIBRARY SPIN-code: 4076-4970; sl79066171227@yandex.ru
Anna A. Shalygina, student, Yaroslavl State Technical University, 88 Moskovskii Prospekt, Yaroslavl, 150023, Russian Federation; ORCID: 0000-0002-8263-4546; miss-anna.shalygina@yandex.ru

© Fedosov S.V., Loginova S.A., Shalygina A.A., 2022


 This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode>

Прогнозирование остаточного ресурса бетонных конструкций при биокоррозии с позиции теории массопереноса

С.В. Федосов¹ , С.А. Логинова²  , А.А. Шалыгина² 

¹Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва, Российская Федерация

²Ярославский государственный технический университет, Ярославль, Российская Федерация

 sl79066171227@yandex.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 12 июля 2022 г.

Доработана: 21 сентября 2022 г.

Принята к публикации: 25 сентября 2022 г.

Для цитирования

Федосов С.В., Логинова С.А., Шалыгина А.А. Прогнозирование остаточного ресурса бетонных конструкций при биокоррозии с позиции теории массопереноса // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2022. Т. 18. № 5. С. 438–443. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-5-438-443>

Аннотация. Проблема коррозионного разрушения бетонных и железобетонных конструкций производственных зданий, испытывающих влияние агрессивных сред, не теряет своей актуальности, поскольку, несмотря на обилие современных способов защиты, до сих пор радикальных методов борьбы не существует. Коррозионная деструкция строительных материалов приводит к снижению прочности и несущей способности, потере эстетических свойств бетонных и железобетонных конструкций и, следовательно, к снижению остаточного ресурса зданий и сооружений. Интенсификатором коррозионной деструкции нередко выступает биологический фактор. В связи с этим рационален поиск возможности прогнозирования долговечности бетонных и железобетонных конструкций в агрессивных жидких средах с учетом действия биофактора с позиции теории массопереноса. Приводится модель массопереноса в бетонной конструкции, подверженной воздействию агрессивной среды и биообрастанию. Предложенная физико-математическая модель учитывает свойства бетона и агрессивной среды, а также кинетику непрерывных во времени процессов роста, размножения и гибели микроорганизмов. Приводятся результаты численных экспериментов по предложенной математической модели. Применение полученных решений позволит осуществлять своевременный мониторинг биокоррозионных разрушений бетонных и железобетонных конструкций и подбирать эффективные методы защиты.

Ключевые слова: бетон, железобетон, коррозия, биоразрушение, остаточный ресурс, массоперенос

Introduction

For a long time, they considered that concrete and reinforced concrete structures have an unlimited life, because concrete only gains strength over time [1; 2]. However, during operation, building structures are influenced by various aggressive environments, which eventually result in their destruction. Thus, corrosive destruction of building materials, including biodegradation, is most often found in of food, chemical and other industries' buildings. Figure 1 shows photographic materials from the inspection of corrosively damaged structures of an industrial building.

Currently, there are no guidelines in the building regulations for the design and calculation of structures taking into account corrosive damage. Predicting the life of concrete and reinforced concrete structures, assessing the residual life of their operation is an urgent task, which solution is possible by applying the theory of mass transfer.

The works of V.P. Selyaev [3; 4], V.T. Erofeev [5; 6], V.I. Rimshin [7], B.V. Gusev [8; 9], N.K. Rosenthal [10] and other scientists are devoted to the development of methods for calculating structures exposed to corrosive destruction, modeling of biocorrosive damage.

The most common structural damages during operation in aggressive environments are described in the N.K. Rosenthal's works [10]. The article describes in more detail the process of corrosive destruction of concrete during biofouling.

Федосов Сергей Викторович, академик РААСН, доктор технических наук, профессор кафедры технологии и организация строительного производства, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Российская Федерация, 129337, Москва, Ярославское шоссе, д. 26; ORCID: 0000-0001-6117-7529, Scopus Author ID: 7005670404, eLIBRARY SPIN-код: 1840-8194; mr.fedosow.2011@yandex.ru

Логинова Светлана Андреевна, кандидат технических наук, доцент кафедры строительных конструкций, Ярославский государственный технический университет; Российская Федерация, 150023, Ярославль, Московский пр-кт, д. 88; ORCID: 0000-0001-6025-8968, Scopus Author ID: 57215860584, eLIBRARY SPIN-код: 4076-4970; sl79066171227@yandex.ru

Шалыгина Анна Александровна, студент, Ярославский государственный технический университет, Российская Федерация, 150023, Ярославль, Московский пр-кт, д. 88; ORCID: 0000-0002-8263-4546; miss-anna.shalygina@yandex.ru



Figure 1. Corrosion damage to the coating of an industrial building in Moscow

Nowadays, it has been established that biocorrosive destruction of concrete and reinforced concrete structures in its pure form is rare, most often it develops in aggregate with other types of corrosion [11–13]. Additional impact of the bioaggressive environment results in an even greater increase in the material porosity, intensification of diffusion processes in the body of concrete and, as a consequence, stimulation of corrosion destruction in general. Building structures operated in an aquatic environment or an environment of high humidity are particularly often subjected to biocorrosive destruction.

When examining operated concrete and reinforced concrete structures, it is usual to determine their residual life. By mathematical modeling of the corrosion destruction of concrete, taking into account the biofactor, it is possible to establish the essence of the exchange processes occurring between cement stone and biota, predict this exchange and formulate ways to prevent such corrosion damage, thereby saving an impressive amount of money.

Methods

The development of a mathematical description of the biocorrosive destruction of concrete was carried out from the standpoint of the theory of mass transfer. The “concrete – biofilm – liquid” system, which is typical for the case of biofouling of a concrete structure exposed to an aquatic environment during operation, was considered. This system consisted of two unlimited plates in contact with each other. Each of the plates was characterized by the size and properties of the simulated object. The task was to determine the concentration change of the transferred component ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) over time by the thickness of the concrete structure. A mass transfer model in an unlimited two-layer plate was compiled in the form of a system of partial differential equations of the parabolic type with boundary conditions of the second kind at the boundary of concrete with liquid and of the fourth kind at the boundary between concrete and biofilm [14]. The boundary condition of the second kind characterizes the absence of a flow of matter. The boundary condition of the fourth kind is characteristic for the case of equality of concentrations of the transferred component ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) and mass flows at the phase boundary. In order to solve the boundary value problem for differential equations, the Laplace integral transformation method was used [15].

Discussion and results

As a result of mathematical modeling, a system of equations (1)–(8) was compiled.

$$\frac{\partial C_1(x, \tau)}{\partial \tau} = k_1 \frac{\partial^2 C_1(x, \tau)}{\partial x^2}; \quad \tau > 0; \quad -\delta_1 \leq x \leq 0. \quad (1)$$

$$\frac{\partial C_2(x, \tau)}{\partial \tau} = k_2 \frac{\partial^2 C_2(x, \tau)}{\partial x^2}; \quad \tau > 0; \quad 0 \leq x \leq \delta_2. \quad (2)$$

$$C_1(x, \tau)|_{\tau=0} = C_1(x, 0) = C_{1,0}. \quad (3)$$

$$C_2(x, \tau)|_{\tau=0} = C_2(x, 0) = C_{2,0}. \quad (4)$$

$$\left. \frac{\partial C_1(x, \tau)}{\partial x} \right|_{x=\delta_1} = 0. \quad (5)$$

$$C_1(x, \tau)|_{x=0} = mC_2(x, \tau)|_{x=0}. \quad (6)$$

$$-\rho_{\text{con}}k_1 \left. \frac{\partial C_1(x, \tau)}{\partial x} \right|_{x=0} = -\rho_{\text{biom}}k_2 \left. \frac{\partial C_2(x, \tau)}{\partial x} \right|_{x=0}. \quad (7)$$

$$-k_2 \left. \frac{\partial C_2(x, \tau)}{\partial x} \right|_{x=\frac{\delta_2}{\delta_1}} = q_n(\tau), \quad (8)$$

where $C_1(x, \tau)$ – a concentration of the transferred component in the body of concrete, kg of CaO/kg of concrete; $C_2(x, \tau)$ – a concentration of the transferred component in the biofilm, kg of CaO/kg of biomass; $k_{1,2}$ – mass conductivity ratios, m^2/s ; δ_1 – a concrete structure thickness, m; δ_2 – a biofilm thickness, m; $C_{1,0}$ – an initial concentration of the transferred component, kg of CaO/kg of concrete; $C_{2,0}$ – a initial concentration of the transferred component, kg of CaO/kg of biomass; ρ_{con} , ρ_{biom} – concrete and biomass densities, kg/m^3 ; $q_n(\tau)$ – a density of the mass flow leaving the biofilm into the liquid flow, m is a Henry's equilibrium constant, kg of biofilm/kg of concrete.

The previously published works of the authors [13; 16] describe in detail the process of solving this system of differential equations. By replacing the functions of real variables with their images, that are connected via the Laplace operator, a complex system of differential equations has been reduced to the simplest algebraic operations. The solution of the system in general has taken the form:

$$\begin{aligned} Z_1(\bar{x}, Fo_m) &= \frac{1}{1 + NK_k K_\delta} \left\{ 1 - NK_\delta + NKi_m^* \left[Fo_m + \frac{(1 - \bar{x})^2}{2} + \varphi(K_k, N, K_\delta) \right] \right\} + \\ + 2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{\mu_n^2 \Psi_1(\mu_n)} & (\mu_n \sin \mu_n [\cos(\mu_n \bar{x}) \cos(\mu_n \sqrt{K_k} K_\delta) - \sqrt{K_k} K_\delta \sin(\mu_n \bar{x}) \sin(\mu_n \sqrt{K_k} K_\delta)] - \\ & - \frac{N}{\sqrt{K_k}} \cos(\mu_n(1 + \bar{x})) \exp(-\mu_n^2 Fo_m). \end{aligned} \quad (9)$$

$$\begin{aligned} Z_2(\bar{x}, Fo_m) &= \frac{1}{1 + NK_k K_\delta} (1 - NK_\delta + Ki_m^* [\bar{x} - Fo_m K_k K_\delta] + NKi_m^* (\varphi(K_k, N, K_\delta) - \\ & - \frac{1 + K_k \bar{x}^2}{2}) - 2 \sum_{m=1}^{\infty} \frac{J}{\mu_m^2 \Psi_1(\mu_m)} (\mu_m \sin \mu_m \cos[\mu_m \sqrt{K_k} (K_\delta - \bar{x})] - \\ & - \frac{\mu_m}{\sqrt{K_k}} \sin(\mu_m \sqrt{K_k} K_\delta) \left[N \cos \mu_m \cos(\mu_m \sqrt{K_k} \bar{x}) + \frac{J}{\sqrt{K_k}} \sin \mu_m \sin(\mu_m \sqrt{K_k} \bar{x}) \right] + \\ & + Ki_m^* \left[N \cos \mu_m \cos(\mu_m \sqrt{K_k} \bar{x}) + \frac{1}{\sqrt{K_k}} \sin \mu_m \sin(\mu_m \sqrt{K_k} \bar{x}) \right] \exp(-\mu_m^2 K_k Fo_m). \end{aligned} \quad (10)$$

$$\varphi(K_k, N, K_\delta) = \frac{1 + K_k K_\delta (3K_\delta + 3N + NK_k K_\delta^2)}{6(1 + NK_k K_\delta)} \tag{11}$$

$$J = \int_0^1 Z_{1,0}(\xi) \cos[\mu_m (1 - \xi)] d\xi \tag{12}$$

$$\text{tg} \mu_m = N \sqrt{K_k} \text{tg}(\mu_m \sqrt{K_k} K_\delta) \tag{13}$$

where $Z_1(\bar{x}, Fo_m)$ – a dimensionless concentration of the transferred component over the thickness of the concrete structure; $Z_2(\bar{x}, Fo_m)$ – a dimensionless concentration of the transferred component over the thickness of the biofilm; $\bar{x} = x/\delta_1$ – a dimensionless coordinate; $K_k = k_2 / k_1$, $K_\delta = \delta_2 / \delta_1$, N – a ratio that considers the characteristics of the phases; $Fo_m = (k_1 \tau) / \delta_1^2$ – the Fourier criterion; μ_m – the roots of the characteristic equation; Ki_H^* – the Kirpichev mass-exchange criterion.

During the vital activity of microorganisms, the biofilm density changes over time as a result of the growth, reproduction and death of biota [17; 18]. This fact was considered in the mathematical model by introducing the ratio $N = (\rho_{\text{biom}} k_2) / (\rho_{\text{con}} k_1 m)$.

The correctness of the proposed mathematical model was verified by conducting numerical experiments, those results illustrate the influence of similarity criteria (Fourier, Kirpichev) on the dynamics of concrete biodegradation process (Figures 2 and 3). The calculated data obtained had a high similarity with the experimental data received by the authors in earlier studies [15; 19].

Large gradients of the concentrations of the transferred component as a result of changes in the values of the Kirpichev mass-exchange criterion are observed in Figure 2. Figure 3 shows the curves of changes in dimensionless concentrations of the transferred component at different values of the Fourier mass transfer criterion.

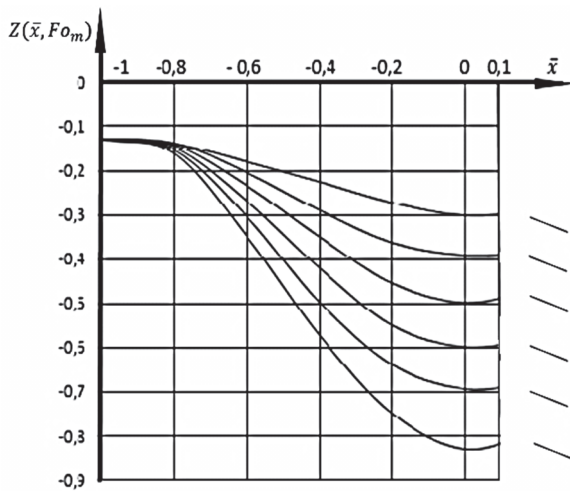


Figure 2. Profiles of dimensionless concentrations of the transferred component over the thickness of concrete and biofilm at $K_k = 1$, $K_\delta = 0.1$, $N = 1$; $Fo_m = 1$ with different values Ki_H^* :
1 = -0.5; 2 = -1; 3 = -1.5; 4 = -2; 5 = -2.5; 6 = -3

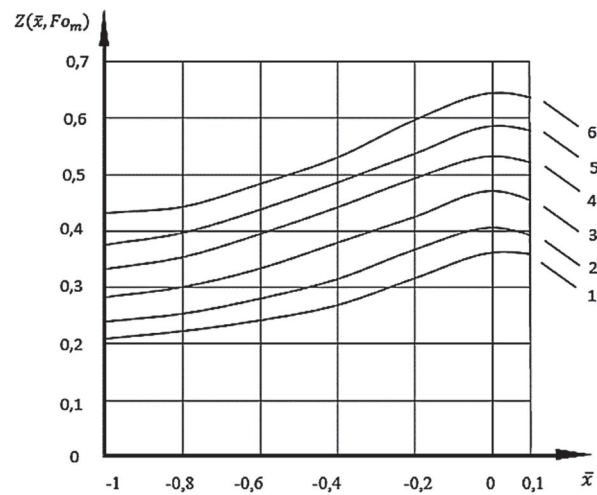


Figure 3. Profiles of dimensionless concentrations of the transferred component over the thickness of concrete and biofilm at $K_k = 1$, $K_\delta = 0.1$, $N = 1$, $Ki_H^* = 0.5$ with different values Fo_m :
1 = 0.5; 2 = 1; 3 = 1.5; 4 = 2; 5 = 2.5; 6 = 3

Conclusion

The obtained solutions (9)–(13) provide for determining the concentration values of the transferred component over the thickness of both the concrete structure and in the biofilm itself, at any time. At the same time, the obtained relationships make it possible to predict the numerical value of the transferred component over the

thickness of the concrete structure according to the available experimental data. The generality of the mathematical model allows us to extend it to predict the durability of various types of concrete. Based on this, it becomes possible to determine the residual life of building structures during operation in aggressive environments.

References

1. Pukhonto L.M. *Durability of reinforced concrete constructions of engineering structures*. Moscow: ASV Publ.; 2004. (In Russ.)
2. Timoshin A.A., Orlova T.S. Analysis of the economic sustainability of industrial enterprises in the context of digitalization and risk control. *Scientific Review: Theory and Practice*. 2021;6(86):1589–1600. (In Russ.) <https://doi.org/10.35679/2226-0226-2021-11-6-1589-1600>
3. Selyaev P.V., Kechutkina E.L., Babushkina D.R., Gryaznov S.Yu. Modeling of the work of reinforced concrete structures taking into account the combined action of mechanical loads and aggressive media. *Expert: Theory and Practice*. 2021;1(10):19–24. (In Russ.) https://doi.org/10.51608/26867818_2021_1_19
4. Selyaev V.P., Selyaev P.V., Kechutkina E.L., Bezrukova E.S. *Kinetic models of interaction of cement and polymer concretes with chemically active media*. Saransk; 2020. (In Russ.)
5. Erofeev V.T., Al Dulaimi S.D.S., Dergunova A.V. Improving the durability and environmental friendliness of buildings and structures in the textile industry by using materials modified with a microbiological additive. *News of Higher Educational Institutions. Technology of the Textile Industry*. 2021;3(393):141–146. (In Russ.) https://doi.org/10.47367/0021-3497_2021_3_141
6. Erofeev V.T., Yelchishcheva T.F., Vatin N.I., Mitina E.A., Rodin A.I., Erofeeva I.V. Design of structures of external walls of buildings under adverse environmental influences. *Industrial and Civil Construction*. 2020;8:4–15. (In Russ.) <https://doi.org/10.33622/0869-7019.2020.08.04-15>
7. Rimshin V.I., Shubin I.L., Erofeev V.T., Avetisyan A.A. Automation of the life cycle of buildings during reconstruction and major repairs. *Housing Construction*. 2022;7:6–12. (In Russ.) <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2022-7-6-12>
8. Gusev B.V., Fayvusovich A.S. Calculated dependencies for predicting the technical condition of reinforced concrete structures. *Industrial and Civil Construction*. 2021;6:4–12. (In Russ.) <https://doi.org/10.33622/0869-7019.2021.06.04-12>
9. Gusev B.V., Fayvusovich A.S. Mathematical theory of processes of concrete corrosion. *Industrial and Civil Construction*. 2019;7:58–63. (In Russ.) <https://doi.org/10.33622/0869-7019.2019.07.58-63>
10. Rosenthal N.K., Chekhov G.V. Corrosion and protection of reinforced concrete structures in biologically active media. *Bulletin of Construction SIC*. 2013;7–8:111–118. (In Russ.)
11. Morozov V.I., Antsygin O.I., Savchenko A.P. Calculating and modeling the operation of structures with corrosion damages. *Bulletin of Civil Engineers*. 2009;1:25–30. (In Russ.)
12. Wasim M., Duc Ngo T., Abid M. Investigation of long-term corrosion resistance of reinforced concrete structures constructed with various types of concretes in marine and various climate environments. *Construction and Building Materials*. 2020;237:117701. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117701>
13. Fedosov S.V., Loginova S.A. Mathematical model of concrete biological corrosion. *Magazine of Civil Engineering*. 2020;99(7):9906. <https://doi.org/10.18720/MCE.99.6>
14. Zaikina S.M. Generalized integral Laplace transform and its application to solving some integral equations. *Journal of Samara State Technical University. Series: Physical and Mathematical Sciences*. 2014;1(34):19–24. (In Russ.) <https://doi.org/10.14498/vsgtu1265>
15. Chaulagain H. Common structural deficiencies of RC buildings in Nepal. *BSMC Journal of Local Development*. 2016;1(1):130–141.
16. Loginova S.A. Principles of mathematical modeling of corrosion processes in aggressive environments. *Smart Composites in Construction*. 2022;3(1):47–57. (In Russ.) https://doi.org/10.52957/27821919_2022_1_47
17. Yang Y., Wang M. Pore-scale modeling of chloride ion diffusion in cement microstructures. *Cement and Concrete Composites*. 2018;85:92–104. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2017.09.014>
18. Davis J.L., Nica D., Shields K., Roberts D.J. Analysis of concrete from corroded sewer pipe. *International Biodeterioration and Biodegradation*. 1998;42(1):75–84. [https://doi.org/10.1016/S0964-8305\(98\)00049-3](https://doi.org/10.1016/S0964-8305(98)00049-3)
19. Salihovic A., Ademovic N. Nonlinear analysis of reinforced concrete frame under lateral load. *Coupled System Mechanics*. 2017;6(4):523–537. <https://doi.org/10.12989/csm.2017.6.4.523>



DOI 10.22363/1815-5235-2022-18-5-444-457
 УДК 69.01


НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

Влияние грунтового основания на напряженно-деформированное состояние большепролетного здания с цилиндро-плитным покрытием

Э.Р. Кужахметова¹  , В.И. Сутырин² 

¹Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва, Российская Федерация

²Балтийский федеральный университет имени Иммануила Канта, Калининград, Российская Федерация

 elja_09@bk.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 19 сентября 2022 г.

Доработана: 20 октября 2022 г.

Принята к публикации: 28 октября 2022 г.

Для цитирования

Кужахметова Э.Р., Сутырин В.И. Влияние грунтового основания на напряженно-деформированное состояние большепролетного здания с цилиндро-плитным покрытием // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2022. Т. 18. № 5. С. 444–457. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-5-444-457>

Аннотация. Рассмотрены конечно-элементные модели большепролетного здания с цилиндро-плитным покрытием как большой пространственной механической системы с разными граничными условиями. Первая модель представляет конструкцию надземной части здания с жесткой заделкой на уровне основания. У второй модели конструкция надземной части опирается на подземную часть, включающую свайный фундамент и грунтовое основание с разными физико-механическими свойствами. Цель исследования – сравнительно-численный анализ НДС большепролетного здания с разными граничными условиями. В ходе численного исследования выявлено влияние конструктивных особенностей подземной части здания, а также физико-механических свойств грунта на напряженно-деформированное состояние большепролетного покрытия и здания в целом. Численный статический анализ пространственных конечно-элементных моделей большепролетного здания проводился в программном комплексе CAE класса Femap NX Nastran. Результаты статического анализа продемонстрировали существенное структурное влияние подземной части большепролетного здания на характеристики его НДС. В следующей статье предполагается провести модальный анализ для указанных моделей здания.

Ключевые слова: метод конечных элементов, расчетная модель, система, здание, сооружение, большепролетное здание, пространственное покрытие, цилиндрическое покрытие, цилиндро-плитное покрытие, свая, набивная свая, буронабивная свая, свая в форме конуса, свая конической формы, свая конусообразной формы

Кужахметова Эльвира Рафаэльевна, инженер, старший преподаватель, кафедра железобетонных и каменных конструкций, Институт промышленного и гражданского строительства, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Российская Федерация, 129337, Москва, Ярославское шоссе, д. 26; ORCID: 0000-0002-0907-786X, Researcher ID: AAC-3301-2022, eLIBRARY SPIN-код: 1949-1140; elja_09@bk

Сутырин Валерий Игоревич, доктор технических наук, профессор образовательно-научного кластера «Институт высоких технологий», Балтийский федеральный университет имени Иммануила Канта, Российская Федерация, 236041, Калининград, ул. Александра Невского, д. 14; ORCID: 0000-0002-4911-8515, eLIBRARY SPIN-код: 7194-7481; vsutyryn@mail.ru

© Кужахметова Э.Р., Сутырин В.И., 2022




This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode>

Influence of the soil base on the stress-strain state of a large-span building with a cylinder-and-slab roof

Elvira R. Kuzhakhmetova¹  , Valerii I. Sutyurin² 

¹Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Moscow, Russian Federation

²Immanuel Kant Baltic Federal University, Kaliningrad, Russian Federation

 elja_09@bk.ru

Article history

Received: April 19, 2022

Revised: October 20, 2022

Accepted: October 28, 2022

For citation

Kuzhakhmetova E.R., Sutyurin V.I. Influence of the soil base on the stress-strain state of a large-span building with a cylinder-and-slab roof. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2022;18(5):444–457. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-5-444-457>

Abstract. The authors consider finite element models of a large-span building with a cylinder-and-slab roof as a large spatial mechanical system with different boundary conditions. The first model represents the superstructure of the building with a fixed-end at the soil base level. In the second model, the superstructure is based on the substructure, which includes a pile foundation and a soil base with different physical and mechanical properties. The purpose of the study is a comparative numerical analysis of the stress-strain state of a large-span building with different boundary conditions. The numerical study revealed the influence of the structural features of the substructure of the building, as well as the physical and mechanical properties of the soil base on the stress-strain state of the long-span roof and the building as a whole. Numerical static analysis of spatial finite element models of a large-span building was carried out in the CAE class Femap NX Nastran software package. The results of the static analysis demonstrated a significant structural influence of the substructure of a large-span building on the characteristics of its stress-strain state. In the next article, it is proposed to conduct a modal analysis for these building models.

