

РЕДАКЦИОННАЯ КОЛЛЕГИЯ

ГЛАВНЫЙ РЕДАКТОР

Ватин Н.И., д-р техн. наук, проф., РУДН, Москва, Россия

ЗАМЕСТИТЕЛИ ГЛАВНОГО РЕДАКТОРА

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

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

ОТВЕТСТВЕННЫЙ РЕДАКТОР

Мамиева И.А., РУДН, Москва, Россия

ЧЛЕНЫ РЕДАКЦИОННОЙ КОЛЛЕГИИ:

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

Адилодждаев А.И., д-р техн. наук, проф., ТГТУ, Ташкент, Узбекистан

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

Базаров Д.Р., д-р техн. наук, проф., ТИИМ, Ташкент, Узбекистан

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

Волосухин В.А., д-р техн. наук, проф., Кубанский ГАУ, Краснодар, Россия

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

Дуцев М.В., д-р архитектуры, проф., ННГАСУ, Нижний Новгород, Россия

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

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

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

Козлов Д.В., д-р техн. наук, проф., НИУ МГСУ, Москва, Россия

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

Кудрявцев С.А., чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф., ДВГУПС, Хабаровск, Россия

Курбацкий Е.Н., д-р техн. наук, проф., МИИТ, Москва, Россия

Лазарев Ю.Г., д-р техн. наук, проф., СПбПУ, Санкт-Петербург, Россия

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

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

Перькова М.В., д-р архитектуры, доцент, СПбПУ, Санкт-Петербург, Россия

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

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

Федюк Р.С., д-р техн. наук, доцент, ДВФУ, Владивосток, Россия

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

СОДЕРЖАНИЕ

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Колчунов В.И. Метод расчетных моделей сопротивления для железобетона 261

Stupishin L.Yu., Nikitin K.E., Moshkevich M.L. Methodology for determining progressing ultimate states based on the displacement method (Методика определения прогрессирующих предельных состояний на основе метода перемещений) 276

Пащенко Ф.А., Харьков Н.С., Сидоренко А.А., Гарбузов В.В. Уплотнение снежного основания зимовочного комплекса станции «Восток» 285

Рыбаков В.А. Изгибная жесткость легких сталебетонных панелей перекрытий из пенобетона низкой плотности 302

СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ И ИЗДЕЛИЯ

Добищ Л.М. Физико-математическое моделирование морозостойкости цементных бетонов 313

Okolnikova G.E., Strashnova S.B., Mabhena S.M., Strashnov S.V. Reinforcement of columns using different composite materials (Армирование колонн с использованием различных композитных материалов) 322

Cajamarca-Zuniga D., Kabantsev O., Campos D. Geometric characterization of solid ceramic bricks for construction in Ecuador (Геометрические характеристики полнотелого керамического кирпича, применяемого для строительства в Эквадоре) 329

Редактор Ю.А. Занкина

Редактор англоязычных текстов С.Л. Шамбина

Дизайн обложки: Ю.Н. Ефремова

Компьютерная верстка: Ю.А. Занкина

Адрес редакции:

Российский университет дружбы народов имени Патриса Лумумбы
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 20.09.2023. Выход в свет 27.09.2023. Формат 60×84/8.

Бумага офсетная. Печать офсетная. Гарнитура «Times New Roman». Усл. печ. л. 9,06. Тираж 250 экз. Заказ № 1141. Цена свободная.

Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования «Российский университет дружбы народов имени Патриса Лумумбы»
Российская Федерация, 117198, Москва, ул. Миклухо-Маклая, д. 6Отпечатано в типографии ИПК РУДН
Российская Федерация, 115419, Москва, ул. Орджоникидзе, д. 3© Российский университет дружбы народов имени Патриса Лумумбы, 2023
© Перькова М.В., фото на обложке
(Центр Гейдара Алиева, Баку, Азербайджан), 2023

STRUCTURAL MECHANICS OF ENGINEERING CONSTRUCTIONS AND BUILDINGS

2023 VOLUME 19 No. 3

DOI 10.22363/1815-5235-2023-19-3

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

Founded in 2005

by Peoples' Friendship University of Russia named after Patrice Lumumba

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, 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.

International 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, illumines 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

Nikolai I. Vatın, DSc, Professor, RUDN University, Moscow, Russia

ASSISTANT EDITORS-IN-CHIEF

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

Vitaly I. Kolchunov, member of the RAACS, DSc, Professor, NRU MGSU, Moscow, Russia

MANAGING EDITOR

Iraida A. Mamieva, RUDN University, Moscow, Russia

MEMBERS OF EDITORIAL BOARD:

Anvar I. Adylkhodzhaev, DSc, Professor, TSTU, Tashkent, Uzbekistan

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

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

Dilshod R. Bazarov, DSc, Professor, TIAME, Tashkent, Uzbekistan

Mikhail V. Dusev, Dr. of Architecture, NNGASU, Nizhny Novgorod, Russia

Alexander Yu. Evkin, DSc, Professor, independent scientist, Toronto, Canada

Roman S. Fedyuk, DSc, Associate Professor, FEFU, Vladivostok, Russia

Vera V. Galishnikova, DSc, Professor, MGSU, Moscow, Russia

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

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

Dmitriy V. Kozlov, DSc, Professor, MGSU, Moscow, Russia

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

Sergey A. Kudryavtsev, corresponding member of the RAACS, DSc, Professor, FESTU, Khabarovsk, Russia

Evgeniy N. Kurbatskiy, DSc, Professor, MIIT, Moscow, Russia

Yuriy G. Lazarev, DSc, Professor, SPbPU, St. Petersburg, Russia

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

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

Margarita V. Perkova, Dr. of Architecture, SPbPU, St. Petersburg, Russia

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 Varun, Full Professor, University of Porto, Porto, Portugal

Viktor A. Volosukhin, DSc, Professor, KubSAU, Krasnodar, Russia

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

CONTENTS

ANALYSIS AND DESIGN OF BUILDING STRUCTURES

Kolchunov V.I. Method of computational models of resistance for reinforced concrete 261

Stupishin L.Yu., Nikitin K.E., Moshkevich M.L. Methodology for determining progressing ultimate states based on the displacement method 276

Pashchenko F.A., Kharkov N.S., Sidorenko A.A., Garbuzov V.V. Compaction of the snow base of Vostok station wintering complex 285

Rybakov V.A. Flexural stiffness of lightweight steel-concrete slab panels made of low-density foam concrete 302

CONSTRUCTION MATERIALS AND PRODUCTS

Dobshits L.M. Physical and mathematical modeling of frost resistance for cement concretes 313

Okolnikova G.E., Strashnova S.B., Mabhena S.M., Strashnov S.V. Reinforcement of columns using different composite materials 322

Cajamarca-Zuniga D., Kabantsev O., Campos D. Geometric characterization of solid ceramic bricks for construction in Ecuador 329

Copy Editor Iu.A. Zaikina
English Texts' Editor S.L. Shambina
Graphic Designer Iu.N. Efremova
Layout Designer Iu.A. Zaikina

Address of the Editorial Board:

Peoples' Friendship University of Russia named after Patrice Lumumba
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 named after Patrice Lumumba
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 named after Patrice Lumumba, 2023
© Perkova M.V., photo on the cover of the journal
(Heydar Aliyev Center, Baku, Azerbaijan), 2023



РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ANALYSIS AND DESIGN OF BUILDING STRUCTURES

DOI: 10.22363/1815-5235-2023-19-3-261-275

EDN: PUMWAG

УДК 624.012

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

Метод расчетных моделей сопротивления для железобетона

Вл.И. Колчунов 

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва, Российская Федерация
 Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук,
 Москва, Российская Федерация

✉ vlik52@mail.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 17 января 2023 г.

Доработана: 20 марта 2023 г.

Принята к публикации: 28 марта 2023 г.

Аннотация. На основе всестороннего анализа экспериментальных исследований с позиций их сближения с теоретическими решениями предложены расчетные модели сопротивления (РМС) железобетона, включающие РМС1 – моделирование нормальных трещин, РМС2 моделирование наклонных трещин, РМС3 – моделирование диагональных трещин, РМС4 – моделирование пересекающихся трещин в стене, РМС4* – моделирование трещин в плоской плите и РМС5 – моделирование пространственных трещин при кручении с изгибом, РМС5* – моделирование пространственных трещин при изгибе с поперечной силой. При этом представлена иерархия расчетных моделей второго и третьего уровней. Распределение интенсивности рабочей арматуры по сечению расчетного элемента получено в аналитической форме построением замкнутых уравнений блоков, соответствующих блокам железобетонного элемента при условии равенства нулю частных производных функции Лагранжа для определения максимальной ширины раскрытия трещин. Учитывается эффект, предложенный автором, о дополнительном деформационном воздействии реакции «бетон – арматура» от несплошности бетона при образовании трещины путем специальной модели двухконсольного элемента механики разрушения. Для сложнапряженного элемента, испытывающего кручения с изгибом, сформулированы гипотезы о распределении линейных и угловых деформаций при деформации сечения с учетом градиентов деформаций, вызванных образованием трещин. Раскрытие трещин определяется как взаимные смещения арматуры и бетона с учетом деформации. Объединение подконструкций в системе здания выполняется методом начальных параметров.

Ключевые слова: деформационный эффект, ширина раскрытия трещин, классификация трещин, концентрация, двухконсольный элемент, жесткость, основное армирование

Для цитирования

Колчунов Вл.И. Метод расчетных моделей сопротивления для железобетона // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2023. Т. 19. № 3. С. 261–275. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2023-19-3-261-275>

Колчунов Владимир Иванович, доктор технических наук, профессор, член-корреспондент РААСН, кафедра инженерной графики и компьютерного моделирования, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва, Российская Федерация; главный научный сотрудник, Научно-исследовательский институт строительной физики, Российская академия архитектуры и строительных наук, Москва, Российская Федерация; ORCID: 0000-0001-5075-1134; vlik52@mail.ru

© Колчунов Вл.И., 2023



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

Method of computational models of resistance for reinforced concrete

Vladimir I. Kolchunov 

National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russian Federation
Scientific and Research Institute of Construction Physics of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences,
Moscow, Russian Federation

✉ vlik52@mail.ru

Article history

Received: January 17, 2023

Revised: March 20, 2023

Accepted: March 28, 2023

Abstract. Based on a comprehensive analysis of the experimental studies from the standpoint of their convergence with the theoretical solutions, the computational models of resistance (CMR) of reinforced concrete are proposed. These models include CMR1 – modeling of normal cracks, CMR2 – modeling of inclined cracks, CMR3 – modeling of diagonal cracks, CMR4 – modeling of intersecting cracks in the wall, CMR4* – modeling of cracks in a flat slab, and CMR5 – modeling of spatial cracks in torsion with bending, CMR5* – modeling of spatial cracks in bending with transverse force. Also, a hierarchy of computational models of the second and third levels is proposed. The distribution of intensity of working reinforcement along the cross-section of the calculated element was obtained in an analytical form by creating closed equations of blocks, corresponding to the blocks of the reinforced concrete element under the condition of equality to zero of partial derivatives of the Lagrange function to determine the maximum crack opening width. It is considered the effect proposed by the author on the additional deformation impact of the reaction “concrete – reinforcement” from the discontinuity of concrete during the formation of the crack by means of a special model of the two-cantilever element of fracture mechanics. Hypotheses about the distribution of linear and angular deformations during cross-section with account of gradients of deformations caused by formation of cracks were formulated for a complex-stressed element subjected to torsion with bending. Crack opening is defined as mutual displacements of reinforcement and concrete, taking into account deformation. The consolidation of substructures in the building system is performed by the method of initial parameters.

Keywords: resistance models, deformation effect, crack width, crack classification, concentration, double-console element, stiffness, main reinforcement

For citation

Kolchunov V.I. Method of computational models of resistance for reinforced concrete. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2023;19(3):261–275. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2023-19-3-261-275>

1. Введение

Современная механика железобетона является основой повышения надежности и безопасности конструктивных систем зданий и сооружений в условиях новых вызовов. Ее создание стало возможным благодаря новым технологиям экспериментальных исследований железобетонных конструкций.

Исследования образования и развития трещин в механике железобетона в России и за рубежом проводятся уже на протяжении более 80 лет [1–9]. За это время разработано множество моделей, связанных с большим числом теоретических и экспериментальных исследований, в числе которых можно отметить работы российских [1; 3; 10–12] и зарубежных [2; 4–9; 13–19] ученых. Однако дальнейшее развитие теории железобетона и механики разрушения связано с получением универсальных полуаналитических моделей, учитывающих большинство экспериментально установленных деформационных и силовых воздействий, таких как «нагельный эффект», эффект нарушения сплошности железобетона и др. Одно из направлений такого подхода представлено в настоящем исследовании.

2. Метод

1. Сближение действительных процессов и физических явлений, полученных в экспериментальных исследованиях, с теорией железобетона строится на основе механики разрушения и расчетных моделей сопротивления железобетона [20–23]: РМС1 – моделирование нормальных трещин, РМС2 – моделирование наклонных трещин, РМС3 – моделирование диагональных трещин, РМС4 – моделирование пересече-

Vladimir I. Kolchunov, Doctor of Technical Sciences, Professor, corresponding member of the RAACS, Department of Engineering Graphics and Computer Modeling, National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russian Federation; chief researcher, Scientific and Research Institute of Construction Physics, Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Moscow, Russian Federation; ORCID: 0000-0001-5075-1134; vlik52@mail.ru

кающихся трещин в стене, РМС4* – моделирование трещин в плоской плите, РМС5 – моделирование пространственных трещин при кручении с изгибом, РМС5* – моделирование пространственных трещин при изгибе с поперечной силой.

2. При построении моделей учитывается введенный нами [20–22] *деформационный эффект*, характеризующийся воздействием в трещине от реакции «бетон – арматура» (рис. 3) и описываемый в механике разрушения специальным *двухконсольным элементом (ДКЭ)*.

3. Принята следующая классификация трещин на нижней и боковых гранях стержневой железобетонной конструкции: при $M > M_{cr,c}$, $M_t < M_{t,cr,c}$ и $Q \geq Q_{cr,c}$ – первый тип; при $M < M_{cr,c}$, $M_t > M_{t,cr,c}$ и $Q > Q_{cr,c}$ и трещины, прилегающие своей вершиной к сосредоточенной силе, – второй тип; при $M < M_{cr,c}$, $M_t < M_{t,cr,c}$, $Q > Q_{cr,c}$ – третий тип. Трещины подразделяются на базовые, межевые и трещины i -х уровней (рис. 5).

4. Раскрытие трещин рассматривается для накопления относительных условных сосредоточенных взаимных смещений $\varepsilon_g(x)$ арматуры и бетона с особыми участками на берегах трещины, где учитывается эффект деформированного воздействия в трещине от реакции «бетон – арматура».

Для поверхности пространственных трещин в железобетоне предложен универсальный *двухконсольный железобетонный элемент* (рис. 6) и получено энергетическое обоснование развития удельной длины трещины.

5. Объединение подконструкций в виде расчетных моделей сопротивления с двухконсольными элементами механики разрушения выполняется методом сил, перемещений и смешанным методом с использованием метода начальных параметров и функций Крылова – Власова (рис. 6). При этом решение дифференциального уравнения получено для линейных комбинаций этих функций или в виде сплайна.

В соответствии с принятыми гипотезами для создания наиболее универсальной аналитической теории расчета предложена общая модель для анализа стержневых систем – расчленением их на подконструкции, в виде так называемых физических и расчетных моделей сопротивления разных уровней: РМС1, РМС2, РМС3, РМС4*, РМС5, РМС5*. Построение РМС1 выполнено для различных участков напряженного состояния конструктивной системы зданий и сооружений. В частности, РМС1 – для зоны $M > M_{cr,c}$, $Q < Q_{cr,c}$; РМС2 – для зоны $M > M_{cr,c}$; $Q \geq Q_{cr,c}$; РМС3 – для узловой зоны; РМС4 – для стены; РМС4* – для плиты; РМС5 и РМС5* – для участка пространственных трещин при кручении с изгибом. При этом использованы результаты многолетних экспериментальных исследований для оценки магистральных трещин при определении ширины их раскрытия и неравенства i -го уровня – для определения расстояний между трещинами $l_{cr,i}$, жесткости, прочности и устойчивости конструкций (рис. 1) [20–22].

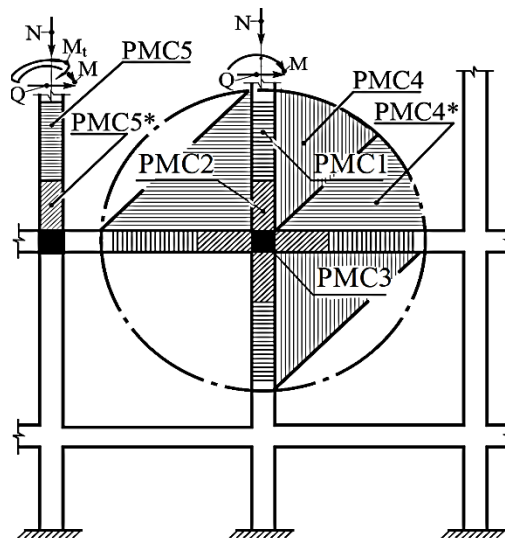


Рис. 1. Схемы расчетных моделей сопротивления зданий и сооружений с базовыми и смежными, основными трещинами и трещинами i -го уровня:

РМС1 – моделирование нормальных трещины; *РМС2* – моделирование наклонных трещин; *РМС3* – моделирование диагональных трещин; *РМС4* – моделирование пересекающихся трещин в стене; *РМС4** – моделирование трещин в плоской плите; *РМС5* – моделирование пространственных трещин при кручении с изгибом; *РМС5** – моделирование пространственных трещин при изгибе с поперечной силой

Figure 1. Schemes of calculation models of the resistance of buildings and structures with basic and adjacent, main cracks and cracks of the i -th level:

РМС1 – modeling of normal cracks; *РМС2* – modeling of oblique cracks; *РМС3* – modeling of diagonal cracks; *РМС4* – modeling of intersecting cracks in the wall; *РМС4** – modeling of cracks in a flat slab; *РМС5* – modeling of spatial cracks in torsion with bending; *РМС5** – modeling of spatial cracks in bending with a transverse force

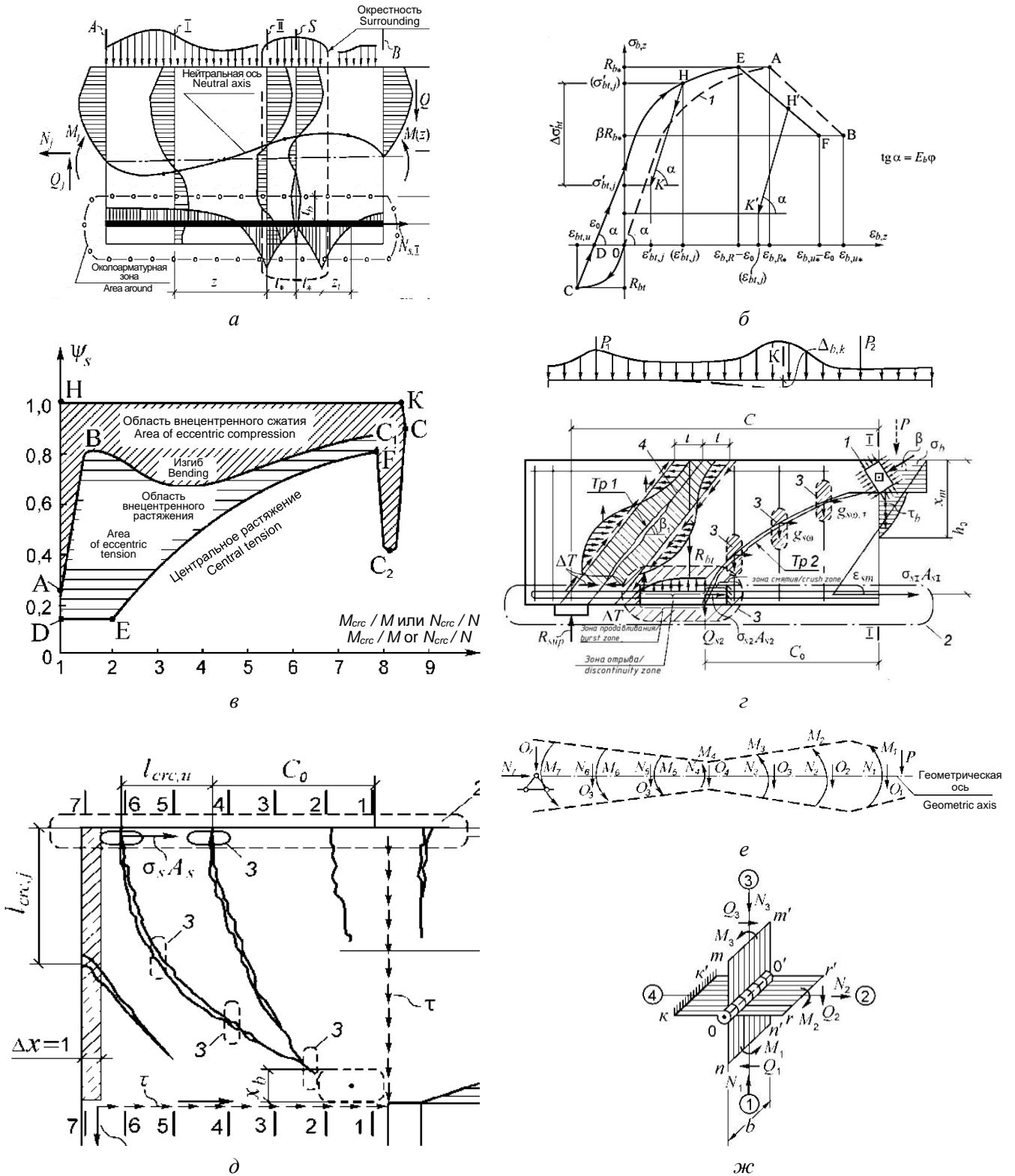


Рис. 2. Расчетные модели сопротивления:

a – PMC1 (нормальные трещины); *б* – диаграмма зависимости «деформации – напряжения» бетона ($\epsilon_b - R_b$);
в – график зависимости параметра сопротивления растянутого бетона ψ_s через деформирования арматуры;
г – PMC2 (наклонные трещины); *д* – дополнительные внутренние усилия ΔM , ΔN и ΔQ относительно оси стержня;
е – PMC3 (диагональные трещины); *ж* – схема консолей в виде «креста» из PMC3

Figure 2. Computational models of resistance:

a – PMC1 (normal cracks); *б* – diagram of the “strain – stress” dependence for concrete ($\epsilon_b - R_b$);
в – diagram of the dependence of the resistance parameter of tensile concrete ψ_s through deformations of the reinforcement;
г – PMC2 (inclined cracks); *д* – additional internal forces ΔM , ΔN and ΔQ relative to the axis of the bar;
е – PMC3 (diagonal cracks); *ж* – scheme of consoles in the form of a “cross” from PMC3

с трещинами аппроксимируется четырьмя-шестью поперечными полосками шириной $\widetilde{\Delta x}$. Данная система отличается от традиционной модели В.И. Мурашева тем, что учитывает эффекты нарушения сплошности и деформационное воздействие в трещине.

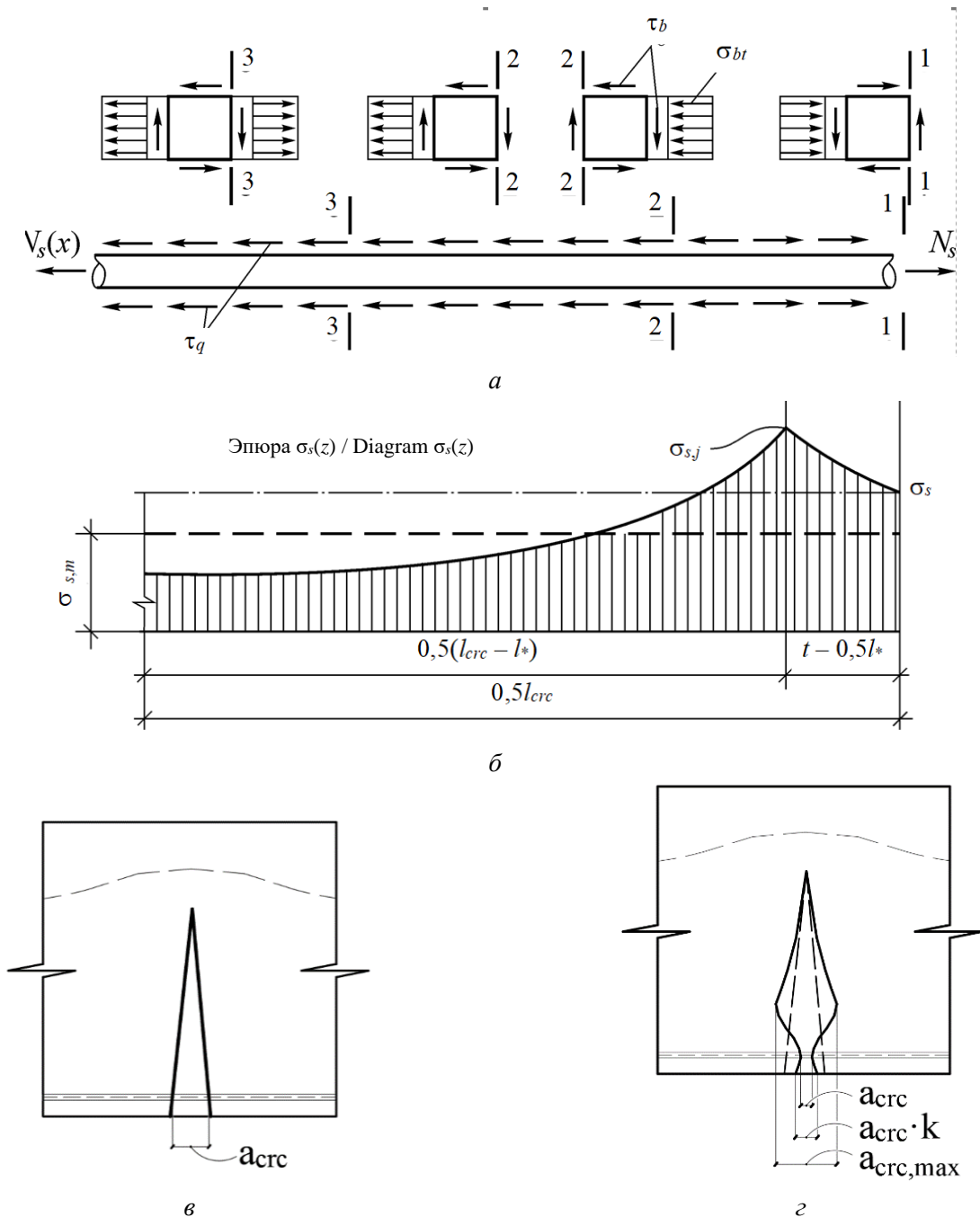


Рис. 3. Схемы деформационного эффекта железобетона от воздействия реакции «бетон – арматура» при нарушении сплошности бетона:

a – схема усилий в арматурном стержне и НДС бетона в сечениях 1–3; *б* – эпюра напряжений арматуры $\sigma_s, \sigma_{s,j}, \sigma_{s,m}$;

в, z – профиль раскрытия трещин в форме треугольника или эллипсоида соответственно

Figure 3. Schemes of the deformation effect in reinforced concrete from the impact of the “concrete – reinforcement” reaction in case of violation of concrete continuity:

a – diagram of the forces in the reinforcing bar and the stress-strain conditions of concrete in sections 1–3;

б – diagram of stresses $\sigma_s, \sigma_{s,j}, \sigma_{s,m}$ in the reinforcing bars; *в, z* – cracks opening profile in the form of a triangle or an ellipsoid respectively

Такой выбор модели железобетонного составного стержня позволяет снизить порядок дифференциальных уравнения составных конструкций А.Р. Ржаницына и существенно уточнить значения постоянных интегрирования при решении задачи сопротивления растянутого бетона с трещинами. Модель

позволяет учитывать средние линейные и угловые деформации от сдвига при взаимных смещениях берегов трещин. При этом используется модифицированная система дифференциальных уравнений составных стержней:

$$\left. \begin{aligned} \frac{T_1'}{\xi_{m,1}} - \Delta_{11}T_1 - \Delta_{12}T_2 - \dots - \Delta_{1n}T_n &= \Delta_{10}; \\ \frac{T_2'}{\xi_{m,2}} - \Delta_{21}T_1 - \Delta_{22}T_2 - \dots - \Delta_{2n}T_n &= \Delta_{20}; \\ \frac{T_n'}{\xi_{m,n}} - \Delta_{n1}T_1 - \Delta_{n2}T_2 - \dots - \Delta_{nn}T_n &= \Delta_{n0}, \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

где

$$\Delta = -\frac{N_{0,1}}{(E_{b,1}A_{b,1})_{ekv}} + \frac{N_{0,2}}{(E_{b,2}A_{b,2})_{ekv}} - \frac{f(x_{crс})}{r_y}; \quad (4)$$

$$\lambda = \sqrt{\xi_Y} = \sqrt{\xi \left[\frac{1}{(E_{b,1}A_{b,1})_{ekv}} + \frac{1}{(E_{b,2}A_{b,2})_{ekv}} + \frac{f^2(x_{crс})}{M \times r_y} \right]}; \quad (5)$$

T_i, T_1, T_2, T_n – сдвигающие усилия, накапливаемые по длине элемента до рассматриваемого сечения; Δ – перемещения по заданному направлению; $\xi_{qm}, \gamma_{b,m}$ – разность средних относительных линейных и угловых деформаций в точке шва; $(E_{b,1}A_{b,1})_{ekv}, (E_{b,2}A_{b,2})_{ekv}$ – эквивалентные жесткости; $f(x_{crс})$ – функция, зависящая от высоты сжатой зоны бетона, усредненная на участке между трещинами; r_y – кривизна железобетонного составного стержня.

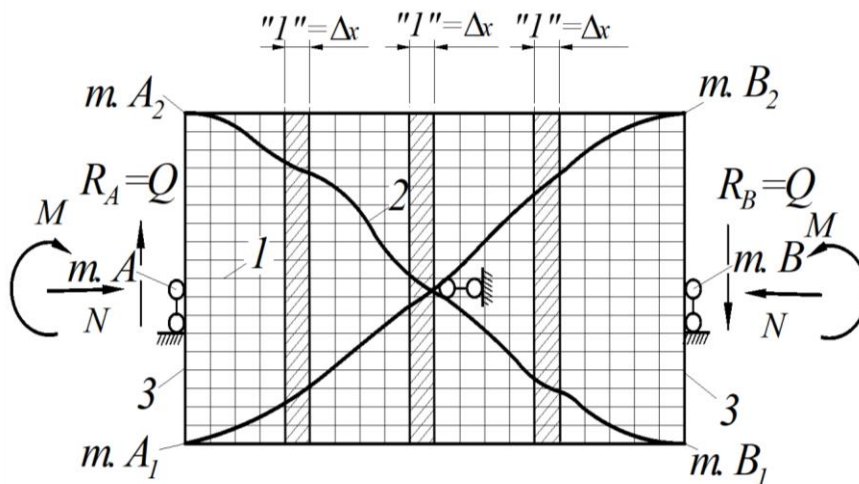


Рис. 4. Модель плосконапряженного железобетонного элемента с наклонными (перекрестными) трещинами для определения жесткости
 Figure 4. A model of a plane-stressed reinforced concrete element with inclined (cross) cracks for determination of stiffness

При определении параметров напряженно-деформированного состояния железобетона конструкции на основе РМС используется предложенная классификация трещин для плоских (РМС4) и пространственных (РМС5) трещин. Всего выделено три типа характерных трещин: на нижней и боковой грани для стержневого элемента, где $M > M_{crс}, M_t < M_{t,crс}$ и $Q \geq Q_{crс}$ – первый тип; $M < M_{crс}, M_t > M_{t,crс}$ и $Q > Q_{crс}$ и прилегающие своей вершиной к сосредоточенной силе – второй тип; $M < M_{crс}, M_t < M_{t,crс}, Q > Q_{crс}$ – третий тип.

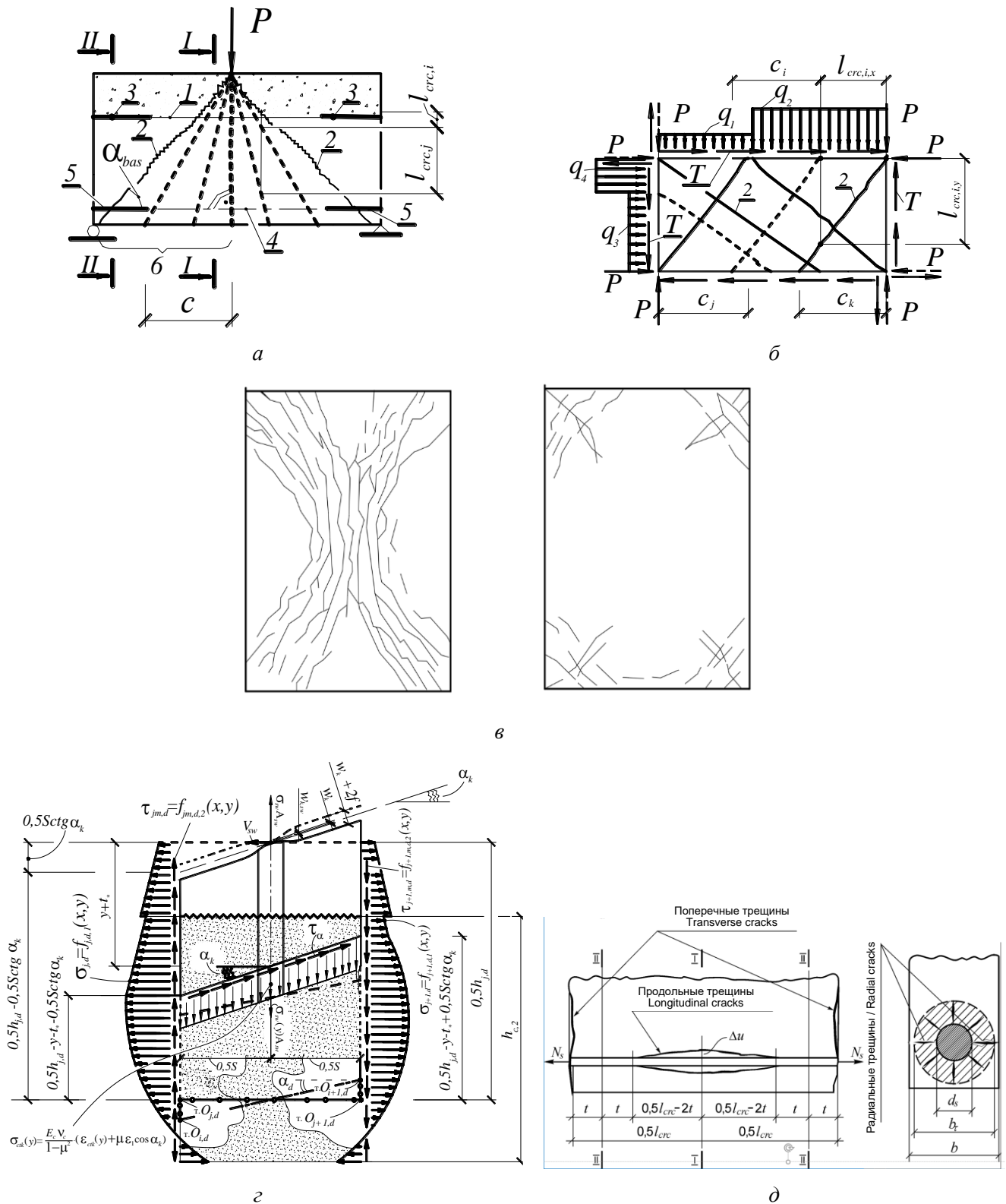


Рис. 5. Классификация трещин:

a, б – базовые, смежные и трещины для геометрических, силовых, межсредовых и i-х уровней соответственно;
 в – трещина на нижней и верхней поверхности плит в конверт для модели PMC4*; z – деформационная модель второго уровня;
 д – модель третьего уровня около арматурной области

Figure 5. Classification of cracks:

a, б – basic, adjacent and cracks for geometric, force, inter-environment and i-th levels respectively;
 в – crack on the lower and upper surface of the plates for the PMC4* model; z – deformation model of the second level;
 д – model of the third level near the reinforcement area

Развитие истоков концентрации дискретных магистральных трещин связано с абсолютно новым критерием для железобетона (удельной поверхностью ζ_{bu} образования трещин, а также интенсивностью деформаций), в отличие от регулярных трещин, где критерием их образования является достижение главными деформациями (напряжениями) предельных значений. Многоуровневая модель развития базовых и смежных трещин с установлением расстояний между ними построена с помощью специальных моделей – подконструкций второго или i -го уровня. При этом получен новый эффект для трещиностойкости и жесткости в виде деформационного воздействия реакции арматуры и бетона, в форме эллипсоида для альтернативной кинематической трещины из универсального двухконсольного элемента в железобетоне (см. рис. 3).

Расчетная модель сопротивления РМС4 (стена) разработана на основе развития концепции дискретных магистральных трещин (геометрической, силовой, межсредовой). Полученная таким образом модель по физическому смыслу является многоуровневой (см. рис. 5).

Длина опасной трещины $h_{\text{crс}}$ вычисляется из специального функционала механики разрушения:

$$\frac{d\zeta_{bu}}{dh_{\text{crс}}} = 0. \quad (6)$$

Расчетная модель РМС4* (плита) моделирует распределение трещин в плите по типу «конверт» (см. рис. 5, в) и используется для определения несущей способности в III стадии напряженно-деформированного состояния.

Расчетные модели сопротивления РМС5, РМС5* используются для определения линейных и угловых деформаций в пространственном сечении сложнапряженного железобетонного элемента [10; 24]. В них использованы специальные гипотезы: модифицированная гипотеза Бернулли для линейных деформаций, а также предложенная нами гипотеза для определения угловых деформаций в пространственном сечении.

Моделирование пространственной трещины двухконсольным элементом для расчета железобетона с трещинами по существу является трансформационным инструментарием, связующим переходным звеном между зависимостями механики твердого деформируемого тела и уравнениями механики разрушения. Такая модель обеспечивает решение проблемы, связанной не только с задачами определения напряженно-деформированного состояния поперечного сечения железобетонного элемента, но и с задачей определения сцепления между арматурой и бетоном, так как появление трещины в сплошном теле можно рассматривать как некоторое деформационное воздействие, отражающееся на особенностях сцепления арматуры и бетона в зонах, прилегающих к трещине.

Для реализации зависимостей механики разрушения в железобетоне с пространственными трещинами через i -е оси $X_i Y_i Z_i$ моделирующей получен универсальный двухконсольный элемент (рис. 6, а, б), моделирующий отрыв, поперечный сдвиг, продольный сдвиг с использованием модели малых полосок и позволяющий моделировать различные виды перемещений шириной Δb_i и длиной l_{i*} . При этом железобетонные конструкции с пространственными трещинами до половины ширины сечения, то есть до нейтральной оси, имеют левые, правые, нижние и верхние элементы соответственно.

Защемление арматурного стрежня с обеих сторон двухконсольного элемента (рис. 6, в, г, д) позволяет учитывать раскрытие трещин в зоне накопления относительных условных сосредоточенных взаимных смещений $\varepsilon_g(x)$ арматуры и бетона (на берегах трещины), то есть учитывать эффект реакции «бетон – арматура», после нарушения сплошности бетона и образования эллиптической трещины.

При расчете изогнутой оси консолей при действии внешних нагрузок прогибов для перемещений от раскрытия и сдвига берегов трещин $\delta(a_{\text{crс}})$ и $\delta(\Delta_{\text{crс}})$ (рис. 6, в) основные параметры внутренних усилий определяются методом начальных параметров, используя традиционные методы строительной механики: метод перемещений, сил, смешанный метод.

