НИЦ строительство
научно-исследовательский центр
ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко
НИИЖБ им. А.А. Гвоздева
НИИОСП им. Н.М. Герсеванова

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

№ 3(34) 2022

С 1927 ГОДА 95 ЛЕТ

ВЕСТНИК
НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»

ГЕОТЕХНИКА
И ПОДЗЕМНОЕ ПРОСТРАНСТВО

НИИОСП
ИМ. Н.М. ГЕРСЕВАНОВА

НИЦ строительство
научно-исследовательский центр

С 1927 ГОДА
95 ЛЕТ

ВЕСТНИК
НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»

№ 3(34) 2022

ГЕОТЕХНИКА И ПОДЗЕМНОЕ ПРОСТРАНСТВО

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

Вестник НИЦ «Строительство» включен в перечень ВАК с 03.10.2019 г. по научным специальностям:
2.1.1 – Строительные конструкции, здания и сооружения;
2.1.2 – Основания и фундаменты, подземные сооружения;
2.1.5 – Строительные материалы и изделия.

Учредитель: АО «НИЦ «Строительство»

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

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

RESEARCH CENTER
OF CONSTRUCTION
Joint Stock Company

since 1927
95 years

BULLETIN

of Science and Research Center
of Construction

No. 3(34) 2022

GEOTECHNICS
AND UNDERGROUND SPACE

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

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

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

Publisher: JSC Research Center of Construction

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

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

Редакционная коллегия

УДК 69; 624; 55; 550.34; 531.01; 531.03

Главный редактор
ЗВЕЗДОВ Андрей Иванович, д-р техн. наук, профессор

Научный редактор
СМИРНОВА Любовь Николаевна, канд. техн. наук

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

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

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

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

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

ДАВИДЮК Алексей Николаевич, д-р техн. наук
Москва, Российская Федерация

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

ПЯТИКРЕСТОВСКИЙ Константин Пантелеевич,
д-р техн. наук, профессор
ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство»,
Москва, Российская Федерация

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

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

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

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

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

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

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

Вестник НИЦ «Строительство»
Геотехника и подземное пространство
Вып. 3(34) / под ред. А.И. Звездова. –
М.: АО «НИЦ «Строительство», 2022. – 154 с.
ISSN 2224-9494 (Print) ISSN 2782-3938 (Online)
DOI журнала: https://doi.org/10.37538/2224-9494
DOI выпуска: https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)
В действующем Перечне ВАК от 23.09.2022 г.
под номером 511.

Зарегистрирован Федеральной службой по надзору
в сфере связи, информационных технологий
и массовых коммуникаций (Роскомнадзор).
Свидетельство о регистрации средства массовой
информации ПИ № ФС77–75188 от 22 февраля 2019 г.
Свидетельство о регистрации средства массовой
информации Эл № ФС77-82129 от 18 октября 2021 г.
Содержит статьи, посвященные актуальным
проблемам и перспективам геотехники и подземного
пространства, непосредственно связанные с решением
практических задач. Для научных работников,
инженеров-проектировщиков, преподавателей,
аспирантов.

ISSN 2224-9494 (Print)
ISSN 2782-3938 (Online)
© АО «НИЦ «Строительство»,
«Вестник НИЦ «Строительство», 2022

EDITORIAL BOARD

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

Editor in Chief
ZVEZDOV Andrey I., Dr. Sci. (Engineering), Professor

Scientific Editor
SMIRNOVA Lyubov' N., Cand. Sci. (Engineering)

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

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

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

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

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

DAVIDYUK Aleksey N., Dr. Sci. (Engineering)
Moscow, Russian Federation

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

PYATIKRESTOVSKY Konstantin P.,
Dr. Sci. (Engineering), Professor
Research Institute of Building Constructions (TSNIISK)
named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center
of Construction, Moscow, Russian Federation

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

TAMRAZYAN Ashot G., Dr. Sci. (Engineering), Professor

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

TER-MARTIROSYAN Armen Z., Dr. Sci. (Engineering)

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

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

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

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

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

Bulletin of Science and Research Center of Construction
Geotechnics and underground space
Issue 3(34) / edited by A.I. Zvezdov. –
M.: JSC Research Center of Construction, 2022. – 154 p.
ISSN 2224-9494 (Print) ISSN 2782-3938 (Online)
DOI journal https://doi.org/10.37538/2224-9494
DOI issue https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)
In the current version of List of HAC from September 23, 2022 our journal has a number 511.