Keywords: finite element method, system, building, structure, large-span building, cylindrical roof, cylindrical-and-slab roof, pile, rammed pile, bored pile, cone-shaped pile, conical pile, cone-shaped pile

Введение

Большепролетные здания сложны и разнообразны¹ [1–14]. Учитывая значительные размеры в плане, их относят к гибким системам. Согласно требованиям действующих нормативных документов² расчет здания необходимо выполнять с учетом фундамента и грунтового массива, что приводит к существенному усложнению расчетной модели. На практике трудоемкость ее построения и анализа становится весьма значительной, особенно в случае использования пространственных конечно-элементных сеток, которые обеспечивают наиболее полную информацию о напряженно-деформированном состоянии (НДС) проектируемого здания с учетом совместной работы фундамента и грунтового основания. Порядок подобных моделей определяется не только большим числом конечных элементов (КЭ) пространственной модели здания и фундамента, но и в значительной мере исключительно большим числом сопряженных КЭ грунтового массива [15].

Расчет пространственной модели «здание – фундамент – основание» осложняется необходимостью учета физико-механических характеристик грунта на разных глубинах заложения в соответствии с геологическим отчетом на площадке строительства³. Если при этом дополнительно учитываются упругопла-

Elvira R. Kuzhakhmetova, engineer, senior lecturer, Department of Reinforced Concrete and Stone Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), 26 Yaroslavskoye Shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ORCID: 0000-0002-0907-786X, Researcher ID: AAC-3301-2022, eLIBRARY SPIN-code: 1949-1140; elja_09@bk

Valerii I. Sutyurin, Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of the Institute of Engineering and Technology, Immanuel Kant Baltic Federal University, 14 Alexandra Nevskogo St, Kaliningrad, 236041, Russian Federation; ORCID: 0000-0002-4911-8515, eLIBRARY SPIN-code: 7194-7481; vsutyurin@mail.ru

¹ Патент РФ № 2740506. Большепролетное здание с купольно-плитно-вантовым покрытием / Кужахметова Э.Р. 2021. Бюл. № 2. 7 с.; Патент РФ № 2705689 РФ. Металлическая опора для крепления неразрезного ванта в висячих покрытиях зданий (сооружений) / Кужахметова Э.Р., Сутырин В.И. 2019. Бюл. № 32. 7 с.

² СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*.

³ СП 11-105-97. Инженерно-геологические изыскания для строительства. Ч. I. Общие правила производства работ. М.: Госстрой России, ГУП ЦПП, 2004. 43 с.; СП 11-104-97. Инженерно-геодезические изыскания для строительства. М.: Госстрой

стические свойства грунта, то подобный расчет необходимо выполнять итерационным методом, значительно осложняющим варианты исследования расчетной модели всего здания [15].

В отечественных и зарубежных исследованиях рассматриваются модели высотных зданий каркасного типа, основными материалами которых являются железобетон и сталь [16–24]. Следует отметить также статьи, посвященные сохранению объектов культурного наследия – исторических строительных объектов с разнообразными архитектурными формами, конструктивными решениями и строительными материалами [24–36]. В данных статьях авторы приводят результаты мониторинга, а также численные расчеты указанных объектов на различные внешние воздействия с учетом влияния фундаментов и грунтового основания. Особый интерес проявлен к исследованию железобетонных и каменных минаретов и колоколен [24–36]. Подобные комплексные исследования для большепролетных зданий отсутствуют.

В предлагаемой статье приведены результаты численного (статического) анализа различных расчетных моделей на примере большепролетного здания с цилиндро-плитным (ЦП) покрытием. Результаты численного (модального) анализа указанных расчетных моделей будут представлены в следующей статье.

Цель исследования состояла в обосновании необходимости учета подземной части при определении НДС надземной части большепролетного здания с ЦП покрытием. Задачами исследований являются:

- создание пространственных конечно-элементных моделей большепролетного здания с разными граничными условиями;
- исследование влияния граничных условий на напряженно-деформированное состояние надземной части большепролетного здания;
- сравнительный анализ НДС моделей с разными физико-механическими свойствами грунтового основания.

Общая характеристика большепролетного здания с цилиндро-плитным (ЦП) покрытием

Надземная часть здания (рис. 1, а). Центральная часть здания представляет собой прямоугольник в плане с размерами $40(B) \times 84(L)$ м, по контуру которого расположены колонны (поз. 1) квадратного сечения с шагом 6 м, высота которых в продольном направлении (по длине здания) принята 12 м, а в поперечном направлении (по ширине) – 16 м. Пространственным покрытием центральной части служит монолитная железобетонная цилиндрическая оболочка нулевой гауссовой кривизны (поз. 2), высотой $h = 4$ м, толщиной $\delta = 0,15$ м и радиусом кривизны $R = 52$ м. Бортовыми элементами цилиндрической оболочки являются две торцевые железобетонные арки и продольные балки прямоугольного сечения с размерами $b = 0,5$ м, $h = 0,8$ м. По бокам с двух сторон центральной части здания расположены двухэтажные помещения с плитами плоского покрытия. Высота каждого этажа равна 6 м. Толщины железобетонных плит покрытий и перекрытий (поз. 3) приняты $t = 0,2$ м. Плиты опираются на колонны (поз. 1), установленные с шагом и высотой $H = 6$ м. В продольном и поперечном направлениях в центре и по торцам здания расположены диафрагмы жесткости в виде монолитных железобетонных стен (поз. 4). Их толщина равна 0,5 м, длина 6 и 12 м. В крайних блоках расположены лифтовые шахты с монолитными железобетонными стенами толщиной 0,5 м, а также лестничные клетки. Толщина монолитных железобетонных лестничных площадок составляет $t = 0,2$ м, а толщина лестничных маршей – $t = 0,22$ м [37; 38].

Подземная часть здания (рис. 1, б) представляет собой грунтовой массив (поз. 5), повторяющий параметры и форму большепролетного здания. Под каждой колонной (поз. 1) устроены отдельно стоящие монолитные железобетонные свайные фундаменты в форме конуса с боковыми и нижними щебневыми образованиями (поз. 6), оригинальность и новизна, которых подтверждена патентной экспертизой⁴. Под железобетонными блоками (поз. 4), состоящими из диафрагм (стен), лифтовых шахт и лестничных клеток расположены кусты из указанных свай. В [39–43] содержится описание технологии изготовления свайной конструкции. Там же представлены прочностные и деформационные характеристики свайной конструкции с учетом разных физико-механических свойств грунта. Приводится сравнение напряженно-

России, ГУП ЦПП, 2005. 72 с.; СП 11-102-97. Инженерно-экологические изыскания для строительства. М.: Госстрой России, ГУП ЦПП, 2001. 38 с.; СП 47.13330.2012. Инженерные изыскания для строительства. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 11-02-96. М.: Министерство регионального развития Российской Федерации, 2012. 115 с.

⁴ Патент РФ № 157 318.2015. Конструкция монолитной железобетонной сваи конической формы / Кужахметова Э.Р., Сапожников А.И. 2015. Бюл. № 33. 7 с.; Патент РФ № 154795.2015. Конструкция соединения верхнего строения эстакады с монолитной свайей-оболочкой / Сапожников А.И., Кужахметова Э.Р. 2015. Бюл. № 25. 7 с.

деформированного состояния указанной сваи с другими видами и формами свай и методы их расчета⁵. В ходе расчетного исследования приняты следующие геометрические параметры сваи: общий верхний диаметр свайной конструкции 1,2 м, нижний ее диаметр 0,6 м. Нижнее щебневое расширение выполнено в форме шара диаметром D размером около 2 м. Длина ствола сваи $L = 10$ м. Высота массива грунта принята $H = 16$ м.

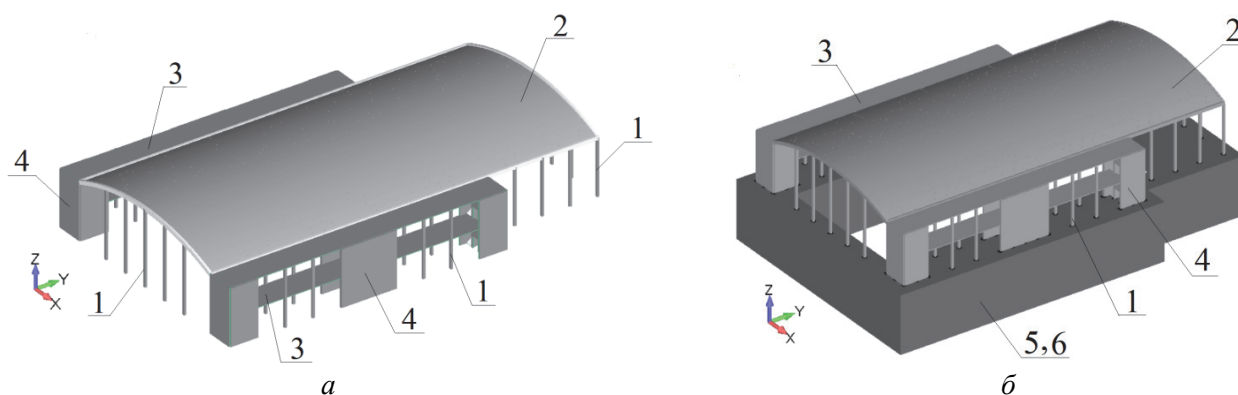


Рис. 1. Конечно-элементные модели большепролетного здания с цилиндро-плитным (ЦП) покрытием:

a – модель 1 «Здание – жесткая заделка»; *b* – модель 2 «Здание – свайный фундамент – грунтовое основание»; надземная часть: 1 – колонны, 2 – цилиндрическая оболочка нулевой гауссовой кривизны, 3 – продольные и поперечные диафрагмы, 4 – плиты плоского покрытия и перекрытия; подземная часть: 5 – грунтовое основание, 6 – свайный фундамент (условно не показаны)

Figure 1. Finite element models of a large-span building with a cylinder-and-slab roof:

a – model 1 “Superstructure – fixed-end”; *b* – model 2 “Superstructure – pile foundation – soil base”; superstructure: 1 – columns, 2 – cylindrical shell of zero Gaussian curvature, 3 – longitudinal and transverse diaphragms, 4 – flat slabs and floor slabs; substructure: 5 – soil base; 6 – pile foundation (conditionally not shown)

Материалы исследования

Надземная часть. Цилиндро-плитное покрытие и каркас здания выполнены из тяжелого бетона класса В25. Расчетные характеристики бетона приняты в соответствии с СП 63.13330.2011⁶. Плотность тяжелого бетона $\rho = 2500$ кг/м³ (п. 6.1.1). Начальный модуль упругости тяжелого бетона В25 при сжатии и растяжении $E_b = 30 \times 10^3$ МПа принят по таблице 6.11, модуль сдвига бетона $G_b = 0,4E_b = 0,4 \times 30 \times 10^3 = 12 \times 10^3$ МПа (п. 6.1.15). Коэффициент Пуассона (коэффициент поперечной деформации) бетона допускается принимать $\nu = 0,2$ (п. 6.1.17). Коэффициент линейной температурной деформации тяжелого бетона при изменении температуры от -40° до $+50^\circ$ принимают $\alpha_{bt} = 1 \cdot 10^{-5}$ °C⁻¹ (п. 6.1.18). Нормативное и расчетное сопротивление тяжелого бетона на осевое сжатие класса В25 для предельного состояния второй группы $R_{b,n} = R_{b,ser} = 18,5$ МПа (табл. 6.7). Расчетное сопротивление тяжелого бетона на осевое сжатие класса В25 для предельного состояния первой группы $R_b = 14,5$ МПа (табл. 6.8).

Подземная часть. Материалом для монолитной железобетонной сваи конической формы принят тяжелый бетон класса В15. Все характеристики бетона приняты по СП 63.13330.2011. Расчетное сопротивление бетона для предельных состояний первой группы при классе бетона В15 по прочности на сжатие $R_b = 8,5$ МПа (табл. 6.8); расчетное сопротивление бетона для предельных состояний второй группы при классе бетона В15 по прочности на сжатие $R_{b,ser} = 11$ МПа (табл. 6.7). Модуль упругости бетона принят равным $E_b = 24 \times 10^3$ МПа (табл. 6.11). Значение модуля сдвига бетона принято равным $G_b = 0,4E_b = 0,4 \times 24 \times 10^3 = 9,6 \times 10^3$ МПа (п. 6.1.15) и коэффициент Пуассона $\nu = 0,2$ (п. 6.1.17). Под нижним концом сваи расположен щебневый шар диаметром $D = 2$ м. Щебень группы А по ГОСТ 8267–93⁷ с модулем упругости $E = 350$ МПа (табл. 3.2)⁸ и коэффициентом Пуассона $\nu = 0,3$.

⁵ Сапожников А.И., Кужахметова Э.Р. Способы погружения, прочностные и деформационные расчеты свай. Б. и., 2015. 71 с. URL: <https://rucont.ru/efd/314524> (дата обращения: 19.09.2022).

⁶ СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 с изменением 1. М., 2015.

⁷ ГОСТ 8267–93. Щебень и гравий из плотных горных пород для строительных работ. Технические условия. М.: Госстрой России, 1993.

⁸ Методические рекомендации по повышению качества дорожных оснований из щебня различных пород. М.: СоюзДОРНИИ, 1980.

Для иллюстрации численного анализа выбраны два типа однородных грунта. Их расчетные характеристики приняты по СП 22.13330.2011⁹:

• *вариант 1* – грунт однородного основания – песок четвертичного отложения, средней плотности (коэффициент пористости $e = 0,45$) с модулем деформации $E_1 = 50$ МПа, углом внутреннего трения $\varphi_1 = 40^\circ$, удельным сцеплением $c_1 = 3$ кПа (табл. Б.1) и коэффициентом Пуассона $\nu = 0,35$ (табл. 5.10);

• *вариант 2* – грунт однородного основания – песок четвертичного отложения, пылеватый (коэффициент пористости $e = 0,45$) с модулем деформации $E_2 = 11$ МПа, углом внутреннего трения $\varphi = 26^\circ$, удельным сцеплением $c = 2$ кПа (табл. Б.1) и коэффициентом Пуассона $\nu = 0,35$ (табл. 5.10).

Внешние вертикальные (постоянные и временные, включая снеговые) нагрузки на цилиндрично-плитное покрытие большепролетного здания приняты из [37; 38] и определены в соответствии с СП 17.13330.2017 и СП 20.13330.2016¹⁰.

Методы исследования

Численное исследование пространственной модели большепролетного здания (сооружения) с цилиндрично-плитным покрытием, как большой механической системы выполнено в ПК Femap NX Nastran, реализующем метод конечных элементов. На геометрию здания наложены сетки конечных элементов рекомендованной длины, формы и конфигурации [44–47].

Надземная часть. Основными конечными элементами для надземной части большепролетного здания служили элементы типа *Plate*, *Beam* и *Bar* [44–47]. При расчете большепролетного здания работу строительных материалов (бетона, железобетона) можно задать как в упругой стадии, так и в упруго-пластичной стадии. Диаграммы состояния бетона используют при расчете железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели, изложенной в СП 63.13330.2012 и научно-технических источниках [48]. В качестве рабочих диаграмм состояния тяжелого вида бетона используют двухлинейную и трехлинейную диаграммы Прандля.

Подземная часть. Основными конечными элементами для свайного фундамента и грунтового основания приняты *Volume Elements* типа *Solid* [44–47; 49]. По законам теоретической и строительной механики модель грунта представляет собой сплошное, твердое, изотропное, линейно-деформированное тело, подчиняющееся обобщенному закону Гука¹¹ [49]. В таком случае расчет осадки фундамента определяется методом послойного суммирования по СП 22.13330.2011. Однако существуют упруго-пластичная и пластичная модели грунта, где критерий пластичности Кулона – Мора используется для анализа несущей способности грунта. Поскольку грунт воспринимает только сжимающие и сдвигающие напряжения, то в данных моделях определяющей прочностной характеристикой грунтового основания является сдвиг (касательные напряжения). Расчет большепролетного здания с упруго-пластичными и пластичными моделями планируется представить в последующих статьях.

Результаты

В ходе исследования анализировались пространственные конечно-элементные модели большепролетного здания с разными граничными условиями: модель 1 «Здание – жесткая заделка» и модель 2 «Здание – свайный фундамент – грунтовое основание». В модели 2 рассмотрено грунтовое основание двух вариантов: 1 – с модулем деформации $E_1 = 50$ МПа (модель 2, а); 2 – с модулем деформации $E_2 = 11$ МПа (модель 2, б). Модель 1 включает 30 348 конечных элементов и 30 469 узлов их соединения (общий порядок разрешающей системы уравнений 30 467); модель 2 – 1 421 208 элементов и 1 989 717 узлов (общий порядок системы уравнений 5 600 292).

В табл. 1 приведены результаты напряженного состояния большепролетного здания с разными граничными условиями.

Эквивалентные напряжения $\sigma_{\text{эkv}}$, Н/м², в элементах вычисляются в соответствии с гипотезой энергии формоизменения фон Мизеса (Von Mises stress):

$$\sigma_{\text{эkv}} = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{xz}^2)}, \quad (1)$$

⁹ СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*.

¹⁰ СП 17.13330.2017. Кровли. Актуализированная редакция СНиП II-26-76. М., 2017; СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. М., 2016.

¹¹ Цытович Н.А. Механика грунтов (краткий курс). 2-е изд. М.: Высшая школа, 1973. 280 с.

где $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ – нормальные напряжения в точке на площадках, перпендикулярных к координатным осям X, Y, Z ; $\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{xz}$ – касательные напряжения в точке на площадках, перпендикулярных к координатным осям X, Y, Z .

Для плоского напряженного состояния оболочки, где $\sigma_z = 0, \tau_{yz} = 0, \tau_{zx} = 0$ выражение имеет вид

$$\sigma_{\text{экв}} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2}. \quad (2)$$

Таблица 1 / Table 1

Результаты напряженного состояния моделей / The results of the stress state of the models

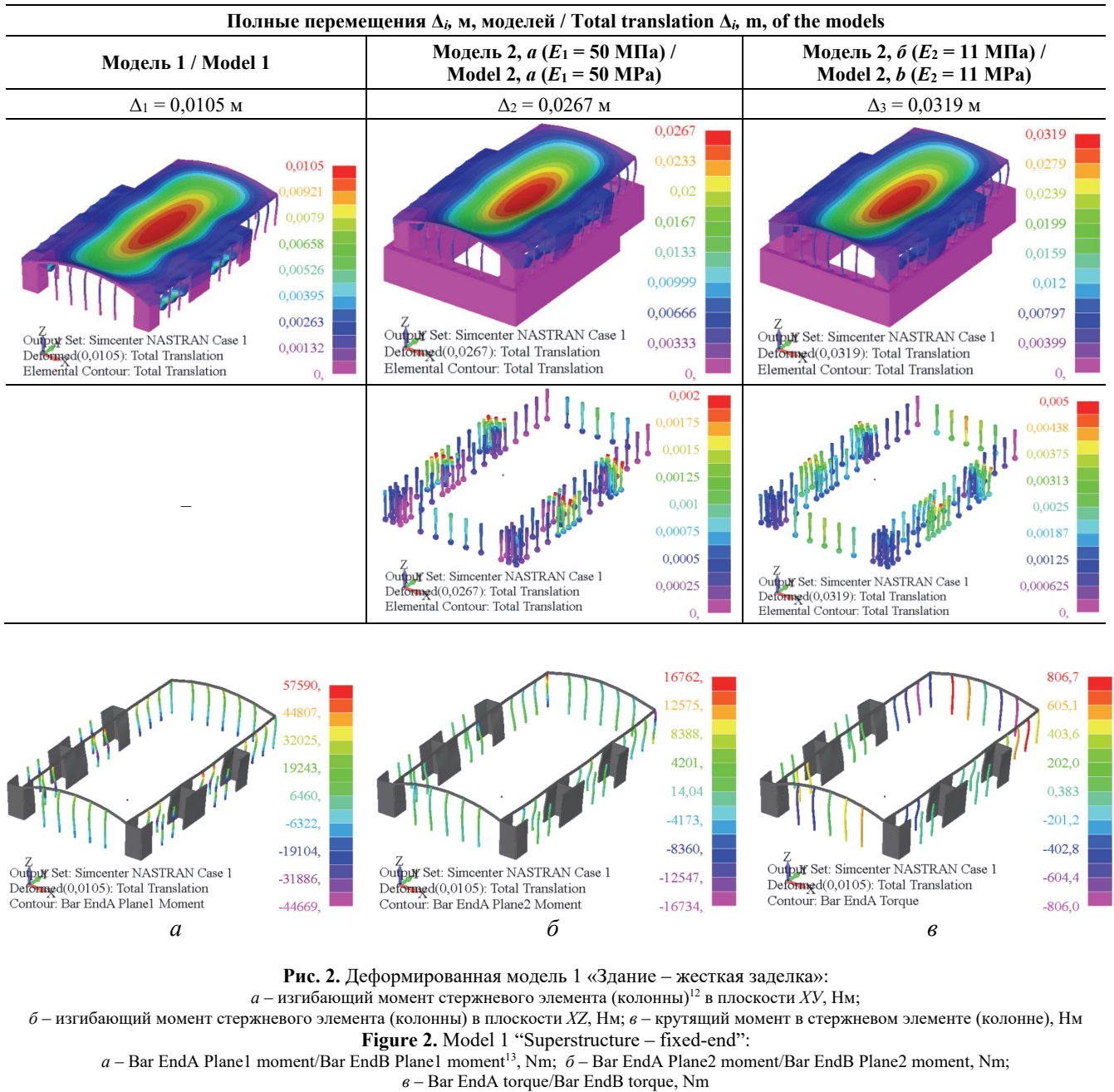
Элементы / Elements	Максимальные эквивалентные напряжения $\sigma_{\text{экв}}, \text{Н/м}^2$, для моделей / Maximum Von Mises stress $\sigma, \text{N/m}^2$, for the models		
	Модель 1 / Model 1	Модель 2, а ($E_1 = 50 \text{ МПа}$) / Model 2, a ($E_1 = 50 \text{ MPa}$)	Модель 2, б ($E_2 = 11 \text{ МПа}$) / Model 2, b ($E_2 = 11 \text{ MPa}$)
<p>$\sigma_{\text{экв}}$ в верхних волокнах пластины / Plate top Von Mises stress</p>			
<p>$\sigma_{\text{экв}}$ в нижних волокнах пластины / Plate bot Von Mises stress</p>			
<p>$\sigma_{\text{экв}}$ в объемных элементах / Solid Von Mises stress</p>			

В табл. 2 приведены результаты расчета деформированного состояния большепролетного здания с разными граничными условиями. По результатам статического расчета максимальные (полные) перемещения для модели 1 с жесткой заделкой составили $\Delta_1 = 0,0105$ м. Для моделей 2 с учетом свайного фундамента и грунтового основания получены следующие максимальные перемещения: для модели 2, а с максимальным модулем деформации песка четвертичного отложения $E_1 = 50 \text{ МПа}$ – $\Delta_2 = 0,0267$ м, а для модели 2, б с минимальным модулем деформации песка четвертичного отложения $E_1 = 11 \text{ МПа}$ – $\Delta_3 = 0,0319$ м.