Основные решения в граничных параметрах для стержней призматической формы (элементы и жесткие узлы рам) находились по различным зависимостям, при этом в качестве активных и пассивных параметров могут использоваться различные методы строительной механики [25]:

1) метод начальных параметров, в котором в качестве активных параметров принимались φ_0 ,

$$M_0, Q_0. \text{ Здесь } \varphi_0 = \frac{1}{B} \left(\frac{M_0}{v_* \operatorname{tg} v_*} + \frac{M_l - \Delta M_l}{v_* \sin v_*} - \frac{Q_0 l}{v_*^2} \right); \quad v_* = l/L = \sqrt{Nl^2 / B}; \quad B = EJ; \text{ в качестве пассивных пара-}$$

метров принимались прогибы (v_x), углы поворота (φ_x), изгибающие моменты (M_x);

К примеру, при расчете изгибающего момента можно применить следующую зависимость (см. рис. 6, б):

$$M_l = M_0 \cos \frac{l}{L} + Q_0 L \sin \frac{l}{L} - L \int_{a_1}^{a_2} q \sin \frac{l-u}{L} du = 0. \quad (7)$$

В методе расчетных моделей сопротивления для статически неопределимых систем зданий и сооружений в сочетании с методом начальных параметров используются функции Крылова – Власова:

$$\frac{d^4 y}{dx^4} = 0. \quad (8)$$

Общее решение уравнения (8) выражается как линейная комбинация четырех функций:

$$y(x) = C_1 K_1(\beta x) + C_2 K_2(\beta x) + C_3 K_3(\beta x) + C_4 K_4(\beta x) + \delta_i, \quad (9)$$

где $\beta = \sqrt[4]{a}$; $V_1(x) = \Phi_1(x) = \operatorname{ch} x \cos x$; $\Phi_2(x) = \operatorname{sh} x \sin x$; $\Phi_3(x) = \operatorname{sh} x \cos x$; $\Phi_4(x) = \operatorname{ch} x \sin x$; $V_2(x) = 0,5(\Phi_4(x) + \Phi_3(x))$; $V_3(x) = 0,5\Phi_2(x)$; $V_4(x) = 0,25(\Phi_4(x) - \Phi_3(x))$.

Особую эффективность применение метода расчетных моделей сопротивления имеет при проектировании зданий и сооружений в сложных инженерно-геологических условиях [24]. Для деформируемого основания перемещение в i -й связи основания описывается сплайном:

$$y_i = \frac{6n^2 B_i}{6n^2 B_i + NL^2} \left\{ y_1 \left[1 + \frac{NL^2}{n^2} \left(\frac{1}{6B_i} + \sum_{j=2}^{i-1} \frac{i-j}{B_j} \right) \right] + \varphi_1 L \frac{i-1}{n} - M_1 \frac{L^2}{n^2} \left(\frac{3i-4}{6B_1} + \frac{1}{6B_1} + \sum_{j=2}^{i-1} \frac{i-j}{B_j} \right) - \right. \\ \left. - Q_1 \frac{L^3}{n^3} \left[\frac{i-j}{6B_i} + \sum_{j=2}^{i-1} \frac{(i-j)(j-1)}{B_j} \right] - \frac{L^2}{n^2} \left[\frac{M_i}{6B_i} + \sum_{j=2}^{i-1} \frac{M_j(i-j)}{B_i} \right] - \frac{NL^2}{n^2} \sum_{j=2}^{i-1} \frac{i-j}{B_j} y_j \right\} + \delta_i, \quad (10)$$

где R_i , k_i и y_i – усилия и погонные жесткости соответственно в i -й связи основания.

3. Результаты

В качестве примера рассмотрим результаты применения эволюционного метода расчетной модели сопротивления для статически неопределимых конструктивных систем зданий и сооружений при расчете *переходящих типов трещин, их раскрытия – закрытия* (рис. 7 и 8, таблица).

При проведении исследований таких балочных систем получены графики зависимости изгибающего момента от кривизны $M-\chi$ и величины модуля силового воздействия от прогибов продольной арматуры q_l-f_s (рис. 7). Точки, нанесенные на графиках, обозначены цифрой с индексом, где цифра – это номер сечения, а индекс – номер зависимости $M-\chi$ в сечении 2 согласно рис. 7, а, характеризующей максимум q_l . В таблице представлены числовые значения для характерных точек графиков рис. 7. Здесь варьируются как номер сечения, принимаемого в качестве базового, так и номер зависимости $M-\chi$, используемой в сечении 2.

С использованием метода РМС построены расчетные модели стены здания для определения усилий в связях растяжения (сжатия) горизонтальных и вертикальных стыков, применимые для зданий, возводимых в сложных инженерно-геологических условиях [24]. Система здания разбивается на отдельные отсеки, моделируемые отдельными элементами матрицы жесткости для физических, статических и геометрических уравнений (рис. 9), где n – общее количество отсеков; k – свернутые уровни растянутой арматуры, сжатой арматуры, хомутов с нормальными трещинами и хомутов с наклонными трещинами; $j = 1-6$ поперечных сечений.

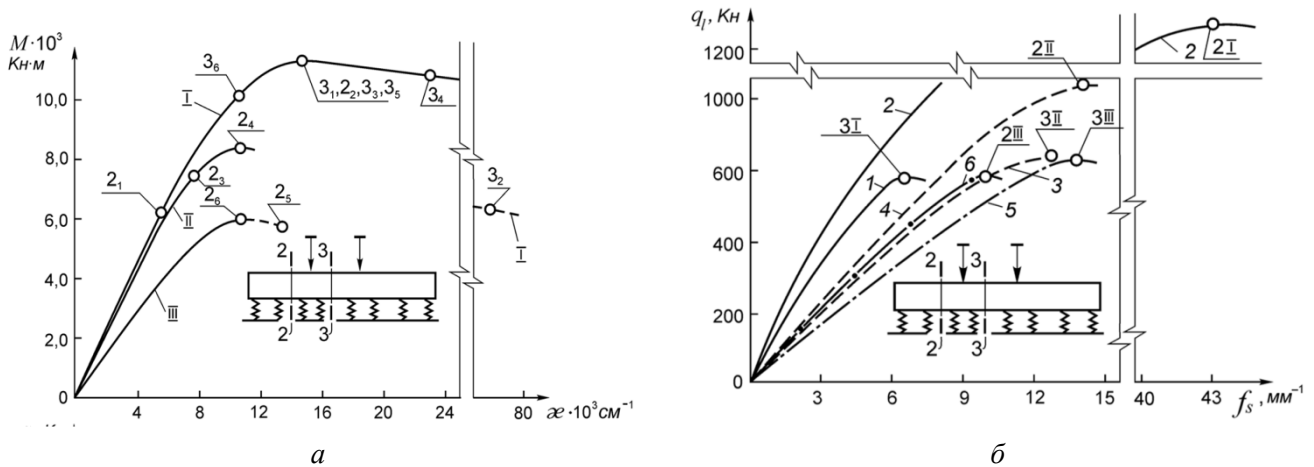


Рис. 7. Графики зависимостей $M-\chi$ (а) и q_I-f_s (б):

I, II, III – зависимости $M-\chi$ для зоны чистого и зоны поперечного изгиба при отсутствии наклонных трещин и зоны поперечного изгиба при наличии наклонных трещин соответственно; *1, 2, 3, 4, 5, 6* – зависимости q_I-f_s для $s = 3$ и зависимости *I* в сечении 2, для $s = 2$ и зависимости *I* в сечении 2, для $s = 3$ и зависимости *II* в сечении 2, для $s = 2$ и зависимости *II* в сечении 2, для $s = 3$ и зависимости *III* в сечении 2, при $s = 2$ и зависимости *III* в сечении 2 для $s = 3$ соответственно

Figure 7. Graphs of dependences $M-\chi$ (а) and q_I-f_s (б):

I, II, III – dependences $M-\chi$ for the zone of pure and transverse bending in the absence of oblique cracks and the zone of transverse bending in the presence of oblique cracks respectively; *1, 2, 3, 4, 5, 6* – dependencies q_I-f_s for $s = 3$ and dependency *I* in section 2, for $s = 2$ and dependency *I* in section 2, for $s = 3$ and dependency *II* in section 2, for $s = 2$ and dependency *II* in section 2, for $s = 3$ and dependency *III* in section 2, at $s = 2$ and dependency *III* in section 2 for $s = 3$ respectively

Числовые значения характерных точек графиков зависимостей $M-\chi$ и q_I-f_s для зоны чистого и поперечного изгиба / Numerical values of characteristic points of $M-\chi$ and q_I-f_s curves for pure and transverse bending zones

$M-\chi$	$\gamma_{br} \cdot 10^5, \text{ см}^{-1} \text{ см}^{-1}$	$M_{br}, \text{ кН} \cdot \text{м} \text{ кН} \cdot \text{м}$	$\gamma_{bu} \cdot 10^5, \text{ см}^{-1} \text{ см}^{-1}$	$M_{bu}, \text{ кН} \cdot \text{м} \text{ кН} \cdot \text{м}$	Самое невыгодное сечение S / The most disadvantageous cross-section S	$\gamma_{s,qI,max} \cdot 10^5, \text{ см}^{-1} \text{ см}^{-1}$	$M_{s,qI,max}, \text{ кН} \cdot \text{м} \text{ кН} \cdot \text{м}$	$\chi_{i,qI,max} \cdot 10^5, \text{ см}^{-1} \text{ см}^{-1}$	$M_{i,qI,max}, \text{ кН} \cdot \text{м} \text{ кН} \cdot \text{м}$	q_I-f_s	$q_{I,max}, \text{ кН} \text{ кН}$	$f_{s,qI,max}, \text{ мм} \text{ мм}$
I	14,85	11 400	20,30	11 010	3	14,85	11 400	5,62	6100	1	585	7,4
					2	14,85	11 400	78,00	6150	2	1270	43,2
II	10,83	8450	11,75	8360	3	20,30	11 010	7,80	7500	3	645	12,7
					2	10,83	8450	23,03	10 800	4	835	13,3
III	10,83	5910	11,75	5850	3	14,85	11 400	13,58	5700	5	635	13,8
					2	10,83	5910	10,75	10 200	6	588	10,1

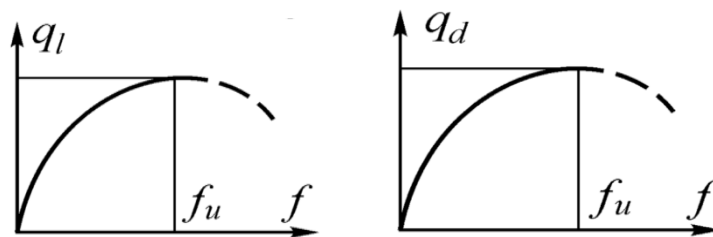


Рис. 8. Общий вид зависимости модуля силового (деформационного) воздействия от прогиба
Figure 8. General form of dependence of the modulus of force (deformation) effect on deflection

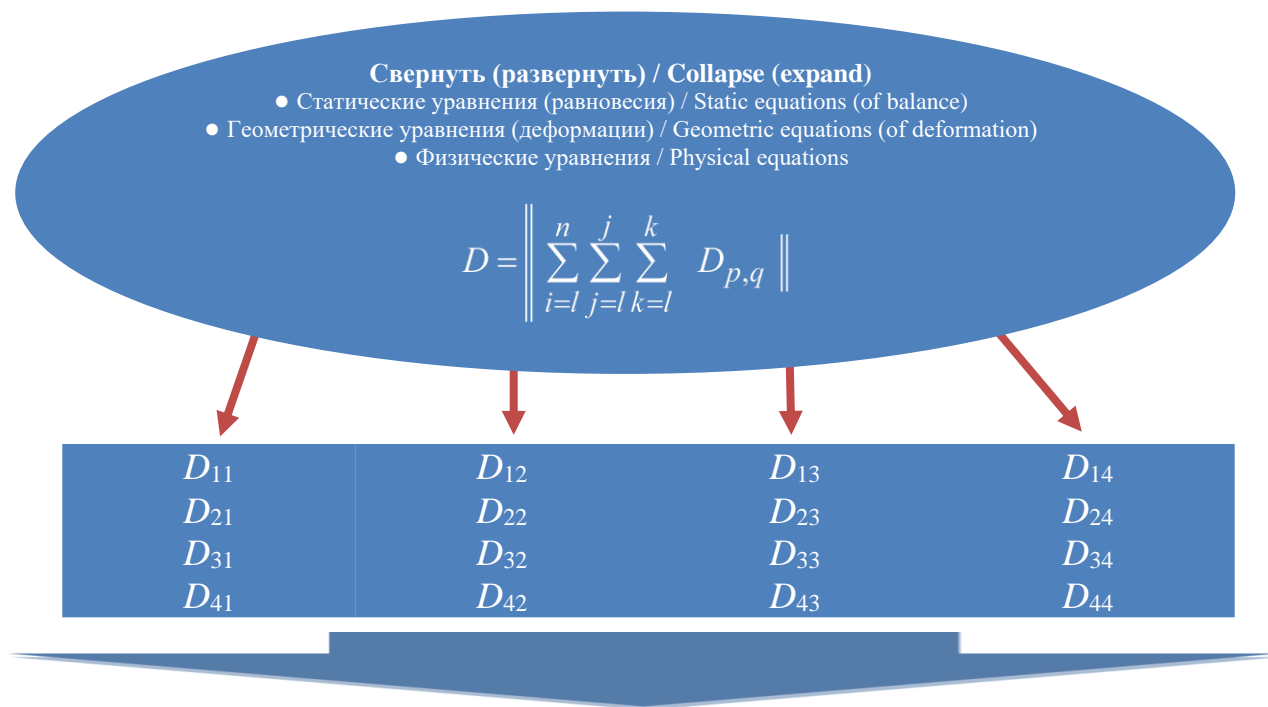


Рис. 9. Общая схема расчетной модели сопротивления стены здания
Figure 9. General scheme of the computational model of the resistance of the building wall

4. Заключение

1. Опираясь на многолетние экспериментальные исследования железобетонных конструкций с магистральными нормальными, наклонными, пересекающимися и пространственными трещинами, получены аналитические решения для ширины раскрытия трещин, параметров жесткости, прочности и опорной устойчивости на принципах теории пластичности бетона и железобетона, в том числе зависимости механики разрушения. Сближение физических явлений и действительных процессов деформирования железобетона достигнуто посредством моделей сопротивления железобетона: РМС1 – для нормальных трещин, РМС2 – для наклонных трещин, РМС3 – для диагональных трещин, РМС4 – для плосконапряженных элементов, РМС4* – для изгибаемых плит и РМС5 – для пространственных трещин при кручении с изгибом, РМС5* – для пространственных трещин при изгибе с поперечной силой.

2. Предложена классификация трещин железобетонных конструкций, которая включает базовые, межевые и уровневые трещины и истоки их концентрации. В теории сопротивления железобетона построена уровневая иерархия расчетных моделей второго и третьего уровней. При этом вторая модель для наклонных трещин получена с использованием функции Лагранжа нескольких переменных из условия равенства нулю ее частных производных. Физический смысл уравнения этой модели заключается в определении опасной пространственной трещины из веера нескольких наклонных трещин.

3. В моделях сопротивления железобетона учитывается деформационный эффект в момент образования трещины в виде дополнительного деформационного воздействия реакции «бетон – арматура», моделируемого двухконсольным элементом. Универсальный двухконсольный железобетонный элемент получен для поверхности пространственных трещин в железобетоне при критерии удельной длины трещины. Построены модели деформирования поперечных сечений для различных моделей сопротивления (РМС1–5). При этом для моделей РМС5 и РМС5* приняты новые гипотезы для линейных и угловых деформаций, учитывающие депланацию сечений, а также градиенты деформаций в трещинах.

Список литературы / References

1. Travush V.I., Karpenko N.I., Kolchunov V.I., Kaprielov S.S., Demyanov A.I., Konorev A.V. The results of experimental studies of structures square and box sections in torsion with bending. *Building and Reconstruction*. 2018;(6):32–43. (In Russ.)

Травуш В.И., Карпенко Н.И., Колчунов В.И., Каприелов С.С., Демьянов А.И., Конорев А.В. Результаты экспериментальных исследований конструкций квадратного и коробчатого сечений из высокопрочного бетона при кручении с изгибом // Строительство и реконструкция. 2018. № 6 (80). С. 32–43.

2. Khaldoun R. Combined torsion and bending in reinforced and prestressed concrete beams using simplified method for combined stress-resultants. *ACI Structural Journal*. 2007;104(4):402–411.

3. Demyanov A.I., Salnikov A.S., Kolchunov V.I. Experimental studies of reinforced concrete structures during torsion with bending and analysis of their results. *Building and Reconstruction*. 2017;(4):17–26. (In Russ.) Available from: <https://construction.elpub.ru/jour/article/view/46/46> (accessed: 25.02.2023).

Демьянов А.И., Сальников А.С., Колчунов В.И. Экспериментальные исследования железобетонных конструкций при кручении с изгибом и анализ их результатов // Строительство и реконструкция. 2017. № 4 (72). С. 17–26. URL: <https://construction.elpub.ru/jour/article/view/46/46> (дата обращения: 25.02.2023).

4. Thomas A., Hameed A.S. An experimental study on combined flexural and torsional behaviour of RC beams. *International Research Journal of Engineering and Technology*. 2017;4(5):1367–1370.

5. Kim C., Kim S., Kim K.-H., Shin D., Haroon M., Lee J.-Y. Torsional behavior of reinforced concrete beams with high-strength steel bars. *Structural Journal*. 2019;116:251–233.

6. Kandekar S.B., Talikoti R.S. Study of torsional behavior of reinforced concrete beams strengthened with aramid fiber strips. *International Journal of Advanced Structural Engineering*. 2018;10:465–474. <http://doi.org/10.1007/s40091-018-0208-y>

7. Křístek V., Průša J., Vitek J.L. Torsion of reinforced concrete structural members. *Solid State Phenomena*. 2018;272:178–184. <http://doi.org/10.4028/www.scientific.net/SSP.272.178>

8. Santhakumar R., Dhanaraj R., Chandrasekaran E. Behaviour of retrofitted reinforced concrete beams under combined bending and torsion: a numerical study. *Electronic Journal of Structural Engineering*. 2007;7:1–7. <https://doi.org/10.56748/ejse.769>

9. Kalkan I., Kartal S. Torsional rigidities of reinforced concrete beams subjected to elastic lateral torsional buckling. *International Journal of Civil and Environmental Engineering*. 2017;11(7):969–972. Available from: <https://core.ac.uk/download/pdf/144729796.pdf> (accessed: 12.02.2023).

10. Kolchunov V.I., Demyanov A., Protchenko M. The new hypothesis angular deformation and filling of diagrams in bending with torsion in reinforced concrete structures. *Journal of Applied Engineering Science*. 2021;19(4):972–979. <http://doi.org/10.5937/jaes0-32660>

11. Iakovenko I., Kolchunov V.I. The development of fracture mechanics hypotheses applicable to the calculation of reinforced concrete structures for the second group of limit states. *Journal of Applied Engineering Science*. 2017;15(455):366–375. <http://doi.org/10.5937/jaes15-14662>

12. Demyanov A., Kolchunov V.I. The dynamic loading in longitudinal and transverse reinforcement at instant emergence of the spatial crack in reinforced concrete element under the action of a torsion with bending. *Journal of Applied Engineering Science*. 2017;15(3):377–382. <http://doi.org/10.5937/jaes15-14663>

13. Bernardo L. Modeling the full behavior of reinforced concrete flanged beams under torsion. *Applied Sciences*. 2019;9(13):2750. <http://doi.org/10.3390/app9132730>

14. Nahvi H., Jabbari M. Crack detection in beams using experimental modal data and finite element model. *International Journal of Mechanical Sciences*. 2005;47:1477–1497. <https://doi.org/10.1016/j.ijmecsci.2005.06.008>

15. Jariwalaa V.H., Patel P.V., Purohit S.P. Strengthening of RC beams subjected to combined torsion and bending with GFRP composites. *Procedia Engineering*. 2013;51:282–289. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2013.01.038>

16. Tsai H.-C., Liao M.-C. Modeling Torsional strength of reinforced concrete beams using genetic programming polynomials with building codes. *KSCE Journal of Civil Engineering*. 2019;23:3464–3475. <http://doi.org/10.1007/s12205-019-1292-7>

17. Karpyuk V.M., Kostyuk A.I., Semina Y.A. General case of nonlinear deformation-strength model of reinforced concrete structures. *Strength of Materials*. 2018;50:453–454. <http://doi.org/10.1007/s11223-018-9990-9>

18. Vitek J.L., Boháček L., Průša J., Křístek V. Torsion of rectangular concrete sections. *ACI Symposium Publication*. 2020;344:111–130.

19. Lin W. Experimental investigation on composite beams under combined negative bending and torsional moments. *Advances in Structural Engineering*. 2020;24:1456–1465. <http://doi.org/10.1177/1369433220981660>

20. Veryuzhsky Yu.V., Golyshev A.B., Kolchunov V.I., Klyueva N.V., Lisitsin B.M., Mashkov I.L., Yakovenko I.A. *Reference manual on structural mechanics* (vol. II). Moscow: ASV Publishing House; 2014. (In Russ.)

Верюжский Ю.В., Гольшев А.Б., Колчунов В.И., Ключева Н.В., Лисицин Б.М., Машиков И.Л., Яковенко И.А. Справочное пособие по строительной механике: в 2 томах. М.: Изд-во АСВ, 2014. Т. 2. 432 с.

21. Bondarenko V.M., Kolchunov V.I. *Computational models of the strength resistance of reinforced concrete*. Moscow: ASV Publishing House; 2004. (In Russ.)

Бондаренко В.М., Колчунов Вл.И. Расчетные модели силового сопротивления железобетона. М.: Изд-во АСВ, 2004. 472 с.

22. Golyshev A. B., Kolchunov V.I. *Resistance of reinforced concrete*. Kyiv: Osnova Publ.; 2009. (In Russ.)

Гольшев А.Б., Колчунов Вл.И. Сопротивление железобетона. Киев: Основа, 2009. 432 с.

23. Golyshev A.B., Kolchunov V.I., Yakovenko I.A. *Resistance of reinforced concrete structures, buildings and structures erected in difficult engineering and geological conditions*. Kyiv: Talkom Publ.; 2015. (In Russ.)

Гольшев А.Б., Колчунов Вл.И., Яковенко И.А. Сопротивление железобетонных конструкций, зданий и сооружений, возводимых в сложных инженерно-геологических условиях. Киев: Талком, 2015. 371 с.

24. Kolchunov V.I., Demyanov A.I., Protchenko M.V. Moments in reinforced concrete structures under bending with torsion. *Building and Reconstruction*. 2021;(3):27–46. (In Russ.) <http://doi.org/10.33979/2073-7416-2021-95-3-27-46>

Колчунов Вл.И., Демьянов А.И., Протченко М.В. Моменты в железобетонных конструкциях при изгибе с кручением // Строительство и реконструкция. 2021. № 3 (95). С. 27–46. <http://doi.org/10.33979/2073-7416-2021-95-3-27-46>.

25. Kornouhov N.V. *Selected works on structural mechanics*. Kyiv: Academy of Sciences of the Ukrainian SSR; 1963. (In Russ.)

Корноухов Н.В. Избранные труды по строительной механике. Киев: Изд-во Академии наук УССР, 1963. 324 с.



DOI: 10.22363/1815-5235-2023-19-3-276-284

EDN: PQVCVH

UDC 624.046

RESEARCH ARTICLE / НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

Methodology for determining progressing ultimate states based on the displacement method

Leonid Yu. Stupishin¹, Konstantin E. Nikitin¹✉, Maria L. Moshkevich²

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

²Southwest State University, Kursk, Russian Federation

✉ niksbox@yandex.ru

Article history

Received: March 30, 2023

Revised: May 12, 2023

Accepted: May 21, 2023

For citation

Stupishin L.Yu., Nikitin K.E., Moshkevich M.L. Methodology for determining progressing ultimate states based on the displacement method. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2023; 19(3):276–284. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2023-19-3-276-284>

Abstract. Solving of calculation problems for building structures is currently based on the principle of minimum total energy of structures deformation. However, it is not possible to determine the remaining bearing capacity of the structure using this principle. In the study it is proposed to use the criterion of critical levels of deformation energy to solve this problem. As a result, the ultimate state conditions of a design are formulated on the basis of extreme values of generalized parameters of designing over the whole area of their admissible values, including the boundary. The task is solved as a problem of eigenvalues for the stiffness matrix of the system. The extreme values of design parameters that correspond to critical energy levels are found, which are used to find the maximum possible value of the energy of deformation for the considered structure. The residual bearing capacity is calculated by the value of residual potential energy, which, in turn, is equal to the difference between the maximum possible value of the deformation energy of the structure and the work of external forces. A gradual methodology for investigating the progressive ultimate limit state is proposed, which is based on the sequential exclusion of those elements where the onset of the ultimate limit state is expected firstly. An example of the practical use of the proposed methods is given on the example of calculating a simple but visual design – a statically indeterminate truss.

Keywords: rod systems, matrix methods of calculation, self-stress, deformation energy, ultimate state, critical levels

Leonid Yu. Stupishin, Doctor of Technical Sciences, Professor, Department of Structural and Theoretical Mechanics, Institute of Industrial and Civil Engineering, National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russian Federation; ORCID: 0000-0002-1794-867X; lugsgh@ya.ru
Konstantin E. Nikitin, PhD, Associate Professor, of the Department of Structural and Theoretical Mechanics, Institute of Industrial and Civil Engineering, National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russian Federation; ORCID: 0000-0002-8003-4299; niksbox@yandex.ru
Maria L. Moshkevich, PhD in Economics, Associate Professor, Department of Industrial and Civil Engineering, Faculty of Construction and Architecture, Southwest State University, Kursk, Russian Federation; ORCID: 0000-0001-8749-2252; mmoshkevich@mail.ru

© Stupishin L.Yu., Nikitin K.E., Moshkevich M.L., 2023



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

Методика определения прогрессирующих предельных состояний на основе метода перемещений

Л.Ю. Ступишин¹, К.Е. Никитин¹✉, М.Л. Мошкевич²

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

²Юго-Западный государственный университет, Курск, Российская Федерация

✉ niksbox@yandex.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 30 марта 2023 г.

Доработана: 12 мая 2023 г.

Принята к публикации: 21 мая 2023 г.

Аннотация. Решение задач расчета строительных конструкций в настоящее время основывается на принципе минимума полной энергии деформации конструкций. Однако определить остаточную несущую способность конструкции, используя этот принцип, не представляется возможным. В исследовании предлагается использовать для решения этой задачи критерий критических уровней энергии деформации. Условия предельного состояния конструкции в результате формулируются на основе экстремальных значений обобщенных параметров проектирования на всей области их допустимых значений, включая границу. Задача решается как проблема собственных значений для матрицы жесткости системы. Отыскиваются экстремальные значения параметров проектирования, соответствующие критическим уровням энергии, по которым находится максимально возможная величина энергии деформации рассматриваемой конструкции. Остаточная несущая способность вычисляется по значению остаточной потенциальной энергии, которая в свою очередь равна разнице максимально возможной величины энергии деформации конструкции и работы внешних сил. Предложена пошаговая методика исследования прогрессирующего предельного состояния, основанная на последовательном исключении тех элементов, в которых в первую очередь ожидается наступление предельного состояния. Приводится пример практического использования предлагаемых методик на примере расчета простой, но наглядной конструкции – статически неопределимой фермы.

Ключевые слова: стержневые системы, матричные методы расчета, самонапряжение, энергия деформации, критические уровни, предельное состояние

Для цитирования

Stupishin L.Yu., Nikitin K.E., Moshkevich M.L.

Methodology for determining progressing ultimate states based on the displacement method // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2023. Т. 19. № 3. С. 276–284. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2023-19-3-276-284>

1. Introduction

Nowadays, almost all calculations associated with the estimation of ultimate states reached by a structure during designing of structures are performed in the Lagrangian form [1–6]. This formulation of the problem allows us to obtain the design of load-bearing structures of a construction only for specified values of loads. Considering that the geometrical parameters of the unsafe section are used to design similar structures of the load-bearing structural system, the building practically always has a significant safety reserve. This is due both to the unification of elements carried out by the designer, and to the imperfection of the calculation methods used, which do not allow taking into account all the features of the behavior of a real structure under the influence of loads.

When choosing a methodology for calculating a structure, the designer is faced with problems beyond his scope of competency. For example, when determining the rational cross-section of a bending beam, under the assumption of elastic deformation of the material, it should choose the shape of the cross-section in the form of an I-beam, where the material is mainly concentrated in the fibers that are the most distant from the beam axis. At the same time, a similar calculation in the elastic–plastic stage of deformation, leads it to the shape of

Ступишин Леонид Юлианович, доктор технических наук, профессор, кафедра строительной и теоретической механики, институт промышленного и гражданского строительства, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва, Российская Федерация; ORCID: 0000-0002-1794-867X; lusgsh@ya.ru

Никитин Константин Евгеньевич, кандидат технических наук, доцент, кафедра строительной и теоретической механики, институт промышленного и гражданского строительства, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва, Российская Федерация; ORCID: 0000-0002-8003-4299; niksbox@yandex.ru

Мошкевич Мария Леонидовна, кандидат экономических наук, доцент, кафедра промышленного и гражданского строительства, Юго-Западный государственный университет, Курск, Российская Федерация; ORCID: 0000-0001-8749-2252; mmoshkevich@mail.ru

a cross-section in the form of a rhombus. In this case, the material is mainly concentrated near the neutral axis of the element. The desire to obtain a rational distribution of material in the structure comes into conflict with the understanding of efficiency from an economic point of view and the construction technology.

Attempts to use the theory of optimal structural design to obtain more efficient projects [7–10], as it was shown in studies [11], do not provide significant results.

This problem is aggravated by the fact that it is currently impossible to accurately determine the available reserve of the designed structures using generally accepted calculation methods. No methods are known to us that allow to determine the full (maximum) load-bearing capacity of designed or already built structures, and this is the primary task during inspection of their technical condition [12–21]. If trying to find the remaining load-bearing capacity of a structure after application of the project load, on the basis of the classical Lagrange approach, then consideration of all possible variants of loading leads to the necessity to solve an endless chain of tasks, which is impossible to fulfill even with the use of the most modern computational techniques.

To resolve the mentioned difficulties, it is proposed to use the criterion of critical levels of internal energy of deformation [22]. It can be used to find the maximum possible deformation energy of a structure and based on it evaluate the remaining load-bearing capacity of the structure [23].

Using the criterion of critical levels of internal deformation energy, it becomes to develop an algorithm and solve the problem of the progressive limit state of the building's load-bearing structures. The formulation of the problem proposed in the article allows us, step by step, to find the most loaded element of the structure (“weak link”), where the limit state will occur first of all, and to exclude it from operation in the calculation scheme. This process can be continued until a geometrically changeable system of elements is obtained.

This paper studies simple rod systems using the criterion of critical levels of internal deformation energy based on the equations of the displacement method. The results of determining the residual energy of deformation of the structure are given. A particular example of the progressive failure process of a structure is considered.

2. Methods

The criterion of critical energy levels is based on the separation of the energy of external influences and the energy of internal deformations [22]. This criterion can be formulated in the form of equations describing the requirement of a minimum variation of the deformation energy of a structure, including the condition of orthonormality of the design parameters of the structure, and boundary conditions for the range of permissible design parameters:

$$\delta^2 U(\chi) = 0; \quad \Gamma(\chi) = 0, \quad (1)$$

where $U(\chi)$ – the potential energy of deformation of the structure; χ – extremal internal design parameters (generalized displacements and forces).

The structure may have several levels of critical energy. During the transition from one level to another, the state of self-stress of the structure changes.

The potential energy of deformation at each loading level of the structure can be decomposed into the sum of the potential energy balancing the work of external forces U_{ex} and the remaining part of the potential energy of deformation U_{cr} (which is in a self-balanced state):

$$U(\chi) = U_{\text{cr}}(\chi) + U_{\text{ex}}(\chi). \quad (2)$$

The limit state of the structure is considered to be maintained as long as the work of external forces does not exceed the potential energy of deformation $U(\chi)$, and it is balanced by a part of the potential energy of deformation U_{ex} . The remaining part of the self-balanced energy U_{cr} can be used for further increasing the load.

Further we will investigate the critical deformation energy of the structure U_{cr} . For this purpose, we will create a small perturbation of the internal field of forces or deformations. At the same time, we consider that external forces (or displacements) do not perform any actual work, since they are compensated by the internal forces.

From the variational principle (1), we obtain the condition of the crucial state of the structure in the form of the displacement method [23–25]:

$$[K]\{\delta Z\} = [\lambda^R]\{\delta Z\}, \quad (3)$$

where $[K]$ – is the stiffness matrix of the structure; $\{\delta Z\}$ – the vector of generalized displacements in the nodes of the structure for the state of self-stress, which is represented by a set of orthonormal functions; $[\lambda^R]$ – the matrix of eigenvalues, which has the meaning of single nodal reacting forces.

The vector of maximum nodal reacting forces in the nodes of the structure $[C]$ is calculated as:

$$\{\Phi_{\max}\} = [\lambda_{\min}^R] \{\delta Z_{\min}\}. \quad (4)$$

The algorithm for determination of the potential energy of deformation is formulated through the well-known matrix procedures of structural mechanics.

For example, the stiffness matrix can be obtained from the internal stiffness matrix of the structure and the static matrix of the task:

$$[K] = [A]^T [C] [A]. \quad (5)$$

Having constructed the matrix, we solve the eigenvalue problem (3) and find the vector of nodal reacting forces (4). This vector is used to determine the forces N in each of the rods.

The potential energy of deformation of the structural elements is found from the vector of forces $\{N\}$ in the rods as:

$$U = \{N\}^T [L] \{N\} / 2. \quad (6)$$

The work of external forces (for which the design of the structure was carried out) is calculated using classical methods of structural mechanics.

3. Results and discussion

The proposed methodology is applied to the calculation of a statically indeterminate truss. The rod design scheme helps to describe the possible limit states in the simplest way and to demonstrate the self-stressing states of the structure.

The inequalities describing the limit state of the structure are as follows:

$$U(\Phi, \xi) \leq U_{\text{ult}}; \quad \{\Phi_{\max}\} \leq \{\Phi_{\text{ult}}\}; \quad \{\xi_{\max}\} \leq \{\xi_{\text{ult}}\}, \quad (7)$$

where $\{\Phi\}$ is a vector of generalized forces; $\{\xi\}$ is a vector of generalized displacements.

The indexes correspond to the maximum and ultimate values.

The extremal values of energy of deformation $U(\Phi, \xi)$, generalized forces $\{\Phi\}$ and displacements $\{\xi\}$, including their values at the boundary of the range of admissible parameters, are determined from the task on the eigenvalues (3). They depend only on the geometric and mechanical characteristics of the structure, as well as on the conditions of supporting.

We consider that structural elements can no longer resist external influences at the occurrence of the ultimate state (violation of one of the conditions (7)) in one or more rods. This may be, for example, due to the occurrence of yielding state of the rod's material. In such cases, we will speak hereinafter about "rod deletion."

We will consider the simplest case, when the dimensions of the rods are selected in such a way that they do not lose their stability under compression. We assume that the constraints on displacements at all points of the structure are not violated. Then we deal only with limitations on strength. Moreover, these conditions are formulated uniformly for tensile and compressed rods.

Consider the truss shown in Figure 1. We assume that all rods have the same stiffness $EA = 1$. The length and width of all panels of the truss are the same. Figure 1 also shows the numbering of elements and nodes of the farm, in straight and oblique font respectively.

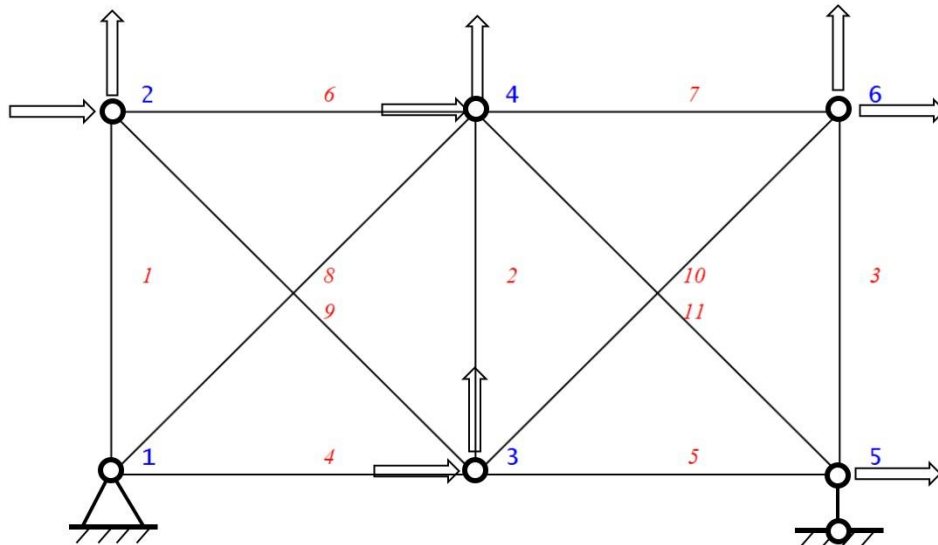


Figure 1. Design scheme of a statically indeterminate truss

Using the proposed methodology, we will find the first self-stress state of the structure. The calculations will be carried out in the software complex for the analysis of structures by the method of critical levels of energy “CLE,” which implements this methodology [26].

The forces in the truss rods will be obtained from the unit vectors of displacements applied in the direction of the degrees of freedom indicated in Figure 1 by arrows. The results of determining the forces in the rods are shown in Figure 2. Figure 3 contains the extreme values of forces calculated from the maximum nodal displacements.

Comparing the forces in the rods of the truss shown in Figures 2 and 3, we note that the forces arising from the maximum values of node displacements are much greater than the forces from the action of single nodal displacements. The unit nodal displacements in this case are one of the possible cases of external actions on the truss. The main values of forces in the rods are always larger than from possible external impacts, as demonstrated by the obtained results.

The value of the maximum possible potential energy of deformation for this truss is equal to: $U_{cr}^{max,I} = 30.07EA/l$. This value is calculated from the main (maximum) forces in the truss rods. The ratio of work of external unit forces to the maximum possible energy of deformation for the truss is: $W_{ex} / U_{cr}^{max,I} = 0.055$. The relative residual value of the deformation energy of the truss is equal to: $U_{res}^I / U_{cr}^{max,I} = (U_{cr}^{max,I} - W_{ex}) / U_{cr}^{max,I} = 0.94$. It means that the residual resource of the truss load-bearing capacity is a significant part of its maximum value.

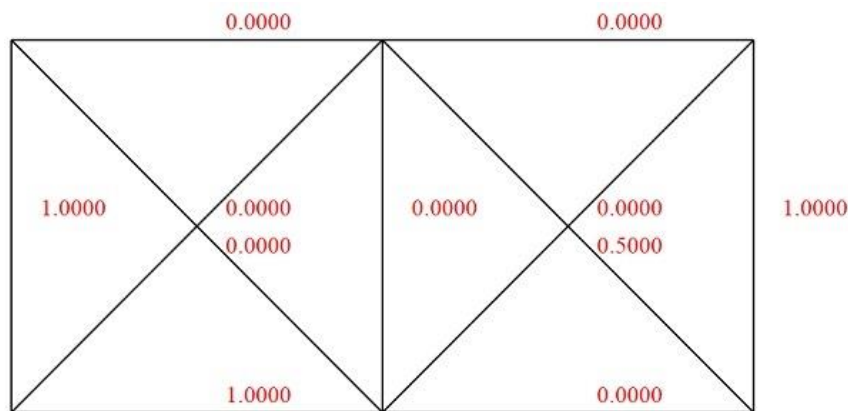


Figure 2. Self-stressing forces in the rods of a statically indeterminate truss from unit variations of displacements in the nodes

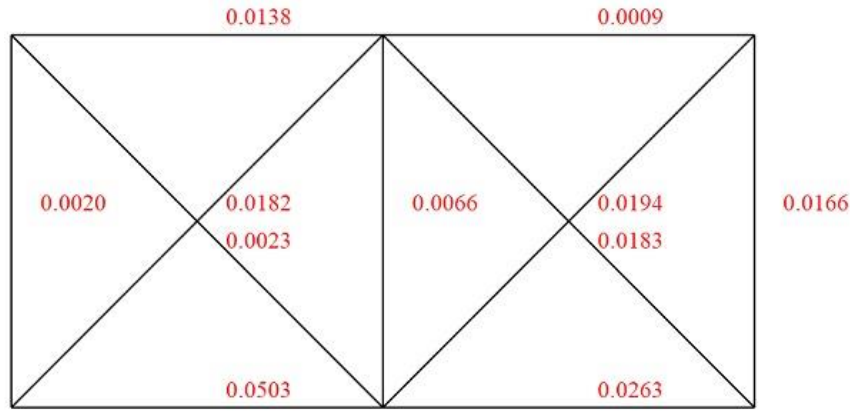


Figure 3. Main values of self-stress forces in the rods of a statically indeterminate truss from maximal nodal displacements

The maximum values of the main forces in the rods indicate which rod (or rods) is the “weak link” and will be removed due to violation of one of the ultimate limit state conditions. At this stage, this is rod 4 (Figure 3).