Registered by the Federal Service for Supervision
of Communications and Information Technologies and mass
communications (ROSKOMNADZOR).
Mass media registration certificate PI No. FS77-75188
dated February 22, 2019.
Mass media registration certificate El No. FS77-82129
dated October 18, 2021.
The journal publishes articles on practical issues
and prospects of geotechnics and underground space
exploration.
For scientists, engineers, teachers, postgraduate students.

ISSN 2224-9494 (Print)
ISSN 2782-3938 (Online)
© JSC Research Center of Construction, Bulletin of Science
and Research Center of Construction, 2022

Содержание

Геотехника и подземное пространство

Колыбин И.В., Разводовский Д.Е., Скориков А.В., Брыксина А.А.
Оценка несущей способности сваи в скальных грунтах, переслаиваемых дисперсными грунтами, на действие вертикальной нагрузки 7

Шулятьев О.А., Дзагов А.М., Минаков Д.К.
Изменение напряженно-деформированного состояния массива грунта в результате устройства буронабивных свай и баретт 26

Элоян А.В., Карапетян Дж.К., Матевосян Г.М., Карапетян Р.К.
Оптимальный выбор расположения опор в задаче устойчивости прямоугольной пластинки при воздействии температурного поля..... 45

Зехниев Ф.Ф., Внуков Д.А., Разводовский Д.Е., Николаев А.Н.
Геотехническое обеспечение строительства уникального здания в аспекте наблюдательного метода проектирования..... 54

Иовлев И.М., Крючков С.А., Метелица Е.А., Рытов С.А., Рытова Т.Г., Ястребов П.И.
Разработка оптимального технического решения фундаментов резервуаров в условиях массового недопогружения свай..... 66

Есенов А.В, Коротков В.А., Кузьминов А.В., Родин П.А., Сидоров Н.М., Югай Т.З.
Оценка прочности и устойчивости железобетонных конструкций АЭС с учетом результатов вибродиагностики 79

Разводовский Д.Е., Кузина А.А.
Оптимизация технических решений при проектировании усиления основания по струйной технологии 92

Кауркин В.Д., Харичкин А.И., Иоспа А.В.
Применение гидратационного тепловыделения бетона буронабивных свай при использовании грунтов основания по Принципу II 103

Исаев О.Н., Кузнецова Д.П.
Численный расчет на прочность подземных газопроводов на подрабатываемых территориях..... 114

Урманшина Н.Э., Мухаметзянов З.Р.
Об исследовании значимости отдельных элементов комбинированного свайного фундамента 134

Наука и философия

Никитин В.И.
Философия техники: основные направления и подходы..... 144

Contents

Geotechnics and underground space

Kolybin I.V., Razvodovsky D.E., Skorikov A.V., Bryksina A.A.
Evaluation of pile bearing capacity in rock interbedded by cohesion soils under vertical loading 7

Shulyatyev O.A., Dzagov A.M., Minakov D.K.
Changes in the stress-strained state of mass resulting from the installation of bored cast-in-situ piles and barrettes 26

Eloyan A.V., Karapetyan J.K., Matevosyan G.M., Karapetyan R.K.
Optimal support positioning of a rectangular plate in a stability problem under temperature field exposure 45

Zekhniev F.F., Vnukov D.A., Razvodovsky D.E., Nikolaev A.N.
Geotechnical support for the construction of a unique building through the observational design method 54

Iovlev I.M., Kryuchkov S.A., Metelitsa E.A., Rytov S.A., Rytova T.G., Yastrebov P.I.
Development of the optimal technical solution for tank foundations massively exhibiting underdriven piles 66