На данный результат влияют расчетные усилия, возникающие в вертикальных элементах с учетом их закрепления. Для модели 1 «Здание – жесткая заделка» максимальные изгибающие моменты железобетонных колонн в плоскости XY составили $M_{\text{max}} = 57\,590 \text{ Нм}$ и $M_{\text{min}} = -44\,669 \text{ Нм}$ (рис. 2, а). Максимальные изгибающие моменты в плоскости XZ колонны составили $M_{\text{max}} = 16\,762 \text{ Нм}$ и $M_{\text{min}} = -16\,743 \text{ Нм}$ (рис. 2, б). Крутящие моменты – $M_{\text{max}} = 806,7 \text{ Нм}$ и $M_{\text{min}} = -806 \text{ Нм}$ (рис. 2, в).

На рис. 3 приведены продольные силы стержневых элементов (колонн) $N_{\text{max}} = 5438 \text{ Н}$ и $N_{\text{min}} = -309\,377 \text{ Н}$. Максимальные перерезывающие (поперечные) силы в плоскости XY $Q_{\text{max}} = 9154 \text{ Н}$ и $Q_{\text{min}} = -9407 \text{ Н}$ и в плоскости XZ $Q_{\text{max}} = 2317 \text{ Н}$ и $Q_{\text{min}} = -2322 \text{ Н}$.

Результаты деформированного состояния моделей / Results of the strain state of the models



Для модели 2, а «Здание – свайный фундамент – грунтовое основание» ($E_1 = 50$ МПа) максимальные изгибающие моменты в плоскости XY колонны составили $M_{max} = 142\,812$ Нм и $M_{min} = -142\,280$ Нм. Максимальные изгибающие моменты в плоскости XZ колонн составили $M_{max} = 22\,081$ Нм и $M_{min} = -22\,215$ Нм. Крутящие моменты: $M_{max} = 6,067$ Нм и $M_{min} = -5,979$ Нм (рис. 4).

Максимальные значения продольной силы стержневых элементов (колонн) $N_{max} = 37\,969$ Н и $N_{min} = -522\,205$ Н и перерезывающих (поперечных) сил в плоскостях XY – $Q_{max} = 24\,106$ Н и $Q_{min} = -24\,251$ Н и XZ – $Q_{max} = 4605$ Н и $Q_{min} = -3244$ Н изображены на рис. 5.

¹² Для наглядности усилий в деформированной модели пластинчатые горизонтальные элементы типа *Plate* в виде цилиндрической оболочки нулевой гауссовой кривизны, плит плоского покрытия и перекрытия не показаны.

¹³ For clarity of forces in the deformed model, plate horizontal elements of the *Plate* type in the form of a cylindrical shell of zero Gaussian curvature, flat roof slabs and floors are not shown.

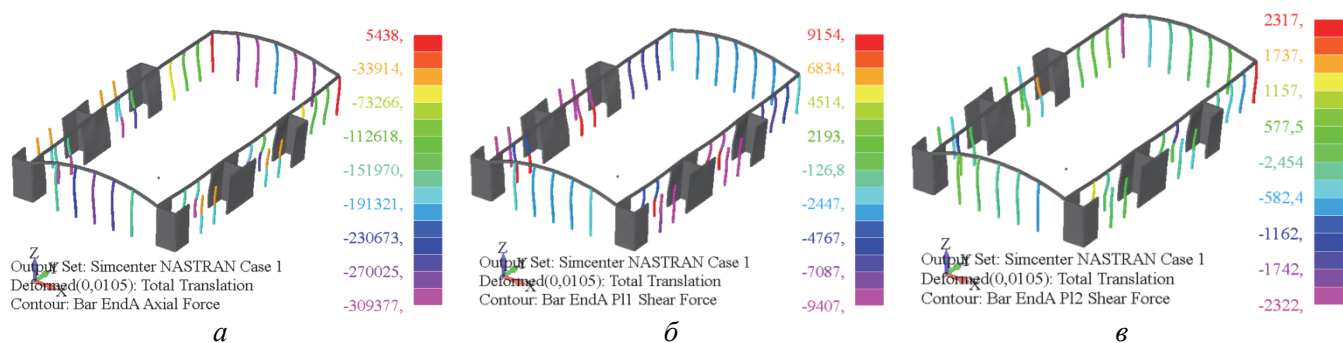


Рис. 3. Деформированная модель 1 «Здание – жесткая заделка»:

a – продольная сила в стержневом элементе (колонны), Н; *б* – поперезывающая (поперечная) сила в плоскости XY стержневого элемента (колонны), Н; *в* – поперезывающая (поперечная) сила в плоскости XZ стержневого элемента (колонны), Н

Figure 3. Model 1 “Superstructure – fixed-end”:

a – Bar EndA axial force/Bar EndB axial force, N; *б* – Bar EndA P11 shear force/Bar EndB P11 shear force, N; *в* – Bar EndA P12 shear force/Bar EndB P12 shear force, N

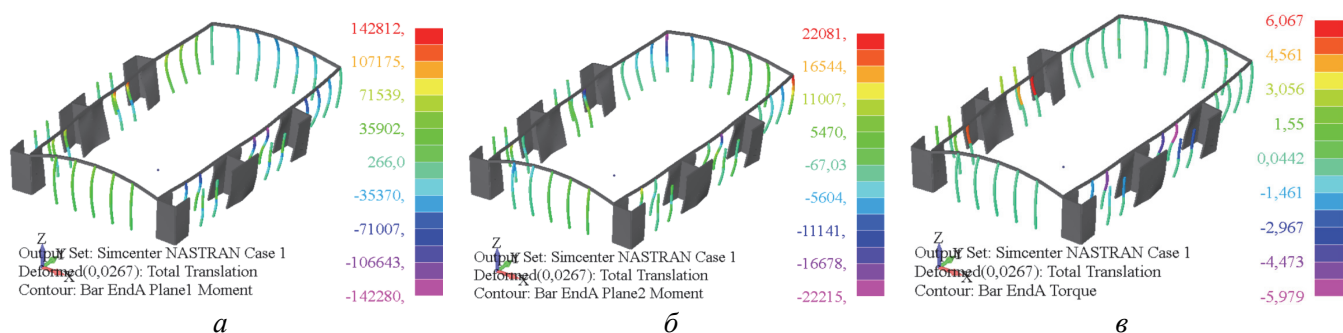


Рис. 4. Деформированная модель 2, *a* «Здание – свайный фундамент – грунтовое основание $E_1 = 50$ МПа»:

a – изгибающий момент стержневого элемента (колонны) в плоскости XY, Нм; *б* – изгибающий момент стержневого элемента (колонны) в плоскости XZ, Нм; *в* – крутящий момент в стержневом элементе (колонне), Нм

Figure 4. Model 2, *a* “Superstructure – pile foundation – soil base $E_1 = 50$ MPa”:

a – Bar EndA Plane1 moment/Bar EndB Plane1 moment, Nm; *б* – Bar EndA Plane2 moment/Bar EndB Plane2 moment, Nm; *в* – Bar EndA torque/Bar EndB torque, Nm

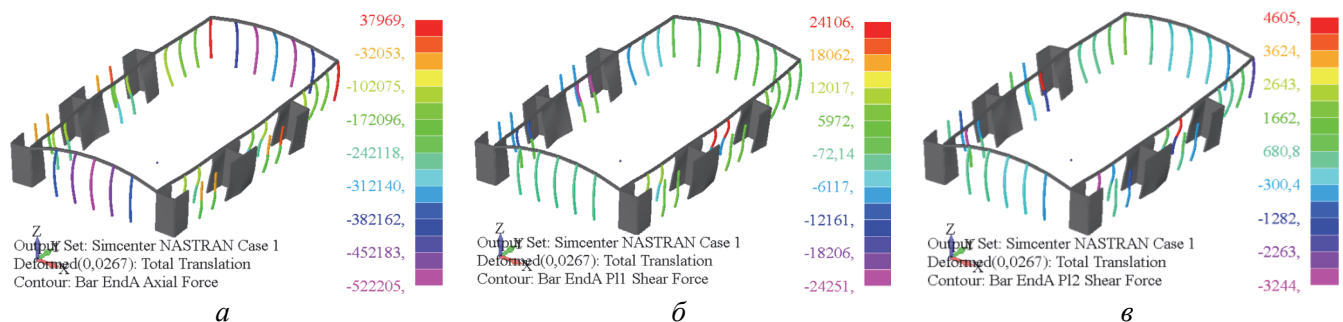


Рис. 5. Деформированная модель 2, *a* «Здание – свайный фундамент – грунтовое основание $E_1 = 50$ МПа»:

a – продольная сила в стержневом элементе (колонны), Н; *б* – поперезывающая (поперечная) сила в плоскости XY стержневого элемента (колонны), Н; *в* – поперезывающая (поперечная) сила в плоскости XZ стержневого элемента (колонны), Н

Figure 5. Model 2, *a* “Superstructure – pile foundation – soil base $E_1 = 50$ MPa”:

a – Bar EndA axial force/Bar EndB axial force, N; *б* – Bar EndA P11 shear force/Bar EndB P11 shear force, N; *в* – Bar EndA P12 shear force/Bar EndB P12 shear force, N

Для модели 2, *б* «Здание – свайный фундамент – грунтовое основание» ($E_1 = 11$ МПа) максимальные изгибающие моменты в плоскости XY колонны равны $M_{\max} = 156\,413$ Нм и $M_{\min} = 155\,720$ Нм. Максимальные изгибающие моменты в плоскости XZ колонн составили $M_{\max} = 34\,696$ Нм и $M_{\min} = -34\,829$ Нм. Крутящие моменты: $M_{\max} = 6,366$ Нм и $M_{\min} = -6,3$ Нм (рис. 6).

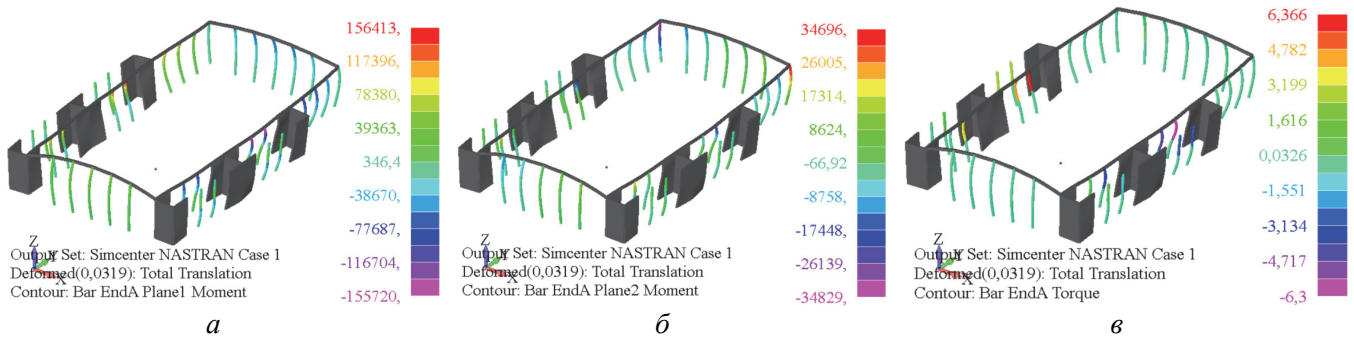


Рис. 6. Деформированная модель 2, б «Здание – свайный фундамент – грунтовое основание $E_2 = 11$ МПа»:

a – изгибающий момент стержневого элемента (колонны) в плоскости XY, Нм;

b – изгибающий момент стержневого элемента (колонны) в плоскости XZ, Нм; v – крутящий момент в стержневом элементе (колонне), Нм

Figure 6. Model 2, b “Superstructure – pile foundation – soil base $E_2 = 11$ МПа”:

a – Bar EndA Plane1 moment/Bar EndB Plane1 moment, Nm; b – Bar EndA Plane2 moment/Bar EndB Plane2 moment, Nm;

v – Bar EndA torque/Bar EndB torque, Nm

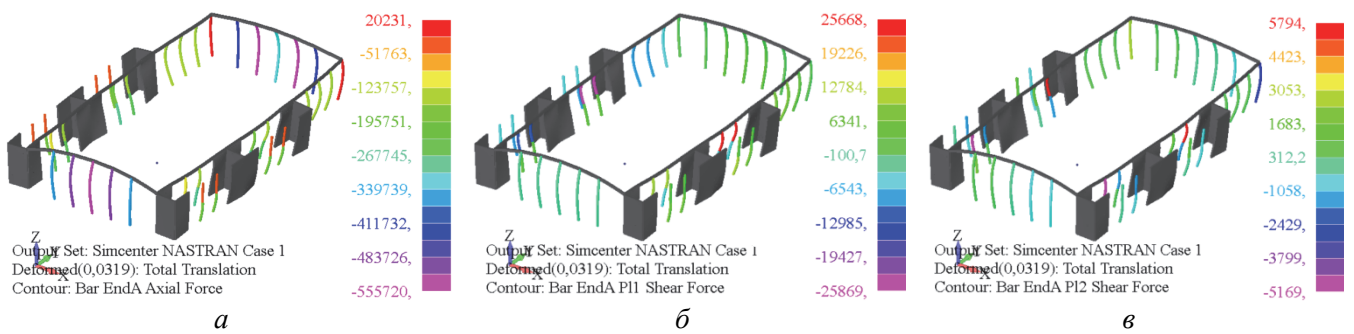


Рис. 7. Деформированная модель 2, б «Здание – свайный фундамент – грунтовое основание $E_2 = 11$ МПа»:

a – продольная сила в стержневом элементе (колонны), Н; $б$ – перерезывающая (поперечная) сила в плоскости XY стержневого элемента (колонны), Н; $в$ – перерезывающая (поперечная) сила в плоскости XZ стержневого элемента (колонны), Н

Figure 7. Model 2, b “Superstructure – pile foundation – soil base $E_2 = 11$ МПа”:

a – Bar EndA axial force/Bar EndB axial force, N;

$б$ – Bar EndA P11 shear force/Bar EndB P11 shear force, N; $в$ – Bar EndA P12 shear force/Bar EndB P12 shear force, N

На рис. 7 приведены продольная сила $N_{\max} = 20\,231$ Н и $N_{\min} = -555\,720$ Н и перерезывающие (поперечные) силы в плоскости XY – $Q_{\max} = 25\,668$ Н и $Q_{\min} = -25\,869$ Н и в плоскости XZ – $Q_{\max} = 5794$ Н и $Q_{\min} = -5169$ Н стержневых элементов (колонн).

Обсуждение

В последние годы при проектировании зданий и сооружений все чаще используются большепролетные конструкции различных типов. В качестве примера можно привести здания с большепролетным цилиндро-плитным и цилиндро-плитно-вантовым покрытием¹⁴ [37; 38]. Разнообразные конструктивные решения зданий указанных типов требуют глубокого инженерного анализа. Большое внимание уделяется их НДС под действием эксплуатационных статических нагрузок, а также поведению под действием сил, меняющихся во времени. Речь, в частности, идет о расчетном проектировании объектов, предназначенных для строительства в сейсмических районах. В проектных расчетах необходимо учесть работу подземной части здания, состоящей из фундамента (мелкого или глубокого заложения), взаимодействующего с грунтовыми массивами различной реологии. Особую сложность представляет экспериментальная оценка диссипативных (демпфирующих) свойств грунта, имеющего многослойную структуру¹⁵ [50–52].

¹⁴ Патенты РФ № 2740506 и № 2705689.

¹⁵ Патент на полезную модель № 184676 U1 Российская Федерация, МПК G01N 19/00. Устройство для определения коэффициента демпфирования сыпучих материалов и жидкостей / Сутырин В.И., Кузахметова Э.Р., Шинкаренко И.А.; заявитель Балтийский федеральный университет имени Иммануила Канта. № 2018125340; заявл. 10.07.2018; опубл. 02.11.2018; Патент № 2646540 C1 Российская Федерация, МПК G01M 7/04, G01N 3/32. Экспериментальная установка (стенд) для изучения много-

Исследования, выполняемые авторами, направлены на решение указанных инженерных задач. Опыт показывает, что эффективным инструментом комплексного инженерного анализа могут служить пространственные конечно-элементные модели зданий в системе с основанием и фундаментом.

Заключение

Расчеты показали, что упрощенное представление граничных условий опорных колонн большепролетного здания в виде жесткой заделки на уровне основания может привести к серьезным вычислительным ошибкам. Конструктивные особенности фундамента, а также физико-механические характеристики конструкционных материалов и грунтов оказывают существенное влияние на напряженно-деформированное состояние (НДС) надземной части большепролетного здания с цилиндро-плитным покрытием.

В частности, расчетом выявляется существенное влияние перераспределения изгибающих моментов в опорной части каркаса (колонн) на общий прогиб и напряженное состояние цилиндрической оболочки покрытия конструкции здания в системе с основанием и свайным фундаментом.

Существенным фактором является также распределение физико-механическими свойств реологических слоев грунта в соответствии с геологическими изысканиями. В ходе численного исследования было выявлено, что уменьшение модуля деформаций грунта E_i , МПа, приводит к увеличению характеристик НДС надземной части большепролетного здания с цилиндро-плитным покрытием. Таким образом, на прочность здания существенно влияют не только жесткостные свойства фундамента, но и физико-механические свойства грунтового основания. Степень указанного влияния указывает на недопустимость априорных упрощений граничных условий.

Список литературы

1. Кужахметова Э.Р., Сапожников А.И. Архитектурная выразительность и физиологическая целесообразность зданий с криволинейными поверхностями // *Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века*. 2012. № 11 (166). С. 42–45.
2. Сапожников А.И. Жизнь зданий в земной стихии. LAP LAMBER Academic Publishing, 2014. 60 с.
3. Виноградов Г.Г. Расчет строительных пространственных конструкций. Л.: Стройиздат, 1990. 262 с.
4. Гохарь-Хармандарян И.Г. Большепролетные купольные здания. М.: Стройиздат, 1978. 150 с.
5. Липницкий М.Е. Купола. Расчет и проектирование. Л.: Стройиздат, 1973. 129 с.
6. Зимин С.С., Кокоткова О.Д., Беспалов В.В. Сводчатые конструкции исторических зданий // *Строительство уникальных зданий и сооружений*. 2015. № 2 (29). С. 57–72.
7. Мамиева И.А. Аналитические поверхности для параметрической архитектуры в современных зданиях и сооружениях // *Academia. Архитектура и строительство*. 2020. № 1. С. 150–165.
8. Мамиева И.А. Аналитические поверхности в архитектуре Москвы // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2013. № 4. С. 9–15.
9. Кривошапко С.Н., Мамиева И.А. Зонтичные поверхности и поверхности зонтичного типа в архитектуре // *Промышленное и гражданское строительство*. 2011. № 7–1. С. 27–30.
10. Кривошапко С.Н., Алборова Л.А., Мамиева И.А. Оболочечные структуры: генезис, материалы и подвиды. Ч. 1. Подвиды и направления // *Academia. Архитектура и строительство*. 2021. № 3. С. 125–134. <http://doi.org/10.22337/2077-9038-2021-3-125-134>
11. Кривошапко С.Н., Алборова Л.А., Мамиева И.А. Оболочечные структуры: генезис, материалы и подвиды. Ч. 2. Конструкционные строительные материалы // *Academia. Архитектура и строительство*. 2021. № 4. С. 110–119. <http://doi.org/10.22337/2077-9038-2021-4-110-119>
12. Кужахметова Э.Р. Особенности напряженно-деформированного состояния здания с цилиндро-плитовантовым покрытием // *Актуальные вопросы современной науки: сборник статей по материалам XII Международной научно-практической конференции, Томск, 23 мая 2018 года: в 3 ч. Ч. 1. Томск: Дендра, 2018. С. 93–98.*
13. Park K., Park M., Shin S. Design of large space cable roofs with retractable systems to open and close // *International Journal of Latest Trends in Engineering and Technology*. 2017. Vol. 8. Issue 4–1. Pp. 197–203. <http://doi.org/10.21172/1.841.34>

факторной зависимости коэффициента демпфирования сваи при взаимодействии с грунтом / Сутырин В.И., Кужахметова Э.Р.; заявитель Балтийский федеральный университет имени Иммануила Канта. № 2017116082; заявл. 05.05.2017; опубл. 05.03.2018; Патент № 2699311 С1 Российская Федерация, МПК G01M 7/02. Способ определения демпфирующих характеристик жидкостей и сыпучих материалов / Кужахметова Э.Р., Сутырин В.И., Шинкаренко И.А.; заявитель Балтийский федеральный университет имени Иммануила Канта. № 2018125415; заявл. 10.07.2018; опубл. 04.09.2019.