To find out which of the rods will be out of action at the next stage of loading of the truss, we remove this rod from the calculation scheme, and perform the calculation again. The results of the calculation are shown in Figures 4 and 5. Comparing the values of forces in Figures 4 and 5, we can see that the main (maximum) nodal forces also have larger values than from the single forces in the nodes that model the possible external load.

In a similar way, we continue the calculations until the structure becomes geometrically changeable. As a result, we investigate the process of progressive destruction of the structure step by step.

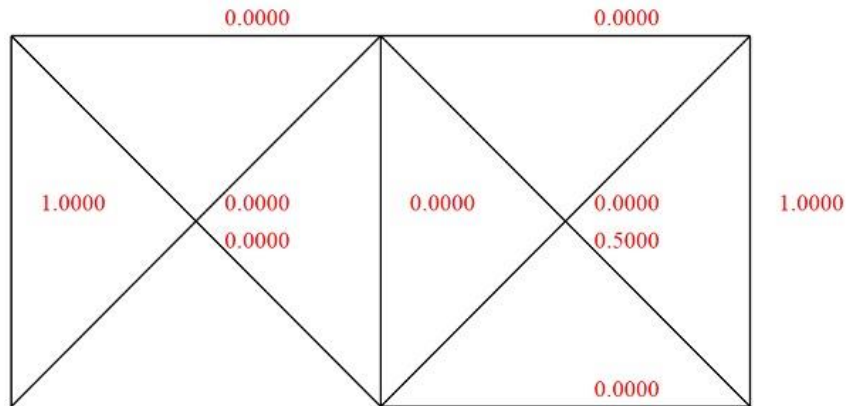


Figure 4. Self-stress forces in the rods of a statically indeterminate truss from unit variations of displacements in the nodes at the second stage of self-stressing

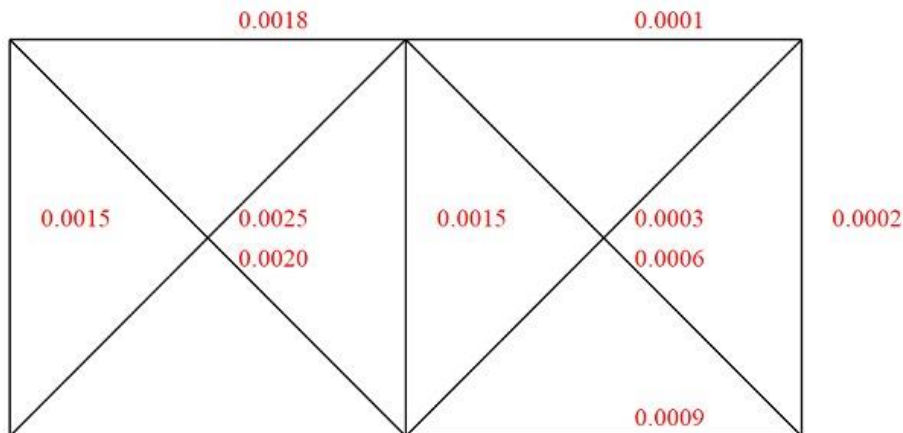


Figure 5. The main values of self-stressing forces in the rods of a statically indeterminate truss from the maximum nodal displacements at the second stage of self-stressing

At the second stage of self-stressing, the potential energy of deformation of the truss is equal to: $U_{cr}^{max,II} = 26.94EA/l$. The ratio of the work of nodal displacements at the second stage of self-stressing to the maximum potential energy of deformation: $W_{ex}/U_{cr}^{max,II} = 0.043$. The relative residual potential energy of deformation, which characterizes the residual resource at this stage, is equal to: $U_{res}^{II}/U_{cr}^{max,II} = (U_{cr}^{max,II} - W_{ex})/U_{cr}^{max,II} = 0.96$.

In the second stage, the maximum values of the main forces appear in the rod 8. This rod is excluded from the load operation, and then the design scheme of the truss becomes geometrically changeable. The calculation is completed at this stage.

4. Conclusion

The authors propose a methodology based on the variational principle of critical energy levels of a deformable structure, which allows to solve a number of problems that cannot be solved on the basis of the minimum total energy principle for a structure.

A single criterion describing the limit state of a structure, based on the principle of change in the self-stress of the structure when passing through the critical level of the deformation energy of the structure, is used to solve the tasks of calculation for structures.

The example of the solution of the truss calculation problem is used to demonstrate the possibility of calculating the value of the structure's maximum possible potential deformation energy and, on its basis, the residual potential deformation energy of the structure after the application of external loads. A significant reserve of residual bearing capacity of the structure is revealed.

The method of detection the “weak link” of the structure in the form of displacement method is given, that allows to investigate the process of progressive ultimate limit state of the structure.

References

1. Wang X., Xu Q., Atluri S.N. Combination of the variational iteration method and numerical algorithms for nonlinear problems. *Applied Mathematical Modelling*. 2019;79:243–259. <https://doi.org/10.1016/j.apm.2019.10.034>
2. Renaud A., Heuzé T., Stainier L. The discontinuous Galerkin material point method for variational hyperelastic – plastic solids. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. 2020;365:112987. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2020.112987>
3. Xiang C., Li C., Zhou Y., Dang C. An efficient damage identification method for simply supported beams based on strain energy information entropy. *Advances in Materials Science and Engineering*. 2020;2020:1–11. <https://doi.org/10.1155/2020/9283949>
4. Coombs W.M., Augarde C.E., Brennan A.G., Brown M.J., Charlton T.J., Knappett J.A., Motlagh Y.G., Wang L. On Lagrangian mechanics and the implicit material point method for large deformation elasto-plasticity. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. 2020;358:112622. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2019.112622>
5. Portillo D., Oesterle B., Thierer R., Bischoff M., Romero I. Structural models based on 3D constitutive laws: variational structure and numerical solution. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. 2020;362:112872. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2020.112872>
6. Lin Y., Zhang X., Xu W., Zhou M. Importance Assessment of structural members based on elastic-plastic strain energy. *Advances in Materials Science and Engineering*. 2019;2019:1–17. <https://doi.org/10.1155/2019/8019675>
7. Tamrazyan A.G., Alekseytsev A.V. Optimal structures design: accounting of costs and relative accidents risk. *Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering*. 2019;14(7):819–830. (In Russ.) <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2019.7.819-830>
8. Lalin V.V., Lalina I.I., Golovchenko Yu.Yu., Shakirova R.M., Lebedeva A.A. Method for minimizing stress resultant in rod systems using nodal loads. *The Eurasian Scientific Journal*. 2022;14(2):35SAVN222. (In Russ.) Available from: <https://esj.today/PDF/35SAVN222.pdf> (accessed: 22.02.2023).
9. Repetckii O.V., Nguyen V.V. Research of influence mistuning parameter on the durability bladed disks turbomachines based on sensitivity analysis. *Bulletin NGIEI*. 2020;(10):5–16. (In Russ.) <https://doi.org/10.24411/2227-9407-2020-10090>
10. Alekseytsev A.V., Al Ali M. Optimization of bearing structures subject to mechanical safety: an evolutionary approach and software. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2022;18(2):131–142.
11. Perelmuter A.V., Slivker V.I. *Calculation models of structures and the possibility of their analysis*. Moscow: DMK Press; 2007. (In Russ.)
12. Golik V.I., Dmitrak Yu.V., Gabaraev O.Z., Razorenov Yu.I. Use of residual rock strength in bearing structures in underground ore mining. *RUDN Journal of Engineering Research*. 2019;20(2):193–203. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/2312-8143-2019-20-2-193-203>

13. Minasyan A.A. Criteria for the strength of corrosively damaged concrete in a flat stressed state and the residual life of the bearing capacity of the floor slabs. *Modern Construction and Architecture*. 2022;(5):11–16. (In Russ.)
14. Lugantsev L.D., Tischenko S.L. Computer monitoring of the residual life of structural elements under corrosion. *Mathematical Methods in Engineering and Technology*. 2020;3:52–55. (In Russ.)
15. Shmelev G.D., Ishkov A.N., Drapalyuk D.A. A method for predicting remaining service life according to the probable decrease in the bearing capacity of the operated building structures. *Housing and Utilities Infrastructure*. 2022;(2):9–18. (In Russ.) <https://doi.org/10.36622/VSTU.2022.21.2.001>
16. Shmelev G.D., Ishkov A.N., Shmelev A.G. Calculation of the residual life of reinforced concrete structures in the reactor shaft of the NPP power unit. *Housing and Utilities Infrastructure*. 2022;(4):9–20. (In Russ.) <https://doi.org/10.36622/VSTU.2022.23.4.001>
17. Shalyi E.E., Leonovich S.N., Kim L.V., Zverev A.A., Shalaya T.E. Repair and forecasting of durability of repaired reinforced concrete hydraulic structures. *Object-Spatial Design of Unique Buildings and Structures: Collection of Materials of the I Scientific and Practical Forum SMARTBUILD*. Ivanovo: IvSPU Publ.; 2018. p. 97–102. (In Russ.)
18. Smolyago G.A., Frolov N.V. Modern approaches to calculating the residual life of bent reinforced concrete elements with corrosion damage. *Journal of Construction and Architecture*. 2019;21(6):88–100. (In Russ.) <https://doi.org/10.31675/1607-1859-2019-21-6-88-100>
19. Utkin V.C., Soloviev C.A. *Determination of residual load-bearing capacity and reliability of load-bearing elements of reinforced concrete structures at the operational stage*. Vologda: Vologda State University; 2019. (In Russ.)
20. Mandritsa D.P. Identification of reserves of operational suitability of materials and structures under special loads. *Proceedings of Tula State University. Technical Sciences*. 2020;(12):355–361. (In Russ.)
21. Lyudmirsky Y.G., Assaulenko S.S., Kramskoi A.V. Methods and equipment for experimental evaluation of the performance of shell and hull structures. *Advanced Engineering Research*. 2022;22(3):252–260.
22. Stupishin L.Yu. *Critical levels of internal potential energy of deformation of solid deformable bodies*. Kursk: Universitetskaya Kniga Publ.; 2022. (In Russ.) <https://doi.org/10.47581/2022/Stupushin.01>
23. Stupishin L.Yu. Structural limit state and critical energy levels. *Industrial and Civil Engineering*. 2018;10:102–106. (In Russ.)
24. Stupishin L.Yu., Mondrus V.L. Critical energy properties study for unsymmetrical deformable structures. *Buildings*. 2022;12:779. <https://doi.org/10.3390/buildings12060779>
25. Stupishin L.Yu., Moshkevich M.L. Limit states design theory based on critical energy levels criterion in force method form. *Magazine of Civil Engineering*. 2022;(3):11. <https://doi.org/10.34910/MCE.111.1>
26. Stupishin L.Yu., Nikitin K.E. Computer system for the analysis of structures based on the critical energy levels method. *BIM Modeling for Construction and Architecture: Proceedings of the IV International Scientific and Practical Conference*. St. Petersburg: SPbGASU Publ.; 2021. p. 223–230. (In Russ.) <https://doi.org/10.23968/BIMAC.2021.000>

Список литературы

1. Wang X., Xu Q., Atluri S. N. Combination of the variational iteration method and numerical algorithms for non-linear problems // *Applied Mathematical Modelling*. 2019. Vol. 79. Pp. 243–259. <https://doi.org/10.1016/j.apm.2019.10.034>
2. Renaud A., Heuzé T., Stainier L. The discontinuous Galerkin material point method for variational hyperelastic – plastic solids // *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. 2020. Vol. 365. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2020.112987>
3. Xiang C.-S., Li L.-Y., Zhou Y., Dang C. An efficient damage identification method for simply supported beams based on strain energy information entropy // *Advances in Materials Science and Engineering*. 2020. Vol. 2020. Pp. 1–11. <https://doi.org/10.1155/2020/9283949>
4. Coombs W.M., Augarde C.E., Brennan A.G., Brown M.J., Charlton T.J., Knappett J.A., Motlagh Y.G., Wang L. On Lagrangian mechanics and the implicit material point method for large deformation elasto-plasticity // *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. 2020. Vol. 358. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2019.112622>
5. Portillo D., Oesterle B., Thierer R., Bischoff M., Romero I. Structural models based on 3D constitutive laws: variational structure and numerical solution // *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. 2020. Vol. 362. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2020.112872>
6. Lin Y., Zhang X., Xu W., Zhou M. Importance assessment of structural members based on elastic-plastic strain energy // *Advances in Materials Science and Engineering*. 2019. Vol. 2019. Pp. 1–17. <https://doi.org/10.1155/2019/8019675>
7. Тамразян А.Г., Алексейцев А.В. Оптимальное проектирование несущих конструкций зданий с учетом относительного риска аварий // *Вестник МГСУ*. 2019. Т. 14. № 7. С. 819–830. <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2019.7.819-83>
8. Лалин В.В., Лалина И.И., Головченко Ю.Ю., Шакирова Р.М., Лебедева А.А. Метод минимизации усилий в стержневых системах с помощью узловых нагрузок // *Вестник евразийской науки*. 2022. Т. 14. № 2. С. 32. (In Russ.) URL: <https://esj.today/PDF/35SAVN222.pdf> (дата обращения: 22.02.2023).
9. Репецкий О.В., Неуен В.В. Исследования влияния расстройки параметров на долговечность рабочих колес турбомашин с учетом анализа чувствительности // *Вестник НГИЭИ*. 2020. № 10 (113). С. 5–16. <https://doi.org/10.24411/2227-9407-2020-10090>

10. *Alekseytsev A.V., Al Ali M.* Optimization of bearing structures subject to mechanical safety: an evolutionary approach and software // *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2022. Vol. 18. № 2. Pp. 131–142.
11. *Перельмутер А.В., Сливкер В.И.* Расчетные модели сооружений и возможность их анализа. М.: ДМК Пресс, 2007. 600 с.
12. *Голик В.И., Дмитрак Ю.В., Габараев О.З., Разоренов Ю.И.* Использование остаточной прочности пород в несущих конструкциях при подземной добыче руд // *Вестник Российского университета дружбы народов. Серия: Инженерные исследования*. 2019. Т. 20. № 2. С. 193–203. <http://doi.org/10.22363/2312-8143-2019-20-2-193-203>
13. *Минасян А.А.* Критерии прочности коррозионно поврежденного бетона при плоском напряженном состоянии и остаточный ресурс несущей способности плит перекрытия // *Современное строительство и архитектура*. 2022. № 5 (29). С. 11–16.
14. *Луганцев Л.Д., Тищенко С.Л.* Компьютерный мониторинг остаточного ресурса элементов конструкций при коррозионном воздействии // *Математические методы в технике и технологиях*. 2020. Т. 3. С. 52–55.
15. *Шмелев Г.Д., Ишков А.Н., Драпалюк Д.А.* Метод прогноза остаточного срока службы по вероятному снижению несущей способности эксплуатируемых строительных конструкций // *Жилищное хозяйство и коммунальная инфраструктура*. 2022. № 2 (21). С. 9–18. <https://doi.org/10.36622/VSTU.2022.21.2.001>
16. *Шмелев Г.Д., Ишков А.Н., Шмелев А.Г.* Расчет остаточного срока службы железобетонных конструкций шахты реактора энергоблока АЭС // *Жилищное хозяйство и коммунальная инфраструктура*. 2022. № 4 (23). С. 9–20. <https://doi.org/10.36622/VSTU.2022.23.4.001>
17. *Шалый Е.Е., Леонович С.Н., Ким Л.В., Зверев А.А., Шалая Т.Е.* Ремонт и прогнозирование долговечности отремонтированных железобетонных гидротехнических сооружений // *Объектно-пространственное проектирование уникальных зданий и сооружений: сборник материалов I Научно-практического форума SMARTBUILD*. Иваново: Изд-во ИВГПУ, 2018. С. 97–102.
18. *Смоляго Г.А., Фролов Н.В.* Современные подходы к расчету остаточного ресурса изгибаемых железобетонных элементов с коррозионными повреждениями // *Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета*. 2019. Т. 21. № 6. С. 88–100. <https://doi.org/10.31675/1607-1859-2019-21-6-88-100>
19. *Уткин В.С., Соловьев С.А.* Определение остаточной несущей способности и надежности несущих элементов железобетонных конструкций на стадии эксплуатации. Вологда: Изд-во Вологодского государственного университета, 2019. 127 с.
20. *Мандрица Д.П.* Выявление резервов эксплуатационной пригодности материалов и конструкций при особых нагрузках // *Известия Тульского государственного университета. Технические науки*. 2020. № 12. С. 355–361.
21. *Lyudmirsky Y.G., Assaulenko S.S., Kramskoi A.V.* Methods and equipment for experimental evaluation of the performance of shell and hull structures // *Advanced Engineering Research*. 2022. Т. 22. № 3. С. 252–260.
22. *Ступишин Л.Ю.* Критические уровни внутренней потенциальной энергии деформации твердых деформируемых тел: монография. Курск: Университетская книга, 2022. 387 с. <https://doi.org/10.47581/2022/Stupishin.01>
23. *Ступишин Л.Ю.* Предельное состояние строительных конструкций и критические уровни энергии // *Промышленное и гражданское строительство*. 2018. № 10. С. 102–106.
24. *Stupishin L.Yu., Mondrus V.L.* Critical energy properties study for unsymmetrical deformable structures // *Buildings*. 2022. Vol. 12. Issue 6. <https://doi.org/10.3390/buildings12060779>
25. *Stupishin L.Yu., Moshkevich M.L.* Limit states design theory based on critical energy levels criterion in force method form // *Magazine of Civil Engineering*. 2022. Issue 3 (111). <https://doi.org/10.34910/MCE.111.1>
26. *Ступишин Л.Ю., Никитин К.Е.* Компьютерная система анализа сооружений на основе метода критических уровней энергии // *ВМ-моделирование в задачах строительства и архитектуры: материалы IV Международной научно-практической конференции*. СПб.: СПбГАСУ, 2021. С. 223–230. <https://doi.org/10.23968/VIMAC.2021.000>







DOI: 10.22363/1815-5235-2023-19-3-285-301

EDN: PLXPYM

УДК 624.15

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

Уплотнение снежного основания зимовочного комплекса станции «Восток»

Ф.А. Пащенко , Н.С. Харьков  , А.А. Сидоренко , В.В. Гарбузов 

Проектно-изыскательский и научно-исследовательский институт воздушного транспорта «Ленаэропроект», Санкт-Петербург, Российская Федерация

✉ kharkov_ns@lenair.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 18 апреля 2023 г.

Доработана: 9 июня 2023 г.

Принята к публикации: 12 июня 2023 г.

Для цитирования

Пащенко Ф.А., Харьков Н.С., Сидоренко А.А., Гарбузов В.В. Уплотнение снежного основания зимовочного комплекса станции «Восток» // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2023. Т. 19. № 3. С. 285–301. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2023-19-3-285-301>

Аннотация. Рассмотрено уплотнение снежного основания строящегося зимовочного комплекса Российской антарктической станции «Восток», потребовавшееся по причине непригодности естественного снежного основания для восприятия нагрузок от опор фундамента зимовочного комплекса. Разработаны технические решения по уплотнению снежного основания на основе прогрева солнечной радиацией с применением термомата и на основе вакуумирования снега. Выполнено расчетное обоснование разработанных технических решений, проведенное на основе пространственных конечно-элементных моделей в рамках вычислительного программного комплекса ANSYS. Для обоснования способа уплотнения снежного основания нагревом солнечной радиацией с применением термомата проанализирован расчетный объем, включающий зону снежного основания, термомат и пространство, заполненное воздухом. При обосновании способа уплотнения снежного основания путем вакуумирования снега изучалась расчетная область для моделирования способа вакуумирования герметичного объема котлована с погруженными колоннами под опорами фундамента зимовочного комплекса. Результаты проведенных расчетных исследований полностью подтвердили предпосылки, заложенные в технических решениях по уплотнению снежного основания зимовочного комплекса на основе применения термомата и на основе применения вакуумирования снега.

Ключевые слова: антарктическая станция «Восток», опоры фундамента, технические решения, термомат, нагрев солнечной радиацией, вакуумирование снега, расчетное обоснование, конечноэлементные модели

Пащенко Федор Александрович, кандидат технических наук, член-корреспондент РАЕН, генеральный директор, Проектно-изыскательский и научно-исследовательский институт воздушного транспорта «Ленаэропроект», Санкт-Петербург, Российская Федерация; ORCID: 0009-0001-2947-5291; fedor.p@my.com

Харьков Никита Сергеевич, кандидат технических наук, заместитель генерального директора по науке, Проектно-изыскательский и научно-исследовательский институт воздушного транспорта «Ленаэропроект», Санкт-Петербург, Российская Федерация; ORCID: 0000-0001-7175-0296; kharkov_ns@lenair.ru

Сидоренко Александр Андреевич, кандидат технических наук, руководитель сектора, Проектно-изыскательский и научно-исследовательский институт воздушного транспорта «Ленаэропроект», Санкт-Петербург, Российская Федерация; ORCID: 0009-0001-0587-4159; S.idorenko@yandex.ru

Гарбузов Валерий Викторович, главный специалист, Проектно-изыскательский и научно-исследовательский институт воздушного транспорта «Ленаэропроект», Санкт-Петербург, Российская Федерация; ORCID: 0009-0000-7871-2604; valeriuzzzz1955@gmail.com

© Пащенко Ф.А., Харьков Н.С., Сидоренко А.А., Гарбузов В.В., 2023

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

Compaction of the snow base of Vostok station wintering complex

Fedor A. Pashchenko¹, Nikita S. Kharkov¹, Alexander A. Sidorenko¹, Valery V. Garbuzov¹

Design and Research Institute of Air Transport “Lenaeroproject”, Saint Petersburg, Russian Federation

✉ kharkov_ns@lenair.ru

Article history

Received: April 18, 2023

Revised: June 9, 2023

Accepted: 12, 2023

For citation

Pashchenko F.A., Kharkov N.S., Sidorenko A.A., Garbuzov V.V. Compaction of the snow base of Vostok station wintering complex. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2023;19(3):285–301. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2023-19-3-285-301>

Abstract. The compaction of the snow base of the wintering complex under construction of the Russian Antarctic station “Vostok” is considered, which was required due to the unsuitability of the natural snow base for the perception of loads from the supports of the foundation of the wintering complex. Technical solutions were developed for snow base compaction on the basis of heating by solar radiation with the use of thermal mat and on the basis of snow vacuuming. The computational justification of the developed technical solutions was performed, which was carried out based on spatial finite element models using the computational software complex ANSYS. In this case, to substantiate the method of snow base compaction by solar radiation heating with the use of thermal mat, the calculated volume was analyzed, including the snow base zone, thermal mat and the space filled with air. When substantiating the method of snow base compaction by snow vacuuming, there was explored the calculation area for modeling the method of vacuuming for the hermetic volume of the excavation pit with immersed columns under the wintering complex foundation supports. The results of the of the calculated research have fully confirmed the assumptions laid down in the technical solutions for compaction of the wintering complex snow base by using of thermal mat and snow vacuuming.

Keywords: Antarctic station “Vostok”, foundation supports, technical solutions, thermal mat, heating by solar radiation, snow vacuuming, calculation justification, finite elements models

1. Введение

В Антарктиде стартовали строительно-монтажные работы на площадке нового зимовочного комплекса Российской антарктической станции «Восток»¹ [1–3]. После окончания подготовительных работ, начавшихся еще в сезоне 2019–2020 гг., строители установили 36 опор будущей станции (рис. 1).

При этом важнейшая задача заключалась в организации надежного основания опор этого комплекса, учитывая, что естественное снежно-фирновое основание было совершенно не пригодно к восприятию нагрузок от опор фундамента строящегося комплекса вследствие невысокой плотности и прочности снежно-фирновой массы основания [4–11].

Верхний слой естественного снежно-фирнового основания состоит из мелкозернистого снега с размерами зерен 0,2–0,5 мм, ниже расположен среднезернистый снег с размером зерна 0,5–1,5 мм и среднезернистый фирн с размером зерна 1,5–3 мм. Отмечается существенная неоднородность строения снежно-фирнового покрова.

Наибольшую опасность с точки зрения снижения несущей способности снежного покрова представляет крупнозернистый рыхлый фирн рекристаллизационного происхождения (размер зерна 2–3 мм), глубинная изморозь и снег-пльвун при размере зерна 1–3 мм с ярко выраженной вертикальной столбчатой структурой. Такие разновидности фирна расположены, как правило, на границах слоев годового снегонакопления под прослойками льда, радиационными корками и плотным снегом (по данным ВСН 37/76 МГА²).

Fedor A. Pashchenko, PhD, corresponding member of the Russian Academy of Natural Sciences, General Director, Design and Research Institute of Air Transport “Lenaeroproject”, Saint Petersburg, Russian Federation; ORCID: 0009-0001-2947-5291; fedor.p@my.com

Nikita S. Kharkov, PhD, Deputy General Director for Science, Design and Research Institute of Air Transport “Lenaeroproject”, Saint Petersburg, Russian Federation; ORCID: 0000-0001-7175-0296; kharkov_ns@lenair.ru

Alexander A. Sidorenko, PhD, Sector Head, Design and Research Institute of Air Transport “Lenaeroproject”, Saint Petersburg, Russian Federation; ORCID: 0009-0001-0587-4159; s.sidorenko@yandex.ru

Valery V. Garbuzov, Chief Specialist, Design and Research Institute of Air Transport “Lenaeroproject”, Saint Petersburg, Russian Federation; ORCID: 0009-0000-7871-2604; valeriuzzzz1955@gmail.com

¹ Стратегия развития деятельности Российской Федерации в Антарктике на период до 2030 года. Распоряжение Правительства РФ от 30 июня 2021 г. № 1767-р; *Gendall J.* The coolest architecture on Earth is in Antarctica // *The New York Times*. 2020, January 6.

² ВСН 37/76. Инструкция по проектированию, строительству и оценке эксплуатационной пригодности снежных и снежно-ледовых аэродромов Антарктиды. Ленинград: МГА СССР, 1976. 63 с.

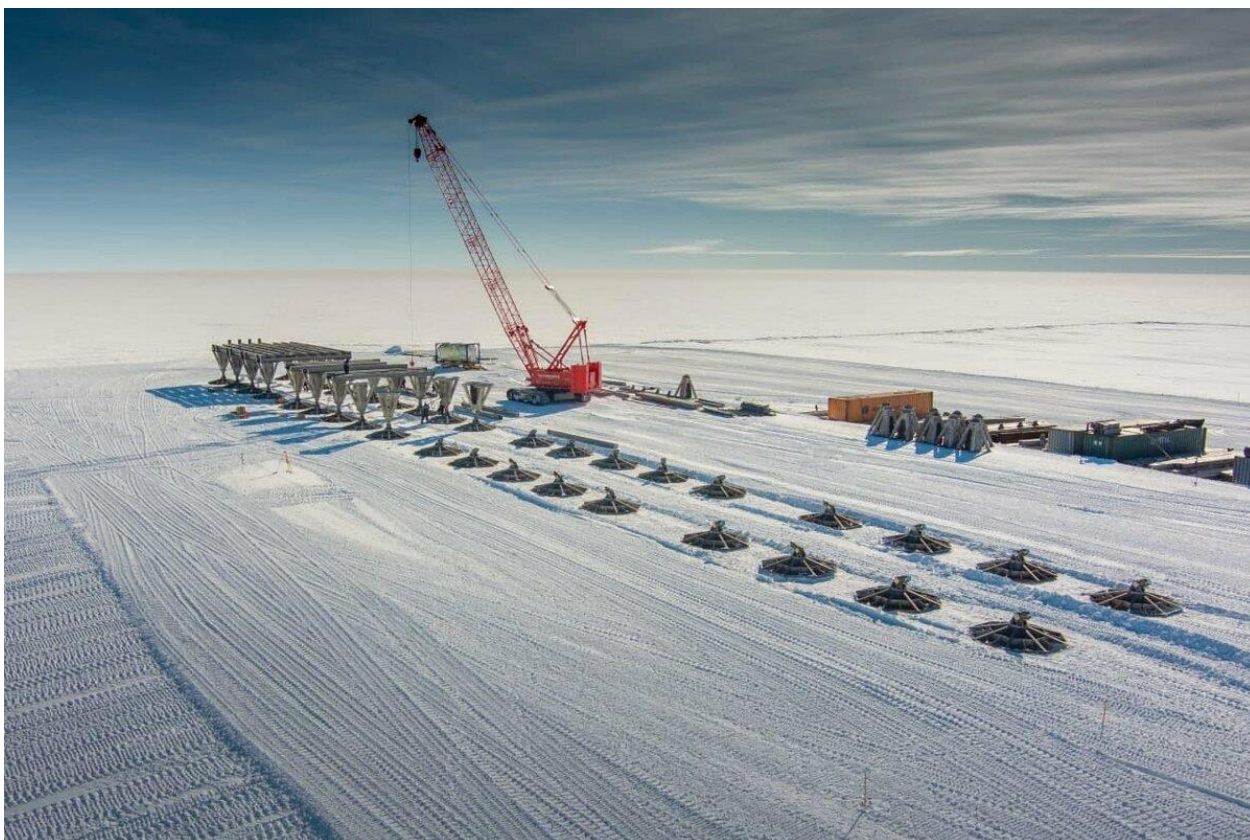


Рис. 1. Расположение плит опор фундамента зимовочного комплекса
(источник: <https://vegchel.ru/index.php?newsid=48008> (дата обращения: 12.02.2023))

Figure 1. Location of the wintering complex foundation slabs
(source <https://vegchel.ru/index.php?newsid=48008> (accessed: 12.02.2023))

Район строительства нового зимовочного комплекса расположен во внутриконтинентальной зоне Антарктиды. Удаленность района от берега создавала значительные трудности при доставке традиционных строительных материалов, необходимых для устройства надежного основания под опоры строящегося комплекса, из-за крайне высокой стоимости грузоперевозок в Антарктиде.

Возникла необходимость разработки современных технических решений для уплотнения существующего основания, используя естественные материалы основания.

В этой связи в АО «Проектно-изыскательский и научно-исследовательский институт воздушного транспорта „Ленаэропроект“» (ПИиНИИ ВТ «Ленаэропроект») разработаны технические решения по уплотнению снежного (снежно-фирнового) основания для строительства нового зимовочного комплекса Российской антарктической станции «Восток».

При этом учитывались уникальные природно-климатические условия района строительства и в первую очередь самая высокая на планете интенсивность солнечной радиации в районе расположения станции «Восток».

Таким образом, в основу предлагаемых методов возведения снежно-ледовой платформы в основании нового зимовочного комплекса Российской антарктической станции «Восток» легло использование природных факторов и законов физики.

В рамках проведенной в ПИиНИИ ВТ «Ленаэропроект» научно-исследовательской работы были разработаны и обоснованы следующие технические решения для строительства площадки основания из фирнизированного снега в условиях низких температур антарктической станции «Восток»: а) нагрев снежного основания солнечной радиацией с применением термомата; б) вакуумирование герметичных объемов, наполненных неплотным снегом.

2. Материалы и методы

Для проведения расчетного обоснования новых технических решений разрабатывались подходы феноменологического моделирования процессов уплотнения снежного основания. В зависимости от способов уплотнения варианта прилагаемого воздействия применялась соответствующая модель описания

механического поведения снега основания. При этом был учтен зарубежный опыт моделирования снега основания [12; 13].

При тепловом поверхностном воздействии на снег посредством термомата использовалась модель трехфазной фазовой смеси с механизмом межфазного массопереноса. Первая фаза – воздух, занимающий пространство в порах снега. Второй фазой являлся неплотный снег. Малая плотность и способность не оседать под действием собственного веса и веса применяемых технических средств моделировались малым значением предельной объемной доли заполнения этой фазой пространства. Третья фаза аналогична по свойствам второй. Отличие заключалось в большей величине предельной объемной доли заполнения пространства снегом.

При механическом способе уплотнения вакуумированием снегонаполненного объема использовалась двухфазная модель снега основания, состоящая из воздуха и гранулированного снега с определенными эффективными свойствами.

Расчетные исследования по обоснованию разработанных технических решений проводились на основе конечноэлементного моделирования в рамках вычислительного программного комплекса ANSYS.

При этом для моделирования процесса повышения температуры снежного основания использовалась модель солнечного теплового излучения, которая позволяла воспроизводить мощность теплового излучения и направление падения солнечных лучей на поверхность исследуемого объекта. В данном случае направление падения лучей задавалось вручную, перпендикулярно поверхности термомата.

Расчеты напряженного состояния снежного основания зимовочного комплекса после его уплотнения различными методами проводились в рамках программного вычислительного комплекса PLAXIS 3D.

3. Результаты и обсуждение

В целях расчетного обоснования разработанного технического решения проводилось численное моделирование способа уплотнения снежного основания зимовочного комплекса путем повышения температуры снежного основания солнечным излучением с использованием термомата³ в рамках вычислительного программного комплекса Ansys Fluent.

Для моделирования рассматриваемого процесса принята расчетная область формы прямоугольной призмы, состоящая из трех частей, представленных на рис. 2. Нижняя часть расчетной области представляет собой зону, заполненную снегом (показана синим цветом). Верхняя часть является пространством, заполненным воздухом. Третья часть, расположенная внутри расчетной области, представляет собой термомат в виде прямоугольной плиты.

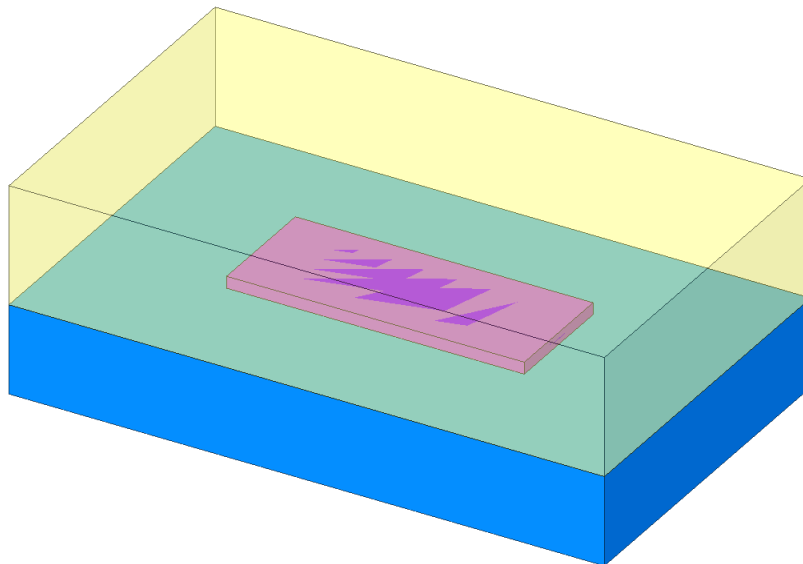


Рис. 2. Расчетная область для расчета повышения температуры снежного основания от воздействия солнечного излучения с применением термомата

Figure 2. The calculation area for calculating the temperature increase of the snow base from solar radiation with the use of a thermal mat

³ Патент РФ № 2721851. Способ уплотнения снежно-ледового покрова / Гарбузов В.В., Харьков Н.С., Пашченко Ф.А.; заявл. 08.10.2019; опубл. 25.05.2020.

На рис. 3 представлен фрагмент конечноэлементной модели расчетной области, включающий термомат.

На внешних границах верхней части расчетной области, соответствующей зоне расположения воздуха, моделировалось свободное втекание/вытекание потока со значением статического давления, равным атмосферному.

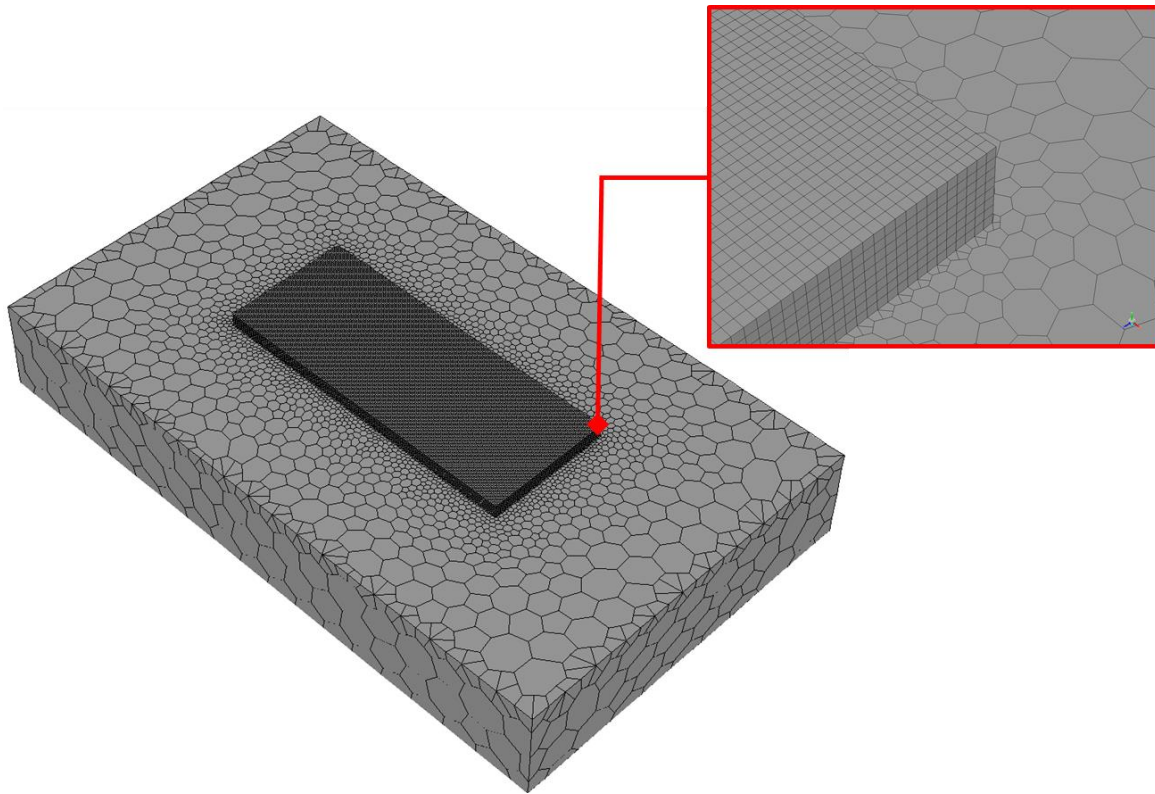


Рис. 3. Фрагмент конечноэлементной модели расчетной области для расчета повышения температуры снежного основания от воздействия солнечной радиации, включающий термомат

Figure 3. A fragment of the finite element model for the calculation area to compute the temperature increase in the snow base from the influence of solar radiation, including thermal mat

Рассматривался подход к моделированию процесса уплотнения снежного основания в результате воздействия поверхностно подводимого тепла. Кристаллические структуры малых масштабов являются каркасной матрицей, которая обеспечивает определенный уровень пористости снега, то есть соотношения объемной доли льда и воздуха, заполняющего поры снега. При температурном воздействии происходит перестроение этой матрицы за счет фазовых переходов и снижение объемной доли воздуха. В результате повышается плотность и несущая способность снежного основания.

Задача температурного воздействия термомата на прилегающий слой снега ставилась следующим образом. Начальное распределение фазы плотного снега соответствовало значению объемной доли 0,1. Для фазы неплотного снега задавалось значение 0,2. Суммарное значение обеих фаз равнялось 0,3. Соответствующие графики представлены на рис. 4.

В результате теплового воздействия происходит межфазный массоперенос, и фаза неплотного снега переходит в фазу плотного снега, для которой установлено большее значение предела объемного заполнения. Это дает возможность фазе плотного снега увеличить свою объемную долю в результате осажде-ния в поле силы тяжести. Результат локального массопереноса между двумя фазами снега представлен на графиках распределения объемных долей в направлении, перпендикулярном к плоскости подошвы термомата (рис. 4). Расстояние отсчитывается перпендикулярно вниз от плоскости подошвы термомата.

Вблизи термомата реализуется полный переход фазы неплотного снега в фазу плотного снега, которая обеспечивает объемную долю выше 0,4. Слой, в котором происходит эффективное замещение одной фазы на другую, имеет толщину примерно 0,1 м. На большем расстоянии от термомата воздействие температуры ослабевает и имеет место буферная зона, где отмечается примерно равное значение объемных долей фаз.

На расстоянии 0,25 м и далее от термомата межфазный массоперенос полностью останавливается ввиду низкой температуры, а распределение фаз соответствует изначально заданному.

Перераспределение фаз в пространстве вблизи термомата дает повышение эффективной плотности снега, которая складывается из плотности фазы неплотного снега и фазы плотного снега. Распределение эффективной плотности представлено на рис. 5.