Esenov A.V., Korotkov V.A., Kuzminov A.V., Rodin P.A., Sidorov N.M., Yugai T.Z.
Strength and stability assessment of NPP reinforced concrete structures regarding the results of vibration analysis 79

Razvodovsky D.E., Kuzina A.A.
Optimization of technical solutions during the design of base reinforcement using jet grouting 92

Kaurkin V.D., Kharichkin A.I., Iospa A.V.
Application of the hydration heat of concrete bored piles when using foundation soils according to Principle II (Active method) 103

Isaev O.N., Kuznetsova D.P.
Numerical strength calculations of underground gas pipelines in undermining areas 114

Urmanshina N.E., Mukhametzyanov Z.R.
Study into the significance of individual elements in a piled-raft foundation 134

Science and Philosophy

Nikitin V.I.
Philosophy of Technology: Main Directions and Approaches 144

УДК 624.154.1
https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-7-25 EDN MVNGZB

ОЦЕНКА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАИ В СКАЛЬНЫХ ГРУНТАХ, ПЕРЕСЛАИВАЕМЫХ ДИСПЕРСНЫМИ ГРУНТАМИ, НА ДЕЙСТВИЕ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ

И.В. КОЛЫБИН, канд. техн. наук
Д.Е. РАЗВОДОВСКИЙ, канд. техн. наук
А.В. СКОРИКОВ, канд. техн. наук
А.А. БРЫКСИНА✉

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

Аннотация

Введение. Актуальная нормативная методика расчета свай в скальных грунтах позволяет определить несущую способность сваи, заделанной в сплошной скальный массив без слабых прослоек. В реальной практике проектирования распространены случаи переслаивания скальных грунтов менее прочными и жесткими дисперсными грунтами, включение которых изменяет работу сваи. Простое суммирование расчетных сопротивлений по длине сваи и пяте завышает ее расчетную несущую способность и не соответствует реальной работе ввиду разных скоростей мобилизации сил трения в грунтах различного сложения.

Цель. Разработать методику определения несущей способности одиночной буронабивной сваи, взаимодействующей со скальными грунтами, переслаиваемые дисперсными грунтами, на действие вертикальной вдавливающей нагрузки.

Материалы и методы. Методика оценки сопротивления на боковой поверхности сваи, прорезающей скальные и дисперсные грунты, разработана на основе анализа результатов статических испытаний свай, численного моделирования и учитывает табулированные и аналитические решения, приведенные в нормативной литературе.

Результаты. Разработана методика определения несущей способности одиночной сваи, взаимодействующей со скальным массивом, переслаиваемым дисперсными грунтами, с использованием табулированных решений, приведенных в нормативной литературе, эмпирических зависимостей и численного моделирования. В качестве критерия достижения предельного сдвигового сопротивления основания сваи предложена формула для контрольной осадки S_{ref}, которая учитывает размеры сваи и характеристики материала ствола. Выполнен анализ степени чувствительности величины несущей способности сваи от параметров модели и расчетных предпосылок численного моделирования. Приведенные в статье примеры определения расчетной несущей способности свай с использованием предложенной методики показывают близкие результаты с экспериментальными данными, полученными натурными испытаниями.

Выводы. Предложенная методика дает проектировщику возможность учета сопротивлений прослоев дисперсного грунта на боковой поверхности сваи в скальном массиве и, соответственно, повышения ее расчетной несущей способности.

Ключевые слова: несущая способность сваи, расчетное сопротивление, сопротивление на боковой поверхности, контрольная осадка, свая, взаимодействующая со скальным грунтом, численное моделирование

Для цитирования: Колыбин И.В., Разводовский Д.Е., Скориков А.В., Брыксина А.А. Оценка несущей способности сваи в скальных грунтах, переслаиваемых дисперсными грунтами, на действие вертикальной нагрузки. *Вестник НИЦ «Строительство».* 2022;34(3):7–25. https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-7-25

Вклад авторов
Все авторы внесли равноценный вклад в подготовку публикации.

Финансирование
Исследование выполнялось за счет средств ФАУ «ФЦС» в 2021 году.