14. *Grunwalda G., Hermekingb T., Prangc T.* Kinetic roof structure: Msheireb Heart of Doha // *Procedia Engineering*. 2016. Vol. 155. Pp. 89–296.
15. *Кужахметова Э.П.* Расчетное проектирование каркасного здания с учетом обобщенных жесткостей и нагрузок основания и фундамента (часть 1) // *Вестник БГТУ имени В.Г. Шухова*. 2019. № 12. С. 34–46. <http://doi.org/10.34031/2071-7318-2019-4-12-34-46>
16. *Popova A., Strakhov D., Sinyakov L.* Numerical analysis of ground-structure interaction for framed building with isolated footings // *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2021. Vol. 150. Pp. 304–315 https://doi.org/10.1007/978-3-030-72404-7_30
17. *Chandiwala A., Savaliya M., Vasanwala S.* Soil-structure interaction on pile raft foundation in multi-story RC building with vertical irregularity // *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2021. Vol. 138. Pp. 437–445.
18. *Mirsayapov I., Shakirov I., Nurieva D.* Numerical studies of soil base deformations from reconstructed multi-storey building to nearby buildings // *E3S Web of Conferences*. 2021. Vol. 274. Article 03020.
19. *Wang H., Zhang R.* Dynamic structure-soil-structure interaction of piled high-rise buildings under earthquake excitations I: influence on dynamic response // *Latin American Journal of Solids and Structures*. 2021. Vol. 18. Issue 3. e357. <https://doi.org/10.1590/1679-78256223>
20. *Wu M.* Analysis of the influence of pile foundation settlement of high-rise buildings on surrounding buildings // *Arabian Journal of Geosciences*. 2020. Vol. 13. Article 822. <https://doi.org/10.1007/s12517-020-05832-7>
21. *Bhattacharjee T., Chanda D., Saha R.* Influence of soil flexibility and plan asymmetry on seismic behaviour of soil-piled raft-structure system // *Structures*. 2021. Vol. 33. Pp. 1775–1788. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.05.045>
22. *Baimakhan R.B., Kadirova Z.B., Seinassinova A.A., Baimakhan A.R., Baimakhanova G.M.* Calculation model of the “building-foundation” system on anisotropic base and deformation calculations // *Periodicals of Engineering and Natural Sciences*. 2021. Vol. 9. Issue 1. Pp. 308–321. <http://doi.org/10.21533/pen.v9i1.1807>
23. *Mirsayapov I., Koroleva I.* Long-term settlements assessment of high-rise building groundbase based on analytical ground deformation diagram // *Procedia Engineering*. 2016. Vol. 165. Pp. 519–527. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.11.728>
24. *Khoshnoudian F., Ziaei R., Ayyobi P.* Effects of nonlinear soil-structure interaction on the seismic response of structure-TMD systems subjected to near-field earthquakes // *Bulletin of Earthquake Engineering*. 2017. Vol.15. Pp. 199–226. <https://doi.org/10.1007/s10518-016-9963-y>
25. *Gentile C., Guidobaldi M., Saisi A.* One-year dynamic monitoring of a historic tower: damage detection under changing environment // *Meccanica*. 2016. Vol. 51. Pp. 2873–2889. <https://doi.org/10.1007/s11012-016-0482-3>
26. *Ubertini F., Cavalagli N., Kita A.* Assessment of a monumental masonry bell-tower after 2016 Central Italy seismic sequence by long-term SHM // *Bulletin of Earthquake Engineering*. 2018. Vol. 16. Pp. 775–801. <https://doi.org/10.1007/s10518-017-0222-7>
27. *Azzara R.M., Girardi M., Padovani C., Pellegrini D.* Experimental and numerical investigations on the seismic behaviour of the San Frediano bell tower in Lucca // *Annals of Geophysics*. 2019. Vol. 62. No. 3. SE342. <https://doi.org/10.4401/ag-8025>
28. *Cuadra C., Karkee M.B., Tokeshi K.* Earthquake risk to Inca’s historical constructions in Machupicchu // *Advances in Engineering Software*. 2008. Vol. 39. Issue 4. Pp. 336–345. <https://doi.org/10.1016/j.advengsoft.2007.01.002>
29. *Karapetroa S., Manakou M., Bindi D., Petrovic B., Pitilakis K.* “Time-building specific” seismic vulnerability assessment of a hospital RC building using field monitoring data // *Engineering Structures*. 2016. Vol. 112. Issue 1. Pp. 114–132. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.01.009>
30. *Karatzetou A., Pitilakis D.* Reduction factors to evaluate acceleration demand of soil-foundation-structure systems // *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2018. Vol. 109. Pp. 199–208. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.03.017>
31. *Karafagka S., Fotopoulou S., Pitilakis D.* Fragility assessment of non-ductile RC frame buildings exposed to combined ground shaking and soil liquefaction considering SSI // *Engineering Structures*. 2021. Vol. 229. Issue 15. Article 111629. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111629>
32. *Forcellini D., Giardi F., Tanganelli M.* Seismic assessment of the historical third tower in San Marino based on a 3D laser scanner survey (3D-LSS) // *Innovative Infrastructure Solutions*. 2019. Vol. 4. Article 20. <https://doi.org/10.1007/s41062-019-0207-2>
33. *Forcellini D.* Analytical fragility curves of shallow-founded structures subjected to soil-structure interaction (SSI) effects // *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2021. Vol. 141. Article 106487. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106487>
34. *Cavaliere F., Correia A.A., Crowley H.* Seismic fragility analysis of URM buildings founded on piles: influence of dynamic soil-structure interaction models // *Bulletin of Earthquake Engineering*. 2020. Vol. 18. Pp. 4127–4156. <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00853-9>
35. *Bolisetti C., Whittaker A.S., Coleman J.L.* Linear and nonlinear soil-structure interaction analysis of buildings and safety-related nuclear structures // *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2018. Vol. 107. Pp. 218–233.
36. *Ashayeri I., Biglari M., Formisano A., D'Amato M.* Ambient vibration testing and empirical relation for natural period of historical mosques. Case study of eight mosques in Kermanshah, Iran // *Construction and Building Materials*. 2021. Vol. 289. Article 123191. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.123191>
37. *Кужахметова Э.П.* Напряженно-деформированное состояние цилиндрично-плитно-вантового покрытия здания (сооружения) с различными формами наружного опорного контура // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2020. Т. 16. № 2. С. 95–110. <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-2-95-110>

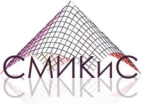
38. Кужахметова Э.Р. Конструктивные решения расположения вант в цилиндро-плитно-вантовом (ЦПВ) покрытии здания (сооружения) // Вестник БГТУ имени В.Г. Шухова. 2019. № 5. С. 77–89. https://doi.org/10.34031/article_5ce292ca24bc23.91006970
39. Кужахметова Э.Р. Погружение, расчет и конструирование монолитной железобетонной сваи конической формы // Научное обозрение. Технические науки. 2017. № 2. С. 57–64.
40. Кужахметова Э.Р. Исследование напряженно-деформированного состояния набивной монолитной железобетонной конусообразной сваи с щебневыми боковыми и нижними образованиями // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 4. С. 335–356. <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-4-335-356>
41. Кужахметова Э.Р. Влияние конструктивных решений на жесткостные характеристики набивной монолитной железобетонной конусообразной сваи со щебневыми образованиями // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 5. С. 500–518. <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-5-500-518>
42. Кужахметова Э.Р., Сапожников А.И. Сравнительный анализ работы длинных и коротких свай при горизонтальном нагружении // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. 2015. № 5–6 (196–197). С. 30–34.
43. Сапожников А.И., Кужахметова Э.Р. Глубокое погружение и деформационный расчет монолитной сваи-оболочки большого диаметра // Международная научная конференция научно-педагогических работников Астраханского государственного технического университета, посвященная 85-летию со дня основания вуза (59 НПП): сборник трудов. Астрахань, 2015. С. 191–192.
44. Рычков С.П. Моделирование конструкций в среде Femap with NX Nastran. М.: ДМК Пресс, 2013. 784 с.
45. Шимкович Д.Г. Расчет конструкций в MSC/NASTRAN for Windows. М.: ДМК Пресс, 2003. 448 с.
46. Зенкевич О.К. Метод конечных элементов в технике. М.: Изд-во «Мир», 1975. 540 с.
47. Strang G., Fix G.J. The finite element method in one dimension. An analysis of the finite element method. New Jersey: Prentice-Hall, 1973. Pp. 51–62.
48. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. М.: Стройиздат, 1991. 728 с.
49. Кужахметова Э.Р. Моделирование свайного фундамента в среде Femap with NX Nastran // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2020. Т. 16. № 4. С. 250–260. <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-4-250-260>
50. Сутырин В.И., Шинкаренко И.А., Кужахметова Э.Р. Экспериментальный стенд для определения демпфирующих свойств материалов // Известия КГТУ. 2019. № 52. С. 177–183.
51. Сутырин В.И., Кужахметова Э.Р., Шинкаренко И.А. Экспериментальное определение коэффициентов демпфирования грунтов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2022. № 4. С. 19–25.
52. Sutyurin V.I., Kuzhakhmetova E.R., Shinkarenko I.A. Experimental determination of soil damping coefficients // Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2022. Vol. 59. Pp. 362–370. <https://doi.org/10.1007/s11204-022-09823-6>

References

1. Kuzhakhmetova E.R., Sapozhnikov A.I. Architectural expressiveness and physiological expediency of buildings with curvilinear surfaces. *Building Materials, Equipment, Technologies of the 21st Century*. 2012;11(166):42–45. (In Russ.)
2. Sapozhnikov A.I. *The life of buildings in the earth element*. LAP Lamber Academic Publishing; 2014. (In Russ.)
3. Vinogradov G.G. *Calculation of building spatial structures*. Leningrad: Stroiizdat Publ.; 1990. (In Russ.)
4. Gokhar'-Harmadaryan I.G. *Wide-span dome buildings*. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1978. (In Russ.)
5. Lipnizkiy M.E. *Domes. Calculation and design*. Leningrad: Stroyizdat Publ.; 1973. (In Russ.)
6. Zimin S.S., Bepalov V.V., Kokotkova O.D. Vault structures of historical buildings. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2015;(2):57–72. (In Russ.)
7. Mamieva I.A. Analytical surfaces for parametric architecture in contemporary buildings and structures. *Academia. Architecture and Construction*. 2020;(1):150–165. (In Russ.)
8. Mamieva I.A. Analytical surfaces in the architecture of Moscow. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2013;(4):9–15. (In Russ.)
9. Krivoshapko S.N., Mamieva I.A. Umbrella surfaces and surfaces of umbrella type in architecture. *Industrial and Civil Engineering*. 2011;(7–1): 27–30. (In Russ.)
10. Krivoshapko S.N., Alborova L.A., Mamieva I.A. Shell structures: genesis, materials and subtypes. Part 1. Subtypes and directions. *Academia. Architecture and Construction*. 2021;(3):125–134. <http://doi.org/10.22337/2077-9038-2021-3-125-134>. (In Russ.)
11. Krivoshapko S.N., Alborova L.A., Mamieva I.A. Shell structures: genesis, materials and subtypes. Part 2. Constructive building materials *Academia. Architecture and Construction*. 2021;(4):110–119. (In Russ.) <http://doi.org/10.22337/2077-9038-2021-4-110-119>
12. Kuzhakhmetova E.R. Features of the stress-strain state of a building with a cylinder-plate-cable- stayed coating. *Topical Issues of Modern Science: a Collection of Articles based on the Materials of the XII International Scientific and Practical Conference, Tomsk, 23 May 2018* (part 1). Tomsk: Dendra Publ.; 2018. p. 93–98. (In Russ.)

13. Park K., Park M., Shin S. Design of large space cable roofs with retractable systems to open and close. *International Journal of Latest Trends in Engineering and Technology*. 2017;8(4–1):197–203. <http://doi.org/10.21172/1.841.34>
14. Grunwalda G., Hermekingb T., Prangc T. Kinetic roof structure: Msheireb Heart of Doha. *Procedia Engineering*. 2016;155:289–296. <http://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.08.031>
15. Kuzhakhmetova E.R. Numerical design of frame buildings taking into account the generalized stiffness and load of soil and foundation. *Bulletin of BSTU named after V.G. Shukhov*. 2019;(12):34–46. (In Russ.) <http://doi.org/10.34031/2071-7318-2019-4-12-34-46>
16. Popova A., Strakhov D., Sinyakov L. Numerical analysis of ground-structure interaction for framed building with isolated footings. *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2021;150:304–315. https://doi.org/10.1007/978-3-030-72404-7_30
17. Chandiwala A., Savaliya M., Vasanwala S. Soil-structure interaction on pile raft foundation in multi-story RC building with vertical irregularity. *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2021;138:437–445.
18. Mirsayapov I., Shakirov I., Nurieva D. Numerical studies of soil base deformations from reconstructed multi-storey building to nearby buildings. *E3S Web of Conferences*. 2021;274:03020.
19. Wang H., Zhang R. Dynamic structure-soil-structure interaction of piled high-rise buildings under earthquake excitations I: influence on dynamic response. *Latin American Journal of Solids and Structures*. 2021;18(3):e357. <https://doi.org/10.1590/1679-78256223>
20. Wu M. Analysis of the influence of pile foundation settlement of high-rise buildings on surrounding buildings. *Arabian Journal of Geosciences*. 2020;13:822. <https://doi.org/10.1007/s12517-020-05832-7>
21. Bhattacharjee T., Chanda D., Saha R. Influence of soil flexibility and plan asymmetry on seismic behaviour of soil-piled raft-structure system. *Structures*. 2021;33:1775–1788. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.05.045>
22. Baimakhan R.B., Kadirova Z.B., Seinassinova A.A., Baimakhan A.R., Baimakhanova G.M. Calculation model of the “building-foundation” system on anisotropic base and deformation calculations. *Periodicals of Engineering and Natural Sciences*. 2021;9(1):308–321. <http://doi.org/10.21533/pen.v9i1.1807>
23. Mirsayapov I., Koroleva I. Long-term settlements assessment of high-rise building groundbase based on analytical ground deformation diagram. *Procedia Engineering*. 2016;165:519–527. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.11.728>
24. Khoshnoudian F., Ziaei R., Ayyobi P. Effects of nonlinear soil-structure interaction on the seismic response of structure-TMD systems subjected to near-field earthquakes. *Bull Earthquake Eng*. 2017;15:199–226. <https://doi.org/10.1007/s10518-016-9963-y>
25. Gentile C., Guidobaldi M., Saisi A. One-year dynamic monitoring of a historic tower: damage detection under changing environment. *Meccanica*. 2016;51:2873–2889. <https://doi.org/10.1007/s11012-016-0482-3>
26. Ubertini F., Cavalagli N., Kita A. Assessment of a monumental masonry bell-tower after 2016 Central Italy seismic sequence by long-term SHM. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 2018;16:775–801. <https://doi.org/10.1007/s10518-017-0222-7>
27. Azzara R.M., Girardi M., Padovani C., Pellegrini D. Experimental and numerical investigations on the seismic behaviour of the San Frediano bell tower in Lucca. *Annals of Geophysics*. 2019;62(3):SE342. <https://doi.org/10.4401/ag-8025>
28. Cuadra C., Karkee M.B., Tokeshi K. Earthquake risk to Inca’s historical constructions in Machupicchu. *Advances in Engineering Software*. 2008;39(4):336–345. <https://doi.org/10.1016/j.advengsoft.2007.01.002>
29. Karapetroa S., Manakou M., Bindi D., Petrovic B., Ptilakis K. “Time-building specific” seismic vulnerability assessment of a hospital RC building using field monitoring data. *Engineering Structures*. 2016;112(1):114–132. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.01.009>
30. Karatzetzou A., Ptilakis D. Reduction factors to evaluate acceleration demand of soil-foundation-structure systems. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2018;109:199–208. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.03.017>
31. Karafagka S., Fotopoulou S., Ptilakis D. Fragility assessment of non-ductile RC frame buildings exposed to combined ground shaking and soil liquefaction considering SSI. *Engineering Structures*. 2021;229(15):111629. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111629>
32. Forcellini D., Giardi F., Tanganelli M. Seismic assessment of the historical third tower in San Marino based on a 3D laser scanner survey (3D-LSS). *Innovative Infrastructure Solutions*. 2019;4(20). <https://doi.org/10.1007/s41062-019-0207-2>
33. Forcellini D. Analytical fragility curves of shallow-founded structures subjected to soil-structure interaction (SSI) effects. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2021;41:106487. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106487>
34. Cavalieri F., Correia A.A., Crowley H. Seismic fragility analysis of URM buildings founded on piles: influence of dynamic soil-structure interaction models. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 2020;18:4127–4156. <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00853-9>
35. Bolisetti C., Whittaker A.S., Coleman J.L. Linear and nonlinear soil-structure interaction analysis of buildings and safety-related nuclear structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2018;107:218–233.
36. Ashayeri I., Biglari M., Formisano A., D’Amato M. Ambient vibration testing and empirical relation for natural period of historical mosques. Case study of eight mosques in Kermanshah, Iran. *Construction and Building Materials*. 2021;289:123191. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.123191>
37. Kuzhakhmetova E.R. Stress-strain state cylinder-plate-cable-stayed roof buildings (structures) with various forms of external support contour. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2020;16(2):95–110. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-2-95-110>
38. Kuzhakhmetova E.R. Constructive solutions of guys location in cylindrical-slab-guy covering of building (construction). *Bulletin of BSTU named after V.G. Shukhov*. 2019;(5):77–89. (In Russ.) http://doi.org/10.34031/article_5ce292ca24bc23.91006970

39. Kuzhakhmetova E.R. Dipping, calculation and construction of the monolithic reinforced concrete pile of the conical form. *Scientific Review. Technical Sciences*. 2017;(2):57–64. (In Russ.)
40. Kuzhakhmetova E.R. Research of stress-deformed state of the rammed monolithic reinforced concrete cone-shaped piles with side and bottom forms from crushed stones. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(4):335–356. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-4-335-356>
41. Kuzhakhmetova E.R. Influence of constructive solutions on the stiffness characteristics of the rammed monolithic reinforced concrete cone-shaped piles with side and bottom forms from crushed stones. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(5):500–518. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-5-500-518>
42. Kuzhakhmetova E.R., Sapozhnikov A.I. Comparative analysis of long and short piles with horizontal uploading. *Building Materials, Equipment, Technologies of the XXI Century*. 2015;(5–6):30–34. (In Russ.)
43. Sapozhnikov A.I., Kuzhakhmetova E.R. Deep immersion and deformation calculation of a monolithic pile-shell of large diameter. *Proceedings of the International Scientific Conference of Scientific and Pedagogical Workers of Astrakhan State Technical University, Dedicated to the 85th Anniversary from the Basis of the University*. Astrakhan; 2015. p. 191–192. (In Russ.)
44. Rychkov S.P. *Structural modeling in Femap with NX Nastran*. Moscow: DMK Press; 2013. (In Russ.)
45. Shimkovich D.G. *Structural analysis in MSC/Nastran for Windows*. Moscow: DMK Press; 2003. (In Russ.)
46. Zienkiewicz O.C. *The finite element method in engineering science*. Moscow: Mir Publ.; 1975. (In Russ.)
47. Strang G., Fix G.J. *The finite element method in one dimension. An analysis of the finite element method*. New Jersey: Prentice-Hall; 1973. p. 51–62.
48. Baykov V.N., Sigalov E.E. *Reinforced concrete structures. General course*. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1991. (In Russ.)
49. Kuzhakhmetova E.R. Modeling of a piled foundation in a Femap with NX Nastran. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2020;16(4):250–260. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2020-16-4-250-260>
50. Sutyurin V.I., Shinkarenko I.A., Kuzhakhmetova E.R. Experimental stand for determining the damping properties of materials. *Izvestiya KSTU*. 2019;52:177–183. (In Russ.)
51. Sutyurin V.I., Kuzhakhmetova E.R., Shinkarenko I.A. Experimental determination of soil damping coefficients. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2022;(4):19–25. (In Russ.)
52. Sutyurin V.I., Kuzhakhmetova E.R., Shinkarenko I.A. Experimental determination of soil damping coefficients. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2022;59:362–370. <https://doi.org/10.1007/s11204-022-09823-6>



ГЕОМЕТРИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ФОРМ ОБОЛОЧЕК GEOMETRICAL MODELING OF SHELL FORMS

DOI 10.22363/1815-5235-2022-18-5-458-466

UDC 624:514.8:72.01


REVIEW / НАУЧНЫЙ ОБЗОР

Analytical surfaces for architecture and engineering

Mathieu Gil-Oulbé¹ , Tiékolo Daou² , Ousmane Mariko² 

¹Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University), Moscow, Russian Federation

²National School of Engineering (ENI-ABT), Bamako, Republic of Mali

 gil-oulbem@hotmail.com

Article history

Received: June 17, 2022

Revised: August 13, 2022

Accepted: August 15, 2022

For citation

Gil-Oulbé M., Daou T., Mariko O. Analytical surfaces for architecture and engineering. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2022;18(5):458–466. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-5-458-466>

Abstract. Geometers have proposed more than 600 analytical surfaces for implementation. The largest number of these surfaces is used in architecture and mechanical engineering. Although digital architecture and free form architecture are now increasingly influencing the design of long-span shell structures and curved buildings, the research and application of analytical surfaces continues on an increasing scale. The purpose of the research is to study the state of affairs in the application of analytical surfaces in the construction and engineering industries and to clarify the classes of surfaces that have found application in the study of physical phenomena or in solving purely mathematical problems, but not used in other areas of human activity. Another goal is to find analytical surfaces promising for application in architecture and mechanical engineering, which are still little known to architects and engineers. It has been established that, as before, designers take new analytical surfaces to implement their creative ideas from well-studied classes of surfaces of revolution, transfer and umbrella, minimal, ruled, wavy surfaces.

Keywords: analytical surfaces, surface classification, thin shells, shell architecture, shells, mechanical engineering, parametric architecture

Mathieu Gil-Oulbé, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Civil Engineering, Academy of Engineering, Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University), 6 Miklukho-Maklaya St, Moscow, 117198, Russian Federation; ORCID: 0000-0003-0057-3485, Scopus Author ID: 57209566642, eLIBRARY ID: 27261171; gil-oulbem@hotmail.com

Tiékolo Daou, Candidate of Technical Sciences, senior lecturer, Department of Civil Engineering, National School of Engineering (ENI-ABT), B.P. 242, Avenue Van Vallenhoven, Bamako, Republic of Mali; ORCID: 0000-0003-1726-5382; daout88@gmail.com

Ousmane Mariko, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Civil Engineering, National School of Engineering (ENI-ABT), B.P.242, Avenue Van Vallenhoven, Bamako, Republic of Mali; ORCID: 0000-0002-4532-0230; osomariko@gmail.com

© Gil-Oulbé M., Daou T., Mariko O., 2022




This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode>

Аналитические поверхности для архитектуры и машиностроения

М. Жиль-ульбе¹ , Т. Дау² , У. Марико² 

¹Российский университет дружбы народов, Москва, Российская Федерация

²Национальная инженерная школа, Бамако, Республика Мали

 gil-oulbem@hotmail.com

История статьи

Поступила в редакцию: 17 июня 2022 г.

Доработана: 13 августа 2022 г.

Принята к публикации: 15 августа 2022 г.

Аннотация. Геометры предложили для внедрения более 600 аналитических поверхностей, из них наибольшее число применяется в архитектуре и машиностроении. Несмотря на то что сейчас значительное влияние на проектирование большепролетных оболочечных структур и искривленных зданий оказывают числовая архитектура и архитектура свободных форм, исследования и применение аналитических поверхностей продолжают увеличиваться. Цель исследования – изучение положения дел в применении аналитических поверхностей в строительной и машиностроительных отраслях и выяснение классов поверхностей, нашедших применение в исследовании физических явлений или в решении чисто математических задач, но не используемых в других отраслях деятельности человека. Определяются перспективы применения в архитектуре и машиностроении аналитических поверхностей, пока малоизвестных архитекторам и инженерам. Установлено, что дизайнеры по-прежнему берут новые аналитические поверхности для реализации своих творческих замыслов из хорошо изученных классов поверхностей вращения, переноса и зонтичных, минимальных, линейчатых, волнообразных поверхностей.

Ключевые слова: аналитические поверхности, классификация поверхностей, тонкие оболочки, архитектура оболочек, оболочки, машиностроение, параметрическая архитектура, перспективы применения

Для цитирования

Gil-Oulbé M., Daou T., Mariko O. Analytical surfaces for architecture and engineering // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2022. Т. 18. № 5. С. 458–466. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-5-458-466>

Introduction

Spatial structures covering large areas without intermediate supports have been known to man since ancient times [1; 2]. Until the 20th century, shells were used in various technological structures: vertical shafts, horizontal and inclined tunnels, pipelines, furnaces, and defensive and religious buildings. In most cases, cylindrical structures with vertical and horizontal axes and shells of rotation, in particular domes were used.

Then, in connection with the development of analytical and experimental methods for studying shells and shell structures, the shapes of the structures used became more complicated. They began to meet the ever-increasing demands of architects and engineers and found application where structures with a frequent grid of columns, with numerous walls, or composite low-span buildings were previously used.

The greatest enthusiasm for thin-walled shells continued until the 1980s [3], then interest in them began to decrease [4], but due to the demands of society at the beginning of the 21st century, their wider rational use began in small-sized housing construction, in industrial and public buildings [5; 6]. This was caused by the advent of refined numerical methods for calculating strength, stability, and seismicity, the creation of new building materials [7], and a large proposal from geometers of new forms of middle analytical surfaces of thin-walled shells [8] and rod shell structures [9]. In 1970, R. Buckminster Fuller received a gold-medal for his development of the geodesic dome. Eco Camp Patagonia was the world's first geodesic hotel, it was built in 2001. Nowadays geodesic domes are almost everywhere.

Жиль-ульбе Матье, кандидат технических наук, доцент департамента строительства, Инженерная академия, Российский университет дружбы народов, Российская Федерация, 117198, Москва, ул. Миклухо-Маклая, д. 6; ORCID: 0000-0003-0057-3485, Scopus Author ID: 57209566642, eLIBRARY ID: 27261171; gil-oulbem@hotmail.com

Тьеколо Дау, кандидат технических наук, старший преподаватель, департамент строительства, Национальная инженерная школа, Республика Мали, Бамако, Ван Валленховен Авеню, П/Я 242; ORCID: 0000-0003-1726-5382; daout88@gmail.com

Усман Марико, кандидат технических наук, доцент департамента строительства, Национальная инженерная школа, Республика Бали, Бамако, Ван Валленховен Авеню, П/Я 242; ORCID: 0000-0002-4532-0230; osomariko@gmail.com

However, builders have changed their attitude to the building construction materials used. Reinforced concrete was rarely used. Only through understanding why concrete shells' loss in popularity over the course of modern history can designers be equipped with the skills to create and apply this type of construction. Through modifications to design processes, construction stages, material understanding and relevant formwork improvements will architects and designers be able to meet the demands of the 21st century [4].