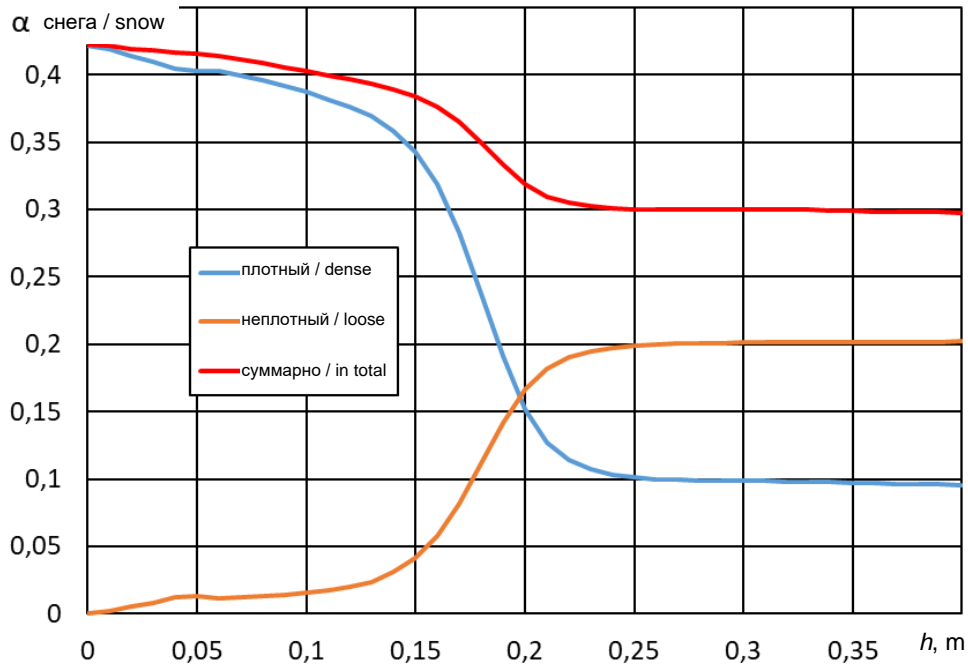


Рис. 4. Распределение объемной доли фазы, моделирующей плотный снег, неплотный снег и их суммарное значение в направлении перпендикулярном к плоскости подошвы термомата

Figure 4. Distribution of the volume fraction of the phase modeling the dense snow, loose snow and their total value in the direction which is orthogonal to the thermal mat bottom plane

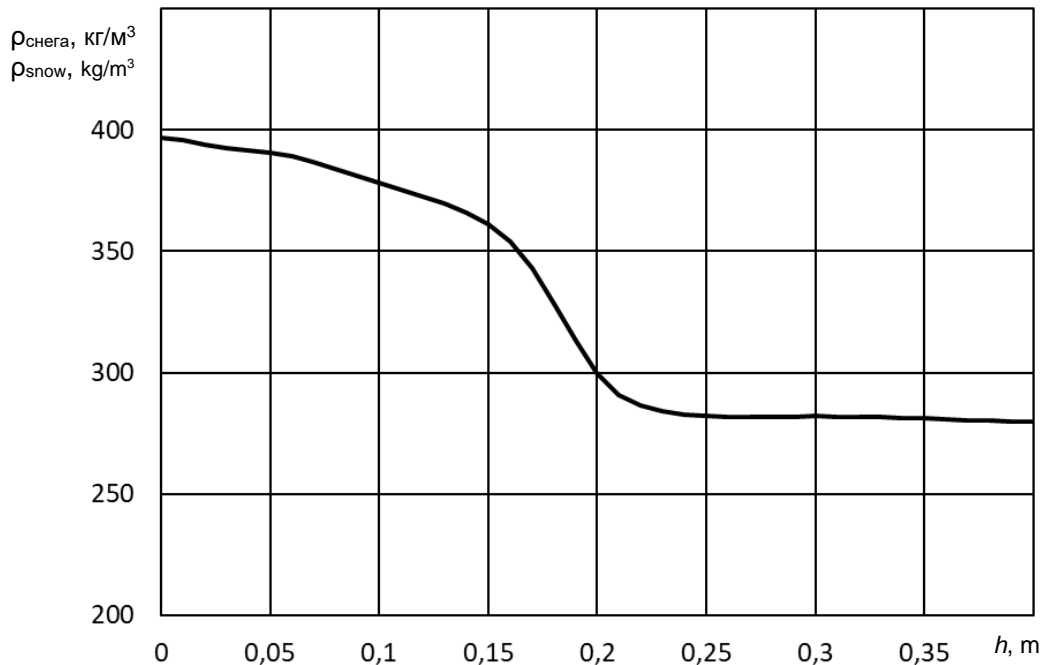


Рис. 5. Распределение плотности снега в направлении перпендикулярном к плоскости подошвы термомата

Figure 5. The distribution of snow density in the direction orthogonal to the thermal mat bottom plane

Таким образом, даже при отрицательной температуре в условиях ее повышения происходит уплотнение снега основания под термоматом.

Распределение температуры в центральном поперечном сечении расчетной области (проходящем по центру термомата) представлено на рис. 6. Полученные результаты свидетельствуют о наличии краевых эффектов и неоднородности температурного поля для периферийной области термомата. В центральной его части значения температуры остаются постоянными, что обеспечит равномерный характер уплотнения снега в прилегающем к термомату слое снежного основания.

Для более подробного анализа картины распределения температуры в расчетном объеме намечены три расчетных сечения: 1 – по центру термомата; 2 – по торцу термомата; 3 – на удалении, равном половине длины термомата. Расположение контрольных сечений в расчетном объеме представлено на рис. 7.

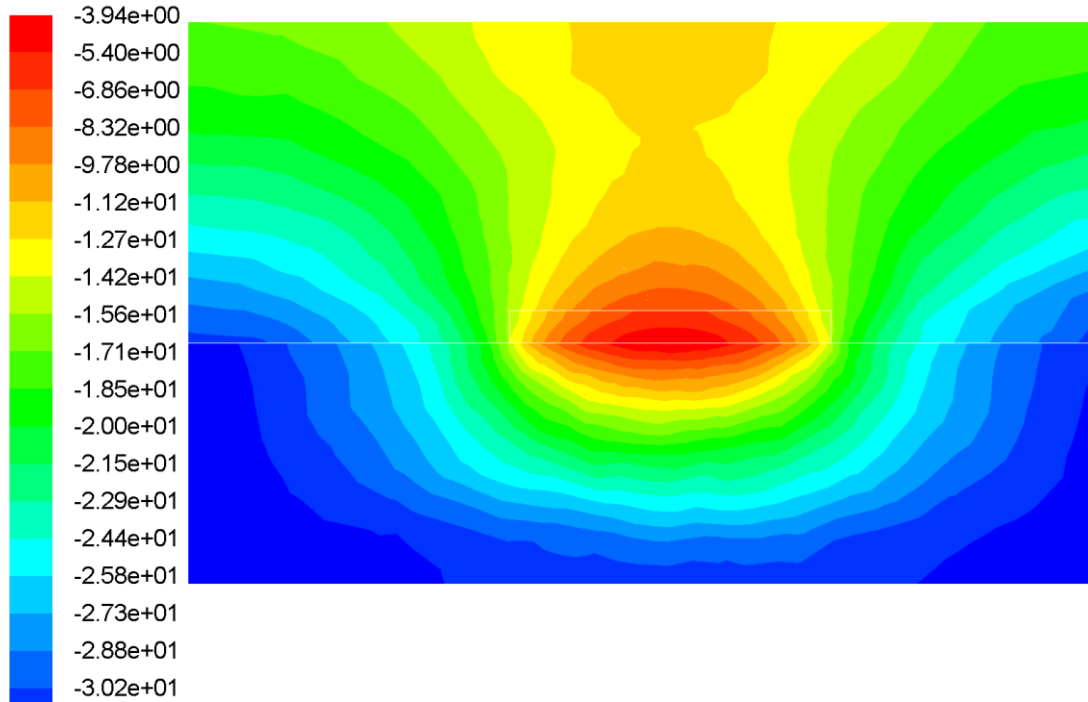


Рис. 6. Распределение температуры в поперечном сечении расчетной области, проходящем по центру термомата
Figure 6. Distribution of temperature in the cross section of the calculation area, passing through the center of the thermal mat

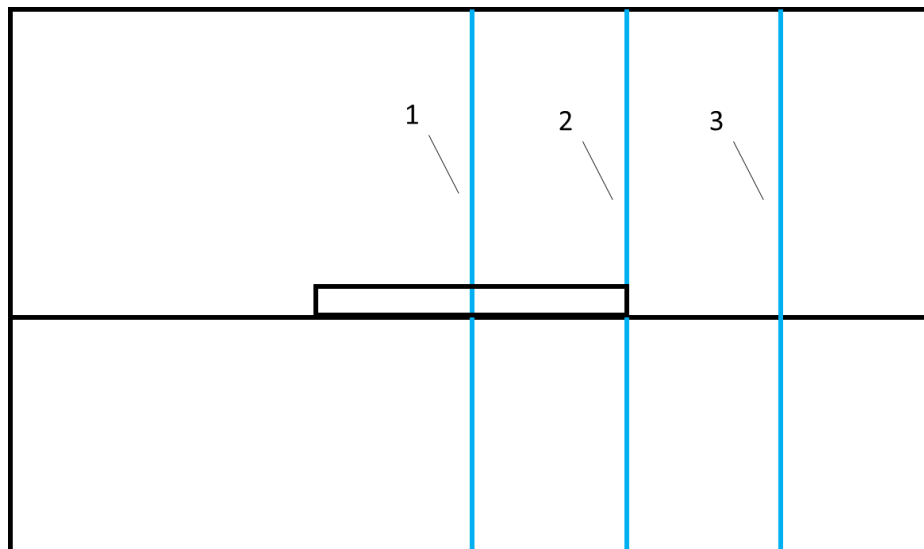


Рис. 7. Расположение контрольных сечений (1, 2, 3) в расчетном объеме
Figure 7. Location of control sections (1, 2, 3) in the calculated volume

Графики распределения температуры в контрольных сечениях расчетного объема представлены на рис. 8.

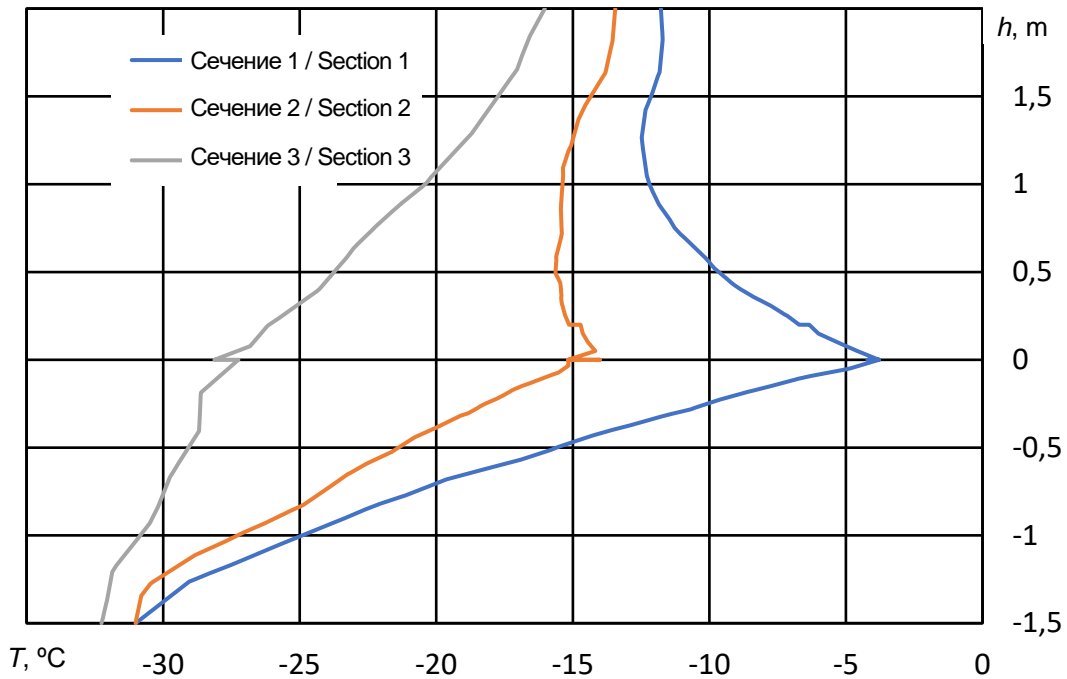


Рис. 8. Распределение температуры в контрольных сечениях расчетного объема (за нулевую отметку принята отметка подошвы термомата)

Figure 8. Temperature distribution in the control sections of the calculated volume (the bottom of the thermal mat is taken as the zero level)

Полученные результаты подтверждают предпосылки, заложенные в техническом решении по уплотнению снежного основания с применением термомата.

Также выполнялось расчетное обоснование другого способа уплотнения снега основания посредством механического воздействия путем вакуумирования герметичных объемов, наполненных неплотным снегом⁴. Вакуум, создаваемый путем откачки воздуха из этих объемов, создает перепад давления на внутренней и внешней поверхностях стенок герметичного объема.

Избыточное наружное давление через стенки герметичного объема передается на прилегающий к стенкам слой снега, который сжимается и уплотняется. Уплотнившийся снег во внешнем слое начинает воздействовать на внутренние слои. Таким образом, постепенно уплотнение снега происходит по всей глубине объема уплотняемого неплотного снега. Высвобождающийся при уплотнении снега воздух удаляется в ходе дальнейшего вакуумирования.

В процессе разработки методики численного моделирования уплотнения снега механическим воздействием за счет вакуумирования герметичных объемов (с последующей реализацией в рамках программного комплекса ANSYS) изучались три варианта постановки задачи. В первом варианте рассматривались двумерные плоские конфигурации герметичных объемов (рис. 9). Второй и третий варианты представляли собой пространственные постановки задачи, где рассматривались небольшой объем (ячейка) формы прямоугольной призмы и объем, сопоставимый по размерам с котлованом, соответственно.

В качестве примера, наиболее полно иллюстрирующего процесс вакуумирования, выполнены расчеты конструкции герметичного объема котлована размером в плане 4×6 м и глубиной 3 м с массивом погруженных колонн (рис. 10).

Колонны длиной 2,2 м и диаметром 0,4 м имели перфорированные стены с демпфирующим пористым слоем для исключения выноса снежной массы из котлована. Поперечный разрез по осям двух колонн представлен на рис. 11.

Величина создаваемого вакуума (пониженного давления) составляла 0,5 атм.

⁴ Патент РФ № 2714406. Способ вакуумного уплотнения основания строительной конструкции / Гарбузов В.В., Харьков Н.С., Пашченко Ф.А.; заявл. 08.10.2019; опубл. 14.02.2020.

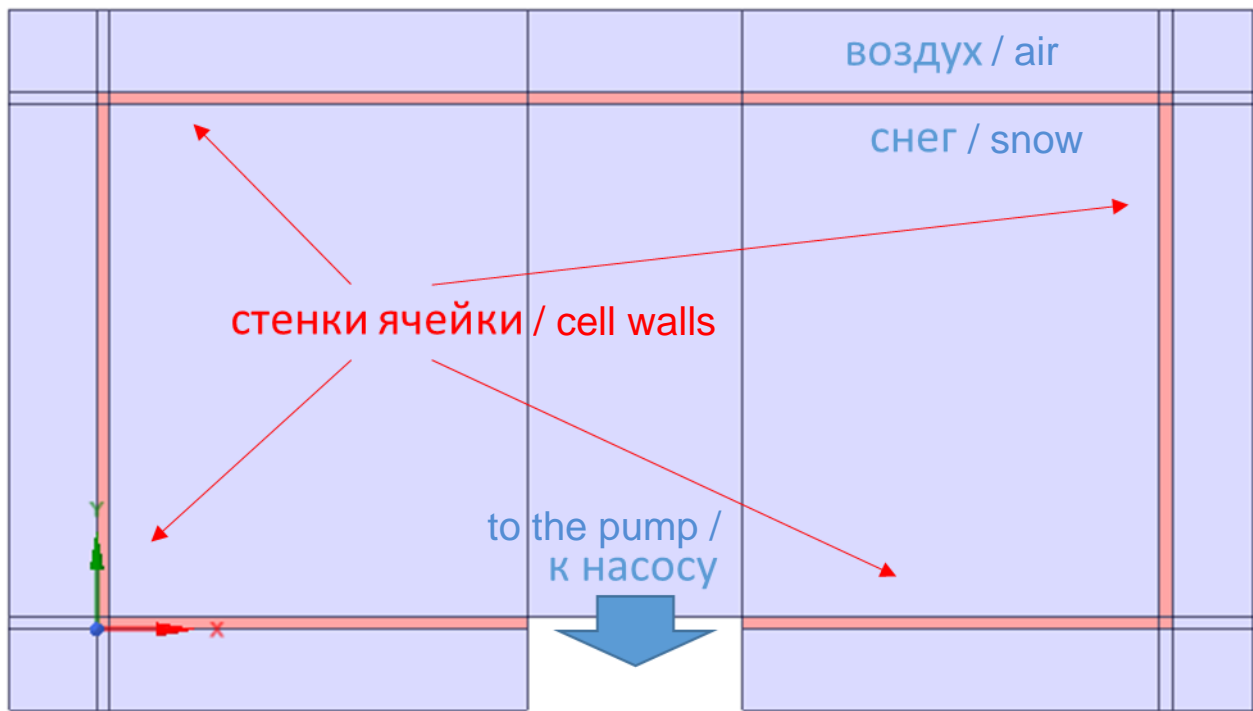


Рис. 9. Конфигурация расчетной области для плоской постановки задачи
Figure 9. Configuration of the computational area for the planar formulation of the problem

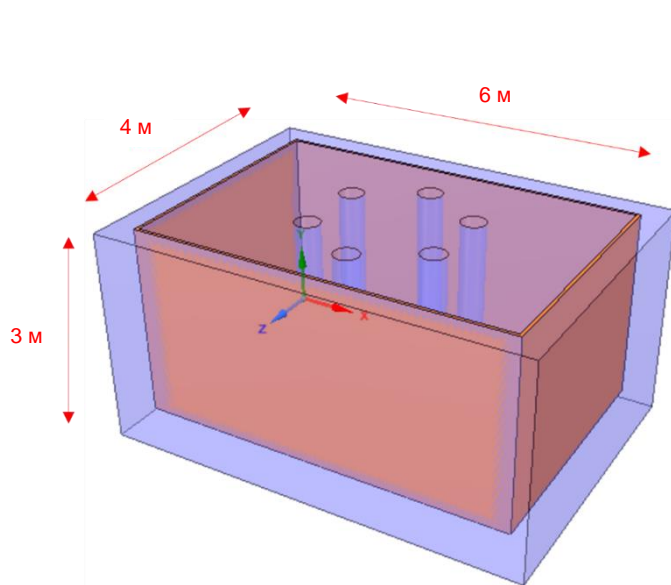


Рис. 10. Расчетная область для моделирования способа вакуумирования герметичного объема котлована
Figure 10. Calculation area for modeling the way of vacuuming for hermetic excavation pit volume

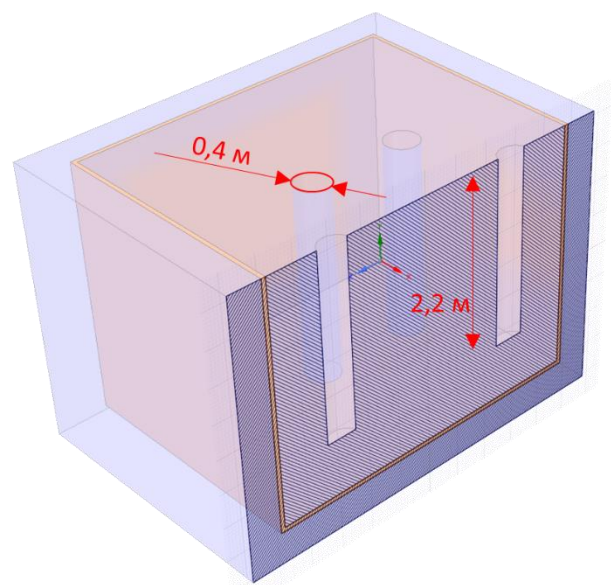


Рис. 11. Поперечный разрез по осям двух погруженных колонн расчетной области для моделирования способа вакуумирования герметичного объема котлована
Figure 11. Cross section along the axes of two immersed columns of the computational area for modeling the method of vacuuming for hermetic volume of excavation pit

Результаты расчетов в виде перемещений конструкции герметичного котлована с массивом погруженных колонн, м, представлены на рис. 12.

Картина распределения давления, Па, во внутреннем и наружной объемах в поперечном разрезе по осям двух погруженных колонн представлена на рис. 13.

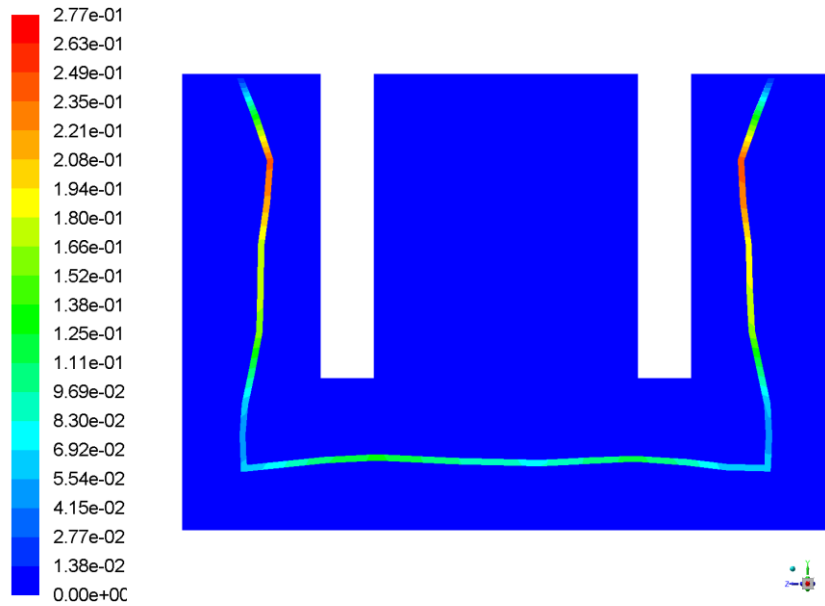


Рис. 12. Перемещения, м, в оболочке герметичного объема в поперечном разрезе по осям двух погруженных колонн
Figure 12. Displacements, m, in the shell of a hermetic volume in the cross section along the axes of two immersed columns

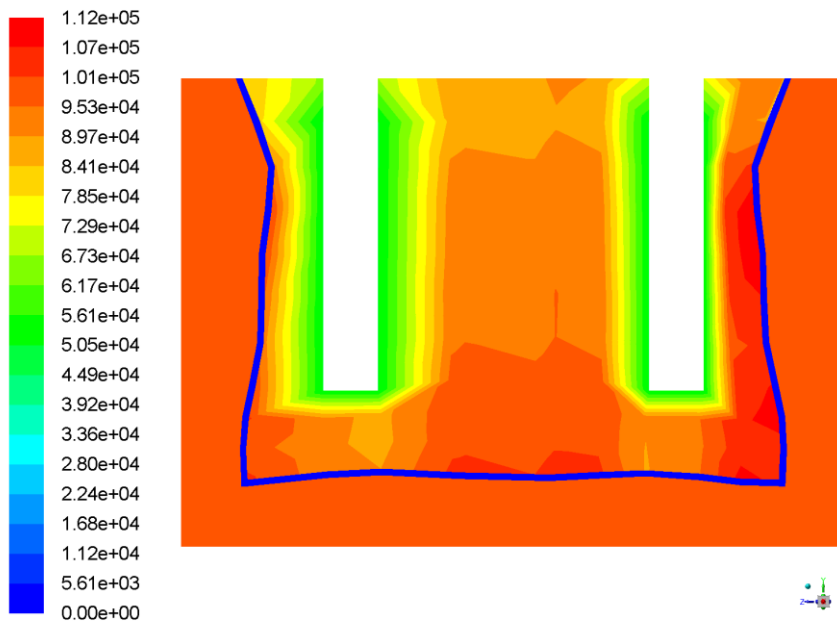


Рис. 13. Распределение давления, Па, во внутреннем и наружном объемах в поперечном разрезе по осям двух погруженных колонн
Figure 13. Pressure distribution, Pa, in the inner and outer volumes in the cross section along the axes of two immersed columns

Распределение плотности снежной фазы во внутреннем и наружном объемах представлено графически на рис. 14 в поперечном разрезе по осям двух погруженных колонн.

Уплотнение снежного основания путем вакуумирования обеспечивает повышение плотности снега до уровня 400 кг/м^3 как для случая небольшого объема (ячейка), так и для большого объема (котлован).

Представленные результаты расчетов подтверждают предпосылки, заложенные в техническом решении по уплотнению снежного основания с применением вакуумирования герметичных объемов, наполненных неплотным снегом.

Для оценки эффективности разработанных способов уплотнения снежного основания выполнено определение напряженного состояния в снежном основании нового зимовочного комплекса станции «Восток».

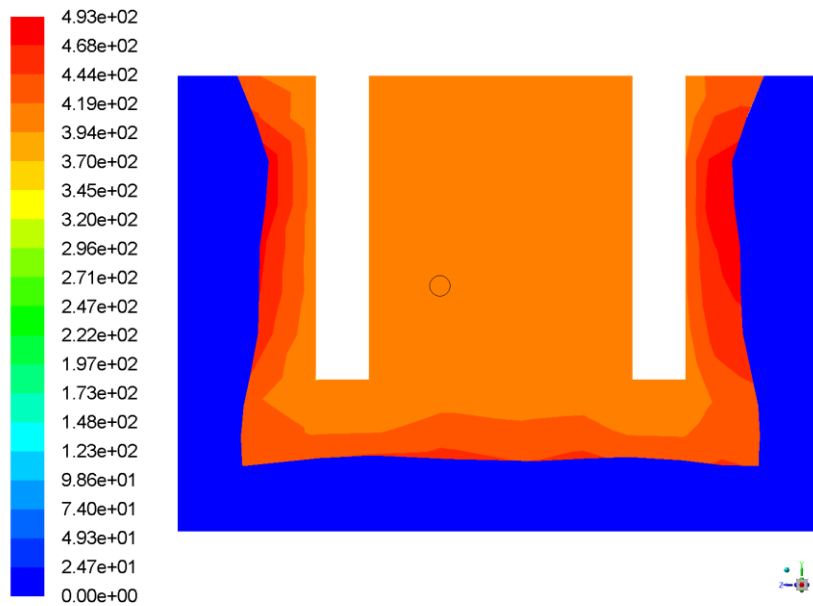


Рис. 14. Распределение плотности снежной фазы, kg/m^3 , во внутреннем и наружном объеме в поперечном разрезе по осям двух погруженных колонн

Figure 14. Distribution of snow phase density, kg/m^3 , in the inner and outer volume in the cross section along the axes of two immersed columns

Моделирование напряженного состояния снежного основания зимовочного комплекса под действием постоянной нагрузки от опор фундамента зимовочного комплекса

Расчеты напряженного состояния снежного основания зимовочного комплекса на действие нагрузки от опор фундамента зимовочного комплекса проводились в рамках программного комплекса PLAXIS 3D. Рассматривались четыре варианта снежного основания. Первый вариант – естественное снежное основание. Второй – устройство монолитной ледовой плиты с размерами в плане 11×11 м на глубину 1 м. Третий и четвертый варианты – устройство сборного основания из уплотненного снега с размерами в плане 6×6 м общей мощностью 1 и 1,5 м соответственно. В качестве расчетной области рассматривался участок основания глубиной 10 м, с расширенными границами на 5 м от опорной плиты фундамента зимовочного комплекса.

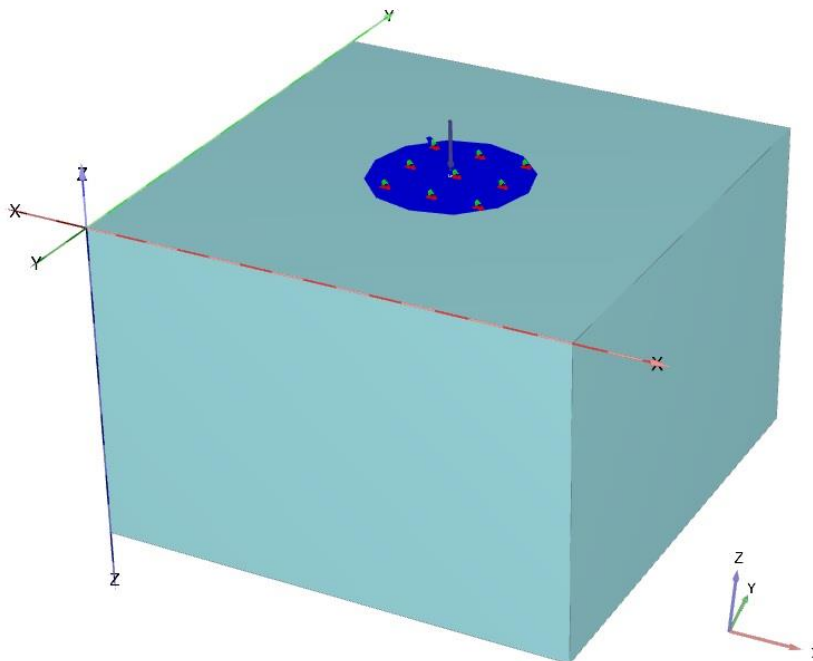


Рис. 15. Вид расчетной области снежного основания
Figure 15. View of the calculated area of the snow base

Виды расчетной области и конечноэлементной модели участка снежного основания представлены на рис. 15 и 16.

Для расчетов напряженного состояния снежного основания принимались следующие исходные данные. Металлическая конструкция опорной плиты фундамента зимовочного комплекса высотой 0,3 м представляет собой сетку, покрытую стальной пластиной сверху (рис. 17). Материал конструкции – сталь 03X17H14M3 с модулем упругости 210 000 МПа.

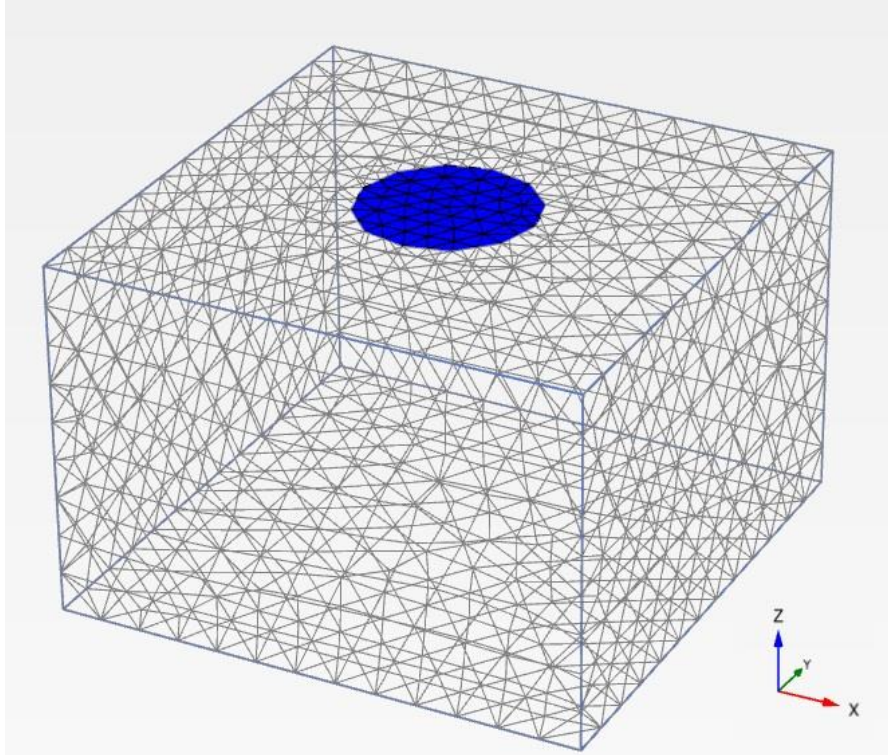


Рис. 16. Конечноэлементная модель расчетной области снежного основания
Figure 16. Finite element model of the calculated area of the snow base

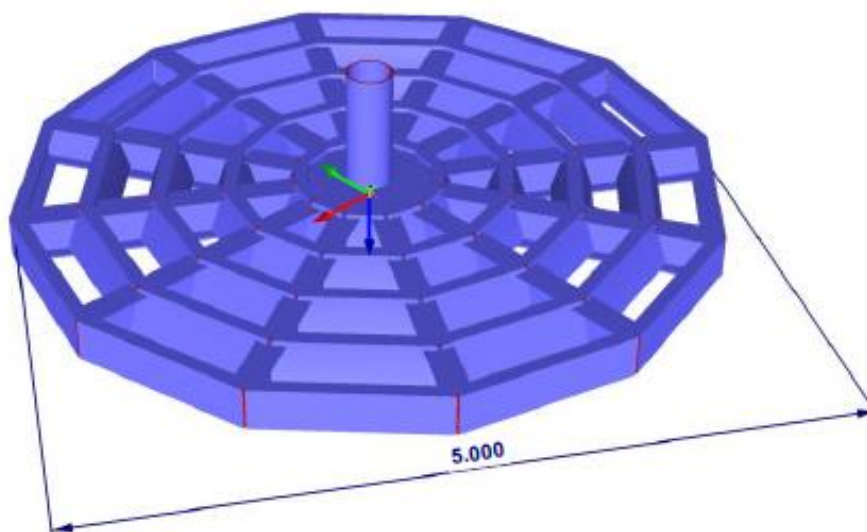


Рис. 17. Металлическая конструкция опорной плиты фундамента зимовочного комплекса
Figure 17. Metal structure of the foundation supporting slab of the wintering complex

Физико-механические свойства снежного основания

При определении физико-механических свойств снежного основания учитывались данные, представленные в [14–22].

Значения плотности снежно-фирнового основания переменны по глубине. Характерная зависимость гарантированной плотности по глубине основания представлена на рис. 18.

Зависимость модуля упругости снега основания от его плотности представлена на рис. 19.

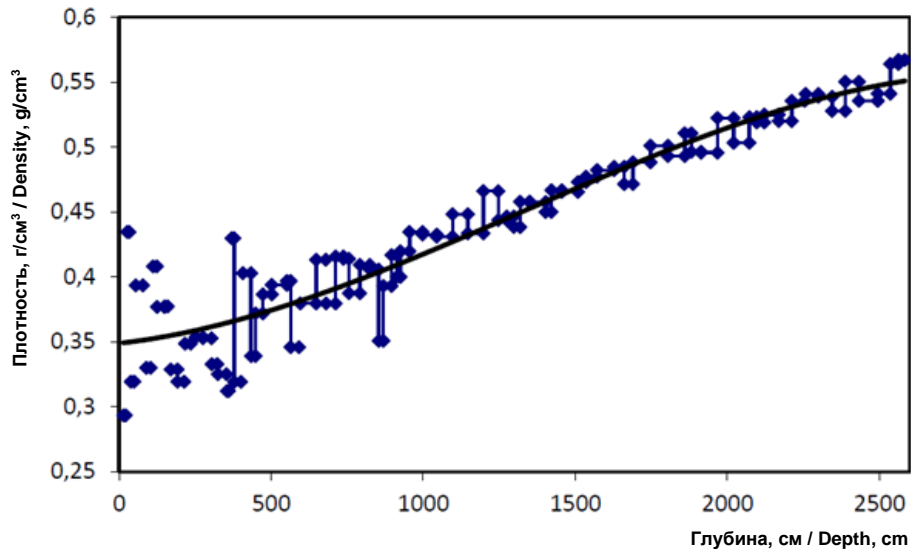


Рис. 18. Зависимость гарантированной плотности снега по глубине снежного основания
Figure 18. Dependence of the guaranteed snow density on the depth of the snow base

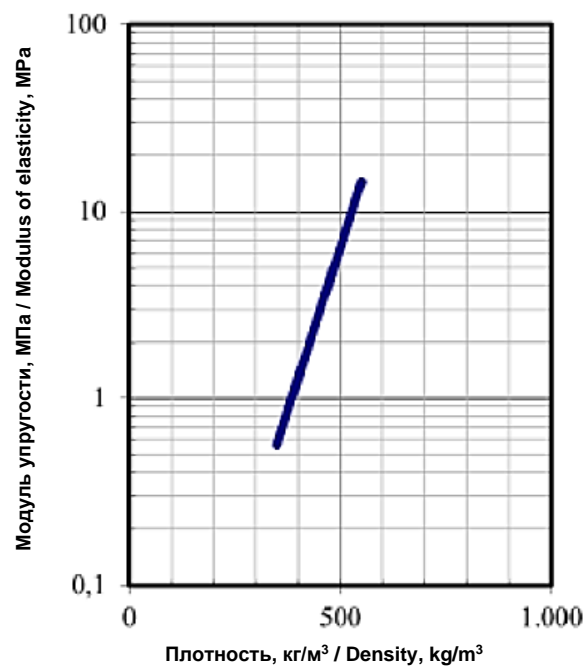


Рис. 19. Зависимость модуля упругости снега основания, МПа, от его плотности
Figure 19. Dependence of the snow base's modulus of elasticity, МПа, on its density

В расчетах принимались следующие физико-механические свойства льда [23–25]:

- плотность 900 кг/м^3 ;
- модуль упругости 5000 МПа ;
- коэффициент Пуассона $0,34$.

Максимальная расчетная вертикальная нагрузка на опорную плиту фундамента зимовочного комплекса составляет 1280 кН.

В ходе расчетов напряженного состояния снежного основания получены результаты, представленные в табл. 1. Важнейшим показателем напряженного состояния снежного основания строящегося зимовочного комплекса являются вертикальные (а также – главные) напряжения в снежном основании.

В табл. 1 сведены данные о вертикальных напряжениях (давлении) в снежном основании под опорами фундамента зимовочного комплекса.

Таблица 1

Активное вертикальное давление в снежном основании, кПа

Глубина от низа подошвы опорной плиты фундамента, м	Вариант 1	Вариант 2	Вариант 3	Вариант 4
0,0	142	458	739	739
1,0	45	13	23,1	–
1,5	37	–	–	19,8
2,0	33	–	–	–

Table 1

Active vertical pressure in the snow base, kPa

Depth from the bottom of the foundation supporting slab, m	Option 1	Option 2	Option 3	Option 4
0.0	142	458	739	739
1.0	45	13	23.1	–
1.5	37	–	–	19.8
2.0	33	–	–	–

Анализ результатов расчетов напряженного состояния для варианта 1 снежного основания показал, что при сохранении естественного основания образуются контактные напряжения по периметру опоры фундамента, которые достигают 142 кПа. Эпюра вертикального давления выравняется по площади на глубине 1 м и составляет 45 кПа.

Рассматривая вариант 2 уплотнения снежного основания, можно отметить, что ледовое основание выступило в роли жесткой плиты, которая перераспределила напряжения равномерно по всей площади до величины 13 кПа. Контактные напряжения практически отсутствуют. Однако появляется дополнительное требование по прочности ледового основания на поверхности контакта под стойкой опоры до величины не менее 458 кПа.

Распределение вертикальных напряжений для вариантов 3 и 4 уплотнения снежного основания аналогично результатам для варианта 2. Меньшая площадь жесткого основания по сравнению с вариантом 2 привела к увеличению напряжений на поверхности основания до 739 кПа, а также к более длительному затуханию напряжений по глубине основания практически в 2 раза. Увеличение толщины сборного основания с 1 м (вариант 3) до 1,5 м (вариант 4) уменьшило напряжения под подошвой опоры на 15 %.

Относительные величины (в процентах) вертикального давления по глубине основания в сравнении с естественным основанием (вариант 1) приведены в табл. 2.

Таблица 2

Относительное изменение вертикальных напряжений в снежном основании

Вариант 1	Вариант 2	Вариант 3	Вариант 4
100 %	29 %	51 %	53 %

Table 2

Relative change of vertical stresses in the snow base

Option 1	Option 2	Option 3	Option 4
100%	29%	51%	53%

Анализ полученных результатов расчетов показал, что наиболее эффективным способом уменьшения вертикальных напряжений под подошвой опоры фундамента зимовочного комплекса является устройство ледовой плиты (вариант 2), что снижает вертикальные напряжения в 3 раза (по сравнению с вариантом 1). Варианты 3 и 4 снижают вертикальные напряжения в основании только в 2 раза (по сравнению с вариантом 1).

Определение прочности снежного основания

Для оценки полученных результатов расчетов напряженного состояния снежного основания в результате применения разработанных способов его уплотнения потребовалось определение прочности снежного основания. В соответствии с разработками, приведенными в [4; 23; 25], и положениями ВСН37-76 МГА «Инструкция по проектированию, строительству и оценке эксплуатационной пригодности снежных и снежно-ледовых аэродромов Антарктиды»² предельное сопротивление снега сжатию можно выразить графически в виде зависимости от его плотности (рис. 20), а также по аналитической зависимости вида

$$R_{\text{расч}} = R_0 \cdot K_t \cdot K_0, \tag{1}$$

где R_0 – прочность снега при сжатии при $t = -100$ °С, кПа; K_t – коэффициент, учитывающий температуру снега и снегольда (для $t = -13,2$ °С принимается 1,13); K_0 – коэффициент, учитывающий изменчивость и неоднородность свойств снежно-фирнового покрова в Антарктиде (принимается 0,3).