Конфликт интересов
Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 25.04.2022
Поступила после рецензирования 12.05.2022
Принята к публикации 07.06.2022

EVALUATION OF PILE BEARING CAPACITY IN ROCK INTERBEDDED BY COHESION SOILS UNDER VERTICAL LOADING

I.V. KOLYBIN, Cand. Sci. (Engineering)
D.E. RAZVODOVSKY, Cand. Sci. (Engineering)
A.V. SKORIKOV, Cand. Sci. (Engineering)
A.A. BRYKSINA✉

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

Abstract

Introduction. The current regulatory calculation procedure for piles in rocks provides a means to determine the bearing capacity of a pile embedded in a solid rock mass containing no weak interlayers. However, it is not uncommon in actual design practice for rocky soils to be interbedded with softer and less stiff dispersive soils, whose presence affects pile performance. In this case, a summation of estimated resistances along the pile length and at its foot overestimates its estimated bearing capacity, which does not correspond to the actual work due to the different rates of friction force generation in soils of varying formations.

Aim. To develop a procedure for determining the bearing capacity of a single bored cast in place pile interacting with rock mass interbedded with cohision soils under vertical indentation loading.

Materials and Methods. The procedure for estimating the skin friction resistance of a pile penetrating rocky and dispersive soils is based on the analysis of static pile tests and numerical simulation, taking into account tabulated and analytical solutions given in regulatory literature.

Results. A procedure for determining the bearing capacity of a single pile interacting with a rock mass interbedded with cohision soils was developed using tabulated solutions given in regulatory literature, empirical dependencies, and numerical simulation. As a criterion for the ultimate shear resistance of bearing soil, a formula for reference settlement S_{ref} is proposed, which factors in pile dimensions and the characteristics of the pile shaft material. The extent to which the pile bearing capacity is sensitive to the parameters of the model and computational assumptions of numerical modeling is analyzed. The presented examples of determining the design pile bearing capacity via the proposed procedure show results similar to experimental data obtained in the field tests.

Conclusions. The presented method allows engineers to factor in the skin friction resistance of cohision soil interbedding in the rock mass to increase its design bearing capacity.

Keywords: pile bearing capacity, design resistance, skin friction resistance, reference settlement, pile interacting with rock, numerical simulation

For citation: Kolybin I.V., Razvodovsky D.E., Skorikov A.V., Bryksina A.A. Evaluation of pile bearing capacity in rock interbedded by cohesion soils under vertical loading. *Bulletin of Science and Research Center of Construction.* 2022;34(3):7–25. (In Russ.) https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-7-25

Author contribution statements
All authors have contributed equally to the work.

Funding
The study was funded by the Federal Centre for Regulation, Standardization, and Technical Assessment in Construction in 2021.

Conflict of interest
The authors declare no conflict of interest.

Received 25.04.2022
Revised 12.05.2022
Accepted 07.06.2022

Введение

В отечественной нормативной литературе вплоть до 2010 г. использовался упрощенный метод расчета свай-стоек, взаимодействующих со скальными грунтами. В соответствии с традиционным подходом предполагалось, что нагрузка на основание передается преимущественно по пяте сваи [7]. Такой подход, во-первых, не учитывал «масштабный фактор» скального массива – снижение его прочности вследствие структурных дефектов (трещин, полостей и т. д.) – по сравнению с прочностью скальной отдельности на сжатие, получаемой лабораторными испытаниями монолитного образца, во-вторых, не учитывал сопротивление сваи на боковой поверхности.

Последующие редакции СП 24 содержали существенные изменения в методике расчета несущей способности свай в скальных массивах. СП 24.13330.2011 регламентировал консервативную оценку расчетного сопротивления скального массива R_m под пятой набивной и буровой сваи, заделанной в скальный грунт (формулы 7.6, 7.7 [3]). Для учета снижения прочности скальных грунтов ввиду трещиноватости введен дополнительный коэффициент K_s, применяемый к расчетному значению предела прочности на одноосное сжатие скального грунта R_c:

$$R_m = R_c \times K_s. \quad (1)$$

Контролирующим параметром для оценки снижения прочности ввиду трещиноватости скальных грунтов принят показатель качества породы RQD, который определяется стандартными инженерно-геологическими изысканиями. Зависимости коэффициента снижения прочности K_s от показателя качества породы RQD приведены в СП 24.13330.2011 [3]. Однако расчетная несущая способность сваи по скальному грунту по-прежнему определялась только несущей способностью основания под пятой с учетом фактора заглубления.