Analytic surfaces are most fully presented and mathematically described in [8]. Here, more than 600 surfaces are divided into 38 classes, which in turn consist of subclasses, groups and subgroups. Analytical surfaces are well represented in electronic libraries.¹

Many works are devoted to the use of analytical surfaces in architecture [1] and mechanical engineering [10–13], apparently, for the first time tried to find out the analytical surfaces most often used by architects and to establish cases of a single application in practice of some well-known analytical surfaces to geometers.

Commonly used analytical surfaces

The leaders, of course, are cylindrical, conical surfaces, ruled surfaces of negative Gaussian curvature ($K < 0$), as well as surfaces of revolution [14].

Ruled surfaces, including torso surfaces ($K = 0$), cylindroids ($K < 0$), cylindrical helical strips and cylindrical surfaces with aerodynamic profiles, rotative and spiroidal surfaces with straight generatrices are often used in mechanical engineering, shipbuilding and aircraft construction.

Transfer surfaces, especially direct transfer surfaces, are taken as the basis for the formation of median surfaces of hundreds of thin shells on rectangular plans. They can be seen in any city in developed countries.

Umbrella shells and shells of the umbrella type are actively used to block markets, business centers, circuses, religious buildings and to protect the radar [15]. Radar umbrella shells are operated at many airports around the world.

The next class of surfaces according to the frequency of their use in the national economy can be considered the class of cyclic surfaces [16]. They are used in the shaping of civil, industrial, and agricultural structures. They have found the same wide application in mechanical engineering.

Seventeen algebraic surfaces of the second order are usually distinguished into a separate class, but almost all of these surfaces can be distributed among other classes [8; 17]. All surfaces of the second order, except for imaginary ones, can be seen in the outlines of many architectural structures [18] and machine-building products [19]. Many shells, described with analytical functions, such as quadric surfaces, have certain geometric properties that allow for more feasible construction techniques. For example, a shell form based on a hyperbolic paraboloid can be built from straight elements, and a spherical dome has constant Gaussian and mean curvatures, minimizing the number of the components.

From the class of helical surfaces, the group of ruled and circular helical surfaces is most often used. In mechanical engineering, there are examples of the use of helical surfaces of variable pitch [20]. The surface of the screw pillar and the surface of St. Elijah can often be seen in the outlines of the supporting columns of ancient buildings. The tubular helical surface is well known and widely used both in architecture and in mechanical engineering (coils).

More and more architects support the idea of using minimal surfaces in architecture [21]. A new architectural direction, Minimal Surface Architecture, has emerged. However, most of the ideas are implemented only in projects. 15 minimal surfaces are known that have a parametric form of the assignment. There are descriptions of real thin-walled shell structures built in the form of a minimum surface of revolution (catenoid), a minimum ruled surface (straight helicoid) and a minimum transfer surface (the first Sherk surface). The Olympic Stadium in Munich was built in 1972 using minimal surfaces close to the Schwartz surface.

Rarely used analytical surfaces

Very rarely, objects in the form of one-sided surfaces are used. Known for a dozen installations and sculptures in the form of a Möbius strip. There are several wire art objects imitating the Klein surface. Mathematical model of the Boy's surface with a size of 2×2 m is available at Smith College, McConnell Hall.

The torso coverings of public buildings, obtained by parabolic bending of a steel sheet, have already been used in several cases (Figure 1). Their shape is not an analytical surface, since they are built experimentally on

¹ Parametrische Flächen und Körper. Available from: www.3d-meier.de/tut3/seite0.html (accessed: 21.06.2021); Weisstein E.W. Wolfram. Available from: <http://mathworld.wolfram.com> (accessed: 21.06.2021).

two edge curves. The possibility of obtaining the equation of a torso surface containing two predetermined curves was proved by G. Monge, but only about a dozen torso surfaces containing two predetermined plane curves lying in parallel planes are described in the scientific literature [8]. Torso surfaces are used in shipbuilding and in agricultural engineering for shaping plows and augers.



Figure 1. Hotel Marques de Riscal, Spain, arch. Frank Gehry
(Available from: ru.pinterest.com)



Figure 2. The gently sloping reinforced concrete pavement of the Nekrasovsky market in St. Petersburg, 1960
(Available from: www.g2p.ru)

Velaroidal shells are rarely found on a flat rectangular plan. Their median surfaces are outlined along the direct transfer surface with a generating curve, which changes its curvature during movement [22] and becomes a straight line on the contour. The efficient materialization of velaroidal (funicular) shells is particularly difficult. This hinders their application [23]. There is a well-known velaroidal shell for covering an industrial workshop, designed by M. Mihailescu [24], a sloping reinforced concrete velaroidal shell erected over the Nekrasovsky market in St. Petersburg in 1960 (Figure 2) and a fragment of the covering of the Cultural Center in Muscat (Oman) [25]. The group “Velaroidal surfaces” is often included in the class of transfer surfaces.

Surfaces with a spherical directrix curve have a line lying on a sphere as a directrix curve. Of the many surfaces proposed by geometers, only a cylindrical-spherical strip was found on the playground (Figure 3).



Figure 3. Object in the form of a strip with a directrix curve on a sphere
(photo by M. Gil-Oulbe)

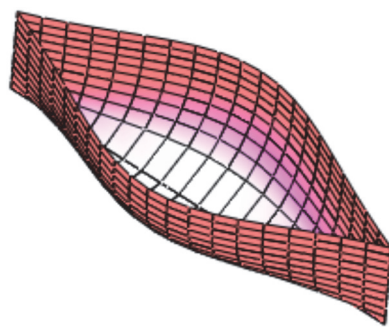


Figure 4. The surface of a ship's hull formed by a family of lines parallel to the waterline [8]



Figure 5. The Pavilion Purr, used as a visitor's center, Amsterdam's historic defense line, 2012
(Available from: archdaily.com)

The class of continuous topographic surfaces is defined by the continuous frame of its horizontals (level lines) [8]. Surfaces of revolution are also included in this class, but it is generally accepted to single them out in a separate class. Algebraic surfaces given in explicit form $z = z(x, y)$, Catalan surfaces ($K < 0$), surfaces of the same slope ($K = 0$) can also be considered continuous topographic surfaces. Continuous topographic surfaces are mainly used in topography, mining, landscape architecture and shipbuilding. In shipbuilding, they are called hydrodynamic surfaces [26] or algebraic surfaces for ship hulls (Figure 4). In the construction business, they are used very rarely, and they are not intended for use in the construction industry.

Spiral surfaces on circular cones are usually used to form spiral chambers [27]. Architects have found use for a cylindrical-conical spiral strip (second building of the German Historical Museum in Berlin), a spiral conical strip, for example, The Pavilion Purr by Emma Architekten Towers with Wooden Wonder (Figure 5) and a tubular spiral surface.

Spiral surfaces are often confused with spiral surfaces, but spiral surfaces can have any spiral on any surface as a guide curve, and the generating curve can change its shape in the process of movement. An example is a spherical spiral strip (Figure 3) and architectural structures in the form of shells. One of the buildings with a lined spiral roof is given in the article [13].

Surfaces from the “Carved surfaces” class are fully included in the “Surfaces of congruent sections” class. Carved surfaces include circular helical surfaces and helical surfaces with arbitrary flat generating curves. If we take into account all groups of surfaces with rigid flat generating curves that are included in the class of surfaces of congruent sections, then we must assume that these surfaces are popular with architects, especially since all geometric problems for them have already been solved. The author of [28] gives an example of a real structure with congruent curves.

Analytical surfaces that have not found application in practice

Wavy, wavy and corrugated surfaces are very widely represented in architecture, but they are all made in the style of digital architecture, i.e. the surfaces were built according to the given reference points and are not analytical surfaces (Figure 6).

Velaroidal surfaces on a circular plan cannot be included in the wrapping surface class. In [29] they are called velaroidal surfaces. There are several projects of sports facilities and light surfaces (Figure 7), the geometry of these surfaces is well developed, but no real structures of this form have been found.

Architects and machine builders were not interested in surfaces of constant Gaussian curvature ($K = \text{const}$). If we do not take into account the sphere with $K = R^2 = \text{const}$, then the remaining surfaces of constant positive Gaussian curvature have not found application in various branches of human activity. Only the Sievert surface (Figure 8) with certain geometric parameters becomes similar to a self-intersecting umbrella-type surface, which can attract architects. Among the surfaces of the subclass “Surfaces of constant negative Gaussian curvature” the pseudosphere is the best known. This surface has found application in garden and park architecture. Several large-scale mathematical models of a pseudosphere made of steel wire, plywood, and aluminum have been made [25; 30].



Figure 6. I. Viner–Usmanova Sports Palace in Luzhniki, Moscow
(photo by L.A. Alborova)

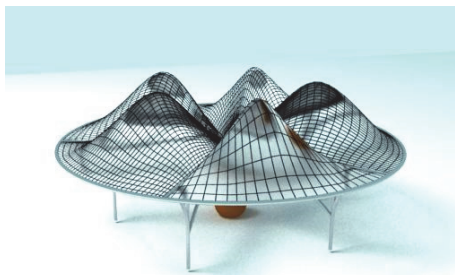


Figure 7. Structure in the form of several identical velaroidal surfaces on a flat circular plan with a singular point in the center (the figure by L. Alborova)

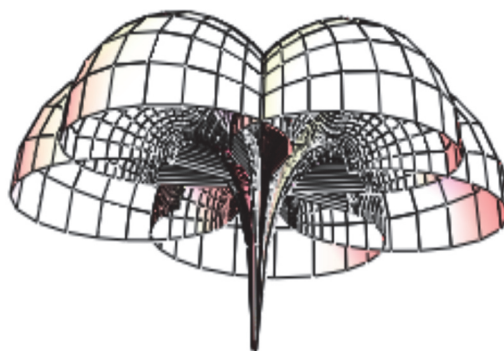


Figure 8. One of the forms of the Sievert surface [8]

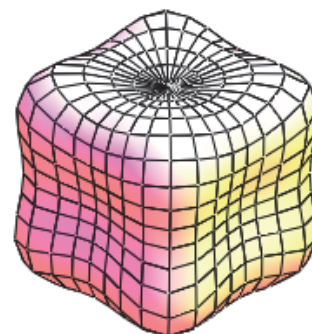


Figure 9. Tooth surface of the 4th order [8]

Algebraic surfaces above the second order may have a good architectural future [8]. The shape of some existing curvilinear structures in the world can be easily approximated by these surfaces. Surfaces such as the parabolic surface of Schroda, Goursat, Euler, the tooth surface (Figure 9), surfaces with two and three double straight lines, T. Nordstrand's surface "Chair", all of the 4th order; an 8th order surface with a 4th order Lamé curve, a 4th order Lamé curve and an ellipse in 3 principal coordinate sections [8] can easily be used in architecture, or they can be used to solve various technical problems in mechanical engineering.

Among the surfaces of constant mean curvature, the best known are the sphere ($H = R$), the cylindrical surface of revolution ($H = R / 2$), and the minimal surfaces ($H = 0$). These surfaces have found application in both architecture and mechanical engineering. Less well-known are nodoid and unduloid surfaces of revolution, which attract close attention from mathematicians who develop questions of conjugation of two surfaces of revolution [31].

The study of scientific, popular scientific and reference literature, materials contained on the Internet showed that some classes of surfaces have not yet found application in the construction and engineering industries. These are helical and pseudo-minimal [32] surfaces, most of the surfaces from the classes "Athene-minimal surfaces", "Peterson surfaces", except for the transfer surfaces of second-order curves, "Bonnet surfaces", "Blutzel surfaces", except for second-order surfaces, "Surfaces Hoshimoto" [33], "Weingarten surfaces", except for surfaces of revolution. These surfaces are used to study some physical processes, solve purely mathematical problems and to determine surfaces isometric to surfaces of revolution.

Possibilities of using new analytical surfaces in engineering structures

The analysis carried out in [34] showed that architects and engineers used only about 5% of more than 600 analytical surfaces proposed by geometer mathematicians. They are used mainly by architects working in the styles of "Parametric architecture", "Geometric high-tech" and "Industrial architecture".

In the 21st century, shell structure design has become dominated by free-form, parametric, and organic architectures. Some architects support this current [35], others doubt its usefulness [36]. E.V. Ermolenko [36] from Moscow Architectural Institute notes: "...postmodernism, deconstructivism, parametric architecture oversaturated the space of human life, a stylistic crisis arose."

Apparently, the architects have already exhausted the set of existing surface classes. Taking into account the demand of society for large-span structures and public buildings of an unusual shape, surfaces from well-studied classes of surfaces of revolution, transfer, umbrella, minimal, ruled and undulating (Figure 6) surfaces will be used. Basically, shell structures will be designed taking into account environmental [37], energy-saving requirements and transforming structures.

Passion for shell structures should not grow into an end in itself. I.A. Bondarenko [38] warns "that in this case one should not slide into populism. It is necessary to observe a sense of proportion in everything. Unfortunately, today all the successes and failures of architects are based mainly on their personal business and human qualities. Individualism and hypertrophied – 'breakthrough' – creative creativity are encouraged too much. <...> This leads to the fact that something untenable can be presented as a professional achievement, as a senseless design originality as an architectural innovation."

Conclusion

In presented paper, it is demonstrated that a number of classes and groups of analytical surfaces used in national economy is increasing in the 21st century.

The authors show that study and information on new analytical surfaces can give impetus to architects and industrial designers for their realization in real shell structures

Voluminous literature containing 40 titles is presented. New surfaces and examples of their single applications are given. For example, a fragment of the covering of the Cultural Center in Muscat (Oman), a cylindrical-spherical strip on child playgrounds in Moscow (Russia), the second building of the German Historical Museum in Berlin in the form of the cylindrical-and-conic spiral strip, and so on are mentioned.

Commonly used classes of analytical surfaces and rarely used analytical surfaces are described. Analytical surfaces that have not found application in practice for the present but having great potential in future are pointed out too.

CAD was already available in the 1970s and 1980s but its use only became common practice starting in the late 1980s with the availability of personal computers. This process greatly facilitated some of the tasks of designing curvilinear structures and attracted young researchers to their design. Materials and information containing in this paper can help to consider a problem on possible wide using of computer modelling of shapes in connection with needs of parametrical, digital, generative, evolutionary, and bionic architecture.

References / Список литературы

1. Krsić S. *Geometrijske površi u arhitekturi*. Niš; 2012.
2. Melaragno M. *An introduction to shell structures*. Springer US; 1991. <https://doi.org/10.1007/978-1-4757-0223-1>
3. Bradshaw R., Campbell D., Gargari M., Mirmiran A., Tripeny P. Special structures. Past, present, and future. *Journal of Structural Engineering*. 2002;128:691–701. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:6\(691\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:6(691))
4. Tang G. An overview of historical and contemporary concrete shells: their construction and factors in their general disappearance. *International Journal of Space Structures*. 2015;30(1):1–12. <https://doi.org/10.1260/0266-3511.30.1.1>
5. Krivoshapko S.N. Shell structures and shells at the beginning of the 21st century. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2021;17(6):553–561. <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2021-17-6-553-561>
6. Levy M. From shells to tensile structures: a personal history. *Nexus Network Journal*. 2017;19:565–578. <https://doi.org/10.1007/s00004-016-0317-5>
7. Bratukhin A.G., Sirotkin O.S., Sabodash P.F., Egorov V.N. *Materials of future and their unique properties*. Moscow: Mashinostroenie Publ.; 1995. (In Russ.)
Братухин А.Г., Сироткин О.С., Сабодаш П.Ф., Егоров В.Н. Материалы будущего и их удивительные свойства. М.: Машиностроение, 1995. 125 с.
8. Krivoshapko S.N., Ivanov V.N. *Encyclopedia of analytical surfaces*. Springer International; 2015. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-11773-7>
9. Vrontissi M. Designing and building a geodesic dome as a bearing structure for an 'artificial sky' lighting installation. *Symposium of the International Association for Shell and Spatial Structures. Evolution and Trends in Design, Analysis and Construction of Shell and Spatial Structures: Proceedings*. Valencia; 2009. p. 1379–1390.
10. Druzhinskiy I.A. *Complex surfaces: mathematical and technological description*. Leningrad: Mashinostroenie Publ.; 1985. (In Russ.)
Дружинский И.А. Сложные поверхности: математическое описание и технологическое обеспечение. Л.: Машиностроение, 1985. 263 с.
11. Podgorniy A.L., Grinko E.A., Solovey N.A. On research of new surface forms as applied to structures of diverse purpose. *RUDN Journal of Engineering Researches*. 2013;(1):140–145. (In Russ.)
Подгорный А.Л., Гринько Е.А., Соловей Н.А. Исследование новых форм поверхностей применительно к конструкциям различного назначения // Вестник Российского университета дружбы народов. Серия: Инженерные исследования. 2013. № 1. С. 140–145.
12. Mamieva I.A., Gbaguidi-Aisse G.L. Influence of the geometrical researches of rare type surfaces on design of new and unique structures. *Building and Reconstruction*. 2019;5(85):23–34. <http://doi.org/10.33979/2073-7416-2019-85-5-23-34>
13. Grinko E.A. Classification of analytical surfaces as applied to parametrical architecture and machine building. *RUDN Journal of Engineering Researches*. 2018;19(4):438–456. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/2312-8143-2018-19-4-438-456>
Гринько Е.А. Классификация аналитических поверхностей применительно к параметрической архитектуре и машиностроению // Вестник Российского университета дружбы народов. Серия: Инженерные исследования. 2018. Т. 19. № 4. С. 438–456. <http://doi.org/10.22363/2312-8143-2018-19-4-438-456>

14. Кривошапко С.Н. Упрощенный критерий оптимальности для оболочек вращения // Приволжский научный журнал. 2019. № 4 (52). С. 108–116.
15. Krivoshapko S.N. A simplified criterion of optimality for shells of revolution. *Privolzhsky Scientific Journal*. 2019;(4):108–116. (In Russ.)
16. Bock Hyeng Ch.A., Yamb E.B. Application of cyclic shells in architecture, machine design, and bionics. *International Journal of Modern Engineering Research*. 2012;2(3):799–806.
17. Burlov V.V., Nesterenko L.A., Remontova L.V., Orlov N.S. 3D simulation of second-order surfaces. *Geometry and Graphics*. 2016;4(4):48–59. (In Russ.)
18. Бурлов В.В., Нестеренко Л.А., Ремонтова Л.В., Орлов Н.С. 3D-моделирование поверхностей 2-го порядка // Геометрия и графика. 2016. Т. 4. № 4. С. 48–59.
19. Khmarova L., Usmanova E.A. Second order surfaces in architecture and construction. *IOP Conference Series Materials Science and Engineering*. 2018;451(1):012118. <https://doi.org/10.1088/1742-6596/451/1/012118>
20. Chempinskiy L.A. *Fundamentals of geometrical modelling in machine building*. Samara: Samara University Publ.; 2017. (In Russ.)
21. Чемпинский Л.А. Основы геометрического моделирования в машиностроении. Самара: Изд-во Самарского университета, 2017. 160 с.
22. Krivoshapko S.N. Geometry and strength of general helicoidal shells. *Applied Mechanics Reviews (USA)*. 1999;52(5):161–175. <https://doi.org/10.1115/1.3098932>
23. Emmer M. Minimal surfaces and architecture: new forms. *Nexus Network Journal*. 2013;15:227–239. <https://doi.org/10.1007/s00004-013-0147-7>
24. Berestova S.A., Misyura N.E., Mityushov E.A. Geometry of self-bearing covering on rectangular plan. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2017;(4):15–18. (In Russ.) <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2017-4-15-18>
25. Берестова С.А., Мисюра Н.Е., Митюшов Е.А. Геометрия самонесущих покрытий на прямоугольном плане // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2017. № 4. С. 15–18. <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2017-4-15-18>
26. Rippmann M. *Funicular shell design: geometric approaches to form finding and fabrication of discrete funicular structures* (Dr. sc. thesis). Zürich: ETH; 2016. <https://doi.org/10.3929/ethz-a-010656780>
27. Mihailescu M., Horvath I. Velaroidal shells for covering universal industrial halls. *Acta Techn. Acad. Sci. Hung.* 1977;85(1–2):135–145.
28. Gbaguidi Aïssè G.L. Influence of the geometrical researches of surfaces of revolution and translation surfaces on design of unique structures. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2019;15(4):308–314. <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2019-15-4-308-314>
29. Krivoshapko S.N. Hydrodynamic surfaces. *Shipbuilding*. 2021;(3):64–67. (In Russ.) https://doi.org/10.54068/00394580_2021_3_64
30. Кривошапко С.Н. Гидродинамические поверхности // Судостроение. 2021. № 3. С. 64–67. https://doi.org/10.54068/00394580_2021_3_64
31. Patil Y. Design, fabrication and analysis of Fibonacci spiral horizontal axis wind turbine. *International Journal of Aerospace and Mechanical Engineering*. 2018;5(1):1–4.
32. Grinko E.A. Surfaces of plane-parallel transfer of congruent curves. *Structural Mechanics and Analysis of Constructions*. 2021;(3):71–77. (In Russ.) <https://doi.org/10.37538/0039-2383.2021.3.71.77>
33. Гринько Е.А. Поверхности плоскопараллельного переноса конгруэнтных кривых // Строительная механика и расчет сооружений. 2021. № 3 (296). С. 71–77. <https://doi.org/10.37538/0039-2383.2021.3.71.77>
34. Krivoshapko S.N., Gil-Oulbe M. Geometry and strength of a shell of velaroidal type on annulus plan with two families of sinusoids. *International Journal of Soft Computing and Engineering*. 2013;3(3):71–73.
35. Toda M. Weierstrass-type representation of weakly regular pseudospherical surfaces in Euclidean space. *Balkan Journal of Geometry and Its Applications*. 2002;7(2):87–136.
36. Rubinstein B., Fel L. Stability of unduloidal and nodoidal menisci between two solid spheres. *Journal of Geometry and Symmetry in Physics*. 2015;39:77–98. <https://doi.org/10.7546/jgsp-39-2015-77-98>
37. Buhtyak M.S. Compound surface as pseudo-minimal one. *Tomsk State University Journal of Mathematics and Mechanics*. 2017;(46):5–13. (In Russ.) <https://doi.org/10.17223/19988621/46/1>
38. Бухтяк М.С. Составная поверхность, близкая к псевдоминимальной // Вестник Томского государственного университета. Математика и механика. 2017. № 46. С. 5–13. <https://doi.org/10.17223/19988621/46/1>
39. Abdel-All N.H., Hussien R.A., Youssef T. Hasimoto surfaces. *Life Science Journal*. 2012;9(3):556–560.
40. Mamieva I.A. Analytical surfaces for parametric architecture in contemporary buildings and structures. *Academia. Architecture and Construction*. 2020;(1):150–165. (In Russ.)
41. Мамиева И.А. Аналитические поверхности для параметрической архитектуры в современных зданиях и сооружениях // Academia. Архитектура и строительство. 2020. № 1. С. 150–165.

35. Korotich A.V. Innovative solutions of architectural shells: the alternative for traditional building. *Akademicheskij Vestnik UralNIIproekt RAASN*. 2015;(4):70–75. (In Russ.)

Коротич А.В. Инновационные решения архитектурных оболочек: альтернатива традиционному строительству // Академический вестник УралНИИпроект РААСН. 2015. № 4. С. 70–75.