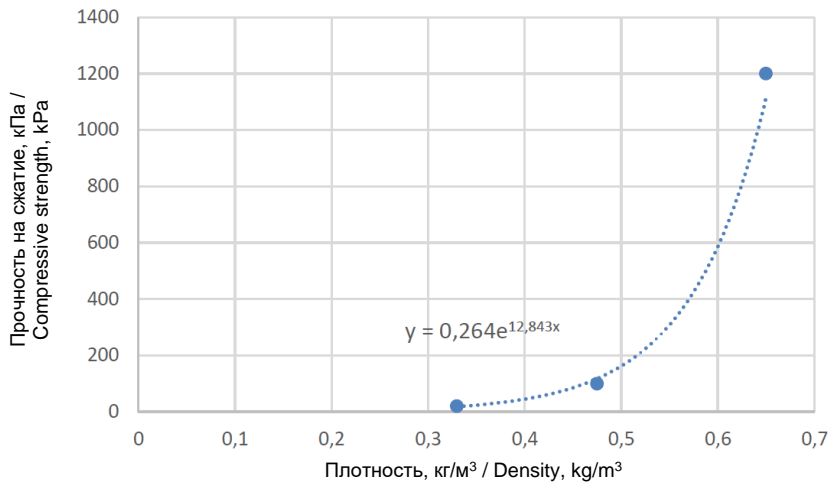


Рис. 20. Зависимость прочности снега основания на сжатие от его плотности при $t = -100$
Figure 20. Dependence of the compressive strength of the snow base on its density at $t = -100$

Результаты определения прочности снега основания по его глубине в сравнении с давлением в основании для различных вариантов его уплотнения представлены в табл. 3.

В соответствии с полученными результатами (табл. 3) можно отметить, что без проведения мероприятий по уплотнению снежного основания надежность зимовочного комплекса не будет обеспечена. Наиболее эффективным представляются варианты 2 и 4 уплотнения снежного основания.

Таблица 3

Сопротивление снежного основания при сжатии, кПа, в сравнении с давлением в основании для различных вариантов его уплотнения

Глубина от низа подошвы опорной плиты, м	Расчетное сопротивление снега основания сжатию $R_{\text{расч}}$, кПа	Вариант 1	Вариант 2	Вариант 3	Вариант 4
0,0	4,2	142	–	–	–
1,0	14,1	45	13	23,1	–
1,5	31,2	37	–	–	19,8
2,0	52,7	33	–	–	–

Table 3

**Resistance of the snow base under compression, kPa,
in comparison with the pressure in the base for various options of its compaction**

Depth from the bottom of the supporting slab, m	The calculated resistance of the snow base to compression R_c , kPa	Option 1	Option 2	Option 3	Option 4
0.0	4.2	142	–	–	–
1.0	14.1	45	13	23.1	–
1.5	31.2	37	–	–	19.8
2.0	52.7	33	–	–	–

4. Заключение

1. Важнейшая задача при подготовке строительства нового зимовочного комплекса антарктической станции «Восток» заключалась в организации надежного основания опор фундамента зимовочного комплекса, учитывая, что естественное снежно-фирновое основание было совершенно не пригодно к восприятию нагрузок от опор фундамента строящегося комплекса.

2. В рамках проведенной в ПИИНИИ ВТ «Ленаэропроект» научно-исследовательской работы разработаны технические решения по уплотнению снежного основания из фирнизированного снега при подготовке площадки для строительства зимовочного комплекса антарктической станции «Восток» в условиях низкой температуры с использованием повышения температуры от солнечной радиации на основе применения термоматов и с использованием вакуумирования снега основания.

Наиболее эффективным представляется комбинированный способ уплотнения снежного основания, сочетающий использование повышения температуры от солнечной радиации на основе применения термоматов и использование вакуумирования снега основания.

3. Выполнено расчетное обоснование разработанных технических решений по уплотнению снежного основания зимовочного комплекса на основе конечноэлементных моделей в рамках вычислительно-программного комплекса ANSYS.

4. Уплотнение снежного основания путем вакуумирования обеспечивает повышение плотности снега до уровня 400 кг/м^3 как для случая небольшого объема (ячейка), так и для большого объема (котлован).

5. Расчетные исследования напряженного состояния уплотняемого снежного основания, вызванного нагрузками от опор фундамента зимовочного комплекса, показали, что устройство опор фундамента зимовочного комплекса антарктической станции на естественном снежном основании без дополнительных мер по уплотнению основания не обеспечивает надежность сооружения.

6. Устройство под опорами фундамента зимовочного комплекса уплотнения из ледовой плиты размерами 11×11 м и толщиной 1,0 м снижает вертикальную составляющую напряжений в снежном основании в 3 раза (по сравнению с естественным снежным основанием), что не превышает расчетное сопротивление снега основания.

7. Устройство сборного основания из уплотненного снега размерами в плане 6×6 м и мощностью 1,5 м снижает вертикальные активные напряжения в снежном основании в 2 раза (по сравнению с естественным снежным основанием), что не превышает расчетное сопротивление снега основания.

Список литературы / References

1. Puntus V.A., Myasepp K.K. Conceptual designing of housing for the Arctic and Antarctic. *Housing Construction*. 2015;(1):12–17. (In Russ.)

Пунтус В.А., Мясепп К.К. Концептуальное проектирование жилища для Арктики и Антарктиды // Жилищное строительство. 2015. № 1. С. 12–17.

2. Puntus V.A., Myasepp K.K., Filin P.A., Loktik O.G. *Recent trends and research of the Arctic and Antarctic in the field of urban development. 200 years of the discovery of Antarctica*. St. Petersburg; 2019. (In Russ.)

Пунтус В.А., Мясепп К.К., Филин П.А., Локтик О.Г. Последние тенденции и исследования Арктики и Антарктики в области градостроительного освоения. 200 лет открытия Антарктиды. СПб., 2019. 121 с.

3. Zhuravel V. 200th anniversary of the discovery of Antarctica: a breakthrough in scientific research is needed. *Contemporary Europe*. 2020;(7):207–217. (In Russ.) <http://doi.org/10.15211/soveurope72020227237>

Журавель В.П. 200-летие открытия Антарктиды: необходим прорыв в отечественных научных исследованиях // Современная Европа. 2020. № 7 (100). С. 207–217. <http://doi.org/10.15211/soveurope72020227237>

4. Polyakov S.P., Ivanov B.V., Klepikov A.V., Klokov V.D., Lukin V.V., Marfyanov V.L. Physical and mechanical properties of snow-firn cover of the Vostok station air strip, Antarctica. *Ice and Snow*. 2010;(1):119–122. (In Russ.)

- Поляков С.П., Иванов Б.В., Клепиков А.В., Клоков В.Д., Лукин В.В., Мартыанов В.Л. Физико-механические свойства снежно-фирнового покрытия взлетно-посадочной полосы на станции Восток в Антарктиде // Лед и снег. 2010. № 1. С. 119–122.
5. Klyuchnikov G. Creation of high-strength snow airfields in the Arctic and Antarctic. *Transport Rossijskoj Federacii*. 2006;(3):34–36. (In Russ.)
- Ключников Г. Создание высокопрочных снежных аэродромов в Арктике и Антарктике // Транспорт Российской Федерации. 2006. № 3. С. 34–36.
6. Anikin A.A., Barakhtanov L.V., Donato I.O. Physico-mechanical properties of snow as a trackbed when moving cars. *Science and Education of Bauman MSTU*. 2010;(10):1–8. (In Russ.)
- Аникин А.А., Баракханов Л.В., Донато И.О. Физико-механические свойства снега как полотна пути при движении машин // Наука и образование: научное издание МГТУ имени Н.Э. Баумана. 2010. № 10. С. 1–8.
7. Takahashi S. Characteristics of drifting snow at Mizuho station, Antarctica. *Annals of Glaciology*. 1985;6:71–75. <https://doi.org/10.1017/S0260305500010028>
8. Massom R.A., Eicken H., Haas C., Jeffries M.O., Drinkwater M.R., Sturm M., Worby A.P., Wu X., Lytle V.I., Ushio Sh., Morris K., Reid P.A., Warren S.G., Allison I. Snow on Antarctic sea ice. *Reviews of Geophysics*. 2001;39(3):413–445. <https://doi.org/10.1029/2000RG000085>
9. Yirmibesoglu S., Oktar O., Ozsoy B. Review of scientific research conducted in Horseshoe island where potential place for Turkish Antarctic base. *International Journal of Environment and Geoinformatics*. 2022;9(4):11–23. <https://doi.org/10.30897/ijegeo.1018913>
10. Salamatin A.N., Lipenkov V.Ya., Barnola J.M., Hori A., Duval P., Hondoh T. Snow/firn densification in Polar ice sheets. *Physics of Ice Core Records II: Papers Collected after the 2nd International Workshop on Physics of Ice Core Records, held in Sapporo, Japan, 2–6 February 2007*. Hokkaido University; 2007. p. 195–222. <http://hdl.handle.net/2115/45449>
11. Sayers C.M. Porosity dependence of elastic moduli of snow and firn. *Journal of Glaciology*. 2021;67(265):788–796. <https://doi.org/10.1017/jog.2021.25>
12. Banfi F., De Michele C. A local model of snow-firn dynamics and application to the Colle Gnifetti site. *The Cryosphere*. 2020;16:1031–1056. <https://doi.org/10.5194/tc-16-1031-2022>
13. De Michele C., Avanzi F., Ghezzi A., Jommi C. Investigating the dynamics of bulk snow density in dry and wet conditions using a one-dimensional model. *The Cryosphere*. 2013;7:433–444. <https://doi.org/10.5194/tc-7-433-2013>
14. Benassai S., Becagli S., Gragnani R., Magand O., Proposito M., Fattori I., Traversi R., Udisti R. Sea-spray deposition in Antarctic coastal and plateau areas from ITASE traverses. *Annals of Glaciology*. 2005;4:32–40. <https://doi.org/10.3189/172756405781813285>
15. Song M., Baker I., Cole D.M. The effect of particles on dynamic recrystallization and fabric development of granular ice during creep. *Journal of Glaciology*. 2005;51(174):377–382. <https://doi.org/10.3189/172756505781829287>
16. Gow A.J., Veese D. Physical properties, crystal line textures and c-axis fabrics of the Siple Dome (Antarctica) ice core. *Journal of Glaciology*. 2007;53(183):573–584. <https://doi.org/10.3189/002214307784409252>
17. Hamann L., Weikusat C., Azuma N., Kipfshuhl S. Evolution of ice crystal microstructure during creep experiments. *Journal of Glaciology*. 2007;53(182):479–589. <https://doi.org/10.3189/002214307783258341>
18. Matsuoka K., Uratsuka S., Fujita S., Nishio F. Ice flow-induced scattering zone within the Antarctic ice sheet revealed by high-frequency airborne radar. *Journal of Glaciology*. 2004;50(170):382–388. <https://doi.org/10.3189/172756504781829891>
19. Veres A.N., Ekaykin A.A., Golobokova L.P., Khodzher T.V., Khuriganowa O.I., Turkeev A.V. A record of volcanic eruptions over the past 2,200 years from Vostok firn cores, central East Antarctica. *Frontiers in Earth Science*. 2023;11:1–12. <https://doi.org/10.3389/feart.2023.1075739>
20. Polyakova E.V. Defining and applying a new approximation for the parametric probability densities of spherical particle profile sizes. *Image Analysis Stereology*. 2022;41(1):1–5. <https://doi.org/10.5566/ias.2539>
21. Ekaykin A.A., Bolshunov A.V., Lipenkov V.Ya., Scheinert M., Eberlein L., Brovko E., Popov S.V., Turkeev A.V. First glaciological investigations at Ridge B, central East Antarctica. *Antarctic Science*. 2021;33(4):418–427. <https://doi.org/10.1017/S0954102021000171>
22. Turkeev A.V., Vasiliev N.I., Lipenkov V.Ya., Bolshunov A.V., Ekaykin A.A., Dmitriev A.N., Vasiliev D.A. Drilling the new 5G-5 branch hole at Vostok Station for collecting a replicate core of old meteoric ice. *Annals of Glaciology*. 2021;62(85–86):305–310. <https://doi.org/10.1017/aog.2021.4>
23. Voytkovsky K.F. *Fundamentals of glaciology*. Moscow: Nauka Publ.; 1999. (In Russ.)
- Войтковский К.Ф. Основы гляциологии. М.: Наука, 1999. 256 с.
24. Leitchenkov G.L. Environmental and climate changes in Antarctica in the geological past. *Ice and Snow*. 2014;(4):107–116. (In Russ.)
- Лейченко Г.Л. Изменения климата и природной среды Антарктики в геологическом прошлом // Лед и снег. 2014. № 4. С. 107–116.
25. Ekaykin A.A., Tchikhatchev K.B., Veres A.N., Lipenkov V.Ya., Tebenkova N.A., Turkeev A.V. Vertical profile of snow-firn density in the vicinity of Vostok station, Central Antarctica. *Ice and Snow*. 2022;62(4):504–511. (In Russ.) <https://doi.org/10.31857/S2076673422040147>
- Экайкин А.А., Чихачев К.Б., Верес А.Н., Липенков В.Я., Тебенкова Н.А., Туркеев А.В. Профиль плотности снежно-фирновой толщи в районе станции Восток, Центральная Антарктида // Лед и снег. 2022. Т. 62. № 4. С. 504–511.



DOI: 10.22363/1815-5235-2023-19-3-302-312

EDN: QBSENQ

УДК 69.04

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

Изгибная жесткость легких сталебетонных панелей перекрытий из пенобетона низкой плотности

В.А. Рыбаков 

Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого, Санкт-Петербург, Российская Федерация

✉ fishermanoff@mail.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 19 апрель 2023 г.

Доработана: 12 июня 2023 г.

Принята к публикации: 16 июня 2023 г.

Благодарности

Исследование выполнено за счет гранта Российского научного фонда № 23-29-00564, <https://rscf.ru/project/23-29-00564>.

Автор выражает благодарность ООО «СОВБИ» в лице генерального директора Анатолия Владимировича Селиверстова за изготовление образцов панелей для испытаний и научно-испытательной лаборатории «Политех-СКИМ-Тест» в лице заведующего Станислава Васильевича Акимова за содействие в проведении испытаний.

Для цитирования

Рыбаков В.А. Изгибная жесткость легких сталебетонных панелей перекрытий из пенобетона низкой плотности // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2023. Т. 19. № 3. С. 302–312. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2023-19-3-302-312>

Аннотация. Легкие сталебетонные конструкции (ЛСБК) относятся к сталебетонным конструкциям, в которых в качестве заполняющего бетона выступает монолитный (заливочный) пенобетон марки D100–D1000, в качестве профильной стали – легкие стальные тонкостенные конструкции (ЛСТК), а функцию несъемной опалубки выполняют фиброцементные панели. Как правило, в данных конструкциях используется конструкционно-теплоизоляционный пенобетон, обладающий хорошими теплотехническими характеристиками и достаточной прочностью. Исследованы легкие сталебетонные панели перекрытия, являющиеся одним из частных случаев ЛСБК, выполненные из монолитного пенобетона марки по плотности D400. Проведен анализ изгибной жесткости панелей перекрытий из ЛСБК на основе сопоставления экспериментальных данных с аналитическим расчетом. Установлено, что изгибаемые ЛСБК из монолитного пенобетона марки по плотности D400 работают физически нелинейно; на линейном участке работы показана допустимость определения изгибной жесткости панелей перекрытий из ЛСБК как суммы жесткостей профильной стали и пенобетона. Продемонстрирована достоверность предложенной методики в пределах линейной работы. Экспериментально и теоретически доказано, что изгибная жесткость панелей на основе ЛСБК больше изгибной жесткости аналогичных панелей из ЛСТК на величину около 30 %.

Ключевые слова: легкие сталебетонные конструкции, панели перекрытий, профильная сталь, изгибная жесткость, пенобетон

Рыбаков Владимир Александрович, кандидат технических наук, доцент, Высшая школа промышленно-гражданского и дорожного строительства, Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого, Санкт-Петербург, Российская Федерация; ORCID: 0000-0002-2299-3096; fishermanoff@mail.ru

© Рыбаков В.А., 2023



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

Flexural stiffness of lightweight steel-concrete slab panels made of low-density foam concrete

Vladimir A. Rybakov 

Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University, St. Petersburg, Russian Federation

✉ fishermanoff@mail.ru

Article history

Received: April 19, 2023

Revised: June 12, 2023

Accepted: June 16, 2023

Acknowledgements

The study was funded by the Russian Science Foundation Grant No. 23-29-00564, <https://rscf.ru/project/23-29-00564>.

The author expresses his gratitude to the SOVBI, LLC represented by the General Director Mr. Anatoly Vladimirovich Seliverstov for the production of panels' samples for testing and to the scientific and testing laboratory "Politech-SKiM-Test" represented by the head Mr. Stanislav Vasilievich Akimov for assistance in carrying out the experiments.

For citation

Rybakov V.A. Flexural stiffness of lightweight steel-concrete slab panels made of low-density foam concrete. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2023;19(3):302–312. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2023-19-3-302-312>

Abstract. Lightweight steel-concrete structures (LSCS) are a type of steel-concrete structures where the filling concrete is monolithic (pouring) foam concrete with density 100–1000 kg/m³, the profile steel is lightweight steel thin-walled structures (LSTS), and fiber cement panels perform the function of non-removable formwork. As a rule, these structures are made of structural and heat-insulating foam concrete, which has good insulation and technical characteristics and sufficient strength. The object of the study is lightweight steel-concrete slab panels, which are one of the special cases of LSCS, made of monolithic foam concrete with density of 400 kg/m³. An analysis of the bending stiffness of LSBC slab panels by comparing the experimental data with analytical calculations was carried out. It was found that bendable LSCS made of monolithic foam concrete with density of 400 kg/m³ operate in physical nonlinear way. It was shown that the bending stiffness of LSCS floor panels can be determined as the sum of stiffnesses of profiled steel and foam concrete at the linear stage of work. The reliability of the proposed methodology within the limits of linear operation was demonstrated. It was proved both experimentally and theoretically that the bending stiffness of panels based on LSCS is higher than the bending stiffness of similar panels made of lightweight thin-walled steel (LTSS) by about 30%.

Keywords: lightweight steel concrete structures, slab panels, profiled steel, flexural stiffness, foam concrete

1. Введение

Панельное домостроение появилось в середине XX в. и с тех пор является крайне востребованным [1]. Использование готовых изделий (панелей) обладает рядом преимуществ, таких как низкие сроки строительства, снижение затрат на внутреннюю отделку и, как следствие, пониженная стоимость недвижимости в панельных домах [2].

Легкие сталебетонные конструкции (ЛСБК) [3; 4] – вид конструкций, в которых в качестве заполняющего бетона выступает монолитный (заливочный) пенобетон марки D100–D1000, в качестве профильной стали, как правило, – легкие стальные тонкостенные конструкции (ЛСТК) [5], а функцию несъемной опалубки выполняют фиброцементные панели. Расчетные усилия от всех воздействий воспринимаются пенобетоном и профильной сталью. Аналогичные конструкции из прокатных металлических профилей также могут быть отнесены к ЛСБК.

Объект исследования в данной работе – легкие сталебетонные панели перекрытий, являющиеся одним из частных случаев ЛСБК, в которых используется монолитный (заливочный) пенобетон марки D400.

Как правило, в данных панелях используется *конструкционно-теплоизоляционный пенобетон*, обладающий хорошими теплотехническими характеристиками [4] и достаточной прочностью.

Несущая способность элементов из конструкционно-теплоизоляционного пенобетона напрямую зависит от структуры бетона. Применение различных минеральных и органических модификаторов в пенобетонной смеси влияет на размер, форму и равномерность распределения пор в материале.

Vladimir A. Rybakov, PhD in Engineering, Associate Professor, Higher School of Industrial, Civil and Road Construction, Institute of Civil Engineering, Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University, St. Petersburg, Russian Federation; ORCID: 0000-0002-2299-3096; fishermanoff@mail.ru

В [6] установлено, что стабилизатором ячеистой структуры бетона может выступать волокнистый целлюлозный наполнитель. Введение 1,4 % этого материала от общей массы компонентов смеси увеличивает прочность пенобетона плотностью 500–530 кг/м³ на 2,9–3,15 МПа.

В [7] показано, что введение термомодифицированной торфяной добавки в пенобетонную смесь в количестве 6 % от массы цемента повысило прочность пенобетона на 35–43 %, снизило значения коэффициента теплопроводности на 14 % и водопоглощение на 23–32 %.

Исследованы и другие добавки для улучшения структуры и эксплуатационных свойств пенобетона, такие как зола-уноса [8], метакралин [9], измельченная резина [10; 11], микрокремнезем [12] и доменный шлак [13].

Конструкционный пенобетон в сравнении с тяжелыми бетонами имеет меньшую плотность и лучшие теплотехнические характеристики конструкций на его основе. Конструкционный пенобетон подходит для возведения монолитных несущих и самонесущих конструкций зданий.

В [14] авторы экспериментально исследовали пенобетон плотностью 1200 кг/м³ с армирующими добавками для возведения несущих изгибаемых конструкций малоэтажных зданий. Подобран оптимальный состав бетона, содержащий армирующую добавку в виде полиамидного фиброволокна длиной 12 мм в количестве 2–3 кг/м³.

В [15] исследована взаимосвязь параметров структуры пенобетона с прочностью сцепления в системе «пенобетон – арматура». Установлено, что прирост прочности сцепления при увеличении средней плотности пенобетона в диапазоне 1200–1600 кг/м³ составил 20–65 %. Наибольшую прочность сцепления с пенобетоном показала стеклокомпозитная арматура со значением прочности сцепления на 20–45 % выше, чем для базальтокомпозитной и стальной арматуры.

Ряд научных работ выполнен под руководством профессора Л.Р. Маиляна. В [16] обоснована возможность повышения физико-механических характеристик различных видов пенобетонов с помощью затворения воды с пониженной температурой. В [17] разработан матричный состав пенобетонной смеси для введения полиамидной фибры, показавший улучшенную адгезию с цементной матрицей с сохранением прочностных свойств.

Несмотря на широкую сферу применения различных видов пенобетона и их перечисленные достоинства известным недостатком этого материала является повышенная усадка – в 4–10 раз больше, чем у обычного бетона, что в свою очередь приводит к снижению трещиностойкости [18; 19]. Усадка ухудшает пористую структуру пенобетона, и, как следствие, снижается прочность и увеличивается теплопроводность пенобетона [20].

В рассмотренных выше работах изучены физико-механические, теплотехнические и прочие свойства пенобетона в несущих и ограждающих конструкциях (крыши, полы, стены и др.) без наличия профильной стали в конструкции. Полученные всеми указанными авторами результаты не дают ответов на обозначенную ранее проблему изучения свойств ЛСБК.

На сегодняшний день нормативно-техническая база в России в области ЛСБК недостаточно развита. Основным нормативным документом является СТО 06041112.002–2018 (с изм. 1, 2) «Сталебетонные конструкции из теплоизоляционного неавтоклавного монолитного пенобетона, профильной стали с облицовкой фиброцементными листами. Правила проектирования». Кроме того, имеется нормативный документ СТО 06041112.001–2018 (с изм. 1, 2) «Панели из сталебетонных конструкций на основе теплоизоляционного неавтоклавного монолитного пенобетона, профильной стали с облицовкой фиброцементными листами» на отдельный подвид ЛСБК – легкие сталебетонные панели (ЛБП).

В научной литературе теплотехнические, механические и иные физические свойства ЛСБК являются малоизученными. Известные публикации [21–25] как отдельных авторов – Я.С.Г. Аль-Хаснави, Н.Н. Ласькова, О.Н. Ефимова, Ф.С. Замалиева, М.Ш. Ноурузи, И.С. Гучкина, В.О. Булаченко, так и авторских коллективов, посвящены теоретическому и экспериментальному исследованию прочностных и деформационных свойств сталебетонных балок из стальных тонкостенных профилей и монолитного пенобетона различных классов прочности на сжатие от В2,5 [21] до В25 [23]. Бетоны указанного диапазона прочности имеют класс плотности не ниже D500, являются конструкционными, относятся к материалам конструкций, включенных в СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения», и поэтому могут быть рассчитаны по методикам для бетонных и железобетонных конструкций с жесткой арматурой.

Исследованию прочностных характеристик ЛСБК с использованием пенобетонов марок ниже D500, являющихся по своей сути теплоизоляционными, посвящены наши ранее опубликованные работы [26; 27], где предлагался метод расчета ЛСБК, основанный на формулах расчета стальных конструкций, но с применением повышающего коэффициента условий работы.

При этом в [28] показано, что сам по себе теплоизоляционный пенобетон марок D200–D400 обладает крайне низкой прочностью. Величину фактического сопротивления пенобетона в расчете на прочность самой конструкции невозможно учесть: роль такого пенобетона в конструкции сводится к предотвращению стесненного кручения, деформации и местных эффектов

Однако, помимо условия прочности, несущие горизонтальные элементы конструкций должны удовлетворять требованиям по жесткости (предельным прогибам), соответственно, данный аспект панелей перекрытий из ЛСБК, в которых используется монолитный пенобетон марки D400 по плотности, должен быть проанализирован отдельно, что и является **целью исследования**.

Для достижения цели поставлены задачи:

1. Экспериментально измерить перемещения в середине пролета двух образцов панелей из ЛСБК на основе теплоизоляционного неавтоклавного монолитного пенобетона марки D400, профильной стали с облицовкой фиброцементными листами.
2. Аналитически определить перемещения с учетом пенобетона и без его учета.
3. Сопоставить аналитические результаты с экспериментальными.

2. Материалы и методы

Схема образцов для испытаний на изгиб представлена на рис. 1.

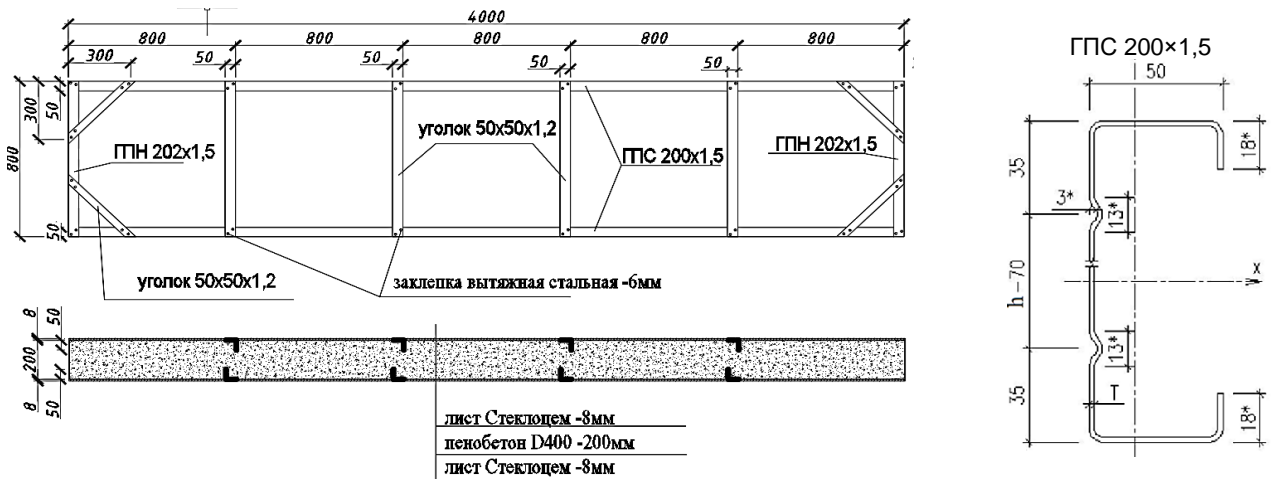


Рис. 1. Конструкция панели перекрытия для испытания на изгиб

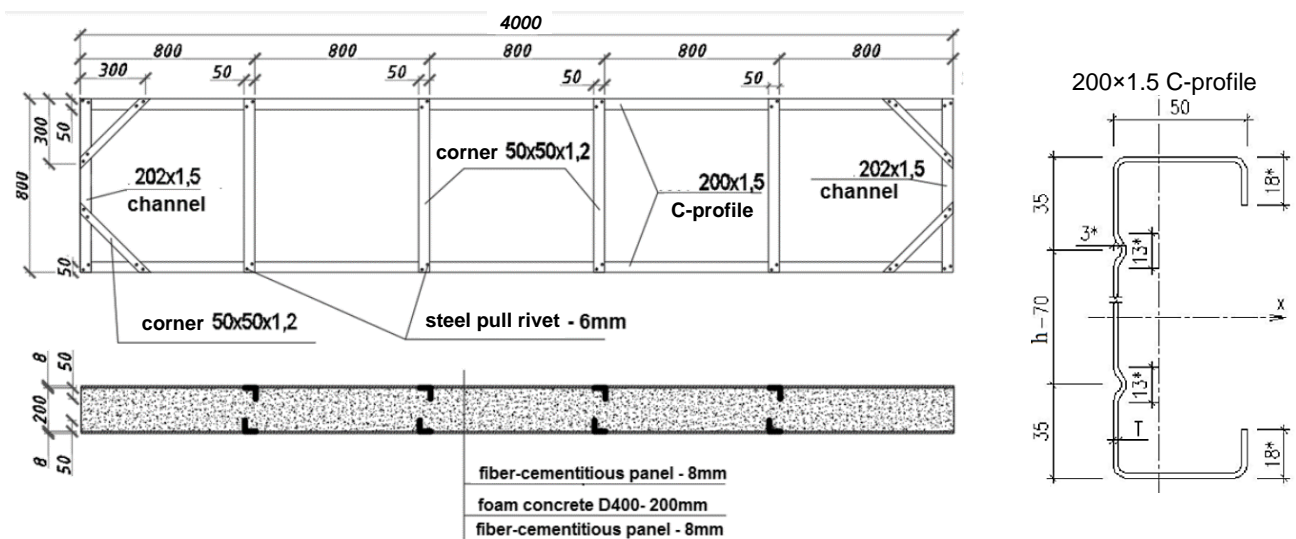


Figure 1. Slab panel design for bending test

Профиль типа ГПС принят по ТУ 1121-001-87370376–2015 «Профили стальные гнутые. Технические условия» (ООО «Сталь-Профиль») и имеет размеры $200 \times 50 \times 1,5$.

Момент инерции одиночного сечения $I_1 = 262,61 \text{ см}^4$.

Фиброцементные листы марки «Стеклоцем» приняты по ТУ 5742-008-53743439-12 «Листы стекломагнезитовые огнестойкие „СТЕКЛОЦЕМ“». Технические условия».

Внешний вид одного из образцов представлен на рис. 2, на котором наружная облицовочная панель временно снята для наглядности.

Экспериментальная установка изображена на рис. 3, а. Панели на основе ЛСБК и ЛСТК размерами $4000 \times 800 \times 216$ мм свободно опираются на специальные шарнирные опоры, на которые во избежание местного продавливания панели уложена стальная жесткая пластина (рис. 3, б). Таким образом, свободный пролет испытываемых панелей оказался равным $L = 3,85$ м.



Рис. 2. Внешний вид образцов панелей ЛСБК (фото автора)
Figure 2. Appearance of the LSCS panels samples (photo by author)



а



б

Рис. 3. Экспериментальная установка (фото автора)
Figure 3. Experimental setup (photo by author)

Нагружение происходило с помощью трех гидравлических домкратов, соединенных в единую систему, поддерживающую равенство усилий в каждом из них, упирающихся в жесткую металлическую

траверсу в виде стального условно недеформируемого швеллера, закрепленного к силовому полу с помощью двух стоек.

Домкраты передают усилия через распределительные металлические элементы на бетонные призмы сечением 150×150 мм и длиной 800 мм, совпадающей с шириной панели. Данные бетонные призмы (6 шт.) имитируют сосредоточенную нагрузку на испытываемую панель. Между панелью и бетонными призмами во избежание разрушения по бетону проложены деревянные прокладки по всей поверхности контакта призм и панели.

Таким образом, в экспериментальной установке (рис. 3, а) каждый домкрат передает на панель по две полосовые (перпендикулярно пролету) нагрузки, что в совокупности соответствует балке с шестью сосредоточенными нагрузками, расположенными на равном расстоянии друг от друга (рис. 4). Данное нагружение можно считать эквивалентным равномерно распределенной нагрузке.

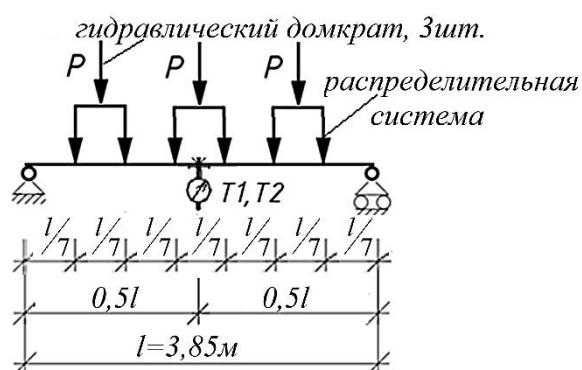


Рис. 4. Испытательная схема

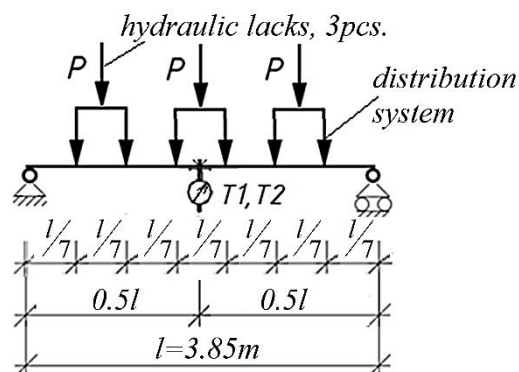


Figure 4. The test scheme

Общий вес распределительных элементов составил 2,55 кН.

Измерение перемещений производилось с помощью тензометров Т1 и Т2, расположенных посередине пролета плиты – с двух ее сторон. Исследовано два образца панели.

В качестве аналитической модели эксперимента примем балку с эпюрой моментов, представленной на рис. 5.

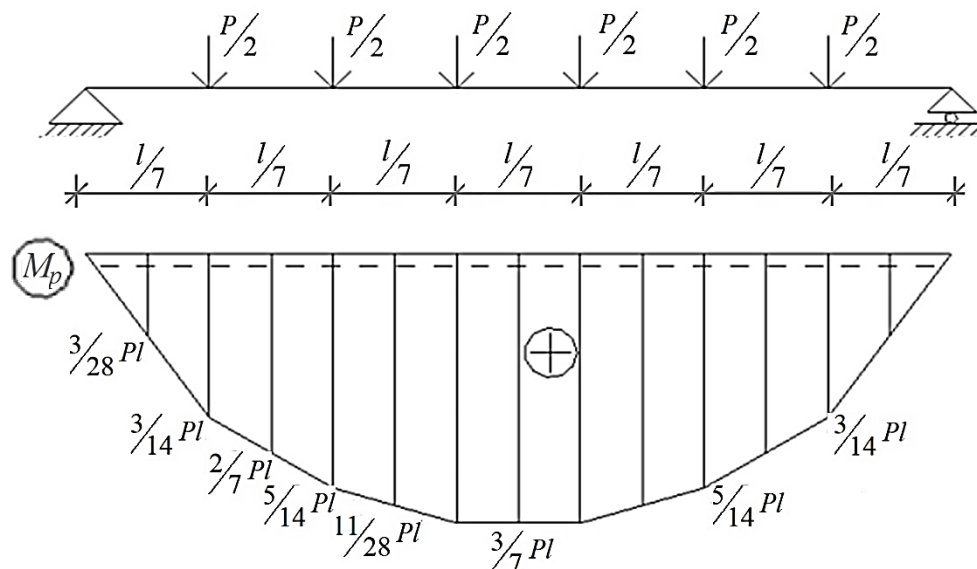


Рис. 5. Расчетная схема и эпюра изгибающих моментов от заданной нагрузки
Figure 5. Calculation scheme and diagram of bending moments from the specified load

Для определения перемещения рассмотрим вспомогательное нагружение системы единичной силой с эпюрой моментов на рис. 6.

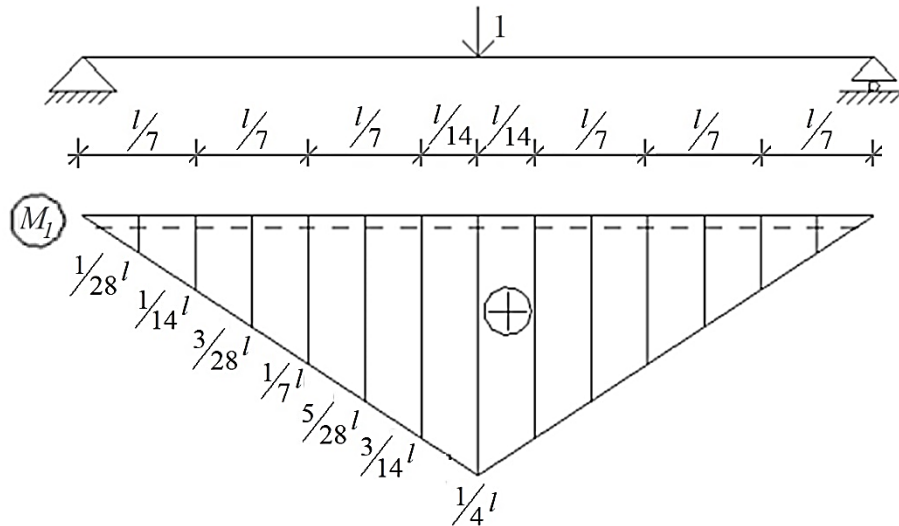


Рис. 6. Расчетная схема и эпюра моментов от единичной силы
Figure 6. Calculation scheme and diagram of bending moments from a unit load

Для определения перемещений воспользуемся формулой Максвелла – Мора (1) и, подставив значения эпюр (рис. 5–6), получим результат:

$$D_{1,p} = \int \frac{M_p M_1}{EI} ds = \frac{123}{2744} \cdot \frac{Pl^3}{EI}. \quad (1)$$

Определим изгибную жесткость конструкции на изгиб как сумму жесткостей пенобетона и профильной стали:

$$EI = E_b I_b + E_s I_s. \quad (2)$$

3. Результаты и обсуждение

Расчетные значения моментов инерции для пенобетона и для профильной стали типа ГПС (2 шт., рис. 1) составят соответственно

$$I_b = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,8 \cdot 0,2^3}{12} = 5,33333 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4; \quad I_s = 2I_1 = 5,2522 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4. \quad (3)$$

Модули деформации пенобетона и профильной стали $E_b = 960 \cdot 10^6$ Па (для марки пенобетона при средней плотности D400, СТО 06041112.002¹); $E_s = 2,1 \cdot 10^{11}$ Па.

Проанализируем прогибы в упругой стадии работы и до достижения значений, предельно допустимых по СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия»:

$$f_u = \frac{1}{200} = 19,25 \text{ мм}. \quad (4)$$

Фактические значения плотностей образцов измерены после вскрытия конструкций по завершении эксперимента и отличаются от заявленных. Следовательно, изменится и значение модулей упругости:

- для образца 1: $\rho_1 = 413 \text{ кг/м}^3$ и $E_{b1} = 1075 \cdot 10^6 \text{ Н/м}^2$;
- для образца 2: $\rho_2 = 325 \text{ кг/м}^3$ и $E_{b1} = 669 \cdot 10^6 \text{ Н/м}^2$.

¹ СТО 06041112.002–2018 (с изм. 1, 2). Сталебетонные конструкции из теплоизоляционного неавтоклавного монолитного пенобетона, профильной стали с облицовкой фиброцементными листами. Правила проектирования. СПб., 2018. 96 с.

Допустимое отклонение средней плотности пенобетона по стандарту российской организации ООО «СОВБИ» СТО 06041112.001, приложение Е² относительно марки D400 для серии образцов составляет 39 кг/м³ для первой категории качества. Отклонение средней плотности пенобетона образца 1 не превышает допустимого значения, а для образца 2 превышает допустимое значение на 36 кг/м³. Однако это несоответствие не повлияет существенно на результаты исследования, так как у данного образца наибольшая несущая способность.

Расчетные значения прогибов и их сравнение с экспериментальными значениями для двух образцов представлены на рис. 7–8.