В действующей редакции СП 24.13330.2011 с изменениями 1–3 [3] дополнительно появились возможности учета сопротивления скальных грунтов на боковой поверхности сваи. Расчетное сопротивление R_s слоя скального грунта на боковой поверхности сваи, которое является аналогом сопротивления f_i дисперсного грунта в терминах СП 24, определяется по формуле:

$$R_s = 0{,}63\sqrt{p_a R_c}\,, \qquad (2)$$

где p_a = 100 кПа.

Формула (2) широко применяется в мировой геотехнической практике, подтверждается многими исследователями и в качестве консервативной оценки подходит для проектирования [9]. Результаты, полученные расчетом по приведенной выше формуле, хорошо согласуются с результатами испытаний буровых свай, прорезающих известняки московского региона (например, на площадках ММДЦ «Москва-Сити» [11] и по материалам авторов работы [5]).

Помимо определения расчетной несущей способности по скальному грунту отдельно под пятой и на боковой поверхности, в СП 24 рассматривается также расчетный случай совместной работы нижнего конца сваи и ее боковой поверхности [3]. При этом используется упрощенная схема, в которой сваи опираются на идеализированный скальный массив без участия слоев дисперсных грунтов. Тем не менее в практике проектирования нередко встречаются случаи и схемы взаимодействия свай в скальных грунтах, переслаиваемых менее прочными и жесткими дисперсными грунтами, методика определения несущей способности для которых не отражена в действующих нормативно-технических документах. На первый взгляд информации для анализа и оценки несущей способности сваи достаточно: существуют подтвержденные и нормированные величины сопротивлений дисперсного и скального грунтов на боковой поверхности сваи, и имеется рекомендованная в СП 24 консервативная оценка расчетного сопротивления скального грунта R под пятой набивной и буровой сваи, заделанной в скальный грунт. Однако простое суммирование всех расчетных сопротивлений на участках сваи, взаимодействующих со скальными и дисперсными грунтами, может значительно завысить ее несущую способность по грунту. Следует учитывать, что ввиду существенно различной жесткости и прочности дисперсного и скального грунтов скорости мобилизации их сопротивлений на боковой поверхности сваи, а также под ее пятой разные, и предельные сопротивления на разных участках боковой поверхности сваи и под ее пятой достигаются, как правило, неодновременно.

Практика проведения натурных испытаний свай в скальных грунтах показывает, что первым достигает предела сопротивление на боковой поверхности сваи, при перемещениях сваи уже около 8–10 мм [10]. В то же время для реализации предельного сопротивления под пятой требуются, как правило, значительно большие перемещения, составляющие примерно 5–10 % от диаметра сваи (для сваи метрового диаметра перемещение может составить около 50–100 мм или более) [10]. Указанная закономерность связана как с особенностями механизмов разрушения на боковой поверхности сваи и под ее нижним концом (когда под пятой сваи вовлекается большая часть скального массива), так и с возможным наличием бурового шлама в забое скважин. Таким образом, для достижения предельного сопротивления под пятой могут реализоваться перемещения, значительно превышающие допустимые величины, исходя из требований эксплуатационной пригодности для сваи. На боковой поверхности сваи предельные сопротивления также могут достигаться неодновременно, в зависимости от соотношения жесткостей и прочностных характеристик дисперсных и скальных грунтов.

СП 24.13330.2011 [3] регламентирует, что при проведении расчетов несущей способности и осадок одиночных свай предпочтение следует отдавать табулированным или аналитическим решениям, приведенным в СП. Но при этом допускает проведение расчетов с использованием компьютерного обеспечения для определения несущей способности одиночных свай.