36. Ermolenko E.V. Forms and constructions on the architecture of the soviet avant-garde and their interpretation in modern foreign practice. *Academia. Architecture and Construction*. 2020;(1):39–48. (In Russ.) <https://doi.org/10.22337/2077-2020-1-39-48>

Ермоленко Е.В. Формы и построения в архитектуре советского авангарда и их интерпретация в современной зарубежной практике // Academia. Архитектура и строительство. 2020. № 1. С. 39–48. <https://doi.org/10.22337/2077-2020-1-39-48>

37. Mozhdemani A.S., Afhani R. Using ecotech architecture as an effective tool for sustainability in construction industry. *Engineering, Technology & Applied Science Research*. 2017;7(5):1914–1917. <https://doi.org/10.48084/etasr.1230>

38. Bondarenko I.A. On the appropriateness and moderation of architectural innovation. *Academia. Architecture and Construction*. 2020;(1):13–18. (In Russ.) <https://doi.org/10.22337/2077-2020-1-13-18>

Бондаренко И.А. Об уместности и умеренности архитектурных новаций // Academia. Архитектура и строительство. 2020. № 1. С. 13–18. <https://doi.org/10.22337/2077-2020-1-13-18>

DOI 10.22363/1815-5235-2022-18-5-467-474
УДК 539.3


НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

Параметризация поверхности сложной геометрии

С.Н. Якупов¹  , Г.Х. Низамова² 

¹Федеральный исследовательский центр «Казанский научный центр РАН», Казань, Российская Федерация

²Российский университет дружбы народов, Москва, Российская Федерация

 tamas_86@mail.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 19 апреля 2022 г.
Доработана: 10 сентября 2022 г.
Принята к публикации: 13 сентября 2022 г.

Для цитирования

Якупов С.Н., Низамова Г.Х. Параметризация поверхности сложной геометрии // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2022. Т. 18. № 5. С. 467–474. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-5-467-474>

Аннотация. Среди тонкостенных конструкций, в том числе строительных конструкций и сооружений, эффективными по своим жесткостным и прочностным характеристикам являются оболочки сложной геометрии, которые выделяются архитектурной гармоничностью. Для более широкого применения оболочек сложной геометрии необходимо достоверно оценивать их напряженно-деформированное состояние. При этом составной частью расчета является этап параметризации срединной поверхности оболочек сложной геометрии. Различают оболочки сложной геометрии канонической и неканонической формы. Для оболочек неканонической формы срединная поверхность не может быть задана аналитическими формулами. При этом возникают трудности на этапе задания (параметризации) формы срединной поверхности. Задача усложняется, когда у фрагмента оболочки сложный контур и одна или несколько точек поверхности имеют фиксированные координаты. Для строительных конструкций это, например, наличие дополнительных внутренних опор. Представлена информация о сплайновом варианте МКЭ. Отмечены некоторые известные способы параметризации. Рассмотрен подход параметризации минимальной поверхности сложной формы, ограниченной четырьмя криволинейными контурами и заданной (фиксированной) координатой одной внутренней точки поверхности. Описан алгоритм построения пространственной сети, а также определения координат, компонент метрического тензора и символов Кристоффеля, необходимых при решении задач параметризации в сплайновом варианте метода конечных элементов.

Ключевые слова: сложная геометрия, фиксированная точка поверхности, параметризация, алгоритм построения сети, пространственные координаты, компоненты метрического тензора, символы Кристоффеля

Якупов Самат Нухович, кандидат технических наук, старший научный сотрудник, Институт механики и машиностроения, Федеральный исследовательский центр «Казанский научный центр РАН», Российская Федерация, 420111, Казань, ул. Лобачевского, д. 2/31; ORCID: 0000-0003-0047-3679, Scopus Author ID: 26968046600, eLIBRARY SPIN-код: 7382-4759; tamas_86@mail.ru

Низамова Гузель Хавасовна, кандидат технических наук, доцент кафедры машиностроительных технологий, Инженерная академия, Российский университет дружбы народов, Российская Федерация, 117198, Москва, ул. Миклухо-Маклая, д. 6; ORCID: 0000-0002-7193-9125, eLIBRARY SPIN-код: 3895-0028; guzelnizamova2009@yandex.ru

© Якупов С.Н., Низамова Г.Х., 2022



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode>

Surface parameterization complex geometry

Samat N. Yakupov¹  , Guzial Kh. Nizamova² 

¹Federal Research Center “Kazan Scientific Center of Russian Academy of Sciences”, Kazan, Russian Federation

²Peoples’ Friendship University of Russia (RUDN University), Moscow, Russian Federation

✉ tamas_86@mail.ru

Article history

Received: April 19, 2022

Revised: September 10, 2022

Accepted: September 13, 2022

Abstract. Among thin-walled structures, including building structures and constructions, shells of complex geometry are effective in their rigidity and strength characteristics, which are also distinguished by architectural harmony. For a wider application of shells of complex geometry, it is necessary to reliably assess their stress-strain state. In this case, an integral part of the calculation is the parametrization stage of the median surface of shells of complex geometry. There are shells of complex geometry of canonical and non-canonical forms. For shells of non-canonical shape, the median surface cannot be defined by analytical formulas. At the same time, difficulties arise at the stage of specifying (parameterizing) the shape of the median surface. The task becomes more complicated when the shell fragment has a complex contour and one or more surface points have fixed coordinates. For building structures, this is, for example, the presence of additional internal supports. Information about the spline version of the FEM is presented. Some well-known parametrization methods are noted. The approach of parametrization of a minimal surface of a complex shape bounded by four curved contours and a given (fixed) coordinate of one inner point of the surface is considered. An algorithm for constructing a spatial network, as well as determining coordinates, metric tensor components and Christoffel symbols necessary for solving parametrization problems in the spline version of the finite element method is described.

Keywords: complex geometry, fixed surface point, parametrization, network construction algorithm, spatial coordinates, metric tensor components, Christoffel symbols

For citation

Yakupov S.N., Nizamova G.Kh. Surface parameterization complex geometry. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2022;18(5):467–474. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-5-467-474>

Введение

Оболочки, сочетающие легкость с высокой прочностью, находят широкое применение. Среди них особенно эффективными по своим характеристикам являются оболочки сложной геометрии [1; 2]. Наряду с малым весом они имеют высокие механические характеристики по жесткости и прочности. Варьируя форму поверхности, можно создавать легкие, высокопрочные и архитектурно выразительные конструкции.

Для более эффективного использования оболочек сложной геометрии необходимо научиться определять их физико-механические качества, оценивать напряженно-деформированное состояние и устойчивость под действием различных нагрузок. Среди трудностей, связанных с более широким распространением оболочек сложной геометрии, следует отметить сложность технологии их изготовления. В связи с бурным развитием 3D-печати здесь открываются большие возможности в решении этой проблемы.

Для расчета напряженно-деформированного состояния (НДС) оболочек сложной геометрии и структуры используют различные методы и модели, в частности модификации метода конечных элементов, методы коллокации, метод граничных элементов, экспериментальные методы, вариационные методы, теоретико-экспериментальные методы, метод конечных элементов [3–25]. Интенсивно разрабатываются варианты метода конечных элементов, в частности, сплайновый вариант метода конечных элемен-

Samat N. Yakupov, PhD in Technical Sciences, senior researcher, Institute of Mechanics and Engineering, Federal Research Center “Kazan Scientific Center of the Russian Academy of Sciences”, 2/31 Lobachevsky St, Kazan, 420111, Russian Federation; ORCID: 0000-0003-0047-3679, Scopus Author ID: 26968046600, eLIBRARY SPIN-code: 7382-4759; tamas_86@mail.ru

Guzial Kh. Nizamova, PhD in Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Mechanical Engineering Technologies, Academy of Engineering, Peoples’ Friendship University of Russia (RUDN University), 6 Miklukho-Maklaya St, Moscow, 117198, Russian Federation; ORCID: 0000-0002-7193-9125, eLIBRARY SPIN-code: 3895-0028; guzelnizamova2009@yandex.ru

тов, базирующийся на синтезе идеи параметризации поверхности сложной геометрии и метода конечных элементов [18–23].

Различают оболочки сложной канонической геометрии, когда срединная поверхность описывается аналитическими формулами, и оболочки сложной неканонической геометрии, когда срединная поверхность не описывается аналитическими формулами, а задается точно. При рассмотрении оболочек сложной неканонической геометрии, возникают трудности на этапе задания параметров поверхности – трудности этапа параметризации.

Сплайновый вариант метода конечных элементов

Сплайновый вариант метода конечных элементов для расчета напряженно-деформированного состояния тонкостенных конструкций сложной геометрии представляет собой синтез идеи параметризации и метода конечных элементов [18–23]. Область, занимаемая срединной поверхностью оболочки параметризуется координатами единичного квадрата таким образом, чтобы прямоугольной сетке в области единичного квадрата соответствовала криволинейная сетка. При этом должны удовлетворяться следующие условия: 1) радиус-вектор должен описывать контурные линии рассматриваемой области при движении вдоль контурных линий единичного квадрата; 2) пропорциональному шагу на единичном квадрате должны соответствовать пропорциональные длины дуг на криволинейной координатной линии, рассматриваемой области. Если рассматриваемая область не задана аналитически, то задача построения сетки сводится к решению нелинейной задачи методом последовательных приближений.

Каждый участок поверхности представляется двумерными кубическими интерполяционными сплайнами. Параметры сплайна определяются из условия непрерывности сплайна и его первых двух производных во всех внутренних узлах сетки и краевых условий для сплайна.

Проведя параметризацию рассматриваемой области и выразив все векторные и тензорные величины в построенном базисе, задача определения напряженно-деформированного состояния сводится к классическому виду – вместо заданной сложной области, рассматривается каноническая область в виде единичного квадрата. Единичный квадрат разбивается на прямоугольные области, решение в каждом из которых представляется в виде Эрмитового бикубического сплайна двух переменных. Для вывода решающих уравнений используется вариационный принцип Лагранжа.

В традиционном МКЭ при рассмотрении оболочек сложной геометрии трудно обеспечить непрерывность конечных элементов. Также возникает проблема обеспечения непрерывности искомых функций, не говоря уже о первых производных этих функций между элементами. В сплайновом варианте применение параметризации и представление решения в каждом из прямоугольников в виде кубического сплайна обеспечивают непрерывность функции перемещений и их первых производных во всей рассматриваемой области, что является одним из условий сходимости к точному решению при уменьшении размеров прямоугольников. Таким образом, удалось получить совместные элементы на базе гипотез Кирхгоффа – Лява для оболочек сложной формы. На базе разработанного метода были решены ряд важных прикладных задач.

Известные способы параметризации

Известны способы измерения горизонтальных неровностей¹ и определения кривизны и уклонов профиля поверхности², которые не позволяют формировать линии и поверхности сложной геометрии и определять неровности двумерных объектов. Известен экспериментальный способ параметризации минимальных поверхностей, основанный на решении двухмерного уравнения Лапласа³, который не позволяет получать непрерывные и гладкие контуры произвольной конфигурации, свободно ориентированные в пространстве. Известны также способ параметризации минимальных поверхностей со сложным контуром⁴ и способ параметризации трехмерных тел сложной геометрии⁵ [24], в которых не предусмотрена возможность задания координаты конкретной внутренней точки поверхности.

¹ Патент РФ № 2276216. Способ измерений горизонтальных неровностей (рихтовки) и кривизны в плане рельсовых нитей. Приоритет. 2004.

² Патент РФ № 2114391. Способы определения кривизны и уклонов профиля поверхности дорожного покрытия в двух различных направлениях. Приоритет. 1996.

³ Патент РФ № 2121166. Устройство для решения двухмерного уравнения Лапласа. 1998.

⁴ Патент РФ № 2374697. Экспериментальный способ параметризации минимальных поверхностей со сложным контуром. 2009.

⁵ Патент РФ № 2665499. Экспериментальный способ параметризации трехмерных тел сложной геометрии. 2017.

Вариант параметризации поверхности сложной неканонической формы

Рассмотрен вариант параметризации поверхности сложной неканонической формы, ограниченной четырьмя криволинейными контурами Γ_1 , Γ_2 , Γ_3 и Γ_4 и заданной координатой конкретной внутренней точки A поверхности (рис. 1).

Параметризация минимальной поверхности сложной формы, ограниченной четырьмя криволинейными контурами и заданной координатой внутренней точки поверхности. В начале изготавливаем пространственный каркас из криволинейных формообразующих ребер $a-b$, $b-c$, $c-d$ и $d-a$, совпадающих с контурами Γ_1 , Γ_2 , Γ_3 и Γ_4 (рис. 1). На этих ребрах делаем метки в соответствии с заданным типом разбивки. Изготавливаем двумерную сеть в виде единичного квадрата из эластичных (например, резиновых) нитей 1, которые соединены в узлах 2 (рис. 2). На каркас натягиваем пространственную двумерную сеть. Каркас фиксируем на координатной плоскости в точках a , b , c , d относительно базисного основания при помощи опор. Затем, натягиваем узел сети, соответствующей точке A , до координаты заданной для точки A , и фиксируем этот узел установкой дополнительной опоры (рис. 3). При этом координаты узлов двумерной сети соответствуют минимальной поверхности.

Далее, для всех узлов двумерной сети (рис. 3) замеряем координаты в декартовой системе x , y , z при соответствующих параметрах t^1 и t^2 единичного квадрата, то есть получаем координаты $x(t^1, t^2)$, $y(t^1, t^2)$, $z(t^1, t^2)$ и определяем радиус-векторы в узлах сетки по формуле

$$\bar{r} = x(t^1, t^2)\bar{i} + y(t^1, t^2)\bar{j} + z(t^1, t^2)\bar{k}, \quad (1)$$

где $\bar{i}, \bar{j}, \bar{k}$ – единичные орты в декартовой системе координат.

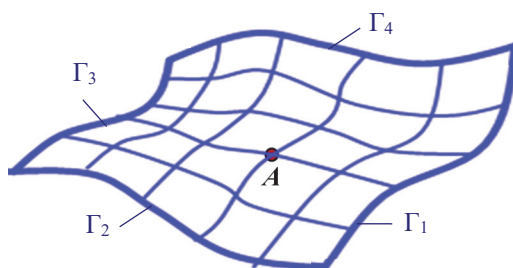


Рис. 1. Поверхность сложной геометрии
Figure 1. Surface of complex geometry

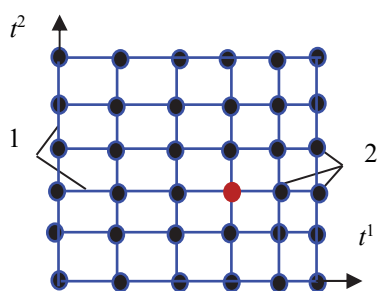


Рис. 2. Сеть из эластичных нитей
Figure 2. A network of elastic threads

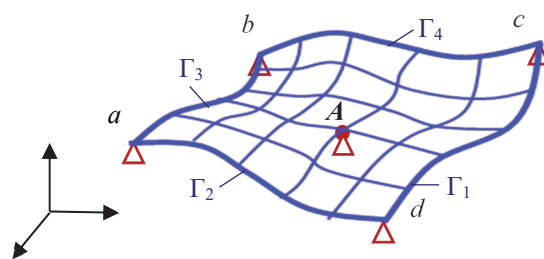


Рис. 3. Каркас с сетью на опорах и в точке A
Figure 3. A frame with a network on supports and at point A

Дифференцируя выражение (1) по t^1 и t^2 , определяем координатные векторы \bar{r}_1 и \bar{r}_2 для каждой точки сети:

$$\bar{r}_1 = \frac{\partial \bar{r}}{\partial t^1} \cong \frac{x_{i+1,j} - x_{i-1,j}}{t_{i+1}^1 - t_{i-1}^1} \bar{i} + \frac{y_{i+1,j} - y_{i-1,j}}{t_{i+1}^1 - t_{i-1}^1} \bar{j} + \frac{z_{i+1,j} - z_{i-1,j}}{t_{i+1}^1 - t_{i-1}^1} \bar{k}; \quad (2)$$

$$\bar{r}_2 = \frac{\partial \bar{r}}{\partial t^2} \cong \frac{x_{i,j+1} - x_{i,j-1}}{t_{i+1}^2 - t_{i-1}^2} \bar{i} + \frac{y_{i,j+1} - y_{i,j-1}}{t_{i+1}^2 - t_{i-1}^2} \bar{j} + \frac{z_{i,j+1} - z_{i,j-1}}{t_{i+1}^2 - t_{i-1}^2} \bar{k},$$

где i, j – идентификационные номера узловых точек по соответствующим направлениям координатных осей.

Далее, исходя из (2), нетрудно определить для каждой точки сети ковариантные a_{11}, a_{12}, a_{22} :

$$\begin{aligned} a_{11} &= \bar{r}_1 \bar{r}_1 \cong \left(\frac{x_{i+1,j} - x_{i-1,j}}{t_{i+1}^1 - t_{i-1}^1} \right)^2 + \left(\frac{y_{i+1,j} - y_{i-1,j}}{t_{i+1}^1 - t_{i-1}^1} \right)^2 + \left(\frac{z_{i+1,j} - z_{i-1,j}}{t_{i+1}^1 - t_{i-1}^1} \right)^2; \\ a_{12} &= \bar{r}_1 \bar{r}_2 \cong \left(\frac{x_{i+1,j} - x_{i-1,j}}{t_{i+1}^1 - t_{i-1}^1} \right) \left(\frac{x_{i+1,j} - x_{i-1,j}}{t_{i+1}^1 - t_{i-1}^1} \right) + \\ &+ \left(\frac{y_{i+1,j} - y_{i-1,j}}{t_{i+1}^1 - t_{i-1}^1} \right) \left(\frac{y_{i,j+1} - y_{i,j-1}}{t_{i+1}^2 - t_{i-1}^2} \right) + \left(\frac{z_{i+1,j} - z_{i-1,j}}{t_{i+1}^1 - t_{i-1}^1} \right) \left(\frac{z_{i,j+1} - z_{i,j-1}}{t_{i+1}^2 - t_{i-1}^2} \right); \\ a_{22} &= \bar{r}_2 \bar{r}_2 \cong \left(\frac{x_{i,j+1} - x_{i,j-1}}{t_{i+1}^2 - t_{i-1}^2} \right)^2 + \left(\frac{y_{i,j+1} - y_{i,j-1}}{t_{i+1}^2 - t_{i-1}^2} \right)^2 + \left(\frac{z_{i,j+1} - z_{i,j-1}}{t_{i+1}^2 - t_{i-1}^2} \right)^2, \end{aligned} \quad (3)$$

фундаментальный определитель a :

$$\begin{aligned} a &\cong \left[\left(\frac{x_{i+1,j} - x_{i-1,j}}{t_{i+1}^1 - t_{i-1}^1} \right)^2 + \left(\frac{y_{i+1,j} - y_{i-1,j}}{t_{i+1}^1 - t_{i-1}^1} \right)^2 + \left(\frac{z_{i+1,j} - z_{i-1,j}}{t_{i+1}^1 - t_{i-1}^1} \right)^2 \right] \left[\left(\frac{x_{i,j+1} - x_{i,j-1}}{t_{i+1}^2 - t_{i-1}^2} \right)^2 + \right. \\ &+ \left. \left(\frac{y_{i,j+1} - y_{i,j-1}}{t_{i+1}^2 - t_{i-1}^2} \right)^2 + \left(\frac{z_{i,j+1} - z_{i,j-1}}{t_{i+1}^2 - t_{i-1}^2} \right)^2 \right] - \left[\left(\frac{x_{i+1,j} - x_{i-1,j}}{t_{i+1}^1 - t_{i-1}^1} \right) \left(\frac{x_{i,j+1} - x_{i,j-1}}{t_{i+1}^2 - t_{i-1}^2} \right) \right] + \\ &+ \left[\left(\frac{y_{i+1,j} - y_{i-1,j}}{t_{i+1}^1 - t_{i-1}^1} \right) \left(\frac{y_{i,j+1} - y_{i,j-1}}{t_{i+1}^2 - t_{i-1}^2} \right) + \left(\frac{z_{i+1,j} - z_{i-1,j}}{t_{i+1}^1 - t_{i-1}^1} \right) \left(\frac{z_{i,j+1} - z_{i,j-1}}{t_{i+1}^2 - t_{i-1}^2} \right) \right]^2 \end{aligned} \quad (4)$$

и контравариантные a^{11}, a^{12}, a^{22} компоненты первого основного метрического тензора:

$$\begin{aligned} a^{11} &\cong \left[\left(\frac{x_{i,j+1} - x_{i,j-1}}{t_{i+1}^2 - t_{i-1}^2} \right)^2 + \left(\frac{y_{i,j+1} - y_{i,j-1}}{t_{i+1}^2 - t_{i-1}^2} \right)^2 + \left(\frac{z_{i,j+1} - z_{i,j-1}}{t_{i+1}^2 - t_{i-1}^2} \right)^2 \right] / a; \\ a^{12} &= a^{21} \cong - \left[\left(\frac{x_{i+1,j} - x_{i-1,j}}{t_{i+1}^1 - t_{i-1}^1} \right) \left(\frac{x_{i,j+1} - x_{i,j-1}}{t_{i+1}^2 - t_{i-1}^2} \right) + \right. \\ &+ \left. \left(\frac{y_{i+1,j} - y_{i-1,j}}{t_{i+1}^1 - t_{i-1}^1} \right) \left(\frac{y_{i,j+1} - y_{i,j-1}}{t_{i+1}^2 - t_{i-1}^2} \right) + \left(\frac{z_{i+1,j} - z_{i-1,j}}{t_{i+1}^1 - t_{i-1}^1} \right) \left(\frac{z_{i,j+1} - z_{i,j-1}}{t_{i+1}^2 - t_{i-1}^2} \right) \right] / a; \end{aligned} \quad (5)$$

$$a^{22} \cong \left[\left(\frac{x_{i+1,j} - x_{i-1,j}}{t_{i+1}^1 - t_{i-1}^1} \right)^2 + \left(\frac{y_{i+1,j} - y_{i-1,j}}{t_{i+1}^1 - t_{i-1}^1} \right)^2 + \left(\frac{z_{i+1,j} - z_{i-1,j}}{t_{i+1}^1 - t_{i-1}^1} \right)^2 \right] / a.$$

Далее, используя (2) и (4), определяем вектор единичной нормали \bar{m} для каждой точки сети:

$$\begin{aligned} \bar{m} = \frac{[\bar{r}_1 \bar{r}_2]}{\sqrt{a}} \cong & \left[\left(\frac{y_{i+1,j} - y_{i-1,j}}{t_{i+1}^1 - t_{i-1}^1} \frac{z_{i,j+1} - z_{i,j-1}}{t_{i+1}^2 - t_{i-1}^2} - \frac{y_{i,j+1} - y_{i,j-1}}{t_{i+1}^2 - t_{i-1}^2} \frac{z_{i+1,j} - z_{i-1,j}}{t_{i+1}^1 - t_{i-1}^1} \right) \bar{i} - \right. \\ & - \left(\frac{x_{i+1,j} - x_{i-1,j}}{t_{i+1}^1 - t_{i-1}^1} \frac{z_{i,j+1} - z_{i,j-1}}{t_{i+1}^2 - t_{i-1}^2} - \frac{x_{i,j+1} - x_{i,j-1}}{t_{i+1}^2 - t_{i-1}^2} \frac{z_{i+1,j} - z_{i-1,j}}{t_{i+1}^1 - t_{i-1}^1} \right) \bar{j} + \\ & \left. + \left(\frac{x_{i+1,j} - x_{i-1,j}}{t_{i+1}^1 - t_{i-1}^1} \frac{y_{i,j+1} - y_{i,j-1}}{t_{i+1}^2 - t_{i-1}^2} - \frac{x_{i,j+1} - x_{i,j-1}}{t_{i+1}^2 - t_{i-1}^2} \frac{y_{i+1,j} - y_{i-1,j}}{t_{i+1}^1 - t_{i-1}^1} \right) \bar{k} \right] / \sqrt{a}. \end{aligned} \quad (6)$$

Исходя из (3), определяем символы Кристоффеля второго рода $\Gamma_{11}^1, \Gamma_{12}^1, \Gamma_{22}^1, \Gamma_{11}^2, \Gamma_{12}^2, \Gamma_{22}^2$ для каждой точки сети:

$$\begin{aligned} a\Gamma_{11}^1 &= \frac{a_{22}}{2} \frac{\partial a_{11}}{\partial t^1} - a_{12} \left(\frac{\partial a_{12}}{\partial t^1} - \frac{1}{2} \frac{\partial a_{11}}{\partial t^2} \right); \quad a\Gamma_{12}^1 = \frac{1}{2} \left(a_{22} \frac{\partial a_{11}}{\partial t^2} - a_{12} \frac{\partial a_{22}}{\partial t^1} \right); \\ a\Gamma_{22}^1 &= a_{22} \left(\frac{\partial a_{12}}{\partial t^2} - \frac{1}{2} \frac{\partial a_{22}}{\partial t^1} \right) - \frac{a_{12}}{2} \frac{\partial a_{22}}{\partial t^2}; \quad a\Gamma_{11}^2 = a_{11} \left(\frac{\partial a_{12}}{\partial t^1} - \frac{1}{2} \frac{\partial a_{11}}{\partial t^2} \right) - \frac{a_{12}}{2} \frac{\partial a_{11}}{\partial t^1}; \\ a\Gamma_{12}^2 &= \frac{1}{2} \left(a_{11} \frac{\partial a_{22}}{\partial t^1} - a_{12} \frac{\partial a_{11}}{\partial t^2} \right); \quad a\Gamma_{22}^2 = \frac{a_{11}}{2} \frac{\partial a_{22}}{\partial t^2} - a_{12} \left(\frac{\partial a_{12}}{\partial t^2} - \frac{1}{2} \frac{\partial a_{22}}{\partial t^1} \right). \end{aligned} \quad (7)$$

Таким образом, определяем координаты, компоненты метрического тензора и символов Кристоффеля для каждой точки сети, необходимые при решении задачи параметризации поверхности сложной геометрии в сплайновом варианте метода конечных элементов [18–22].