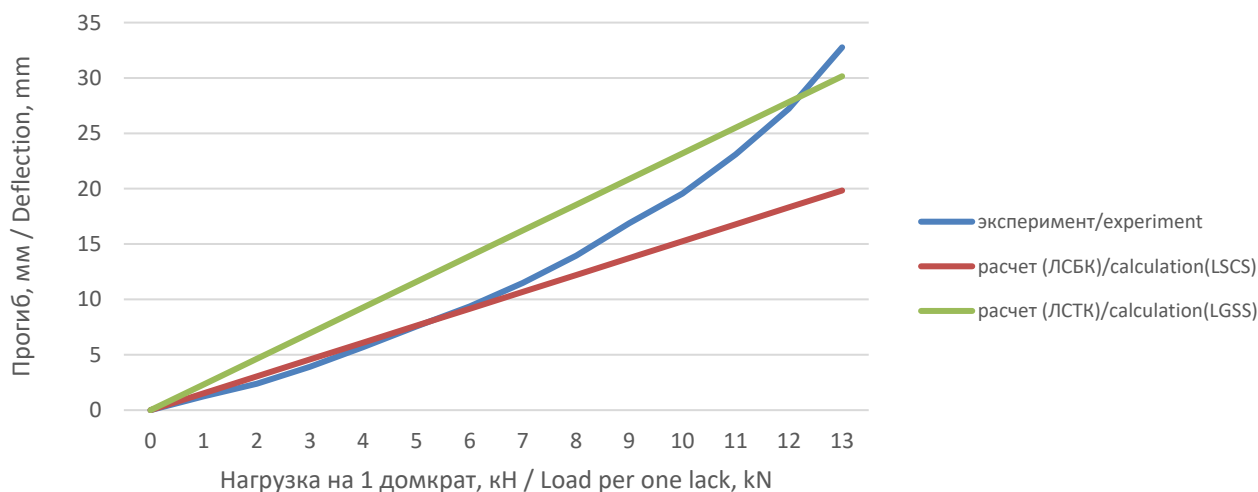


Рис. 7. График деформирования, образец 1
Figure 7. Deformation graph, sample 1

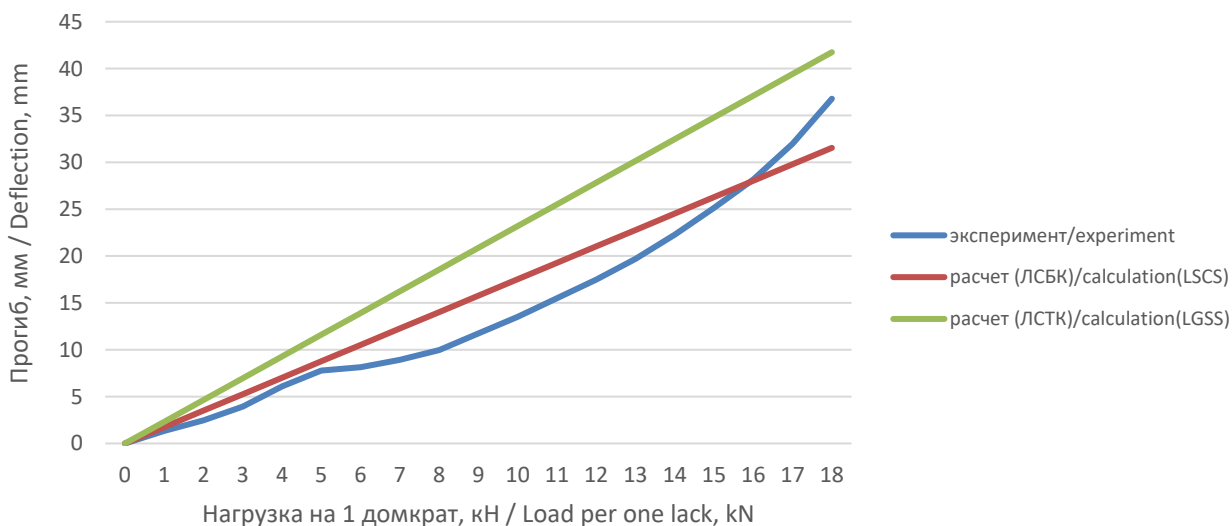


Рис. 8. График деформирования, образец 2
Figure 8. Deformation curve, sample 2

В образце 1 максимальная нагрузка составила 12,75 кН на один домкрат. При усилии в каждом домкрате, равном 9,88 кН (что соответствует равномерно распределенной нагрузке на плиту 9,44 кН/м²), фактический прогиб достигнет предельно допустимого значения $f_u = 19,25$ мм (что соответствует расчетному прогибу по линейной методике, равному 15,265 мм, и 78 % несущей способности образца).

² СТО 06041112.001–2018 (с изм. 1, 2). Панели из сталебетонных конструкций на основе теплоизоляционного неавтоклавного монолитного пенобетона, профильной стали с облицовкой фиброцементными листами. СПб., 2018. 77 с.

При этом, начиная с усилия в каждом домкрате 6,0 кН (что соответствует равномерно распределенной нагрузке на панель 5,73 кН/м²), необходимо учитывать нелинейную работу пенобетона, что составляет 61 % от нагрузки, соответствующей предельному прогибу.

В образце 2 максимальная нагрузка составила 17,66 кН на один домкрат. При усилиях в каждом домкрате, равном 12,8 кН (что соответствует равномерно распределенной нагрузке на панель 12,23 кН/м²), фактический прогиб достигнет предельно допустимого значения $f_u = 19,25$ мм (что соответствует 72 % несущей способности образца).

В пределах нагрузок, соответствующих допустимому прогибу, работа образца оказалась приближенной к линейной.

Из проведенных расчетов можно сделать вывод, что визуальная разница на графиках между эксплуатационными значениями и аналитическим решением обусловлена неучетом жесткости фиброцементных панелей. Учет жесткости фиброцементных панелей не представляется целесообразным ввиду возможности демонтажа или замены листов обшивки данного типа на другие (в ходе проектирования, строительства, а также ремонта помещений)

4. Заключение

По результатам исследования можно сделать следующие выводы:

1. Установлено, что изгибаемые ЛСБК из монолитного пенобетона плотностью D400 в целом работают физически нелинейно.

2. На линейном участке работы (до достижения 60 % предельно допустимого прогиба $L/200$) продемонстрирована допустимость определения изгибной жесткости панелей перекрытий из ЛСБК как суммы жесткостей профильной стали и пенобетона; показана достоверность предложенной методики в пределах линейной работы. При прогибах в диапазоне от 60 до 100 % от $L/200$ в практических расчетах рекомендуется применять повышающий коэффициент 1,3. При необходимости эксплуатации конструкции при прогибах, превышающих $L/200$, величину перемещений необходимо устанавливать на основании численного моделирования в нелинейной постановке.

3. Экспериментально и теоретически доказано, что изгибная жесткость панелей на основе ЛСБК больше изгибной жесткости аналогичных панелей из ЛСТК на величину около 30 %, что в целом коррелирует с результатами анализа несущей способности и коэффициентом условий работы, изложенными в ранних трудах автора.

Список литературы

1. Цветкова А.А. Жесткость стыков сборных железобетонных стеновых панелей на сдвиг в их плоскости до момента трещинообразования // Инженерные исследования. 2022. № 4 (9). С. 26–33.
2. Ефимченко М.И. Проблемы и перспективы современного панельного домостроения // Инженерные исследования. 2022. № 4 (9). С. 17–25.
3. Rybakov V.A., Kozinets K.G., Vatin N.I., Velichkin V.Z., Korsun V.I. Lightweight steel concrete structures technology with foam fiber-cement sheets // Magazine of Civil Engineering. 2018. No. 6 (82). Pp. 103–111. <https://doi.org/10.18720/MCE.82.10>
4. Rybakov V.A., Ananeva I.A., Pichugin E.D., Garifullin M.G. Heat protective properties of enclosure structure from thin-wall profiles with foamed concrete // Magazine of Civil Engineering. 2020. № 2 (94). Pp. 11–20. <https://doi.org/10.18720/MCE.94.2>
5. Шевцов С.В., Астафьева Н.С. Концепция модульного строительства на примере использования легких металлических конструкций // Инженерные исследования. 2022. № 3 (8). С. 30–37.
6. Иващенко Ю.Г., Багапова Д.Ю., Страхов А.В. Конструкционно-теплоизоляционный пенобетон, модифицированный волокнистым наполнителем // Инженерный вестник Дона. 2017. № 4 (47). С. 157–165.
7. Кудряков А.И., Копаница Н.О., Прищепина И.А., Шаньгин С.А. Конструкционно-теплоизоляционные пенобетоны с термомодифицированной торфяной добавкой // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2013. № 1 (38). С. 172–176.
8. Lesovik V., Glagolev E., Voronov V., Zagorodnyuk L.Kh., Fediuk R., Baranov A., Alaskhanov A., Svintsov A.P. Durability behaviors of foam concrete made of binder composites // Magazine of Civil Engineering. 2021. No. 8 (100). <https://doi.org/10.18720/MCE.100.3>
9. Deepak N., Thiagu H., Manivel S. Study on strength of Metakaolin based foamed concrete under different elevated temperature // ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences. 2019. № 14 (17). Pp. 2980–2986.
10. Eltayeb E., Ma X., Zhuge Y., Youssf O., Mills J.E. Influence of rubber particles on the properties of foam concrete // Journal of Building Engineering. 2020. Vol. 30. <https://doi.org/10.1016/j.job.2020.101217>

11. Benazzouk A., Douzane O., Mezreb K., Quéneudec M. Physico-mechanical properties of aerated cement composites containing shredded rubber waste // *Cement and Concrete Composites*. 2006. No. 28 (7). Pp. 650–657. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2006.05.006>
12. Koksai F., Sahin Y., Gencel O. Influence of expanded vermiculite powder and silica fume on properties of foam concretes // *Construction and Building Materials*. 2020. Vol. 257. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119547>
13. Oren O.H., Gholampour A., Gencel O., Ozbakkaloglu T. Physical and mechanical properties of foam concretes containing granulated blast furnace slag as fine aggregate // *Construction and Building Materials*. 2020. Vol. 238. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117774>
14. Белькова Н.А., Иващенко Е.И. Фиброармированные пенобетоны неавтоклавно твердения на основе базальтовой и полиамидной фибр: основные характеристики // *Вестник инженерной школы Дальневосточного федерального университета*. 2022. № 2 (51). С. 97–105. <https://doi.org/10.24866/2227-6858/2022-2/97-104>
15. Котова К.С. Влияние характеристик макропористой структуры пенобетона на параметры его сцепления с арматурой // *Вестник инженерной школы ДВФУ*. 2019. № 4 (41). С. 144–154.
16. Маулян Л.Р., Маулян А.Л., Макарычев К.А. Конструктивные свойства пено- и фибропенобетонов на воде с пониженной температурой затворения // *Научный вестник Воронежского государственного архитектурно-строительного университета. Строительство и архитектура*. 2012. № 2 (26). С. 75–84.
17. Маулян Л.Р., Голова Т.А. Легкий бетон на основе пенополиамидбетонной композиции // *Строительство и архитектура*. 2019. № 1 (7). С. 70–75.
18. Amran Y.H.M., Farzadnia N., Ali A.A.A. Properties and applications of foamed concrete: a review // *Construction and Building Materials*. 2015. Vol. 101, Part 1. Pp. 990–1005. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.10.112>
19. Местников А.Е., Рожин В.Н. Неавтоклавно твердеющий пенобетон на механоактивированных сухих смесях для строительства в условиях Арктики // *Фундаментальные основы строительного материаловедения: сборник докладов международного онлайн-конгресса*. Белгород: БГТУ имени В.Г. Шухова, 2017. С. 1037–1046.
20. Wagh C.D., Indu Siva Ranjani G., Kamisetty A. Thermal properties of foamed concrete: a review // *RILEM Bookseries*. 2021. Vol. 29. Pp. 113–137. https://doi.org/10.1007/978-3-030-51485-3_9
21. Аль-Хаснави Я.С.Г. Исследование работы балок из ячеистого бетона, армированных легкими стальными тонкостенными конструкциями // *Инновационные методы проектирования строительных конструкций зданий и сооружений: сборник трудов конференции Всероссийской научно-практической конференции, Курск, 21 ноября 2019 года*. Курск: Юго-Западный государственный университет, 2019. С. 1–14.
22. Гучкин И.С., Булавенко В.О., Ласьков Н.Н. Усиление плит из ячеистого бетона после длительной эксплуатации в конструкции покрытия производственного здания // *Региональная архитектура и строительство*. 2019. № 1 (38). С. 132–137.
23. Аль-Хаснави Я.С.Г., Ласьков Н.Н., Ефимов О.И., Замалиев Ф.С. К вопросу о проектировании балки из ячеистого бетона с жесткой арматурой // *Региональная архитектура и строительство*. 2021. № 3 (48). С. 137–143.
24. Аль-Хаснави Я.С.Г., Ласьков Н.Н., Ефимов О.И., Замалиев Ф.С. Предпосылки и ограничения к нелинейному расчету сталебетонных балок из ячеистого бетона с жесткой арматурой из тонкостенных стальных гнутых профилей // *Региональная архитектура и строительство*. 2021. № 4 (49). С. 88–95. https://doi.org/10.54734/20722958_2021_4_88
25. Аль-Хаснави Я.С.Г., Ласьков Н.Н., Ефимов О.И., Замалиев Ф.С. Сцепление жесткой арматуры и ячеистого бетона // *Региональная архитектура и строительство*. 2021. № 4 (49). С. 79–87. https://doi.org/10.54734/20722958_2021_4_79
26. Rybakov V.A. Condition load effect factor of profile steel in lightweight steel concrete structures // *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2020. No. 4 (89). <https://doi.org/10.18720/cubs.89.7>
27. Rybakov V.A. Condition load effect factor of profile steel in lightweight steel concrete wall panels // *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2023. No. 1 (106). Article 10602. URL: <https://unistroy.spbstu.ru/article/2023.107.2/> (дата обращения: 12.02.2023).
28. Rybakov V., Seliverstov A., Petrov D., Smirnov A., Volkova A. Strength characteristics of foam concrete samples with various additives // *MATEC Web of Conferences*. 2018. Vol. 245. Issue 28. Article 03015. <https://doi.org/10.1051/mateconf/201824503015>

References

1. Tsvetkova A.A. The joint stiffness of precast reinforced concrete wall panels to shear in their plane before cracking. *Engineering Research*. 2022;(4):26–33. (In Russ.)
2. Efimchenko M.I. Problems and prospects of modern panel housing construction. *Engineering Research*. 2022;(4):17–25. (In Russ.)
3. Rybakov V.A., Kozinets K.G., Vatin N.I., Velichkin V.Z., Korsun V.I. Lightweight steel concrete structures technology with foam fiber-cement sheets. *Magazine of Civil Engineering*. 2018;(6):103–111. <https://doi.org/10.18720/MCE.82.10>
4. Rybakov V.A., Ananeva I.A., Pichugin E.D., Garifullin M.G. Heat protective properties of enclosure structure from thin-wall profiles with foamed concrete. *Magazine of Civil Engineering*. 2020;(2):11–20. <https://doi.org/10.18720/MCE.94.2>
5. Shevtsov S.V., Astafeva N.S. The concept of modular construction on the example of the use of light metal structures. *Engineering Research*. 2022;(3):30–37. (In Russ.)

6. Ivashchenko Yu.G., Bagapova D.Yu., Strahov A.V. Structural and heat-insulating foam concrete modified with fibrous fillers. *Engineering Journal of Don*. 2017;(4):157–165. (In Russ.)
7. Kudyakov A.N., Kopanitsa N.O., Prishepa I.A., Shangin S.N. Constructional and heat-insulating foam concretes with the thermomodified peat additive. *Journal of Construction and Architecture*. 2013;(1):172–176. (In Russ.)
8. Lesovik V., Glagolev E., Voronov V., Zagorodnyuk L.Kh., Fediuk R., Baranov A., Alaskhanov A., Svintsov A.P. Durability behaviors of foam concrete made of binder composites. *Magazine of Civil Engineering*. 2020;(8):10003. <https://doi.org/10.18720/MCE.100.3>
9. Deepak N., Thiagu H., Manivel S. Study on strength of Metakaolin based foamed concrete under different elevated temperature. *ARP Journal of Engineering and Applied Sciences*. 2019;(14):2980–2986.
10. Eltayeb E., Ma X., Zhuge Y., Youssf O., Mills J.E. Influence of rubber particles on the properties of foam concrete. *Journal of Building Engineering*. 2020;30:101217. <https://doi.org/10.1016/j.job.2020.101217>
11. Benazzouk A., Douzane O., Mezreb K., Quéneudec M. Physico-mechanical properties of aerated cement composites containing shredded rubber waste. *Cement and Concrete Composites*. 2006;28(7):650–657. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2006.05.006>
12. Koksai F., Sahin Y., Gencel O. Influence of expanded vermiculite powder and silica fume on properties of foam concretes. *Construction and Building Materials*. 2020;257:119547. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119547>
13. Oren O.H., Gholampour A., Gencel O., Ozbakkaloglu T. Physical and mechanical properties of foam concretes containing granulated blast furnace slag as fine aggregate. *Construction and Building Materials*. 2020;238:117774. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117774>
14. Belkova N.A., Ivashchenko E.I. Basic characteristics of fiber-reinforced non-autoclaved foam concretes based on basalt and polyamide fibers. *Far Eastern Federal University: School of Engineering Bulletin*. 2022;(2):97–105. (In Russ.) <https://doi.org/10.24866/2227-6858/2022-2/97-104>
15. Kotova K. Influence of the foam concrete macroporous structure's characteristics on the parameters of its adhesion with reinforcing bars. *Far Eastern Federal University: School of Engineering Bulletin*. 2019;(4):144–154. (In Russ.)
16. Mailyan L.R., Mailyan A.L., Makarychev K.V. Structural properties of foam concrete and fiber-foam concrete based on water with reduced setting temperature. *Russian Journal of Building Construction and Architecture*. 2012;(2):75–84. (In Russ.)
17. Mailyan L., Golova T. Lightweight concrete based on foam and polyamide concrete composition. *Construction & Architecture*. 2019;(1):70–75. (In Russ.)
18. Amran Y.H.M., Farzadnia N., Ali A.A.A. Properties and applications of foamed concrete: a review. *Construction and Building Materials*. 2015;101(Part 1):990–1005. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.10.112>
19. Mestnikov A.E., Rozhin V.N. Non-autoclave foam concrete based on mechanically activated dry mixes for construction in the Arctic regions. *Fundamentals of Building Materials Science: Proceedings of the International Online Congress*. Belgorod: BSTU named after V.G. Shukhov; 2017. p. 1037–1046. (In Russ.)
20. Wagh C.D., Indu Siva Ranjani G., Kamisetty A. Thermal properties of foamed concrete: a review. *RILEM Bookseries*. 2021;29:11–137. https://doi.org/10.1007/978-3-030-51485-3_9
21. Al-Chasnavi Ya.S.G. Investigation of beams operation made of cellular concrete reinforced with lightweight steel thin-walled structures. *Innovative Methods of Designing Structures of Buildings and Facilities: Proceedings of the All-Russian Scientific and Practical Conference, Kursk, 21 November 2019*. Kursk: South-West State University; 2019. p. 1–14. (In Russ.)
22. Guchkin I.S., Bulavenko V.O., Laskov N.N. Strengthening of slabs made of cellular concrete after long-term operation in the roof structure of an industrial building. *Regional Architecture and Engineering*. 2019;(1):132–137. (In Russ.)
23. Al-Chasnavi Ya.S.G., Efimov O.I., Zamaliev F.S., Laskov N.N. On the design of a cellular concrete beam with rigid reinforcement. *Regional Architecture and Engineering*. 2021;(3):137–143. (In Russ.)
24. Al-Chasnavi Ya.S.G., Laskov N.N., Efimov O.I., Zamaliev F.S. Preconditions and limitations to the nonlinear analysis of steel-concrete beams made of cellular concrete with rigid reinforcement consisting of thin-walled steel bent profiles. *Regional Architecture and Engineering*. 2021;(4):88–95. (In Russ.) https://doi.org/10.54734/20722958_2021_4_88
25. Al-Chasnavi Ya.S.G., Laskov N.N., Efimov O.I., Zamaliev F.S. Bonding between rigid reinforcement and cellular concrete. *Regional Architecture and Engineering*. 2021;(4):79–87. (In Russ.) https://doi.org/10.54734/20722958_2021_4_79
26. Rybakov V.A. Condition load effect factor of profile steel in lightweight steel concrete structures. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2020;(4):8907. <https://doi.org/10.18720/cubs.89.7>
27. Rybakov V.A. Condition load effect factor of profile steel in lightweight steel concrete wall panels. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2023;(1):10602. Available from: <https://unistroy.spbstu.ru/article/2023.107.2/> (accessed: 12.02.2023).
28. Rybakov V., Seliverstov A., Petrov D., Smirnov A., Volkova A. Strength characteristics of foam concrete samples with various additives. *MATEC Web of Conferences*. 2018;245(28):03015. <https://doi.org/10.1051/mateconf/201824503015>



СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ И ИЗДЕЛИЯ CONSTRUCTION MATERIALS AND PRODUCTS

DOI: 10.22363/1815-5235-2023-19-3-313-321

EDN: OXPBRU

УДК 666.972.53

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

Физико-математическое моделирование морозостойкости цементных бетонов

Л.М. Добшиц 

Российский университет транспорта, Москва, Российская Федерация

✉ levdobshits@yandex.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 1 марта 2023 г.

Доработана: 22 мая 2023 г.

Принята к публикации: 28 мая 2023 г.

Аннотация. Определяющим фактором возводимых из бетона и железобетона инженерных сооружений является недостаточная морозостойкость бетонов. Таким образом, актуальна задача выявления причин и предотвращения разрушения бетонов из-за мороза. Изложены основные положения разработанной физико-математической теории морозостойкости цементных бетонов. Рассмотрены процессы, протекающие при циклическом замораживании и оттаивании бетонов в водонасыщенном состоянии. Приведены результаты выполненных теоретических и экспериментальных исследований. На основе полученных результатов выведен критерий морозостойкости бетонов, оценивающий строение поровой структуры бетона. Представленный критерий имеет тесную корреляционную связь с морозостойкостью бетонов. Используя их взаимосвязь, предложен способ ускоренного определения фактической морозостойкости бетона, а также способ подбора составов бетонов на заданную проектную морозостойкость бетонов. Описаны способы ускоренного определения морозостойкости бетонов и пути ее повышения. С помощью разработанной физико-математической модели выполнено расчетное моделирование замораживания протяженной бетонной конструкции, которое позволило установить изменение влажности, температуры и давления в бетоне в процессе циклического замораживания и оттаивания на различных расстояниях от поверхности его замораживания и построить графики изменения этих параметров. Даны рекомендации по назначению проектных марок бетона по морозостойкости для различных элементов бетонных и железобетонных конструкций.

Ключевые слова: морозостойкость бетона, физическая модель, математическая модель, критерий морозостойкости, пути повышения морозостойкости, ускоренное определение морозостойкости, марка бетона

Для цитирования

Добшиц Л.М. Физико-математическое моделирование морозостойкости цементных бетонов // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2023. Т. 19. № 3. С. 313–321. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2023-19-3-313-321>

Добшиц Лев Михайлович, доктор технических наук, профессор кафедры строительных материалов и технологий, Российский университет транспорта, Москва, Российская Федерация; ORCID: 0000-0002-0057-2514; levdob-shits@yandex.ru

© Добшиц Л.М., 2023



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

Physical and mathematical modeling of frost resistance for cement concretes

Lev M. Dobshits 

Russian University of Transport, Moscow, Russian Federation

✉ levdobshits@yandex.ru

Article history

Received: March 1, 2023

Revised: May 22, 2023

Accepted: May 28, 2023

For citation

Dobshits L.M. Physical and mathematical modeling of frost resistance for cement concretes. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2023;19(3):313–321. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2023-19-3-313-321>

Abstract. The key factor of engineering structures made of concrete and reinforced concrete is insufficient frost resistance of concretes. It is important to identify the causes and prevent concrete damage caused by frost. The research provides the basic points of the developed physical and mathematical theory of cement concretes frost resistance. Under consideration are the processes occurring during cyclic freezing and thawing of concrete in a water-saturated state. The results of the performed theoretical and experimental studies are presented. The criterion of concrete frost resistance, which estimates the pore structure of concrete, was derived on the basis of the obtained results. The suggested criterion has a close correlative relation with the frost resistance of concrete. Using this interrelation, the method was proposed for accelerated determination of actual frost resistance of concrete, as well as the method of selection concretes' compositions for a specified design frost resistance of concretes. The methods of accelerated determination of concrete frost resistance, as well as ways to increase it, are described. The developed physical and mathematical model was used to carry out computational modeling for freezing of an extended concrete structure. This made it possible to determine the changes in humidity, temperature, and pressure in concrete during cyclic freezing and thawing at different distances from the surface of its freezing and also draw graphs of changes in these parameters. The recommendations on assignment of concrete design grades by frost resistance for various elements of concrete and reinforced concrete structures are given.

Keywords: concrete frost resistance, physical model, mathematical model, criterion of frost resistance, ways to increase frost resistance, accelerated determination of frost resistance, concrete grade

1. Введение

В настоящее время проектирование и расчет транспортных, промышленных и гражданских сооружений ведется из условия, что их срок службы будет составлять десятки лет. Однако многие сооружения начинают разрушаться и требуют ремонта задолго до истечения расчетного срока их службы. Причина таких явления – низкая долговечность, обусловленная различными видами коррозионного разрушения материалов, элементов и конструкций сооружений. В связи с этим, сегодня во всем мире в области теоретического и практического материаловедения первостепенное внимание уделяется выявлению причин и предотвращению коррозионного разрушения строительных материалов для повышения их долговечности.

В современных условиях одними из основных конструкционных материалов для изготовления конструкций, зданий и сооружений являются бетон и железобетон; а одним из основных факторов, определяющих долговечность бетона, является его морозостойкость.

Исследованием этого свойства бетонов занимались многие отечественные и зарубежные ученые [1–13]. Были предложены различные теории, описывающие процессы, протекающие в структуре бетонов при его попеременном замораживании и оттаивании в водонасыщенном состоянии [1–4; 8; 10], и причины разрушения бетона. При этом большинство из них брали за основу какой-то один фактор, в связи с чем они не получали практического подтверждения при экспериментальных исследованиях.

В начале XX в. известным российским ученым Н.А. Житкевичем была предложена гипотеза о влиянии гидростатического давления воды при ее замерзании в порах цементного камня [1]. В дальнейшем эта гипотеза была развита О.Е. Власовым, Г.И. Горчаковым, Т. Пауэрсом и другими учеными [2; 3].

На основе этой теории в 40-х гг. XX в. Т. Пауэрсом была выдвинута теория гидравлического воздействия воды, находящейся в бетоне при его замораживании [4; 5]. Эта гипотеза исследовалась и развивалась в работах О.В. Кунцевича и его учеников [6; 7]. Одним из основных положений данной гипотезы является введение параметра «эффективного радиуса», то есть среднего расстояния между микропорами цементного камня бетона. Несмотря на то что эта теория учитывала основные причины разрушения бетонов при циклическом попеременном замораживании и оттаивании, расчет по «эффективному радиусу» не коррелировал с экспериментальными и практическими результатами. Такое несоответствие связано с тем, что указанная теория не учитывает миграцию воды через поры цементного камня без его разрушения [8], а сам параметр «эффективный радиус» рассчитывался по формулам, предложенным Б. Паскалем, которые применимы только к ламинарному течению жидкости, в то время как движение жидкости под действием растущих кристаллов льда является турбулентными и происходит циклически. Оно начинается при появлении определенной величины давления в поровой жидкости и прекращается после начала ее движения [9].

В начале 80-х гг. XX в. учеными Российского университета транспорта (МИИТ) была предложена физико-математическая теория морозостойкости цементных бетонов [10; 11]. Она основана на создании физической модели процессов, протекающих при циклическом замораживании и оттаивании бетонов в водонасыщенном состоянии, и построении на ее основе математического описания изменения состояния бетона. Модель позволяет физически ясно и обосновано описать происходящие изменения в структуре бетонов.

2. Физическая модель работы бетона при попеременном замораживании и оттаивании в водонасыщенном состоянии

В основу физической модели положено представление о бетоне как о пористом материале, все поры которого в основном сосредоточены в затвердевшем цементном камне. Все поры в бетоне, независимо от условий их образования, разделяются на два вида: поры интегральные $\Pi_{\text{и}}$, или открытые, которые могут заполняться жидкостью (водой) при погружении в нее бетона, и условно замкнутые поры $\Pi_{\text{уз}}$, которые в обычных условиях заполнены воздухом или паровоздушной смесью (рис. 1). Открытые поры соединены с условно замкнутыми порами тонкими капиллярами, имеющими высокий капиллярный потенциал. В связи с этим в обычных условиях жидкость из капиллярных пор в условно замкнутые поры перемещаться не может.

В начале замораживания бетона его температура начинает уменьшаться, становясь отрицательной. При этом в бетоне возникает градиент температур, и первой начинает замерзать вода, находящаяся в открытых (интегральных) порах $\Pi_{\text{и}}$, выходящих на поверхность бетона. Она переходит в лед, образуя ледяные пробки, запирающие эти поры и препятствующие выходу из них воды. Дальнейшее замораживание бетона приводит к увеличению объема льда в открытых (капиллярных) порах и возникновению в них гидростатического давления на стенки пор и оставшуюся не замерзшую часть поровой жидкости.

Если открытые поры целиком заполнены жидкостью и не сообщаются с условно замкнутыми порами, то при первом же замораживании начнется разрушение стенок пор, так как возникающее при этом давление превосходит прочность бетона на растяжение. Однако бетоны способны выдерживать большое число циклов попеременного замораживания и оттаивания без видимых разрушений и снижения прочности. Это обусловлено наличием в бетоне второго вида пор – условно замкнутых $\Pi_{\text{уз}}$, в которые, преодолевая капиллярный потенциал, может перемещаться (отжиматься) жидкость из интегральных пор, и в цементном камне не будет возникать растягивающих напряжений. Такие поры являются резервными, так как они представляют собой тот воздушный резерв объема бетона, в который может перемещаться увеличивающийся объем воды при ее переходе в лед.

При оттаивании обратное перемещение жидкости из условно замкнутых пор в открытые поры невозможно, так как они соединяются с открытыми порами и между собой тонкими капиллярами (порами цементного геля), потенциал которых много больше, чем капиллярный потенциал открытых пор.

При следующем цикле все описанные процессы повторяются, и так происходит до тех пор, пока весь объем этой условно замкнутой поры не будет заполнен жидкостью. Если эта пора не соединяется капиллярами с другими условно замкнутыми порами, то при очередном цикле замораживания начнется разрушение бетона. В случае, когда эта заполненная пора имеет соединение с другими условно замкнутыми порами, еще не заполненными жидкостью, то жидкость будет перемещаться в эти резервные поры и разрушение бетона не происходит. Таким образом, при циклическом замораживании в структуре бето-

на работает своеобразный механизм перемещения жидкости из интегральных в условно замкнутые поры. Когда в каком-то микрообъеме бетона все условно замкнутые поры будут заполнены жидкостью, и перемещаться ей будет некуда, следовательно замораживание приведет к началу разрушения бетона [10].

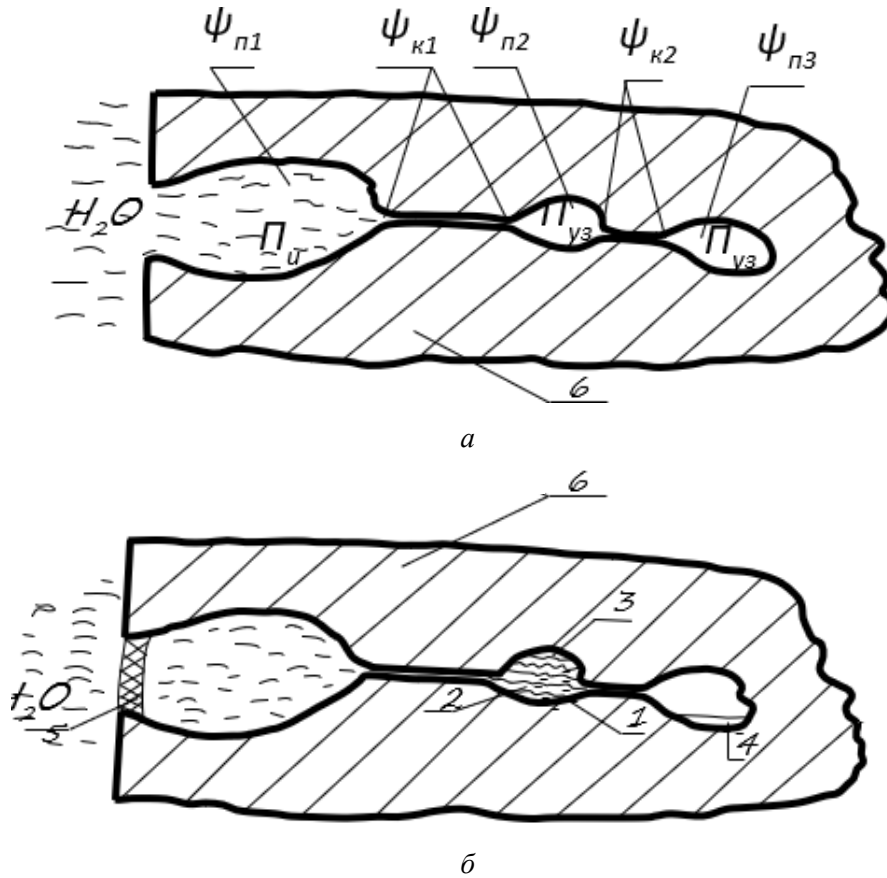


Рис. 1. Заполнение порового пространства бетона жидкостью при его замораживании и оттаивании: *a* – до замораживания; *б* – после *n*-го цикла замораживания; 1–4 – уровни заполнения условно замкнутых пор жидкостью после 1-го, 2-го, 3-го, ..., *n*-го цикла замораживания соответственно; $\psi_{n1}, \psi_{n2}, \psi_{n3}, \psi_{k1}, \psi_{k2}$ – капиллярные потенциалы пор и капилляров; 5 – ледяная пробка; 6 – бетон

Figure 1. Filling the pore space of concrete with liquid during its freezing and thawing: *a* – before freezing; *б* – after *n*th cycle of freezing; 1–4 – levels of filling conditionally closed pores with liquid after the 1st, 2^d, 3^d, ..., *n*th cycle of freezing; $\psi_{n1}, \psi_{n2}, \psi_{n3}, \psi_{k1}, \psi_{k2}$ – capillary potentials of the pores and capillaries; 5 – ice block; 6 – concrete; P_i – open pores; P_{uz} – nominally closed pores

Предлагаемая модель работы бетона позволяет объяснить различную кинетику и механизм разрушения высоко- и низкоморозостойких бетонов. На величину морозостойкости бетонов оказывает влияние целый ряд факторов, однако, как видно из вышесказанного, основным определяющим фактором является соотношение между объемами условно замкнутых P_{uz} и интегральных P_i пор. При этом морозостойкими будут те бетоны, у которых объем резервных условно замкнутых пор P_{uz} больше возможного приращения объема жидкой фазы, находящейся в интегральных порах бетона при его замерзании и равной $P_i \cdot 0,09$.

В связи с этим предложен критерий морозостойкости бетонов $K_{мрз}$, который описывается уравнением [9]

$$K_{мрз} = P_{uz} / 0,09 \cdot P_i.$$

Проведенные исследования [9] позволили установить, что между морозостойкостью бетонов и критерием морозостойкости существует тесная корреляционная связь (рис. 2), в связи с чем этот критерий может применяться для прогнозирования и ускоренного определения морозостойкости.

Используя установленную зависимость между предложенным критерием $K_{мрз}$ и морозостойкостью бетонов (рис. 2), возможно, во-первых, по экспериментально определенному значению величины $K_{мрз}$ ускоренно определять морозостойкость затвердевшего бетона, а во-вторых, подбирать состав бетонов на заданную проектную морозостойкость.

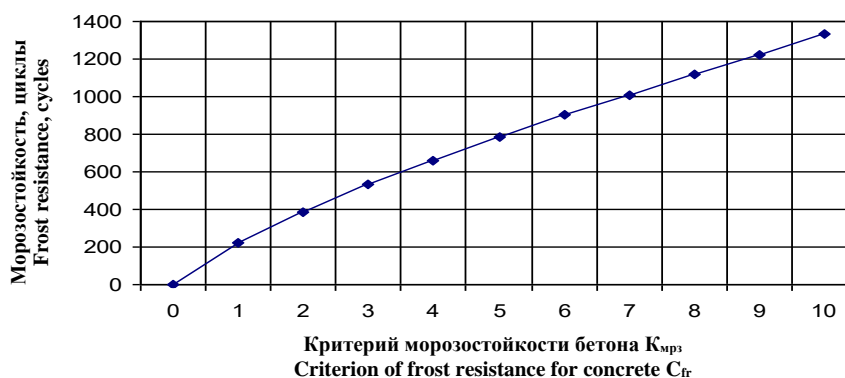


Рис. 2. Зависимость между морозостойкостью и критерием морозостойкости $K_{мрз}$ бетонов
 Figure 2. The dependency between frost resistance and the criterion of frost resistance C_{fr} for concretes.

3. Математическая модель работы бетона при попеременном замораживании и оттаивании в водонасыщенном состоянии

На основе изложенной физической модели процессов, протекающих при циклическом замораживании и оттаивании бетонов в водонасыщенном состоянии, разработана математическая модель описания изменения состояния бетона, позволяющая оценить происходящие изменения в структуре бетонов. При построении физико-математической модели были приняты следующие допущения. Предполагается, что вода, находящаяся в микропорах, обладает особыми свойствами и не замерзает при температурах $T > T_3$. Величина $T_3 < 0$ °С зависит от диаметра микропор и может иметь значение -65 °С и меньше. Начальная температура среды $T_0 \geq 0$ °С.

В начальный момент в бетоне температура равна $T_0 > 0$ °С, в частности $T_0 = +20$ °С. Предполагается, что процессы теплообмена между каркасом бетона и содержащим пор происходят намного быстрее, чем промерзание бетона, в силу чего температура в данной точке и в данный момент времени для них одинакова.

Все теплофизические характеристики, а также плотность воды и льда считаются постоянными. Цикл замораживания состоит в выдерживании водонасыщенного бетона при температуре T_0 , затем замораживании его при температуре $T = -T_0$ на воздухе, выдерживании его при этой температуре и последующем оттаивании при $T = T_0$ в воде, после чего цикл повторяется. Такие допущения могут быть приняты в связи с тем, что они аналогичны условиям испытания бетона на морозостойкость по первому базовому методу ГОСТ 10060–2012¹.

В начальный момент времени давление $P = p_0$, где p_0 – атмосферное давление, температура $T = T_0 > 0$ °С, влагосодержание в порах $\varphi = \varphi_0$. Замерзание воды происходит в фиксированном интервале температур (T_2, T_1) , где T_2 – температура на поверхности бетона, в области, где $T_3 < T_2 < T < T_1 = 0$, одновременно сосуществуют три фазы: лед, жидкость в капиллярах и паровоздушная смесь в порах. Предполагается, что вода в микропорах не замерзает при температурах $T > T_3$. Величина $T_3 < 0$ зависит от диаметра пор. Также предполагается, что капилляры всегда заполнены адсорбированной или гравитационной водой и фильтрация через капилляры осуществляется с начальным градиентом.

Таким образом, в области, где $T_3 < T_2 < T < T_1 = 0$ °С, сосуществуют три фазы: лед, паровоздушная смесь в порах и вода в микропорах и в тонком слое молекулярно-связанной воды на стенках пор. При этом замерзание воды, перешедшей из микропор в поры, происходит в фиксированном интервале температур $[T_1, T_2]$, $T_2 = T(0, t)$, где $x = 0$ – граница пористой среды. Вода в микропорах на поверхности пор соприкасается с пристеночным слоем связанной воды в порах, объем которой пренебрежимо мал по сравнению с объемом поры.

При оттаивании вода не мигрирует там, где исчезают достаточные градиенты давления, превышающие по модулю значение начального градиента, при котором возникает фильтрация. Следующие циклы замораживания – оттаивания приводят к дальнейшему увеличению φ и P в порах до тех пор, пока давление в порах P не превзойдет величины, при которой бетон начинает разрушаться.

¹ ГОСТ 10060–2012. Бетоны. Методы определения морозостойкости. М.: Стандартинформ, 2018. 33 с.

Такие исходные данные и принятые допущения являются физически обоснованными. Они соответствуют условиям испытания бетона на морозостойкость по первому базовому методу ГОСТ 10060–2012.

Для описания процессов промерзания бетонов мы использовали модель, в основу которой положена известная задача Стефана для решения на плоскости. Для описания процесса циклического замораживания бетона мы приняли следующие основные законы и уравнениями. Закон сохранения массы к слою толщиной Δx за время t , уравнение баланса тепла для слоя толщиной Δx за время Δt в области, где $T_2 < T < T_1$. Фазовый переход жидкости в порах, влагосодержание которых ϕ , при $x = s + 0$ происходит только при прохождении нулевой изотермы. Для его учета либо в уравнение теплопроводности вводится дополнительное слагаемое, содержащее δ -функцию Дирака, либо применяется граничное условие на поверхности сопряжения $s = s(t)$, на которой $T = T_1$, записав для этой поверхности условие Стефана в виде

$$\lambda_0 \partial T / \partial x \Big|_{s+0} - \lambda_0 \partial T / \partial x \Big|_{s-0} = (\rho_B \phi r) ds / dt.$$

При этом направление оси X перпендикулярно поверхности бетона и обратно движению теплового потока. Точка s расположена на оси X и является перемещающейся границей раздела поверхности лед – вода. Таким образом, в случае условно замкнутых пор давление на границе области замерзания уменьшается скачкообразно, так же как плотность при фазовом переходе воды в лед. Для решения задачи также используются: закон Дарси для фильтрации с начальным градиентом, закон состояния парогазовой смеси, законы сохранения массы при фазовом переходе вода – лед в порах.

4. Результаты

Решение поставленной выше задачи возможно лишь с помощью численных методов, которые реализуются в виде разностной схемы. Она решается в варианте, когда рассматриваемый материал разбивается на умозрительные ячейки, в каждой из которых определенное значение энергии и воды. Эти две величины соответствуют потокам тепла и жидкости и поэтому должны полностью определять состояние вещества внутри ячеек, то есть температуры, влажности, давления и т. п.

Для проверки возможности использования предложенной физико-математической модели разрушения бетонов при циклическом замораживании – оттаивании проведены экспериментальные исследования и сравнение полученных расчетных данных с результатами испытания бетонов по основному методу по ГОСТ 10060–95². Результаты приведены в таблице. Они показывают полные корреляции результатов, полученных расчетным и экспериментальным способами. При этом такое совпадение получено как для бетонов низкой морозостойкости ($F 25$), так и высокой ($F 900$). Разница в результатах для морозостойкости $F 50$ – 900 составляет не более 4–5 %. Такая хорошая сходимость результатов свидетельствует о возможности практического использования предлагаемого метода для ускоренного прогнозирования морозостойкости без проведения циклического замораживания и оттаивания.

Методы определения морозостойкости бетона и результаты

Метод определения	Морозостойкость бетона или число циклов до разрушения					
	25	50	100	300	500	900
По основному методу ГОСТ 10060–95	25	50	100	300	500	900
По предлагаемой математической модели	20	48	95	310	520	940

Methods for determining the frost resistance of concrete and the results

Method of determination	Frost resistance of concrete or the number of cycles before failure					
	25	50	100	300	500	900
According to the main method of GOST 10060–95	25	50	100	300	500	900
According to the proposed mathematical model	20	48	95	310	520	940

² ГОСТ 10060–95. Бетоны. Методы определения морозостойкости. М., 1997. 19 с.

С помощью физико-математической модели выполнено расчетное моделирование замораживания протяженной бетонной конструкции. Для этого в результате расчета определялись относительные значения температуры $U = (T_0 - T) / (T_0 - T_2)$, влажности $\Phi = \varphi/\mathfrak{M}$ и давления $Pa = 0,1P/P_0$ в структуре бетона, где T – текущая температура, $T_0 = +20$ °С, $T_2 = -20$ °С; φ – влажность; \mathfrak{M} – пористость бетона; P – давление в бетоне; P_0 – атмосферное давление. Анализ выполненных до этого расчетов по описанной модели показал, что для бетонов (как низкой, так и высокой морозостойкости) изменение влажности и давления в начале и в конце (перед разрушением) циклического замораживания имеет идентичный характер, а разница заключается в продолжительности среднего периода, когда структура бетона может без разрушения воспринимать возникающие напряжения.

В связи с этим для сокращения времени счета принимался бетон низкой морозостойкости и повышалась суровость испытаний путем увеличения времени замораживания и оттаивания до 12 ч каждое. Полученные результаты приведены на рис. 3 и 4.

Анализ результатов моделирования позволяют сделать следующие выводы.

Влагосодержание и давление в бетоне вначале испытаний практически не меняются по его сечению. Однако затем начинают возрастать, принимая вид трапеции с широким нижним основанием. При этом внутренняя часть бетона все больше насыщается влагой, а давление в ней непрерывно растет.

Влажность бетона в процессе циклического замораживания растет непрерывно, достигая величины 90–95 % к моменту разрушения. В процессе циклического замораживания и оттаивания температура бетона на его поверхности и на расстоянии до 20 см от поверхности повторяет колебания температуры среды, в которой находится бетон. На расстоянии более 25 см колебания температуры происходят с очень небольшой амплитудой, оставаясь после 8–10 цикла все время в области отрицательных температур, в связи с чем колебаний температуры с переходом через 0 °С не происходит. В дальнейшем была построена пространственная физико-математическая модель протекающих процессов, расчеты по которой подтвердили результаты, полученные при решении плоской задачи.

Таким образом, можно рекомендовать назначение более низкой проектной марки по морозостойкости бетонов для внутренних слоев массивных конструкций.

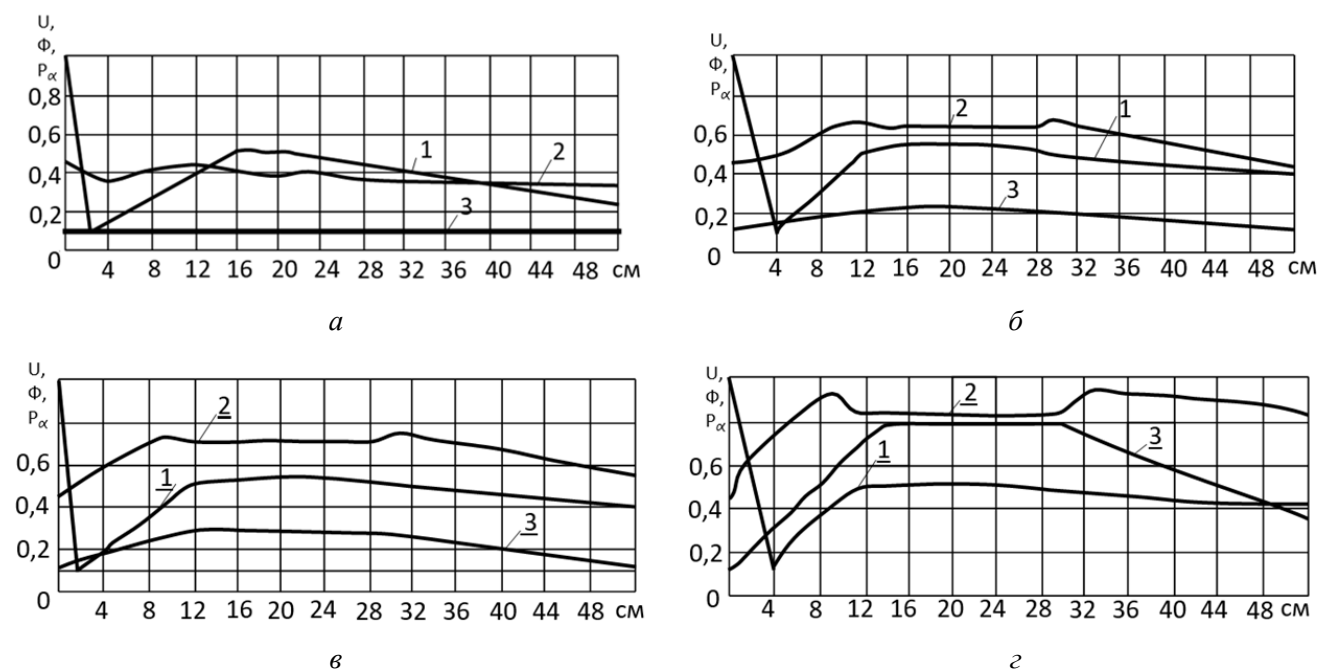


Рис. 3. Кривые изменения относительных величин (1 – температуры U ; 2 – влагосодержания Φ ; 3 – давления Pa) в зависимости от числа циклов замораживания и оттаивания:

a – перед 5 циклом; $б$ – перед 11 циклом; $в$ – перед 16 циклом; $г$ – перед 19 циклом

Figure 3. Curves of changes the relative values (1 – temperature U ; 2 – moisture content Φ ; 3 – pressure Pa) depending on the number of cycles of freezing and thawing:

a – before the 5th cycle; $б$ – before the 11th cycle; $в$ – before the 16th cycle; $г$ – before the 19th cycle

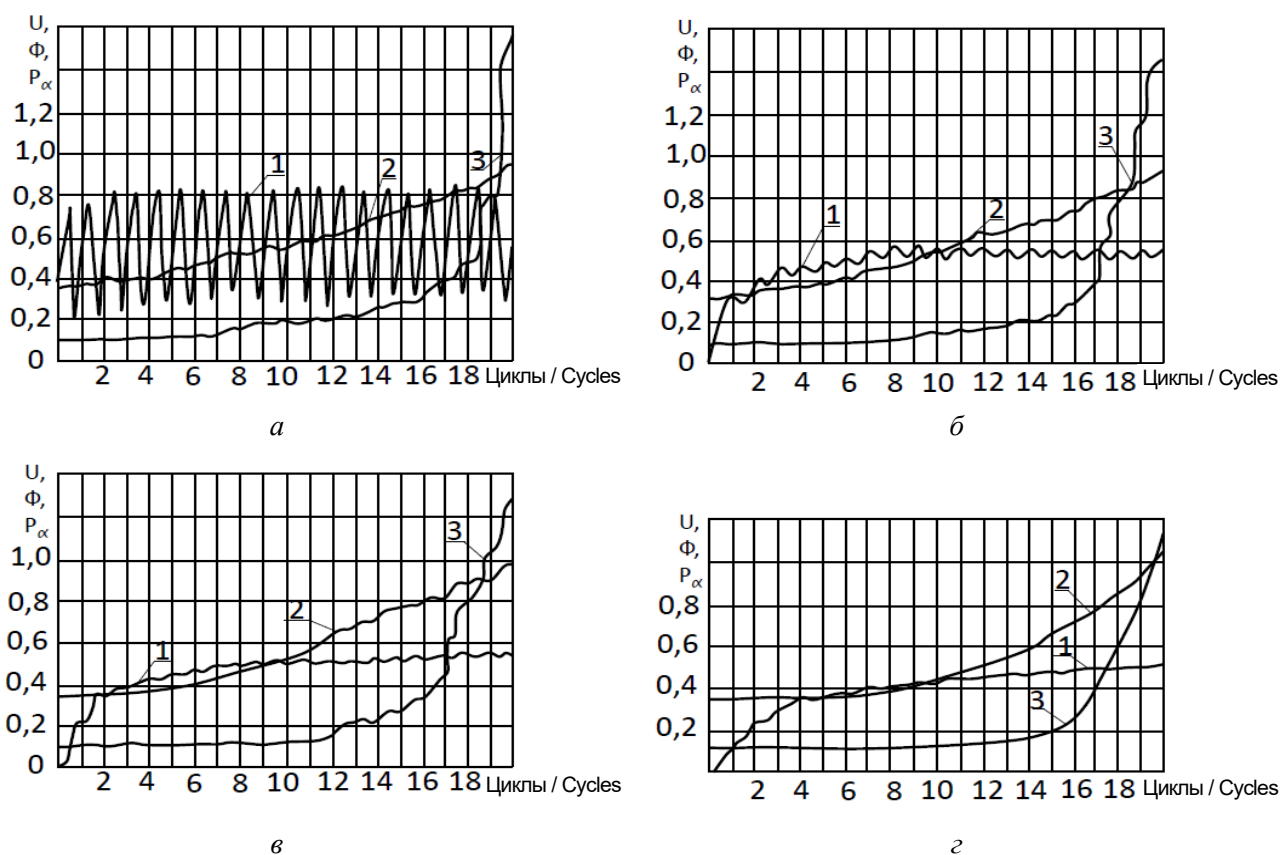


Рис. 4. Кривые изменения относительных величин (1 – температуры U ; 2 – влагосодержания Φ ; 3 – давления P_{α}) от числа циклов замораживания и оттаивания по глубине бетона на расстоянии от поверхности бетона:
 a – 6 см; $б$ – 20 см; $в$ – 30 см; $з$ – 40 см

Figure 4. Curves of changes the relative values (1 – temperature U ; 2 – water content Φ ; 3 – pressure P_{α}) on the number of freeze and thaw cycles by the depth of concrete at a distance from the concrete surface:
 a – 6 cm; $б$ – 20 cm; $в$ – 30 cm; $з$ – 40 cm

5. Заключение

Разработана физико-математическая модель процессов, протекающих при циклическом замораживании и оттаивании бетонов, позволяющая физически ясно и обосновано описать происходящие изменения в структуре бетонов.

На основе физико-математической модели процессов, протекающих при циклическом замораживании и оттаивании бетонов, предложен критерий морозостойкости $K_{\text{мрз}}$, который имеет тесную корреляционную зависимость с фактической морозостойкостью бетонов. Это дает возможность ускоренно прогнозировать морозостойкость изготовленных бетонов без проведения длительных испытаний.

Разработанная физико-математическая модель имеет большой практически выход. Она позволяет обосновано назначать проектные марки по морозостойкости бетонов, подбирать составы бетонов на заданную морозостойкость, определять минимально необходимый расход цемента на 1 м³ бетона для обеспечения проектной морозостойкости, предложить пути ухода за бетоном в процессе его эксплуатации, что увеличивает на 3–4 марки его морозостойкость.

Список литературы

1. *Житкевич Н.А.* Бетон и бетонные работы. СПб., 1912. 524 с.
2. *Власов О.Е.* Физические основы теории морозостойкости // Труды НИИ Стройфизика. 1967. Вып. 3. С. 163–178.
3. *Горчаков Г.И., Капкин М.М., Скрамтаев Б.Г.* Повышение морозостойкости бетона промышленных и гражданских сооружений. М.: Стройиздат, 1965. 195 с.
4. *Powers T.C.* The air requirement of frost resistance concrete // Highway Research Board Proceedings. 1949. Vol. 29. Pp. 184–209. URL: <https://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/hrbproceedings/29/29-010.pdf> (accessed: 22.02.2023).

5. Powers T.C., Brownyard T.L. *Studies of the physical properties of hardened portland cement paste*. Skokie: Portland Cement Association, 1947. Bull. 22. 892 p.
6. Кунцевич О.В. Бетоны высокой морозостойкости для сооружений Крайнего Севера. Л.: Стройиздат, 1983. 131 с.
7. Кунцевич О.В., Магомедэминов И.И. Исследование прочности и морозостойкости растворов с комплексными добавками // Повышение долговечности бетона транспортных сооружений: межвузовский сборник научных трудов. М.: МИИТ, 1980. Вып. 662. С. 26–34.
8. Москвин В.М. Коррозия бетона. М.: Стройиздат, 1952. 341 с.
9. Шейкин А.Е., Добшиц Л.М. О связи критерия морозостойкости с реальной морозостойкостью бетонов // Бетон и железобетон. 1981. № 1. С. 19–20.
10. Шейкин А.Е., Добшиц Л.М. Цементные бетоны высокой морозостойкости. Л.: Стройиздат, 1989. 128 с.
11. Добшиц Л.М. Долговечность бетонов транспортных сооружений и пути ее повышения // Технологии бетонов. 2014. № 4 (93). С. 32–36.
12. Шейкин А.Е., Добшиц Л.М., Баранов А.Т. Критерии морозостойкости ячеистых бетонов автоклавного твердения // Бетон и железобетон. 1986. № 5. С. 31–32.
13. Добшиц Л.М., Николаева А.А. Повышение стойкости бетонов к действию окружающей среды // Вестник Поволжского государственного технологического университета. Серия: Материалы. Конструкции. Технологии. 2019. № 3. С. 18–27. <https://doi.org/10.25686/2542-114X.2019.3.18>

References

1. Zhitkevich N.A. *Concrete and works with concrete*. St. Petersburg; 1912. (In Russ.)
2. Vlasov O.E. Physical foundations of the frost resistance theory. *Trudy NII Strojfizika*. 1967;(3):163–178. (In Russ.)
3. Gorchakov G.I., Kapkin M.M., Skramtaev B.G. *Increasing the frost resistance of concrete for industrial and civil structures*. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1965. (In Russ.)
4. Powers T.C. The air requirement of frost resistance concrete. *Highway Research Board Proceedings*. 1949;29:184–209. Available from: <https://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/hrbproceedings/29/29-010.pdf> (accessed: 22.02.2023).
5. Powers T.C., Brownyard T. *Studies of the physical properties of hardened portland cement paste* (bull. 22.). Skokie: Portland Cement Association; 1947.
6. Kuncovich O.V. *Concretes with high frost resistance for structures in the Far North*. Leningrad: Stroyizdat Publ.; 1983. (In Russ.)
7. Kuncovich O.V., Magomedehminov I.I. *Study of strength and resistance to frost of mortars with complex additives*. Moscow: MIIT; 1980. (In Russ.)
8. Moskvina V.M. *Corrosion of concrete*. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1952. (In Russ.)
9. Shejkin A.E., Dobshic L.M. On the relationship between the frost resistance criterion and the real frost resistance of concretes. *Beton i Zhelezobeton*. 1981;(1):19–20. (In Russ.)
10. Shejkin A.E., Dobshic L.M. *Cement concretes with high frost resistance*. Leningrad: Stroyizdat Publ.; 1989. (In Russ.)
11. Dobshits L.M. Durability of transport structures concrete and ways of its improvement. *Concrete Technologies*. 2014;(4):32–36. (In Russ.)
12. Shejkin A.E., Dobshic L.M., Baranov A.T. Criteria of frost resistance for cellular concrete of autoclaved curing. *Beton i Zhelezobeton*. 1986;(5):31–32. (In Russ.)
13. Dobshits L.M., Nikolaeva A.A. Increasing the resistance of concretes to environmental factors. *Bulletin of the Volga State Technological University. Series: Materials. Constructions. Technologies*. 2019;(3):18–27. (In Russ.) <https://doi.org/10.25686/2542-114X.2019.3.18>



DOI: 10.22363/1815-5235-2023-19-3-322-328

EDN: QONAUP

UDC 691.32:624.046

RESEARCH ARTICLE / НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

Reinforcement of columns using different composite materials

Galina E. Okolnikova^{1,2} , Svetlana B. Strashnova¹ ,
 Sikhanyisiwe Mercy Mabhena¹ , Stanislav V. Strashnov¹  

¹RUDN University, Moscow, Russian Federation²National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russian Federation

✉ shtrafnoy@gmail.com

Article history

Received: February 29, 2023

Revised: April 22, 2023

Accepted: April 25, 2023

Abstract. The adoption in construction of composite materials made by combining two or more materials to produce a material with improved properties over the separate components has been steadily increasing over the past decades. In the past few years there have been advances in composite manufacturing technology, increased demand for sustainable and eco-friendly building materials, and the need for materials that are lightweight and easy for transportation. For these reason, architects and civil engineers incorporate composites into structural elements to achieve these desired goals and optimize the cost of construction. One of the most common composite materials that was introduced to the industry is fiber reinforced polymer (FRP), produced by combining fibers (carbon, glass, or aramid) with a polymer matrix (epoxy or polyester). FRP materials are lightweight, durable and corrosion resistant, which makes them ideal for use in a wide range of construction applications. This study aims to propose a comparison between four different methods as a viable solution to strengthen and reinforce column structures. The structural behavior of three different composite materials was investigated. One traditional concrete-steel column was tested in the experiment for comparison. The other three columns were reinforced using carbon fiber reinforced plastic (CFRP), glass fiber reinforced plastic (GFRP) and stainless steel respectively. The obtained experimental results were analyzed, and comparison of three different systems of reinforcement for strengthening columns with composite materials was performed.

Keywords: composite materials, fibers, reinforcement, resin, matrix, strength, stiffness

For citation

Okolnikova G.E., Strashnova S.B., Mabhena S.M., Strashnov S.V. Reinforcement of columns using different composite materials. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2023;19(3):322–328. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2023-19-3-322-328>

Galina E. Okolnikova, PhD in Engineering, Associate Professor, Department of Civil Engineering, Academy of Engineering, RUDN University, Moscow, Russian Federation; Associate Professor, Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russian Federation; ORCID: 0000-0002-8143-4614; okolnikova-ge@rudn.ru

Svetlana B. Strashnova, PhD in Chemistry, Associate Professor, Department of General and Inorganic Chemistry, Faculty of Sciences, RUDN University, Moscow, Russian Federation; ORCID: 0000-0002-2588-504X; sstrashnova@mail.ru

Sikhanyisiwe Mercy Mabhena, master's student, Department of Civil Engineering, Academy of Engineering, RUDN University, Moscow, Russian Federation; ORCID: 0009-0005-9130-5823; mabhenasikha@gmail.com

Stanislav V. Strashnov, PhD in Engineering, Head of the Department of Applied Informatics and Intelligent Systems in Humanities, Institute of the Russian Language, RUDN University, Moscow, Russian Federation; ORCID: 0000-0002-6401-2524; shtrafnoy@gmail.com

© Okolnikova G.E., Strashnova S.B., Mabhena S.M., Strashnov S.V., 2023




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

Армирование колонн с использованием различных композитных материалов

Г.Э. Окольникова^{1,2} , С.Б. Страшнова¹ , С.М. Мабена¹ , С.В. Страшнов¹  

¹Российский университет дружбы народов, Москва, Российская Федерация

²Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва, Российская Федерация

 shtrafnoy@gmail.com

История статьи

Поступила в редакцию: 29 февраля 2023 г.

Доработана: 22 апреля 2023 г.

Принята к публикации: 25 апреля 2023 г.

Для цитирования

Okolnikova G.E., Strashnova S.B., Mabena S.M., Strashnov S.V. Reinforcement of columns using different composite materials // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2023. Т. 19. № 3. С. 322–328. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2023-19-3-322-328>

Аннотация. Внедрение в строительство композитных материалов, изготовленных путем объединения двух или более материалов с целью получения материала, обладающего улучшенными свойствами, по сравнению с отдельными компонентами, неуклонно растет в течение последних десятилетий. За это время произошел прогресс в технологии производства композитов, увеличился спрос на устойчивые и экологически чистые строительные материалы, а также потребность в материалах, являющихся легкими и удобными для транспортировки. По этой причине архитекторы и инженеры-строители включают композиты в конструктивные элементы для достижения желаемых целей и оптимизации стоимости строительства. Одним из наиболее распространенных композитных материалов, представленным в промышленности, является армированный волокнами полимер (FRP), полученный посредством объединения волокон (углерод, стекло или арамид) с полимерной матрицей (эпоксидная смола или полиэфир). Материалы FRP легкие, прочные и устойчивые к коррозии, что делает их идеальными для использования в самых разных областях строительства. Исследование нацелено на то, чтобы сравнить четыре различных метода в качестве жизнеспособного решения для укрепления и усиления конструкций колонн. Изучено структурное поведение трех различных композиционных материалов. В эксперименте для сравнения испытана одна традиционная бетонно-стальная колонна. Остальные три колонны усилены с использованием углепластика, стеклопластика и нержавеющей стали соответственно. Полученные экспериментальные результаты проанализированы, выполнено сравнение трех различных систем армирования для усиления колонн композитными материалами.

Ключевые слова: композитные материалы, волокна, армирование, смола, матрица, прочность, жесткость

1. Introduction

Reinforcing column structures using composite materials like carbon fiber reinforced polymer (CFRP) or glass fiber reinforced polymer (GFRP) is a well-established solution in the construction field. The effectiveness of these reinforcement methods has been proven and validated by several experimental researches [1–3]. Fiber reinforced polymers offer several advantages over traditional reinforcement methods, such as high strength to weight ratio, design flexibility, and cost effectiveness. However, there are also some limitations associated with these materials. Although composite materials are slightly durable than traditional materials, they are prone to cracking, splitting, and delaminating especially exposed to high temperatures. The challenge to overcome these limitations has led to the development of new composite materials such as Fiber Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) that consist of fibers in the form of meshes and grids combined with inorganic matrices to guarantee high performances in harsh conditions like high temperatures [4]. The effectiveness of CFRP and GFRP as an internal

Окольникова Галина Эриковна, кандидат технических наук, доцент департамента строительства, инженерная академия, Российский университет дружбы народов, Москва, Российская Федерация; доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва, Российская Федерация; ORCID: 0000-0002-8143-4614; okolnikova-ge@rudn.ru

Страшнова Светлана Болеславна, кандидат химических наук, доцент, кафедра общей и неорганической химии, факультет физико-математических и естественных наук, Российский университет дружбы народов, Москва, Российская Федерация; ORCID: 0000-0002-2588-504X; ssrashnova@mail.ru

Мабена Сиканьисиве Мерси, магистрант, департамент строительства, инженерная академия, Российский университет дружбы народов, Москва, Российская Федерация; ORCID: 0009-0005-9130-5823; mabhenasikha@gmail.com

Страшнов Станислав Викторович, кандидат технических наук, заведующий кафедрой прикладной информатики и интеллектуальных систем в гуманитарной сфере, институт русского языка, Российский университет дружбы народов, Москва, Российская Федерация; ORCID: 0000-0002-6401-2524; shtrafnoy@gmail.com

reinforcement for concrete columns have been investigated by several authors. In [5], Hany Tobbi investigated the behavior of concentrically loaded Fiber-Reinforced Polymer reinforced concrete columns with varying reinforcement types. The results showed that the ultimate axial strain of columns reinforced with FRP is almost 30% lower than those reinforced with the same volume of traditional steel. He also discovered that columns internally reinforced with a combination of steel longitudinal bars and FRP transverse reinforcements exhibit good gains in terms of compressive strength and ultimate axial strain [6; 7]. Stainless steel (SS) is another material for reinforcement that has been used for strengthening concrete structures due to its favorable durability and accessibility. In comparison to fiber reinforced polymers, stainless steel reinforcement is usually applied by means of mechanical connectors (without the use of resins) or embedded with lime mortars [8]; its degradation on the long-term is much slower comparing it to that of composite materials or traditional steel [9]. Its complete reversibility can often be achieved, and the isotropy of the stainless steel may represent a solution for multi-directional loading actions, typical for a structure subjected to static and dynamic loads [10; 11]. Although a lot of researchers have investigated structural behavior of these materials individually as reinforcement methods [12–15], there is not much data then in reinforcement of column. In this paper, four different reinforcement methods from CFRP, GFRP, stainless steel and traditional steel are compared. The structural behavior of each specimen is assessed, and the amount of reinforcement in each specimen is calculated.

2. Experimental investigation

This study is conducted through a combination of computation experimental methods in software ETABS 20. The mechanical properties of composite materials are determined by performing tensile, torsional and shear tests. Tests are conducted with different types of composite materials shown in Table 1 such as stainless steel, carbon fiber reinforced polymers (CFRP), and glass fiber reinforced polymers (GFRP). The results of these tests will be used to develop experimental structures for column reinforcement.

Properties of materials. For design and analysis the following SI codes were used:

- IS 456:2000 for reinforced cement concrete;
- IS 875.1:1987 for dead load assignment;
- IS 875.2:1987 for live load assignment;
- IS 875:1987 for wind load assignment;
- ACI 440.1.06 Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars.

In this experiment M30 grade concrete is used as a binding material along with different types of reinforcing bars (Table 2).

Table 1

Mechanical properties of different reinforcing materials

Properties	Steel bar	Stainless steel	GFRP	CFRP
Variant	HYSD 415	Austenitic (304)	E-class	Woven include epoxy
Specific mass density, gm/cm ³	7.8	8	2.1	1.8
Modulus of elasticity, GPa	200	190	51	500
Yield strength, MPa	415	205	N/A	N/A
Tensile strength, MPa	485	515	1500	3400
Thermal expansion coefficient, (C°) ⁻¹	11.7·10 ⁻⁶	17.3·10 ⁻⁶	10·10 ⁻⁶	0

Table 2

Mechanical properties of M30 grade concrete

Parameter	Unit	Values
Specific mass density	Kg/m ³	2548.53
Modulus of elasticity <i>E</i>	MPa	27386.13
Poisson's ratio	–	0.2
Thermal expansion coefficient	(C°) ⁻¹	0.000013
Shear modulus <i>G</i>	MPa	11410.89

3. Analysis

Tensile analysis. During the test, the load and the corresponding deformation was measured to determine the stress-strain behaviour of the material. The test results determined the ultimate percentage of rebar required to resist the load, elongation, and other mechanical properties of the material (Figure 1). To perform a tensile test

of a rebar, the first step was to create a finite element model of the specimen. Here four specimens were created as a RC column of having cross section $450 \times 450 \text{ mm}^2$ and height of 3 m each. Each specimen consists of four different types of rebar (Figure 2).

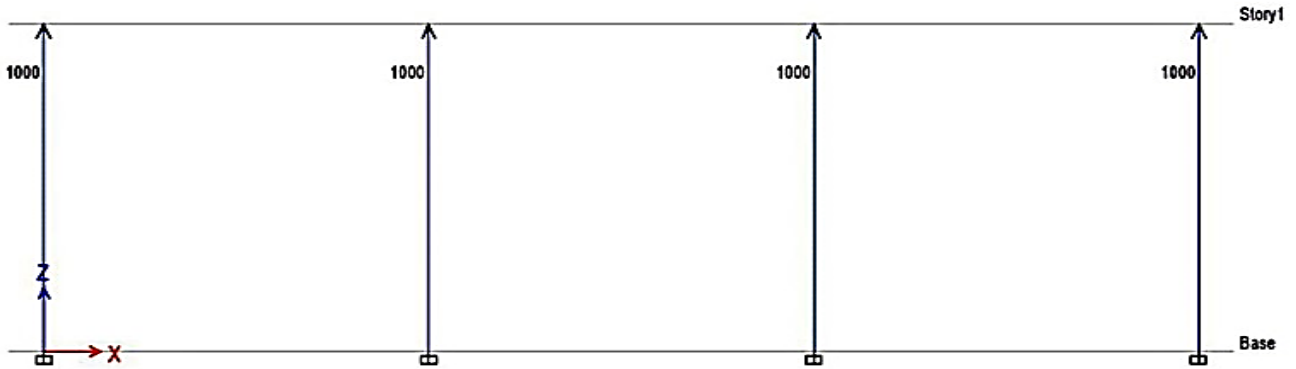


Figure 1. A model to analyze tension reinforcement in column

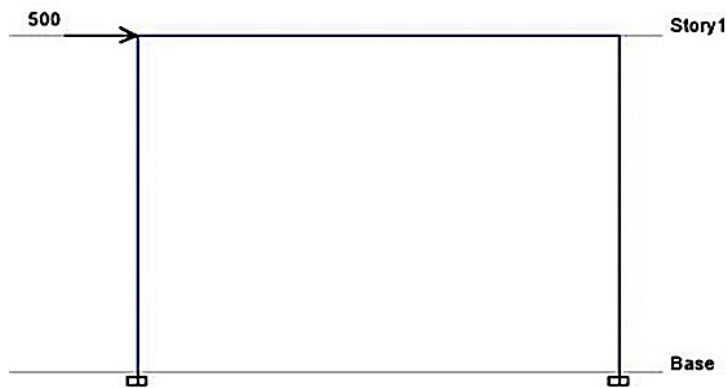


Figure 2. A model to analyze shear reinforcement in column

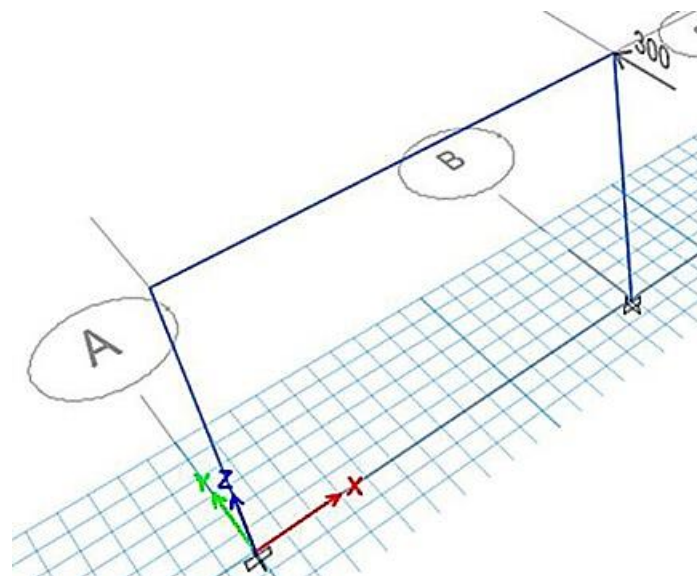


Figure 3. A model to analyze flexural reinforcement

Four different specimens made of HYSD415, austenitic stainless steel, GFRP and CFRP from left to right were subjected under a tensile load of 1000 kN and each column was meshed with enough nodes and elements to accurately capture the deformation and stress distribution of the specimen. As the load was applied, the deformation of the specimen was recorded, and the corresponding stress was calculated using the cross-sectional area of the rebar.

Shear analysis. During this test, the rebars are subjected to a force perpendicular to the longitudinal axis until failure, with the results indicating the rebar's resistance to shear forces. Four single story RCC bays measuring 3 m in height and 4 m in width. Each bay made with M30 grade concrete and HYSD415 steel, austenitic stainless steel, GFRP and CFRP reinforcement respectively. A 500 kN horizontal load is applied as shown below. After applying load, the required reinforcement is calculated and compared among each variant.

Torsional analysis. In this test four single story RCC bays are made. Each bay is made with M30 grade concrete and HYSD415 steel, austenitic stainless steel, GFRP and CFRP reinforcement respectively. A 300 kN horizontal load is applied as shown in the Figure 3.

4. Results

From the tensile test analysis, the results presented in Figure 4 were obtained.

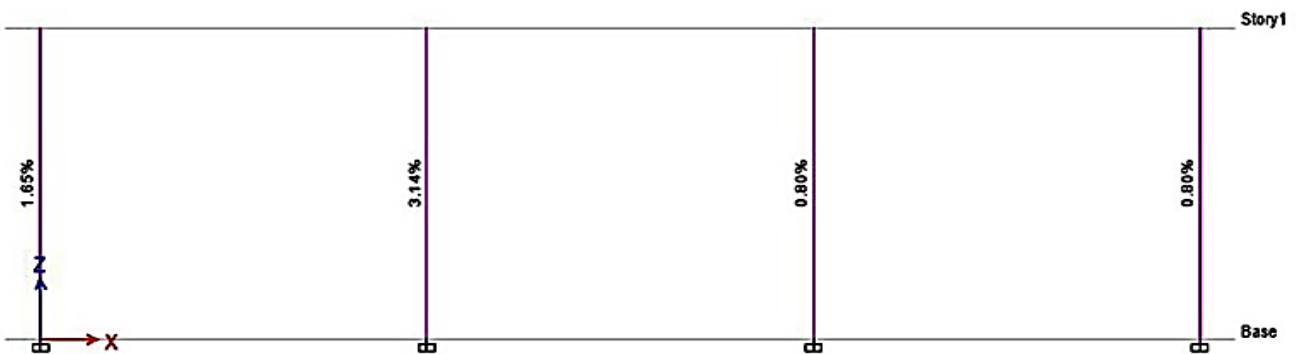


Figure 4. Percentage of tensile reinforcement in different types of columns

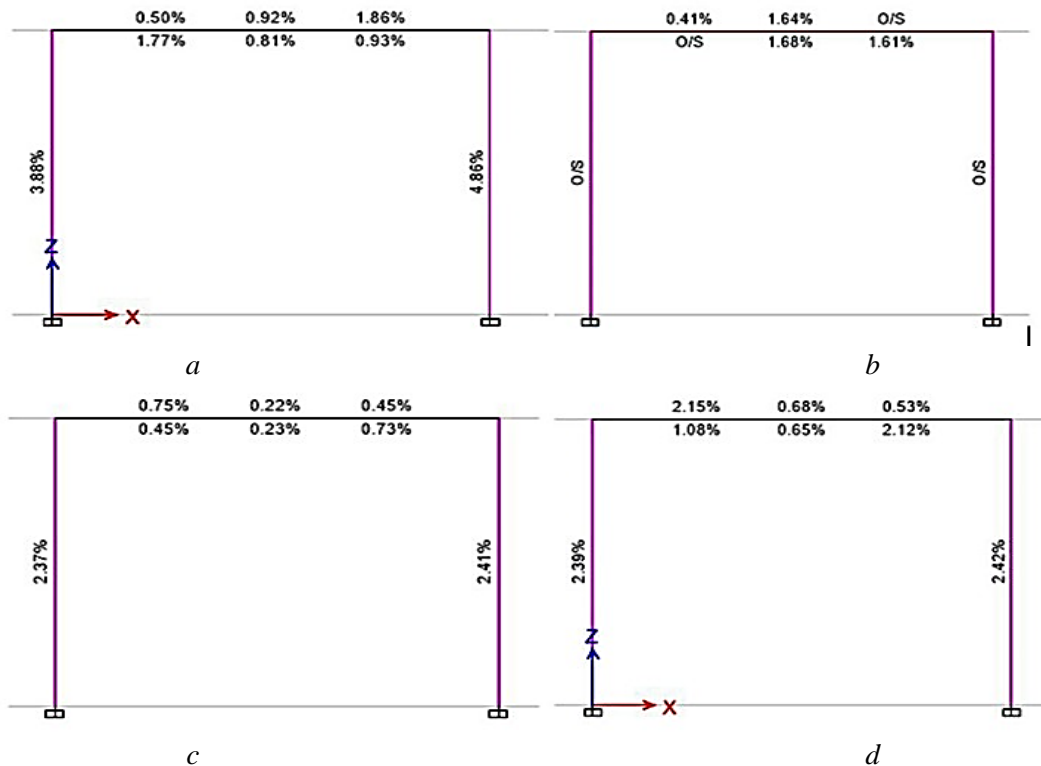


Figure 5. Variation of reinforcement of steel: a – stainless steel; b – GFRP; c – CFRP; d – in shear

The diagram in Figure 1 presents information regarding the arrangement of columns and loads. By referring to Figure 4, it is illustrated that to withstand a tensile load of the same magnitude, traditional steel (HYSD415) necessitates 1.65% of the total cross-sectional area, whereas stainless steel, GFRP, and CFRP require only 3.14, 0.8, and 0.8% respectively. This disparity can be attributed to their varying ability to handle tensile stress.

From the shear test analysis, the results presented in Figure 5 were obtained.

Figure 1 was analyzed, and the outcomes have been displayed in Figure 4. Based on these findings, it can be deduced that to withstand a shear force of 500 kN, the column's steel percentage should be higher than that of GFRP and CFRP columns. However, for composite columns made of stainless steel, they failed or became overstressed (o/s), indicating that the cross-sectional area of that column must be increased.

From the torsion test analysis, the results presented in Figure 6 were obtained.

In Figure 2 the 300 kN load was applied on right beam column junction so as per moment frame mechanism a $300 \cdot 4 = 1200$ kNm torsion will be applied on left column. To resist that torsional force every composite column, made up with different reinforcing materials requires different percentage of reinforcement (shown in Figure 6).