Заключение

Оболочки сложной геометрии выделяются высокими жесткостными и прочностными характеристиками и архитектурной гармоничностью. Для более широкого применения оболочек сложной геометрии необходимо достоверно оценивать их напряженно-деформированное состояние.

Эффективным методом расчета оболочек сложной геометрии является сплайновый вариант метода конечных элементов, составной частью которого является этап параметризации срединной поверхности.

Разработан способ параметризации минимальной поверхности сложной неканонической геометрии, ограниченной четырьмя криволинейными контурами и одной фиксированной координатой внутренней точки поверхности.

Описан алгоритм построения пространственной сети, а также определения координат, компонент метрического тензора и символов Кристоффеля, необходимых при решении задач параметризации в сплайновом варианте метода конечных элементов.

Подход может быть расширен для случаев параметризации поверхности сложной неканонической формы, когда фиксируется на поверхности несколько точек.

Список литературы

1. Якупов Н.М., Галимов Ш.К., Хисматуллин Н.И. От каменных глыб к тонкостенным конструкциям. Казань: SOS, 2001. 96 с.
2. Krivoshapko S.N., Ivanov V.N. Encyclopedia of analytical surfaces. Springer, 2015. 752 p.
3. Алейников С.М. Метод граничных элементов в контактных задачах для упругих пространственно-неоднородных оснований. М.: Изд-во АСВ, 2000. 754 с.
4. Alibeigloo A., Nouri V. Static analysis of functionally graded cylindrical shell with piezoelectric layers using differential quadrature method // Composite Structures. 2010. Vol. 92. Issue 8. Pp. 1775–1785.
5. Gurkan I. The effect of using shell and solid models in structural stress analysis // Vibroengineering PROCEDIA. 2019. Vol. 27. Pp. 115–120. <https://doi.org/10.21595/vp.2019.20977>
6. Peaters M., Santo G., Degroote J., Van Paeppegem W. High-fidelity finite element models of composite wind turbine blades with shell and solid elements // Composite Structures. 2018. Vol. 200. Pp. 521–531. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2018.05.091>
7. Bognet B., Leygue A., Chinesta F. Separated representations of 3D elastic solutions in shell geometries // Advanced Modeling and Simulation in Engineering Sciences. 2014. Vol. 1. <https://doi.org/10.1186/2213-7467-1-4>
8. Cerracchio P., Gherlone M., Di Sciuva M., Tessler A. A novel approach for displacement and stress monitoring of sandwich structures based on the inverse finite element method // Composite Structures. 2015. Vol. 127. Pp. 69–76. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2015.02.081>
9. Gherlone M., Cerracchio P., Mattone M., Di Sciuva M., Tessler A. Shape sensing of 3D frame structures using an inverse finite element method // International Journal of Solids and Structure. 2012. Vol. 49. Pp. 3100–3112. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2012.06.009>
10. Kefal A., Tessler A., Oterkus E. An efficient inverse finite element method for shape and stress sensing of laminated composite and sandwich plates and shells. Hampton: NASA Langley Research Center, 2018.
11. Magisano D., Liabg K., Garcea G., Leonetti L., Ruess M. An efficient mixed variational reduced order model formulation for nonlinear analyses of elastic shells // International Journal for Numerical Methods in Engineering. 2018. Vol. 113. Issue 4. Pp. 634–655. <https://doi.org/10.1002/nme.5629>
12. Moazzez K., Googarchin H.S., Sharifi S.M.H. Natural frequency analysis of a cylindrical shell containing a variably oriented surface crack utilizing line-spring model // Thin Walled Struct. 2018. Vol. 125. Pp. 63–75. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2018.01.009>
13. Yin T., Lam H.F. Dynamic analysis of finite-length circular cylindrical shells with a circumferential surface crack // Journal of Engineering Mechanics. 2013. Vol. 139. Pp. 1419–1434. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)EM.1943-7889.0000587](https://doi.org/10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000587)
14. Немши Ю.Н. Трехмерные граничные задачи теории упругости для неканонических областей // Прикладная механика. 1980. Т. 16. № 2. С. 3–39.
15. Рекач В.Г., Кривошапко С.Н. Расчет оболочек сложной геометрии. М.: Изд-во РУДН, 1988. 177 с.
16. Thin-shell structures. Theory, experiment and design / ed. by Y.C. Fung, E.E. Sechler. California Institute of Technology, Prentice Hall, 1974. 615 p.
17. Вахитов М.Б., Паймушин В.Н., Якупов Н.М. К решению плоской задачи подкрепленных панелей переменной жесткости // Известия вузов. Авиационная техника. 1978. № 2. С. 9–16.
18. Якупов Н.М. Об одном методе расчета оболочек сложной геометрии // Труды семинара: исследования по теории оболочек. Казань, 1984. Вып. 17. Ч. II. С. 4–17.
19. Корнишин М.С., Якупов Н.М. Сплайновый вариант метода конечных элементов для расчета оболочек сложной геометрии // Прикладная механика. 1987. Т. 23. № 3. С. 38–44.
20. Корнишин М.С., Якупов Н.М. К расчету оболочек сложной геометрии в цилиндрических координатах на основе сплайнового варианта МКЭ // Прикладная механика. 1989. Т. 25. № 8. С. 53–60.
21. Якупов Н.М., Серазутдинов М.Н. Расчет упругих тонкостенных конструкций сложной геометрии. Казань: ИММ КНЦ РАН, 1993. 208 с.
22. Якупов Н.М. Прикладные задачи механики упругих тонкостенных конструкций. Казань: ИММ КНЦ РАН, 1994. 124 с.
23. Badriev I.B., Paimushin V.N. Refined models of contact interaction of a thin plate with positioned on both sides deformable foundations // Lobachevskii Journal of Mathematics. 2017. Vol. 38. Issue 5. Pp. 779–793.
24. Якупов С.Н., Нуруллин Р.Г., Якупов Н.М. Параметризация элементов конструкций сложной геометрии // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2017. № 6. С. 4–9. <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2017-6-4-9>
25. Низамов Х.Н., Сидоренко С.Н., Якупов Н.М. Прогнозирование и предупреждение коррозионного разрушения конструкций. М.: РУДН, 2006. 356 с.

References

1. Yakupov N.M., Galimov Sh.K., Khismatullin N.I. From stone blocks to thin-walled structures. Kazan: SOS Publ.; 2001. (In Russ.)

2. Krivoschapko S.N., Ivanov V.N. *Encyclopedia of analytical surfaces*. Springer; 2015.
3. Aleynikov S.M. *The method of boundary elements in contact problems for elastic spatially inhomogeneous bases*. Moscow: DIA Publ.; 2000. (In Russ.)
4. Alibeigloo A., Nouri V. Static analysis of functionally graded cylindrical shell with piezoelectric layers using differential quadrature method. *Composite Structures*. 2010;92(8):1775–1785.
5. Gurkan I. The effect of using shell and solid models in structural stress analysis. *Vibroengineering PROCEDIA*. 2019;27:115–120. <https://doi.org/10.21595/vp.2019.20977>
6. Peaters M., Santo G., Degroote J., Van Paepegem W. High-fidelity finite element models of composite wind turbine blades with shell and solid elements. *Composite Structures*. 2018;200:521–531. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2018.05.091>
7. Bognet B., Leygue A., Chinesta F. Separated representations of 3D elastic solutions in shell geometries. *Advanced Modeling and Simulation in Engineering Sciences*. 2014;1:4. <https://doi.org/10.1186/2213-7467-1-4>
8. Cerracchio P., Gherlone M., Di Sciuva M., Tessler A. A novel approach for displacement and stress monitoring of sandwich structures based on the inverse finite element method. *Composite Structures*. 2015;127:69–76. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2015.02.081>
9. Gherlone M., Cerracchio P., Mattone M., Di Sciuva M., Tessler A. Shape sensing of 3D frame structures using an inverse finite element method. *International Journal of Solids and Structure*. 2012;49:3100–3112. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2012.06.009>
10. Kefal A., Tessler A., Oterkus E. *An efficient inverse finite element method for shape and stress sensing of laminated composite and sandwich plates and shells*. Hampton: NASA Langley Research Center; 2018.
11. Magisano D., Liabg K., Garcea G., Leonetti L., Ruess M. An efficient mixed variational reduced order model formulation for nonlinear analyses of elastic shells. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*. 2018;113(4):634–655. <https://doi.org/10.1002/nme.5629>
12. Moazzez K., Gogarchin H.S., Sharifi S.M.H. Natural frequency analysis of a cylindrical shell containing a variably oriented surface crack utilizing line-spring model. *Thin-Shell Structures*. 2018;125:63–75. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2018.01.009>
13. Yin T., Lam H.F. Dynamic analysis of finite-length circular cylindrical shells with a circumferential surface crack. *Journal of Engineering Mechanics*. 2013;139:1419–1434. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)EM.1943-7889.0000587](https://doi.org/10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000587)
14. Nemish Yu.N. Three-dimensional boundary value problems of elasticity theory for non-canonical domains. *Applied Mechanics*. 1980;16(2):3–39. (In Russ.)
15. Rekach V.G., Krivoschapko S.N. *Calculation of shells of complex geometry*. Moscow: RUDN Publ.; 1988. (In Russ.)
16. Fung Y.C., Sechler E.E. (eds.) *Thin-shell structures. Theory, experiment and design*. California Institute of Technology, Prentice Hall; 1974.
17. Vachitov M.B., Paymushin V.N., Yakupov N.M. On solution of the plane problem of reinforced panels of variable stiffness. *Izvestiya Vysshikh Uchebnykh Zavedenii. Aviatcionnaya Tekhnika*. 1978;2:9–16. (In Russ.)
18. Yakupov N.M. On one method of calculating shells of complex geometry. *Proceedings of the Seminar: Research on the Theory of Shells*. 1984;17(II):4–17. (In Russ.)
19. Kornishin M.S., Yakupov N.M. Spline variant of the finite element method for calculating shells of complex geometr. *Applied Mechanics*. 1987;23(3):38–44. (In Russ.)
20. Kornishin M.S., Yakupov N.M. To the calculation of shells of complex geometry in cylindrical coordinates based on the spline version of the FEM. *Applied Mechanics*. 1989;25(8):53–60. (In Russ.)
21. Yakupov N.M., Serazutdinov M.N. *Calculation of elastic thin-walled structures of complex geometry*. Kazan: IMM KSC RAS Publ.; 1993. (In Russ.)
22. Yakupov N.M. *Applied problems of mechanics of elastic thin-walled structures*. Kazan: IMM KNC RAS, 1994. (In Russ.)
23. Badriev I.B., Paimushin V.N. Refined models of contact interaction of a thin plate with positioned on both sides deformable foundations. *Lobachevskii Journal of Mathematics*. 2017;38(5):779–793.
24. Yakupov S.N., Nurullin R.G., Yakupov N.M. Parametrization of structural elements of complex geometry. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2017;(6):4–9. (In Russ.) <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2017-6-4-9>
25. Nizamov H.N., Sidorenko S.N., Yakupov N.M. *Forecasting and prevention of corrosion destruction of structures*. Moscow: RUDN Publ.; 2006. (In Russ.)

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ EXPERIMENTAL RESEARCH

DOI 10.22363/1815-5235-2022-18-5-475-484
УДК 624.012:691.714:624.014


НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

Определение податливости винтовых муфтовых соединений арматуры класса прочности 500 Н/мм²

Г.Е. Гришин¹  , Г.И. Тихонов^{1,2} , И.П. Саврасов¹ , Г.Э. Окольников² 

¹АО «НИЦ „Строительство“», НИИЖБ имени А.А. Гвоздева, Москва, Российская Федерация

²Российский университет дружбы народов, Москва, Российская Федерация

 gegrishin95@mail.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 10 августа 2022 г.

Доработана: 1 октября 2022 г.

Принята к публикации: 8 октября 2022 г.

Для цитирования

Гришин Г.Е., Тихонов Г.И., Саврасов И.П., Окольников Г.Э. Определение податливости винтовых муфтовых соединений арматуры класса прочности 500 Н/мм² // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2022. Т. 18. № 5. С. 475–484. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-5-475-484>

Аннотация. Приведены результаты научно-исследовательской и опытно-конструкторской работы на тему податливости винтовых муфтовых соединений арматуры класса Ав500П. Цель исследования – получение экспериментальных данных для изучения влияния винтового муфтового соединения арматуры на податливость (деформативность) соединения и учет характеристик соединения при проектировании конструкций. Проведены исследования прочности и деформативности образцов муфтовых соединений арматуры диаметром 16, 25 и 40 мм с инновационным четырехсторонним (четырёхрядным) винтовым профилем класса Ав500П по методике международных и российских норм. Образцы изготавливались с различными моментами затяжек контргаек и анкерно-клеевыми составами внутри соединения. Результаты показали, что данные муфтовые соединения инновационной четырёхрядной винтовой арматуры класса Ав500П удовлетворяют требованиям международных и российских норм при приложении к затягиваемым контргайкам определенного момента затяжки, зависящий от диаметра стыкуемой арматуры и применении анкерно-клеевых составов на крупных и средних диаметрах стыкуемой арматуры. Полученные в ходе эксперимента диаграммы винтовых соединений могут использоваться в практике проектирования при расчете железобетонных конструкций по деформационной модели. В совокупности это позволяет внести винтовые соединения в российскую строительную нормативную базу.

Ключевые слова: винтовая арматура, железобетон, муфтовые соединения, резьбоблочные соединения, податливость, деформативность


Гришин Григорий Евгеньевич, аспирант, инженер-конструктор центра № 21, главный специалист ОППЭР № 29, АО «НИЦ „Строительство“», НИИЖБ имени А.А. Гвоздева, Российская Федерация, 109428, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6, корп. 5; ORCID: 0000-0003-4646-7514, eLIBRARY SPIN-код: 8317-3139; gegrishin95@mail.ru

Тихонов Георгий Игоревич, инженер-конструктор центра № 21, АО «НИЦ „Строительство“», НИИЖБ имени А.А. Гвоздева, Российская Федерация, 109428, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6, корп. 5; аспирант, департамент архитектуры, Инженерная академия, Российский университет дружбы народов, Российская Федерация, 117198, Москва, ул. Миклухо-Маклая, д. 6; ORCID: 0000-0002-7010-4118, eLIBRARY SPIN-код: 5043-3130; 1042190020@pfur.ru

Саврасов Иван Петрович, кандидат технических наук, заместитель директора НИИЖБ имени А.А. Гвоздева по организации научных исследований и инноваций, АО «НИЦ „Строительство“», Российская Федерация, 109428, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6, корп. 5; ORCID: 0000-0002-3877-0460, eLIBRARY SPIN-код: 1111-0269; savrasov@cstroy.ru

Окольникова Галина Эриковна, кандидат технических наук, доцент департамента строительства, Инженерная академия, Российский университет дружбы народов, Российская Федерация, 117198, Москва, ул. Миклухо-Маклая, д. 6; ORCID: 0000-0002-8143-4614, eLIBRARY SPIN-код: 8731-8713; okolnikova-ge@rudn.ru

© Гришин Г.Е., Тихонов Г.И., Саврасов И.П., Окольников Г.Э., 2022

 This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode>

Couplings slip determination of the threadbar of strength class 500 N/mm²

Grigorii E. Grishin¹ , Georgy I. Tikhonov^{1,2} , Ivan P. Savrasov¹ , Galina E. Okolnikova² 

¹JSC “SIC ‘Construction’”, NIIZHB named after A.A. Gvozdev, 6 2-ya Institutskaya St, bldg 5, Moscow, 109428, Russian Federation.

²Peoples’ Friendship University of Russia (RUDN University), 6 Miklukho-Maklaya St, Moscow, 117198, Russian Federation

✉ gegrishin95@mail.ru

Article history

Received: August 10, 2022

Revised: October 1, 2022

Accepted: October 8, 2022

Abstract. The authors present the results of R&D on the topic of coupling slip of threadbar of class Av500P. The aim of the work was to obtain experimental data to study the effect of the threadbar coupling on the slip (deformability) of the joint and taking into account the characteristics of the joint in the design of structures. The strength and deformability of coupling samples of threadbar with a diameter of 16, 25 and 40 mm with an innovative four-sided (four-row) thread profile of class Av500P have been studied in accordance with the methodology of international and Russian standards. The samples were made with different tightening torques of the lock nuts and anchor-adhesive compositions inside the coupling. Along with the results of the study, it can be concluded that these couplings of innovative four-row threadbar of class Av500P meet the requirements of international and Russian standards when applying a certain tightening torque to the tightened lock nuts, depending on the diameter of the fittings to be joined and the use of anchor-adhesive compositions on large and medium diameters of the threadbar to be joined. The diagrams of thread joints obtained during the experiment can be used in design practice when design reinforced concrete structures according to the deformation model. Together, this makes it possible to introduce thread joints into the Russian construction regulatory code.

Keywords: threadbar, reinforced concrete, coupling joints, thread-adhesive joint, slip, deformability

For citation

Grishin G.E., Tikhonov G.I., Savrasov I.P., Okolnikova G.E. Couplings slip determination of the threadbar of strength class 500 N/mm². *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2022;18(5):475–484. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-5-475-484>

Введение

В 2021 г. ряд зарубежных производителей арматурного проката планирует увеличение производства арматуры с винтовым профилем. В частности, японская компания Kyoei Steel увеличила в полтора раза производство такой арматуры на своих предприятиях в 2020 г. до 1,2 млн т [1–5]. Арматура с винтовым профилем в железобетонных конструкциях имеет ряд преимуществ по сравнению с арматурой с другими профилями в вопросах соединения между отдельными стержнями с помощью винтовых муфт. Такое соединение более металлоемкое и экономичное по сравнению со сварными и менее трудоемкое, не требующее дополнительных работ со специализированным оборудованием, по сравнению с обжимными муфтами [6–12]. Следует отметить, что характеристики арматуры с винтовым профилем более целесообразно применять в технически сложных объектах строительства. В настоящее время ряд отечественных производителей России начало производство с запланированным увеличением объема арматуры с винтовым профилем. Основным препятствием для применения арматуры с винтовым профилем в строительстве является высокая податливость в соединениях с помощью винтовых муфт [13–18]. В основном зарубежные производители справились с этой задачей с помощью применения клеевых составов непосредственно на площадках строительства, меньшим допуском по геометрии, как арматуры, так и муфт и более высоким допуском по податливости [19–26]. Исследование указанного выше вопроса, под-

Grigorii E. Grishin, postgraduate student, design engineer of the Center No. 21, main specialist of the Department of Preparation and Carrying Out Experimental Work No. 29, JSC “SIC ‘Construction’”, NIIZHB named after A.A. Gvozdev, 6 2-ya Institutskaya St, bldg 5, Moscow, 109428, Russian Federation; ORCID: 0000-0003-4646-7514, eLIBRARY SPIN-code: 8317-3139; gegrishin95@mail.ru

Georgy I. Tikhonov, design engineer of the center No. 21, JSC “SIC ‘Construction’”, NIIZHB named after A.A. Gvozdev, 6 2-ya Institutskaya St, bldg 5, Moscow, 109428, Russian Federation; postgraduate student, Department of Architecture, Academy of Engineering, Peoples’ Friendship University of Russia (RUDN University), 6 Miklukho-Maklaya St, Moscow, 117198, Russian Federation; ORCID: 0000-0002-7010-4118, eLIBRARY SPIN-code: 5043-3130; 1042190020@pfur.ru

Ivan P. Savrasov, Candidate of Technical Sciences, Deputy Director of NIIZHB named after A.A. Gvozdev for the organization of scientific research and innovation, JSC “SIC ‘Construction’”, 6 2-ya Institutskaya St, bldg 5, Moscow, 109428, Russian Federation; ORCID: 0000-0002-3877-0460, eLIBRARY SPIN-code: 1111-0269; savrasov@cstroy.ru

Galina E. Okolnikova, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Civil Engineering, Academy of Engineering, Peoples’ Friendship University of Russia (RUDN University), 6 Miklukho-Maklaya St, Moscow, 117198, Russian Federation; ORCID: 0000-0002-8143-4614, eLIBRARY SPIN-code: 8731-8713; okolnikova-ge@rudn.ru

готовка возможного решения по податливости соединений с учетом отечественных нормативных требований и возможностями производства в настоящее время выполнены не в полной мере.

Тем самым выявлена необходимость в проведении качественной и количественной оценки вариантов соединения с помощью винтовых муфт на предмет податливости наиболее часто применяемой арматуры в строительстве класса прочности 500 Н/мм² отечественных производителей.

Таким образом, целью работы является получение экспериментальных данных для исследования влияния винтового муфтового соединения арматуры на податливость (деформативность) соединения и учет характеристик соединения при проектировании конструкций.

Методы

Объектом исследования являются муфтовые соединения арматуры класса прочности 500 Н/мм².

Для оценки основных физико-механических характеристик и податливости винтовых муфтовых соединений изготавливались образцы из стержней арматуры винтового профиля с номинальным диаметром 16, 25 и 40 мм класса Аv500П. Выбранные диаметры соответствуют наименьшему, среднему и максимальному диаметру для данного сортамента арматуры, что позволит выполнить оценку всего арматурного проката в целом, а выбранный класс арматуры соответствует наиболее применяемому при проектировании железобетонных конструкций.

На основании вышесказанного и в соответствии с программой испытаний были изготовлены и испытаны образцы винтовых муфтовых соединений арматуры с вариативными факторами, указанными в табл. 1. Всего испытано 24 образца.