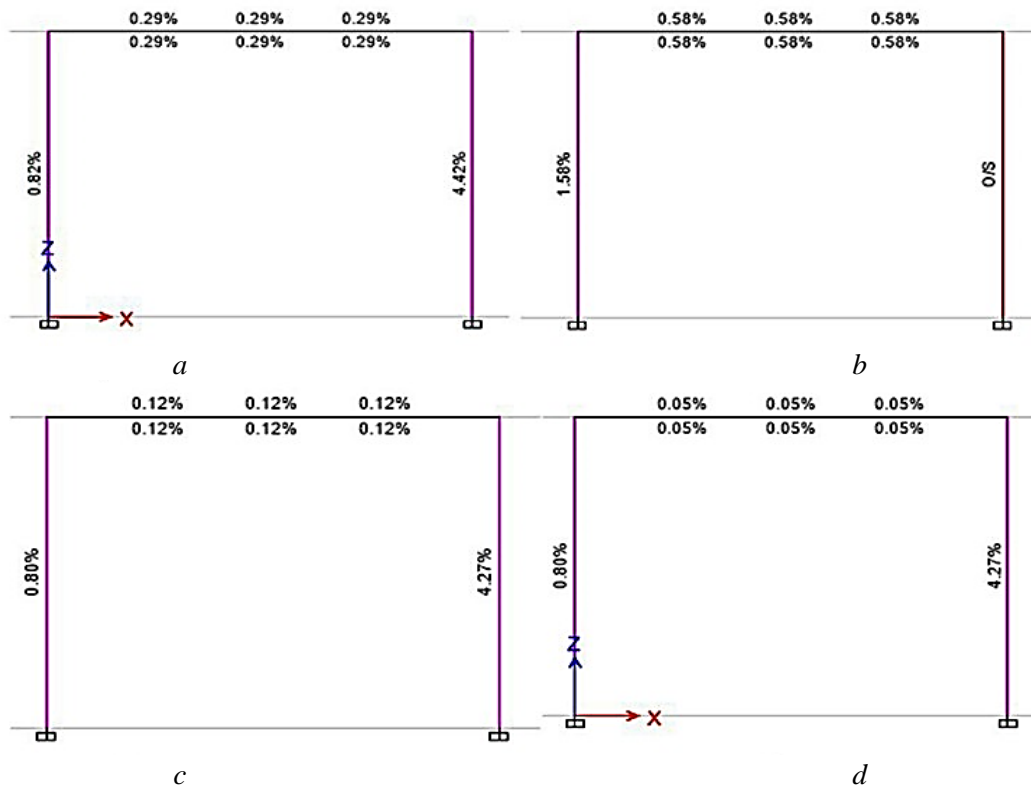


Figure 6. Variation of reinforcement of steel:
a – stainless steel; *b* – GFRP; *c* – CFRP; *d* – in torsion

From the result, stainless steel column requires more percentage of steel than other three columns as flexural stiffness is less than steel, CFRP and GFRP.

5. Conclusion

Table 3 presents the comparison of different types of reinforcement materials, namely steel, stainless steel, GFRP, and CFRP, based on their percentage of reinforcement on the left and right columns of a structural element.

Table 3

Deviation in percentage of reinforcement

Type of reinforcement	Left column, %	Right column, %	Average, %	Deviation w.r.t steel
Steel	3.88	4.86	4.37	0
Stainless steel	o/s	o/s	N/A	N/A
GFRP	2.37	2.41	2.39	-1.98
CFRP	2.39	2.42	2.405	-1.965

From the results obtained:

– the average percentage of reinforcement is found to be the highest for steel, followed by GFRP and CFRP, i.e. to withstand the same amount of load, the amount of steel reinforcement required would be more than that of GFRP and CFRP;

– the deviation with respect to steel is for GFRP and CFRP, which shows that these materials are 1.98% and 1.965% lower than steel, respectively. This analysis can be helpful in selecting the appropriate reinforcement material for a particular application, considering the mechanical properties, cost, and other factors;

– the combined cross-sectional area of two columns, each measuring $450 \times 450 \text{ mm}^2$, is 0.45 m^3 . As a result, if GFRP and CFRP are utilized, the amount of reinforcement can be reduced by 1.98 and 1.965% respectively. This implies that when dealing with a substantial amount of concrete, the amount of reinforcement required will be considerably reduced;

– regarding beams subjected to direct compressive stress of 500 kN, the composite beam with GFRP showed superior performance, as it required a smaller amount of rebars, followed by the steel and CFRP composite beams. However, in the case of stainless steel, the top and bottom reinforcement were unable to withstand the stress. This discrepancy in percentage can be attributed to the differences in yield stress among various types of rebars.

References

1. Zadeh H.J., Nanni A. Design of RC columns using glass FRP reinforcement. *Journal of Composites for Construction*. 2013;17(3):294–304. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000354](http://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000354)
2. Akguzel U., Pampanin S. Assessment and Design procedure for the seismic retrofit of reinforced concrete beam-column joints using FRP composite materials. *Journal of Composites for Construction*. 2012;16(1):21–34. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000242](http://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000242)
3. Mohamed H.M., Afifi M.Z., Benmokrane B. Performance evaluation of concrete columns reinforced longitudinally with FRP bars and confined with FRP hoops and spirals under axial load. *Journal of Bridge Engineering*. 2014;19(7):04014020. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000590](http://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000590)
4. Donnini J., Corinaldesi V. Concrete columns confined with different composite materials. *MATEC Web of Conferences*. 2018;199:09012. <http://doi.org/10.1051/mateconf/201819909012>
5. Said A.M., Nehdi M.L. Use of FRP for RC frames in seismic zones. Part II. Performance of steel-free GFRP-reinforced beam-column joints. *Applied Composite Materials*. 2004;11(4):227–245. <http://doi.org/10.1023/B:ACMA.0000035480.85721.b5>
6. Saravanan J., Kumaran G. Joint shear strength of FRP reinforced concrete beam-column joints. *Open Engineering*. 2011;1(1):89–102. <http://doi.org/10.2478/s13531-011-0009-6>
7. Tobbi H., Farghaly A., Benmokrane B. Behavior of concentrically loaded fiber-reinforced polymer reinforced concrete columns with varying reinforcement types and ratios. *ACI Structural Journal*. 2014;111(2):375–386.
8. Dawei Z., Qi Z., Xiaoguang F., Shengdun Z. Review on joining process of carbon fiber-reinforced polymer and metal: methods and joining process. *Rare Metal Materials and Engineering*. 2018;47(12):3686–96. [http://doi.org/10.1016/S1875-5372\(19\)30018-9](http://doi.org/10.1016/S1875-5372(19)30018-9)
9. Yuan J., Ou Z. Research progress and engineering applications of stainless steel-reinforced concrete structures. *Advances in Civil Engineering*. 2021;2021:9228493. <http://doi.org/10.1155/2021/9228493>
10. Wang H., Shi F., Shen J., Zhang A., Zhang L., Huang H., Liu J., Jin K., Feng L., Tang Zh. Research on the self-sensing and mechanical properties of aligned stainless steel fiber-reinforced reactive powder concrete. *Cement and Concrete Composites*. 2021;119:104001. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2021.104001>
11. Singh S., Angra S. Experimental evaluation of hygrothermal degradation of stainless-steel fibre metal laminate. *Engineering Science and Technology, an International Journal*. 2018;21(1):170–179. <http://doi.org/10.1016/j.jestch.2018.01.002>
12. Rabi M., Cashell K.A., Shamass R. Flexural analysis and design of stainless steel reinforced concrete beams. *Engineering Structures*. 2019;198:109432. <http://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109432>
13. Ahmed K.S., Habib M.A., Asef M.F. Flexural response of stainless steel reinforced concrete beam. *Structures*. 2021;34:589–603. <http://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.08.019>
14. Li Q., Guo W., Liu C., Kuang Y., Geng H. Experimental and theoretical studies on flexural performance of stainless steel reinforced concrete beams. *Advances in Civil Engineering*. 2020;2020:e4048750. <http://doi.org/10.1155/2020/4048750>
15. Chen C., Yang Y., Zhou Y., Xue C., Chen X., Wu H., Sui L., Li X. Comparative analysis of natural fiber reinforced polymer and carbon fiber reinforced polymer in strengthening of reinforced concrete beams. *Journal of Cleaner Production*. 2020;263:121572. <http://doi.org/10.1016/j.jclepro.2020.121572>

DOI: 10.22363/1815-5235-2023-19-3-329-336

EDN: RCYIGM

UDC 691.421-431

RESEARCH ARTICLE / НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

Geometric characterization of solid ceramic bricks for construction in Ecuador

David Cajamarca-Zuniga^{1,2}  , Oleg Kabantsev² , Daniel Campos¹ 

¹Catholic University of Cuenca, Cuenca, Republic of Ecuador²National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russian Federation

✉ cajamarca.zuniga@gmail.com

Article history

Received: February 17, 2023

Revised: April 24, 2023

Accepted: April 29, 2023

Acknowledgements

The authors thank the students of the Civil Engineering Department at the Catholic University of Cuenca – A. Astudillo, J. Landi, J. Jimenez, B. Ayavaca, A. Avila, N. Cruz, A. Romero, A. Pico, D. Cuenca, D. Alvarez, D. Sanmartín, C. Once, C. Ortíz, S. González, J. Ludeña, J. Molina, A. Menezes – for their collaboration in field data collection.

For citation

Cajamarca-Zuniga D., Kabantsev O., Campos D. Geometric characterization of solid ceramic bricks for construction in Ecuador. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2023;19(3):329–336. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2023-19-3-329-336>

Abstract. In Ecuador, about 95.9% of dwellings are built with masonry, however the local production of bricks does not meet technical standards and there is no scientific research on its geometric characterization and the technical state of their production. The geometric characterization of bricks is essential for the standardization of materials and constructions and allows the design of structures with a higher degree of accuracy. This research, conducted in 12 provinces of the 3 continental regions of the country, where 79% of the buildings are concentrated, studies for the first time the geometric characteristics of solid clay bricks in Ecuador. The results show that 67% of the brick production in Ecuador is artisanal and 98% of the factories do not comply with the technical standards for brick production. The authors present the characteristic dimensions of solid bricks produced in different regions of Ecuador. The results show a high variation in brick dimensions depending on the region, and even in a same province the dimensions depend on the factory, since its production does not comply with any standard. Ecuadorian standards regulating brick geometry need to be updated taking into account the real characteristics of the national brick production.

Keywords: clay bricks, geometric characteristics, solid brick dimensions, production technologies, masonry structures

David Cajamarca-Zuniga, Associate Professor, Department of Civil Engineering, Catholic University of Cuenca, Cuenca, Republic of Ecuador; PhD Researcher, Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russian Federation; ORCID: 0000-0001-8796-4635; cajamarca.zuniga@gmail.com

Oleg V. Kabantsev, Doctor of Science, Full Professor, Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russian Federation; ORCID: 0000-0001-9907-8470; ovk531@gmail.com

Daniel Campos, Associate Professor, Department of Civil Engineering, Catholic University of Cuenca, Cuenca, Republic of Ecuador; ORCID: 0000-0001-9633-3261; dcamposv@ucacue.edu.ec

© Cajamarca-Zuniga D., Kabantsev O., Campos D., 2023




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

Геометрические характеристики полнотелого керамического кирпича, применяемого для строительства в Эквадоре

Д. Кахамарка-Сунига^{1,2}  , О.В. Кабанцев² , Д. Кампос¹ 

¹Католический университет города Куэнки, Куэнка, Республика Эквадор

²Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва, Российская Федерация

 cajamarca.zuniga@gmail.com

История статьи

Поступила в редакцию: 17 февраля 2023 г.

Доработана: 24 апреля 2023 г.

Принята к публикации: 29 апреля 2023 г.

Благодарности

Авторы благодарят студентов кафедры гражданского строительства Католического университета Куэнки – А. Астудильо, Х. Ланди, Х. Хименеса, Б. Аяваку, А. Авилу, Н. Круза, А. Ромеро, А. Пико, Д. Куэнку, Д. Альвареса, Д. Санмартина, К. Онсе, К. Ортис, С. Гонсалес, Х. Луденью, Х. Молину, А. Менесеса – за содействие в сборе информации.

Для цитирования

Cajamarca-Zuniga D., Kabantsev O., Campos D. Geometric characterization of solid ceramic bricks for construction in Ecuador // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2023. Т. 19. № 3. С. 329–336. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2023-19-3-329-336>

Аннотация. В Эквадоре около 95,9 % жилых домов построены из кирпичей, однако местное производство кирпича не соответствует техническим стандартам, отсутствуют научные исследования по его геометрическим характеристикам и техническому состоянию его производства. Определение геометрических характеристик кирпича имеет существенное значение для стандартизации материалов и конструкций и позволяет проектировать конструкции с более высокой степенью точности. В исследовании, проведенном в 12 провинциях трех континентальных регионов страны, где сосредоточено 79 % зданий, впервые изучаются геометрические характеристики полнотелого глиняного кирпича, произведенного в Эквадоре. Установлено, что 67 % производства кирпича в Эквадоре является кустарным и только 6 % – промышленным, при этом 98 % заводов не соблюдают технические стандарты производства кирпича и даже не знают об их существовании. Представлены характерные размеры полнотелого кирпича, произведенного в различных регионах Эквадора. Полученные результаты свидетельствуют о большом разбросе размеров кирпича в зависимости от региона, и даже в одной провинции размеры зависят от завода, поскольку производство не отвечает стандартам. Эквадорские стандарты, регламентирующие геометрию кирпича, нуждаются в обновлении с учетом реальных особенностей национального производства кирпича.

Ключевые слова: керамический кирпич, геометрические характеристики, размеры полнотелого кирпича, технологии производства, каменные конструкции

1. Introduction

In all cultures of the world, both natural and artificial stones have been the most common building material in all historical periods. Natural stone masonry construction dates back to around 12 000 years ago, when nomadic peoples became sedentary and permanent domestic dwellings became common throughout the Mediterranean Levant [1–3]. The pre-Hispanic civilizations of Latin America developed various building techniques for masonry construction, for instance, the Incas built structures with carved natural stones and without mortar, the Mayas built their famous pyramids with adobe bricks covered with natural stones [4–6]. In the American continent, the beginning of the use of fired clay bricks is related to the Spanish conquest and dates back to the 16th century. In Ecuador, the first evidences of the manufacture of ceramic bricks date back to 1565 [7]. Nowadays, the massive use of the steel and reinforced concrete in construction is evident, however, ceramic brick masonry continue to hold a predominant place for building in Ecuador, Latin America and worldwide [8–11].

Approximately 70% of dwellings in Ecuador are 1–2 storey houses [12–14] and 95.9% of dwellings are built with the use of masonry (Figure 1). The literature review reveals that there is no research, scientific articles or technical information on the geometric properties of ceramic bricks produced in different regions of Ecuador.

Кахамарка-Сунига Давид, доцент, департамент строительства, Католический университет города Куэнка, Куэнка, Республика Эквадор; преподаватель-исследователь, кафедра железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва, Российская Федерация; ORCID: 0000-0001-8796-4635; cajamarca.zuniga@gmail.com

Кабанцев Олег Васильевич, доктор технических наук, профессор, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва, Российская Федерация; ORCID: 0000-0001-9907-8470; ovk531@gmail.com

Кампос Даниэль, доцент, департамент строительства, Католический университет города Куэнка, Куэнка, Республика Эквадор; ORCID: 0000-0001-9633-3261; dcampov@ucacue.edu.ec

The few available studies in Ecuador are limited to: determination of the strength of bricks in a given city [15]; mechanical quality levels of bricks produced in a given province [16]; environmental pollution produced by brick factories [17]; and business models of brick factories [18]. These facts evidence the lack of scientific interest in one of the most widely used construction materials in Ecuador.

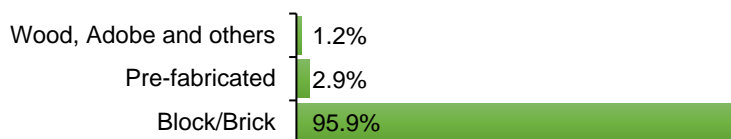


Figure 1. Types of materials used for construction of walls in Ecuador, according to [11]

It is well known that different national standards¹ normalize the brick production. However, the level of technological development in each country is reflected in more precise technical standards, as well as stringent requirements for brick manufacturing and more active research on related topics [19–21]. Since the late 1970s, Ecuador has had technical standards for the geometric, physical and mechanical standardization of building bricks,² however, it is observed that local brick production does not meet these technical specifications and there are no scientific studies on the geometric characterization of the most used construction brick in Ecuador. It is important to note that the geometric properties of bricks are an essential parameter for the standardization and mechanical characterization of materials. In this way, it is important to note the results presented in [16], but it is even more important to point out that it is limited to only 1 province, which represents only 2.84% of the buildings at the national level [11].

Given these facts, it is important to determine the geometric characteristics of the most commonly used clay brick in construction in Ecuador in order to obtain real information that will allow structures to be designed with a higher level of precision and safety.

This article presents the first results on the geometric characterization of solid clay brick as the most used brick in construction in Ecuador and on the particularities of its production. The presented results are the first step prior to the mechanical characterization of the bricks, on which the authors will continue to work.

2. Methods

This study began with a literature review and field data collection on the geometric and mechanical properties of bricks produced in Ecuador, and the characteristics of their production. Then, a field data collection campaign was organized in different provinces of Ecuador with the collaboration of Civil Engineering students from the Catholic University of Cuenca in the framework of the research project PICVII19-87. For the collection of qualitative data, a semi-structured survey was designed and answered by the representative of each factory visited. The survey questionnaire asked about: the manufacturing process to determine whether the factory's technology is artisanal, semi-industrial or industrial; the types of bricks manufactured in the plant; the types of bricks that are mostly commercialized; compliance with standards in the manufacturing process. In addition, each factory visited was geo-referenced and photographs were taken. For the laboratory study, samples of bricks were taken from each production plant in order to determine their geometrical and mechanical characteristics. The geometry and dimensions were determined using measuring instruments and the results were recorded in a measurement notebook.

For the field data collection, the largest factories with the highest brick production in each study region were identified. Data collection for this study was carried out in 52 brick production factories located in 12 provinces of the 3 continental regions of Ecuador (coast, Andes and Amazon). The provinces studied cover 49% of the Ecuadorian territory where 77% of the national population lives [23] and where 79% of the new buildings in Ecuador are located [11] (Figure 2).

¹ NTE INEN 297. *Ladrillos cerámicos. Requisitos. Normalización técnica ecuatoriana*. Quito; 1977; NTC 4205-1. *Unidades de mampostería de arcilla cocida. Ladrillos y bloques cerámicos*. Bogotá: INCOTEC; 2009; ASTM C62-12. *Standard specification for building brick*. Pensilvania: ASTM International; 2012; GOST 530–2012. *Ceramic brick and stone. General specifications*. Moscow; 2013. (In Russ.); EN-771-1. *Specification for masonry units. Part 1. Clay masonry units*. European Committee for Standardization; 2003.

² NTE INEN 297. *Ladrillos cerámicos requisitos*. Quito; 1977; NTE INEN 293. *Ladrillos cerámicos definiciones. Clasificación y condiciones generales*. Quito; 2014; NTE INEN 292. *Ladrillos cerámicos. Muestreo (Clay bricks. Sampling)*. Quito; 2015.

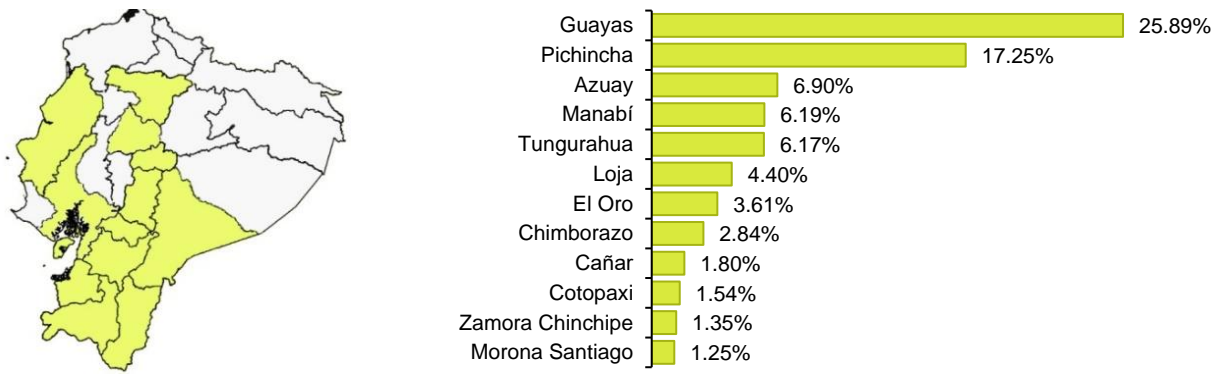


Figure 2. Map of Ecuador and provinces where field data was collected. Provinces with the highest percentage of new buildings in Ecuador in 2018, according to [10]

3. Results and discussion

The results of the field study show that 67% of brick production is mostly artisanal, where the mixing of clay and moulding is done by hand and the firing kiln is rudimentary without technical control of temperature; 27% of brick factories have semi-industrial production processes, in which the clay mixing and moulding is done with machinery and kilning is done in rudimentary kilns or with minimal technology; only 6% of brick factories produce bricks in an industrial way, in which the whole process is done with machinery and the ovens have the appropriate technology for temperature distribution and control (Figure 3).

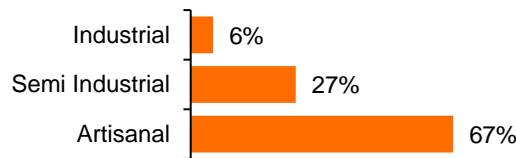


Figure 3. Brick production technologies in Ecuador

The results of this research show that solid clay brick is the most common type of brick produced in Ecuador. 92% of the factories studied produce solid clay brick, but the dimensions of the units vary depending on the region where it is manufactured, and even in the same province, the dimensions of the same type of brick vary depending on the factory. This variation in dimensions is due to the fact that 98.1% of the factories studied do not comply with any technical standard for production. According to the above, the geometric characterization of solid clay brick produced in Ecuador is a relevant topic that deserves to be studied.

The results of the data collected in the field show a high dispersion of the dimensions of solid bricks at the national level. The dimensions vary from 20 to 40 cm in length, 11 to 20 cm in width and 6 to 10 cm in thickness (Figure 4).



Figure 4. Dimensions of solid clay bricks produced in Ecuador

Statistical analysis of the dimensions of bricks produced in the different regions of Ecuador shows a multimodal characteristic (Figure 5). It is observed that at the national level, bricks are: 20–40 cm in length, with a tendency to lengths of 26, 28 and 35 cm; 11 and 20 cm in width, with a tendency to 12, 17 and 19 cm; regard height, it varies between 6 and 10 cm, with a tendency to make bricks of 7 and 9 cm. This multimodal characteristic of the results suggests the need for a more detailed geometric characterization study applied to the different regions of Ecuador (Andean, coastal and Amazonian regions).

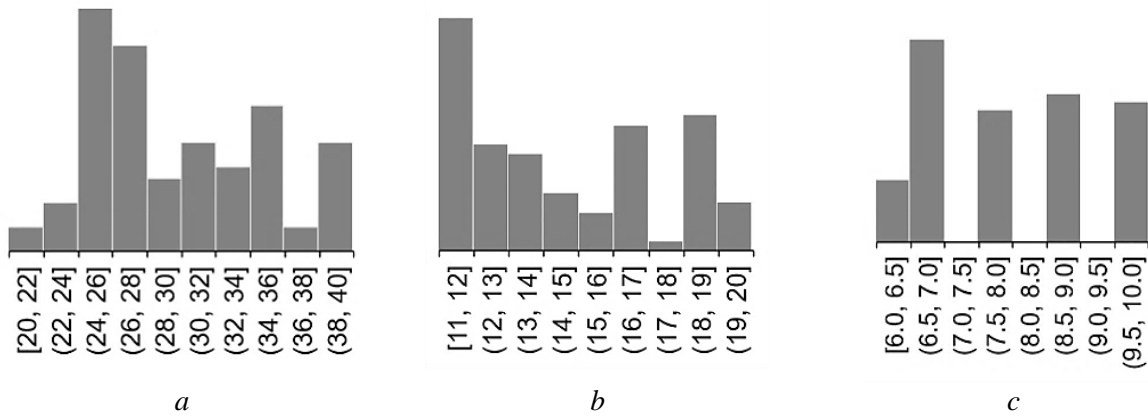


Figure 5. Solid brick dimensions distribution in all regions of Ecuador:
a – length, cm; *b* – width, cm; *c* – height, cm

Statistical results for the dimensions in the Andean region show a bimodal behavior (Figure 6). This bimodal behavior is due the fact that in the south Andean region the dimensions of bricks are different than the bricks produced in the central-north Andean region (Figure 7).

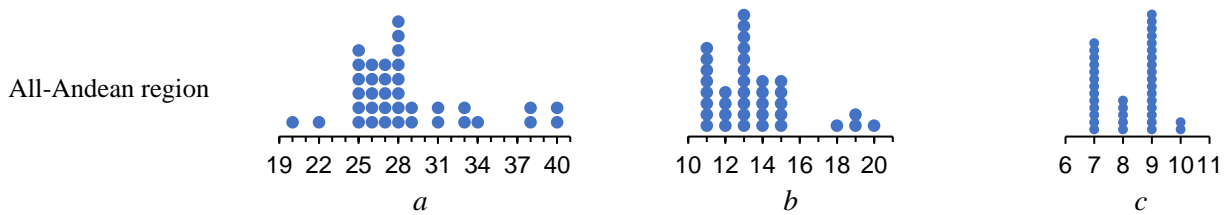


Figure 6. Dimensions of solid bricks in the Andean region of Ecuador:
a – length, cm; *b* – width, cm; *c* – height, cm

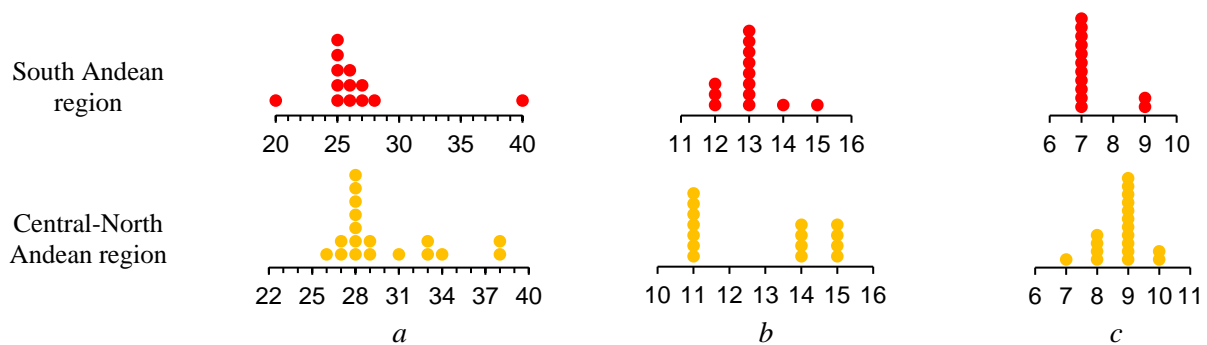


Figure 7. Dimensions of solid bricks in the South Andean and Central-North Andean regions of Ecuador:
a – length, cm; *b* – width, cm; *c* – height, cm

The analysis of the results allows us to establish that the production of solid bricks in the Andean region of Ecuador is characterized by bricks of 28.0×11.0×9.0 cm in the central-northern Andes, while in the southern Andes it is 25.7×13.0×7.5 cm with a standard deviation of 0.31, 0.17 and 0.23 cm in length, width and height respectively.

In the coast region of Ecuador, bricks are produced between 23 and 40 cm of length, 12 and 20 cm of width, and 6 to 10 cm of height (Figure 8). The production of solid bricks in the coast region of Ecuador is characterized by bricks of 35×19×10 cm.

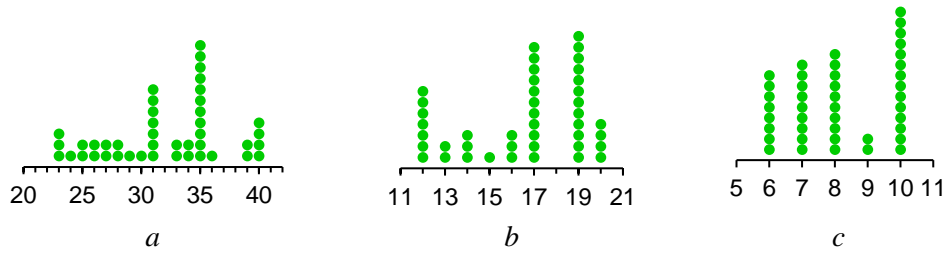


Figure 8. Dimensions of bricks in the coastal region of Ecuador:
a – length, cm; *b* – width, cm; *c* – height, cm

The most densely populated provinces studied in the Amazon region represent only 2.6% of the constructions at the national level. The average dimensions of the solid bricks produced in this region are: 25 cm in length, 12 cm in width and 7 cm in height, with a standard deviation of 0.23, 0.15 and 0.17 cm respectively.

A broader analysis of brick production in the provinces of Azuay and Loja at the south Andean region of Ecuador shows that in the province of Azuay the production tends to be more homogeneous in terms of overall dimensions, although the dispersion in sizes is due to the mainly artisanal and non-standardized nature of production and non-compliance with technical standards. The bricks produced in Azuay are longer and wider, but less thick than in Loja province (Figure 9).

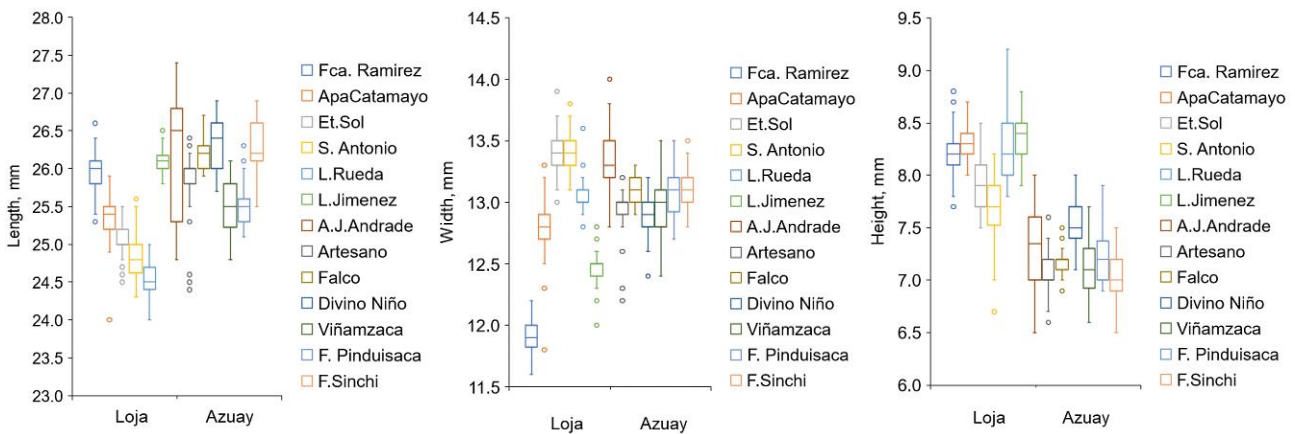


Figure 9. Dimensions of bricks in the provinces of Loja and Azuay in the south Andean region of Ecuador

This research establishes that the average length of solid clay bricks manufactured in Ecuador varies between 25 and 33 cm; the average width values are between 12 and 17 cm, and the average height is between 7 and 8 cm (Figure 10).

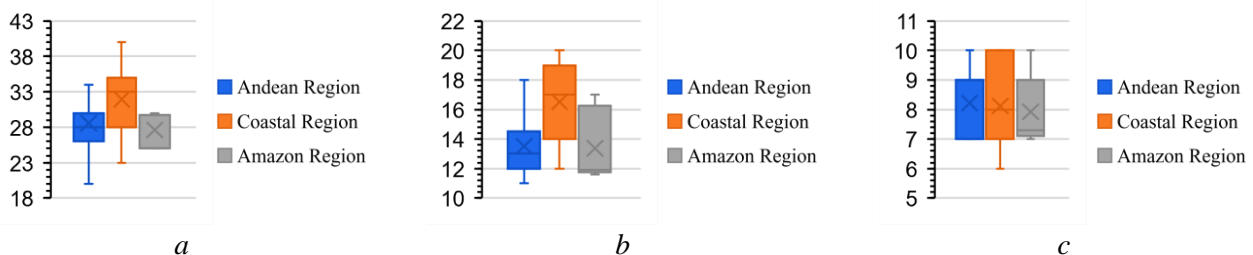


Figure 10. Dimensions of bricks in different regions of Ecuador:
a – length, cm; *b* – width, cm; *c* – height, cm

To contextualize the obtained results, we have compared the data obtained in this research with the regulatory specifications of national technical standard in force in Ecuador. This comparison allowed us to determine the unconformity between the reality of the national production of ceramic bricks and the regulations in force. In Ecuador, standard INEN-317³ sets the relationships of the modular dimensions of ceramic bricks (Table 1), and the standard INEN-293⁴ presents the standard dimensions for bricks (Table 2).

Normal modular dimensions of ceramic bricks according to INEN-317

Table 1

Length		Width		Height
2M	×	1M	×	1M
3M	×	1.5M	×	1M
4M	×	2M	×	1M
5M	×	2.5M	×	2M

Dimensions of ceramic bricks according to INEN-293

Table 2

Type of brick	Length, cm	Width, cm	Height, cm
Common (handmade)	39	19	9
Machining	39	19	9
	29	14	9
Repressing	29	19	9
	29	14	9

The obtained results of this research show that only 4.82% of the bricks produced in Ecuador comply with this standard.

4. Conclusion

This is the first study on geometric characterization of solid clay brick in Ecuador. This study was carried out in 12 provinces of Ecuador, where 79% of the country's buildings are concentrated. The results show that the nature of brick production in Ecuador is mainly artisanal and non-standardized. 67% percent of brick production is artisanal, 27% is semi-industrial and only 6% is industrialized. This research show that 98% percent of the factories studied do not meet any technical standards for brick production and are even unaware of the existence of any standards. This fact shows that the Ecuadorian standards that regulate the geometry of brick production have not been adequately developed, socialized and are not applied.

The dimensions of the solid bricks produced in Ecuador show a very high dispersion, however, it has been determined that there is a regional influence that determines the average dimensions of the bricks. There is a clear difference in the dimensions of the bricks produced in the Ecuadorian coast, as well as in the central-north Andean region and the south Andean region. The dimensions of the bricks produced in the studied provinces of the Amazon region are very similar to the dimensions of the bricks produced in the south Andean region.

The authors have determined for the first time the characteristic dimensions of solid bricks produced in different regions of Ecuador. The dimensions ($l \times w \times h$) of the solid bricks produced in the coast region are mainly $35 \times 19 \times 7$ cm. The dimensions of the bricks produced in the central-north Andean region are $28 \times 11 \times 9$ cm; in the south Andean region $26 \times 13 \times 7.5$ cm with a variation of $CV_{\text{length}} = 0.31$ cm, $CV_{\text{width}} = 0.17$ cm, $CV_{\text{height}} = 0.23$ cm. The dimensions of the bricks produced in the Amazon region are $25 \times 12 \times 7$ cm, with a variation of $CV_{\text{length}} = 0.23$ cm, $CV_{\text{height}} = 0.15$ cm, $CV_{\text{height}} = 0.17$ cm.

It is important to point out that this research has determined that only 4.8% of solid bricks produced in Ecuador complies with the modular dimensions established in the Ecuadorian standards INEN-317 and INEN-293. This fact demonstrates that the Ecuadorian standards on the geometric characteristics of bricks have been developed without considering the real national characteristics of brick production. The related standards require adequate updating for their subsequent socialization and mandatory compliance.

³ NTE INEN 317. *Coordinación modular de la construcción. Dimensiones modulares de ladrillos cerámicos*. Quito; 2014.

⁴ NTE INEN 293. *Ladrillos cerámicos definiciones. Clasificación y condiciones generales*. Quito; 2014.

References

1. Love S. Architecture as material culture: building form and materiality in the Pre-Pottery Neolithic of Anatolia and Levant. *Journal of Anthropological Archaeology*. 2013;32(4):746–58. <https://doi.org/10.1016/j.jaa.2013.05.002>
2. Kozłowski S.K., Kempisty A. Architecture of the Pre-Pottery Neolithic settlement in Nemrik, Iraq. *World Archaeology*. 1990;21(3):348–362. <https://doi.org/10.1080/00438243.1990.9980113>
3. Schirmer W. Some aspects of building at the ‘Aceramic-Neolithic’ settlement of Çayönü Tepesi. *World Archaeology*. 1990;21(3):363–387. <https://doi.org/10.1080/00438243.1990.9980114>
4. Fernandes F.M., Lourenço P.B., Castro F. Ancient clay bricks: manufacture and properties. In: Dan M.B., Přikryl R., Török Á. (eds.) *Materials, Technologies and Practice in Historic Heritage Structures*. Dordrecht: Springer; 2010. p. 29–48. https://doi.org/10.1007/978-90-481-2684-2_3
5. Mendiola I., Hernández S., Vásquez A. La piedra: elemento histórico y de calidad estética para un diseño arquitectónico sustentable. *Revista Legado de Arquitectura y Diseño*. 2014;9(15):153–163. Available from: <https://legadodearquitecturaydiseno.uaemex.mx/article/view/14432> (accessed: 17.03.2023).
6. Gama-Castro J.E., Cruz y Cruz T., Pi-Puig T., Alcalá-Martínez R., Cabadas-Báez H., Sánchez-Pérez S., López-Aguilar F., Vilanova de Allende R. Arquitectura de tierra: el adobe como material de construcción en la época pre-hispánica. *Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana*. 2012;64(2):177–188. <https://doi.org/10.18268/bsgm2012v64n2a3>
7. Caldas V., Sigcha P. *Breve análisis cronológico de la introducción de materiales relevantes dentro de las edificaciones del centro histórico de Cuenca entre los años 1880 y 1980*. Universidad de Cuenca; 2017. Available from: <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/26234> (12.03.2023).
8. Mousourakis A., Arakadaki M., Kotsopoulos S., Sinamidis I., Mikrou T., Frangedaki E., Lagaros N.D. Earthen architecture in Greece: traditional techniques and revaluation. *Heritage*. 2020;3:1237–1268. <https://doi.org/10.3390/heritage3040068>
9. Sharma N., Telang D., Rath B. A review on strength of clay brick masonry. *International Journal for Research in Applied Science & Engineering Technology*. 2017;5(XII):2620–2626.
10. Radivojević A., Kurtović-Folić N. Evolution of bricks and brick masonry in the early history of its use in the region of today’s Serbia. *Journal of Materials in Civil Engineering*. 2006;18(5):692–699. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0899-1561\(2006\)18:5\(692\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0899-1561(2006)18:5(692))
11. INEC. *Encuesta de Edificaciones 2018*. Quito; 2019.
12. INEC. *Resultados del Censo 2010 de Población y Vivienda en el Ecuador. Fascículo Provincial Pichincha. Vol. 1. Análisis del Censo de Población y Vivienda*. Quito; 2010.
13. INEC. *Resultados del Censo 2010 de Población y Vivienda en el Ecuador. Fascículo Provincial Azuay. Vol. 1. Análisis del Censo de Población y Vivienda*. Quito; 2010.
14. INEC. *Resultados del Censo 2010 de Población y Vivienda en el Ecuador. Fascículo Provincial Guayas. Vol. 1. Análisis del Censo de Población y Vivienda*. Quito; 2010.
15. Peralta Pintado J.R. *Elaboración de ladrillos cerámicos utilizando lodos generados en la planta de tratamiento de agua potable de Tixán en la ciudad de Cuenca* (Tesis de Magister). Universidad de Cuenca; 2018.
16. Cevallos O.A., Jaramillo D., Ávila C., Aldaz X. Production and quality levels of construction materials in Andean regions: a case study of Chimborazo, Ecuador. *Journal of Construction in Developing Countries*. 2017;22(1):115–36. <https://doi.org/10.21315/jcdc2017.22.1.7>
17. Venegas A. *Evaluación de la energía contenida, emisiones de CO₂ y material particulado en la fabricación del ladrillo semi-mecanizado tochano en Cuenca, a través del análisis de ciclo de vida (ACV)*. Universidad de Cuenca; 2018. Available from: <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/28536> (accessed: 17.03.2023).
18. Tenesaca M., Rasco J. *Diseño de un modelo de negocios para el sector ladrillero artesanal del cantón Cuenca, período 2017–2019*. Universidad de Cuenca; 2017. Available from: <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/28536> (accessed: 17.03.2023).
19. Rat E., Martínez-Martínez S., Sánchez-Garrido J.A., Pérez-Villarejo L., Garzón E., Sánchez-Soto P.J. Characterization, thermal and ceramic properties of clays from Alhabia (Almería, Spain). *Ceramics International*. 2023;49(9, Part B): 14814–14825. <https://doi.org/10.1016/j.ceramint.2022.05.328>
20. Muñoz Velasco P., Morales Ortíz M.P., Mendivil Giró M.A., Muñoz Velasco L. Fired clay bricks manufactured by adding wastes as sustainable construction material – a review. *Construction and Building Materials*. 2014;63:97–107. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.03.045>
21. Ishanovich A.A., Olegovich S.D. Some aspects of studying clays for producing ceramic brick of required properties. *The American Journal of Applied Sciences*. 2021;3(5):190–195.
22. Stolboushkin A., Akst D., Fomina O., Ivanov A. Structure and properties of ceramic brick colored by manganese-containing wastes. *MATEC Web of Conferences*. 2018;143:02009. <https://doi.org/10.1051/mateconf/201714302009>
23. INEC. *Censo Ecuador 2010. Censo de Población y Vivienda 2010*. Quito: Instituto Nacional de Estadísticas y Censos; 2010.