Таблица 1

Характеристики образцов винтовых муфтовых соединений арматуры для испытаний на растяжение

Ø арматуры, мм	Примечания	Количество образцов, шт.
16	Без контргаек	3
16	С затяжкой контргаек	3
25	С анкерно-клеевым составом	3
25	С затяжкой контргаек	6
40	С анкерно-клеевым составом	3
40	С затяжкой контргаек	6

Table 1

Characteristics of coupling samples of threadbar for tensile testing

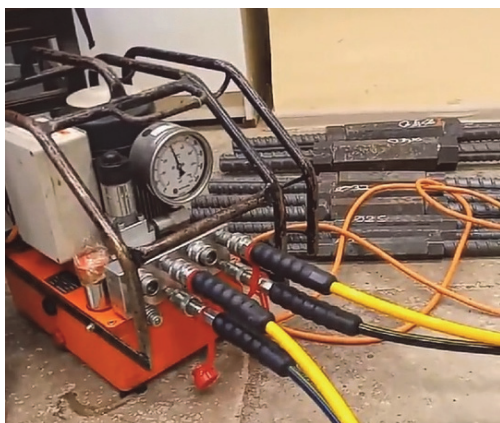
Bar Ø, mm	Notes	Number of samples, pcs.
16	Without lock nuts	3
16	With tightening of the lock nuts	3
25	With anchor-adhesive composition	3
25	With tightening of the lock nuts	6
40	With anchor-adhesive composition	3
40	With tightening of the lock nuts	6

Образцы соединений с моментом затяжки контргаек не более 350 Нм затягивались с помощью динамометрического ключа (рис. 1), для остальных соединений применялся гидравлический ключ с насосной станцией (рис. 2). Для соединений арматуры диаметром 25 и 40 мм выбраны по двум различным моментам затяжки контргаек, использующиеся при изготовлении соединений аналогичной арматуры.

В качестве дополнительных мер, помимо различной степени затяжки контргаек, для компенсации податливости на среднем (Ø25 мм) и максимальном (Ø40 мм) диаметре соединяемой арматуры применялись анкерно-клеевые составы. По результатам предварительных результатов испытаний для лабораторных испытаний был выбран анкерно-клеевой состав на цементной основе. Технология заполнения соединительной муфты принималась в соответствии с инструкциями производителей состава. Общий вид образцов представлен на рис. 3.



Рис. 1. Динамометрический ключ
Figure 1. Torque wrench



a



б

Рис. 2. Насосная станция:
a – с гидравлическим ключом; *б* – для затяжки соединений с моментом до 5000 Нм
Figure 2. Pumping station:
a – with hydraulic wrench; *б* – for tightening connections with a torque of up to 5000 Nm



a



б



в

Рис. 3. Образцы винтовых муфтовых соединений арматуры:
a – без контргайк; *б* – с затяжкой контргайк без клеевого состава; *в* – с клеевым составом на цементной основе
Figure 3. Samples of threadbar couplings:
a – without lock nuts; *б* – with tightening of lock nuts without adhesive composition; *в* – with a cement-based adhesive composition

В соответствии с требованиями ГОСТ 34278–2017¹ к муфтовым соединениям арматуры предъявляются требования при растяжении в соответствии с табл. 2.

Таблица 2

Свойства механических соединений арматуры при растяжении

Разрывное усилие P_b , кН, не менее	Деформативность Δ , мм, не более	Равномерное относительное удлинение арматуры δ_p после разрушения соединения, %, не менее
$\sigma_b A_s$	0,1	2

Примечание: A_s – номинальная площадь поперечного сечения соединяемой арматуры по нормативным документам на ее производство; σ_b – нормативное значение временного сопротивления соединяемой арматуры по действующим нормативным документам на ее производство.

Table 2

Properties of mechanical joints of reinforcement under tension

Breaking force P_b , kN, not less than	Deformability Δ , mm, no more than	Uniform elongation of the armature δ_p after the destruction of the joint, %, not less than
$\sigma_b A_s$	0.1	2

Note: A_s – the nominal cross-sectional area of the connected reinforcement according to the normative documents for its production; σ_b – the normative value of the temporary resistance of the connected reinforcement according to the current normative documents for its production.

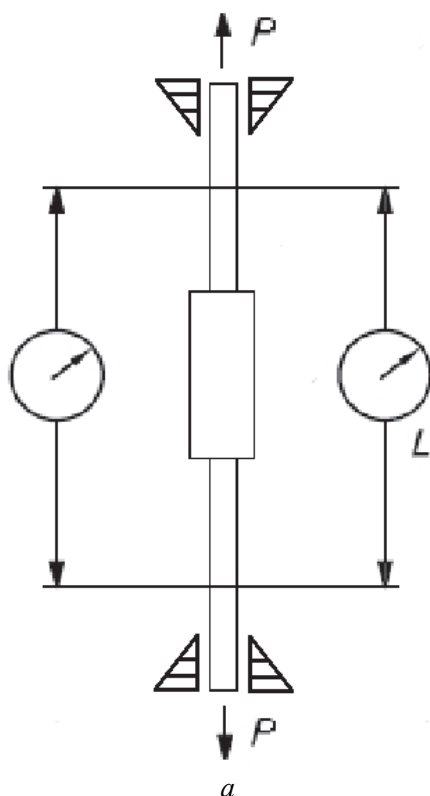


Рис. 4. Испытание образца механического соединения на деформативность при растяжении:
 а – схема расположения приборов при испытании на деформативность; б – общий вид образца в испытательной машине
Figure 4. Testing of a sample of a mechanical joint for tensile deformability:
 а – the layout of the devices during the deformability test; б – the general view of the sample in the testing machine

¹ ГОСТ 34278–2017. Соединения арматуры механические для железобетонных конструкций. М.: Стандартинформ, 2017.

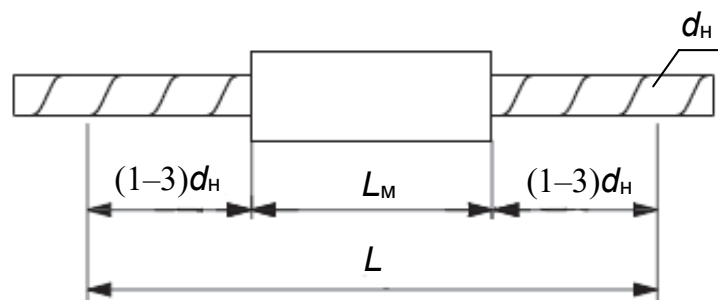


Рис. 5. База измерения деформаций
Figure 5. Deformation measurement base

Для определения свойств, указанных в табл. 2, образцы соединений арматуры испытывались на растяжение в соответствии с методикой ГОСТ 34227².

Перед испытанием арматурные стержни размечались с шагом 10 мм для определения равномерного удлинения арматуры δ_p после разрушения соединения.

В соответствии с методикой испытаний по ГОСТ 34227 перед определением разрывного усилия необходимо выполнить испытания образца на деформативность. Для этого на установленные в захваты испытательной машины образцы устанавливались приборы для измерения деформативности (податливости) часового типа с ценой деления 0,01 мм. Схематичное расположение измерительных приборов для определения деформативности показано на рис. 4, а. Фактическое расположение образцов внутри испытательной машины изображено на рис. 4, б. База измерения деформаций L при испытании образцов соединений принималась равной длине муфтового соединения, за которую принимается длина муфты плюс длины контргаек, плюс расстояние равное не менее одного диаметра и не более трех диаметров соединяемой арматуры, отложенных с каждой стороны соединения (рис. 5).

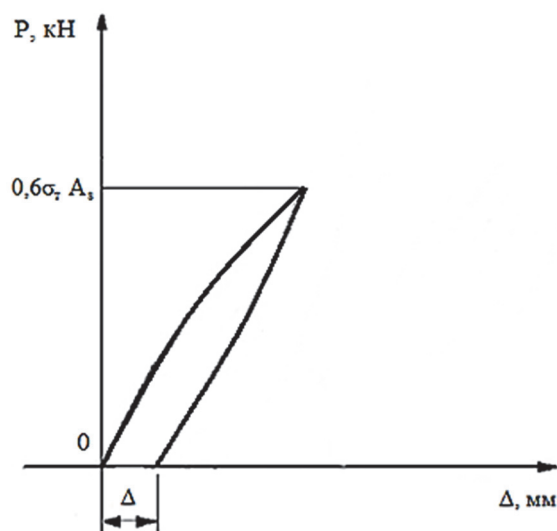


Рис. 6. Схематичный график определения деформативности Δ механического соединения
Figure 6. Schematic graph of determining the deformability of a mechanical joint

При испытаниях муфтовых соединений использовался второй способ определения деформативности по ГОСТ 34227, который может применяться для стыков с муфтой любой длины. Для этого образец соединения нагружался до усилия $P_{\Delta} = A_s 0,6\sigma_s$, после чего производилась его разгрузка до нулевого усилия. Деформативность соединения Δ определялась по показаниям измерительных приборов как остаточная деформация соединения на базе измерения L . Схематичный график нагружения и разгрузки показан на рис. 6.

² ГОСТ 34227–2017. Соединения арматуры механические для железобетонных конструкций. М.: Стандартинформ, 2019.

После определения деформативности приборы снимали и образец доводился до разрушения с фиксацией максимальной нагрузки.

После разрушения образца по ранее нанесенным меткам на арматурных стержнях определяли их равномерное удлинение δ_p .

Для сравнения результатов испытаний были испытаны образцы целых стержней арматуры по методике ГОСТ 12004³. Образцы целых стержней взвешивались с точностью до 1,0 г, была измерена их длина с точностью до 1,0 мм. По результатам взвешивания и измерения длины целых стержней определялась фактическая площадь их поперечного сечения.

Результаты и обсуждения

Разрушение всех образцов всегда происходило по основному металлу соединяемых стержней (рис. 7).

На рис. 8 и 9 представлены зависимости деформативности и прочности образцов от диаметров соединяемой арматуры.



Рис. 7. Разрушенные образцы
Figure 7. Destroyed samples

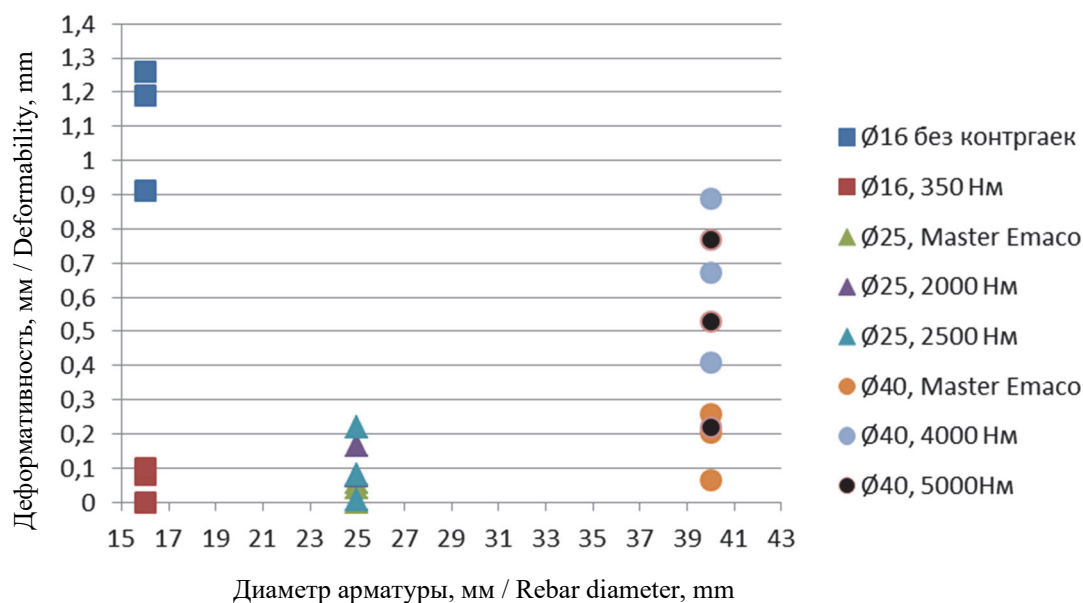


Рис. 8. Зависимость деформативности соединений от диаметра арматуры и вида соединений
Figure 8. Dependence of the deformability of joints on the diameter of the reinforcement and the type of joints

³ ГОСТ 12004–81. Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение. М.: Стандартинформ, 2009.

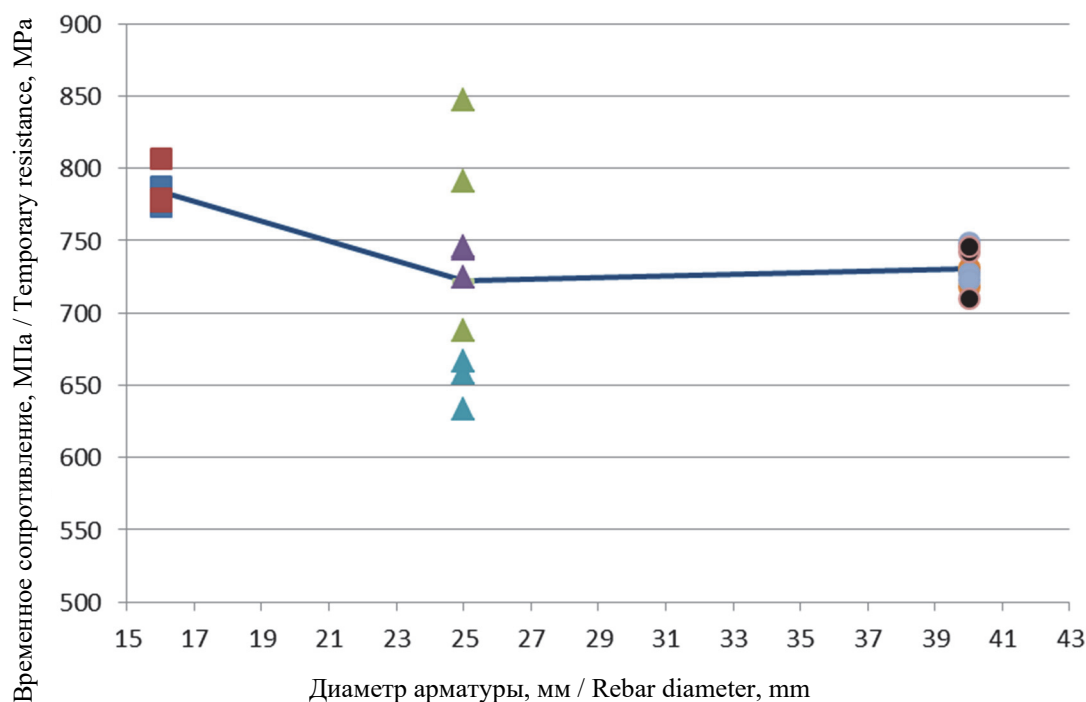


Рис. 9. Зависимость прочности соединений от диаметра арматуры
Figure 9. Dependence of the strength of the joints on the diameter of the reinforcement

Момент затяжки контргаек и анкерно-клеевые составы внутри муфты не влияют на итоговую прочность соединений, так как разрушение всегда происходило по основному металлу стержней на всех диаметрах. Предел текучести наступал при тех же значениях, что и у цельных стержней (более 500 МПа) также на всех диаметрах.

Равномерное удлинение для всех образцов $\geq 2\%$.

Деформативность соединений значительно увеличивается по мере увеличения диаметра арматуры класса Аv500П. Муфтовые соединения из арматуры 16-го диаметра без контргаек имеют значительную податливость, но все образцы с моментом затяжки в 350 Нм имеют податливость $\leq 0,1$ мм. Все соединения из арматуры 25-го диаметра прошли требование по деформативности ГОСТ 34278, за исключением одного образца с моментом затяжки 2000 Нм. Муфтовые соединения из арматуры диаметром 40 мм, наоборот, не прошли требования по деформативности в $\leq 0,1$ мм, за исключением 1-го образца с применением цементного анкерного состава Master Emaco. Если рассматривать требования ISO 15835-1-2018⁴ с максимально допустимой деформативностью соединений 0,2 мм, то соединения из арматуры 40-го диаметра с применением цементного анкера имеют деформативность близкую к предельной.

Заключение

На основе проведенных испытаний можно заключить, что для муфтовых образцов винтовой арматуры класса Аv500П диаметром 16 мм достаточным условием выполнения требования по податливости ГОСТ 34278 является относительно небольшой момент затяжки в 350 Нм. Для диаметра 25 мм оптимальными решениями уменьшения податливости являются, как и момент затяжки равный 2500 Нм, так и применение анкерно-клеевых составов. А для арматуры класса Аv500П диаметром 40 мм единственным способом выполнения требований по податливости является применение анкерно-клеевых составов.

⁴ ISO 15835-1:2018. Steels for the reinforcement of concrete. Reinforcement couplers for mechanical splices of bars. Part 1. Requirements.

Список литературы / References

1. Hu H., Wang J., Yan X. Cracking analysis of members connected by grouted splice sleeves under axial tension. *Construction and Building Materials*. 2022;322:126487. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.126487>
2. Lin Y.-Ch. Behavior of a steel coupled beam moment frame based on nonlinear analyses. *Journal of Constructional Steel Research*. 2014;99:10–17. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2014.02.008>
3. Zhao Ch., Zhang Z., Wang J., Wang B. Numerical and theoretical analysis on the mechanical properties of improved CP-GFRP splice sleeve. *Thin-Walled Structures*. 2019;137:487–501. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2019.01.018>
4. Qua H., Lv H., Zhang T., Lic T., Wang Z. Experimental study and theoretic analysis of shear failure mechanism for short precast bridge columns with grouted splice sleeve (GSS) connectors under direct shear load. *Engineering Structures*. 2022;272:115010.
5. Bompa D.V., Elghazouli A.Y. Monotonic and cyclic performance of threaded reinforcement splices. *Structures*. 2018;16:358–372.
6. Degtyarev V.V. Requirements of domestic and foreign standards for anchoring and lap joints without welding of rod fittings of periodic profile. *Concrete at the Turn of the Third Millennium: Materials of the 1st All-Russian Conference On the Problems of Concrete and Reinforced Concrete* (book 2). Moscow; 2001. p. 941–954. (In Russ.)
Дегтярев В.В. Требования отечественных и зарубежных норм к анкеровке и соединениям внахлестку без сварки стержневой арматуры периодического профиля // *Бетон на рубеже третьего тысячелетия: материалы 1-й Всероссийской конференции по проблемам бетона и железобетона: в 3 кн. Кн. 2. М., 2001. С. 941–954.*
7. Tikhonov I.N., Meshkov V.Z., Rastorguev B.S. *Design of reinforced concrete reinforcement*. Moscow: Buma-zhnik Publ.; 2015. (In Russ.)
Тихонов И.Н., Мешков В.З., Расторгуев Б.С. Проектирование армирования железобетона. М.: Бумажник, 2015. 273 с.
8. Tikhonov I.N., Kopylov I.V. Efficiency of production and application of rebar rolled products with new types of periodic profile. *Stroitel'nye Materialy*. 2021;12:35–47. (In Russ.) <https://doi.org/10.31659/0585-430X-2021-798-12-35-47>
Тихонов И.Н., Копылов И.В. Эффективность производства и применения арматурного проката с новыми видами периодического профиля // *Строительные материалы*. 2021. № 12. С. 35–47. <https://doi.org/10.31659/0585-430X-2021-798-12-35-47>
9. Tikhonov I.N. Development, production and implementation of innovative types of rebar rolled products for construction. *Stroitel'nye Materialy*. 2019;9:67–75. (In Russ.) <https://doi.org/10.31659/0585-430X-2019-774-9-67-75>
Тихонов И.Н. Разработка, производство и внедрение инновационных видов арматурного проката для строительства // *Строительные материалы*. 2019. № 9. С. 67–75. <https://doi.org/10.31659/0585-430X-2019-774-9-67-75>
10. Zhong X., Zhang T., Zhao Ch., Shu X., Shen M., Chen Y.F. New non-destructive dynamic tensile testing of prestressing fine-rolled screw-threaded steel bars. *Engineering Structures*. 2019;182:153–163. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.12.065>
11. Katzer J., Szatkiewicz T. Properties of concrete elements with 3D printed formworks which substitute steel reinforcement. *Construction and Building Materials*. 2019;210:157–161.
12. Lu Z., Huang J., Li Y., Dai S., Peng Z., Liu X., Zhang M. Mechanical behaviour of grouted sleeve splice under uniaxial tensile loading. *Engineering Structures*. 2019;186:421–435. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.02.033>
13. Tikhonov I.N., Meshkov V.Z., Zvezdov A.I., Savrasov I.P. Effective reinforcement for reinforced concrete structures of buildings designed taking into account special loads. *Stroitel'nye materialy (Construction materials)*. 2017;3: 39–45. (In Russ.)
Тихонов И.Н., Мешков В.З., Звездов А.И., Саврасов И.П. Эффективная арматура для железобетонных конструкций зданий, проектируемых с учетом особых нагрузок // *Строительные материалы*. 2017. № 3. С. 39–45.
14. Tikhonov I.N., Smirnova L.N., Bubis A.A., Tikhonov G.I., Safonov A.A. On new types of rebar rolled products for earthquake-resistant construction. *Earthquake-resistant construction. Safety of Structures*. 2019;5:20–27. (In Russ.)
Тихонов И.Н., Смирнова Л.Н., Бубис А.А., Тихонов Г.И., Сафонов А.А. О новых видах арматурного проката для сейсмостойкого строительства // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2019. № 5. С. 20–27.
15. Aliyev Sh.A. *Joint work of concrete and rod reinforcement of periodic profile*. Баку; 1964. (In Russ.)
Алиев Ш.А. Совместная работа бетона и стержневой арматуры периодического профиля. Баку, 1964. 175 с.
16. Tikhonov I.N. Reinforcement of elements of monolithic reinforced concrete buildings. Moscow; 2007. (In Russ.)
Тихонов И.Н. Армирование элементов монолитных железобетонных зданий. М., 2007. 21 с.
17. Mulin N.M., Konevsky V.P., Sudakov G.N. New types of profile for reinforcement rods. *Effective Types of Reinforcement for Reinforced Concrete Structures: Collection of Works of NIIZhB*. Moscow; 1970. p. 16–45. (In Russ.)
Мулин Н.М., Коневский В.П., Судаков Г.Н. Новые типы профиля для стержней арматуры // *Эффективные виды арматуры для железобетонных конструкций: сборник научных трудов*. М.: НИИЖБ, 1970. С. 16–45.
18. Tikhonov G.I. *Investigation of the effectiveness of the use of reinforcement with a new four-sided periodic profile in reinforced concrete structures*. Moscow; 2019. (In Russ.)
Тихонов Г.И. Исследование эффективности применения арматуры с новым четырехсторонним периодическим профилем в железобетонных конструкциях. М., 2019.
19. Alaoud L., Al-Salloum Y., Abbas H. Experimental investigation for GFRP rebar couplers for reinforced concrete. *Journal of King Saud University – Engineering Sciences*. 2021;33(2):104–110.

20. Zhang X., Zhao Y., Guo Y., Li Z. Equivalent stress-strain model of half grouted sleeve connection under monotonic and repeated loads: experiment and preliminary application. *Engineering Structures*. 2022;260:114247.
21. Gu Q., Dong G., Wang X., Jiang H., Peng Sh. Research on pseudo-static cyclic tests of precast concrete shear walls with vertical rebar lapping in grout-filled constrained hole. *Engineering Structures*. 2019;189:396–410.
22. Chen J., Wang Z., Liu Z., Ju Sh. Experimental investigation of mechanical behaviour of rebar in steel half-grouted sleeve connections with defects in water/binder ratio. *Structures*. 2020;26:487–500.
23. Liu Ch., Pan L., Liu H., Tong H., Yang Y., Chen W. Experimental and numerical investigation on mechanical properties of grouted-sleeve splices. *Construction and Building Materials*. 2020;260:120441. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.120441>
24. Zhao E., Song Ch., Zhang X., Zhou Q., Yan K. Experimental study on monotonic, cyclic mechanics and fatigue performance of pressed cone sleeve splices. *Structures*. 2022;39:482–495. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.03.050>
25. Han W., Zhao Z., Qian J., Cui Y., Liu Sh. Seismic behavior of precast columns with large-spacing and high-strength longitudinal rebars spliced by epoxy mortar-filled threaded couplers. *Engineering Structures*. 2018;176:349–360. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.09.007>
26. Wu Ch., Chen G., Volz J.S., Brow R.K., Koenigstein M.L. Global bond behavior of enamel-coated rebar in concrete beams with spliced reinforcement. *Construction and Building Materials*. 2013;40:793–801. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.11.076>