В настоящей работе предлагается методика определения расчетной несущей способности сваи, взаимодействующей со скальными и дисперсными грунтами, с использованием как численного моделирования, так и аналитических решений.

Критерии достижения предельного сопротивления основания сваи

В соответствии с требованиями отечественных нормативных документов [2, 3] расчеты свайных фундаментов и их оснований проводят по предельным состояниям первой и второй групп. При этом СП 24.13330.2011 [3] определяет несущую способность сваи F_d как предельное сопротивление основания одиночной сваи по условию ограничения развития в нем деформаций сдвига в соответствии с заранее заданным условием по перемещениям сваи. Таким образом, значение несущей способности может являться как истинным предельным сопротивлением сваи при исчерпании несущей способности грунта (при срыве), так и быть принятым с некоторым запасом при достижении сваей заранее заданной допустимой осадки, исходя из требований ее эксплуатационной пригодности. Для производственных и гражданских зданий заранее заданная (контрольная) осадка S составляет 20–40 мм. Отметим, что контрольная осадка 20 мм, соответствующая эксплуатационной пригодности одиночной сваи, наиболее часто применяется в зарубежных источниках [9, 10] и является общепринятым стандартом для скальных грунтов. При этом предельное сопротивление скальных грунтов на боковой поверхности сваи реализуется при перемещениях около 1 % от диаметра сваи.

В работе [5] предложено контрольную осадку S_{ref} определять по формуле:

$$S_{ref} = 0{,}01 d_f + k \frac{R_b L}{E}, \qquad (3)$$

где d_f и l – диаметр и длина сваи соответственно;

R_b – призменная прочность бетона (расчетное значение);

E – модуль упругости бетона;

k – коэффициент уменьшения продольной силы по длине сваи за счет трения на боковой поверхности, принимающий значения в диапазоне 0,5–0,75. По умолчанию предлагается принять $k = 0{,}5$.

Первый член формулы (3) представляет собой вертикальное перемещение сваи, при котором, как правило, достигается предельное сопротивление дисперсного и скального грунта на боковой поверхности, составляющее на практике примерно 10 мм.

Второй член формулы (3) представляет собой оценку ожидаемого укорочения ствола сваи при наибольшей возможной вертикальной вдавливающей нагрузке, исходя из прочности материала ствола сваи с учетом уменьшения продольной силы по длине сваи за счет трения на боковой поверхности.

При этом в соответствии с требованиями СП 24 значение контрольной осадки S_{ref} принимается не более 40 мм.

Численные методы определения расчетного предельного сопротивления основания сваи

По результатам численного моделирования с использованием геотехнического программного обеспечения предполагается прямое получение величины продольной вдавливающей нагрузки на сваю, которая принимается за несущую способность одиночной сваи по грунту. Указанная нагрузка является результатом построения кривой «осадка – нагрузка», соответствует нелинейному участку кривой и ускоренному нарастанию деформаций или достижению контрольной осадки S_{ref}, соответствующей эксплуатационной пригодности одиночной сваи.

Несущая способность сваи определяется как минимальное значение из действительно предельной несущей способности сваи, связанной с ее расчетным «срывом» в грунте, или нагрузки, соответствующей допустимой осадке сваи, связанной с ее эксплуатационной пригодностью.

При решении задачи определения несущей способности одиночной сваи расчеты проводят моделированием в осесимметричной постановке способом ячейки, принципиальное описание которого содержится в нормативных документах [3]. При этом уточняются дополнительные расчетные предпосылки, связанные со спецификой скальных грунтов:

– подразделение грунтов на скальные и дисперсные выполняют в соответствии с [1];

– модели механического поведения грунтов принимают, как правило: для скальных грунтов – Мора – Кулона (идеальной пластичности), для дисперсных (глинистых) грунтов – модели с упрочнением, с двойным изотропным упрочнением, а также жесткостью при малых деформациях (модели Hardening soil, Hardening soil small strain или их аналоги), модель Мора – Кулона;

– прочностные характеристики грунтов при использовании нелинейных моделей грунтов принимают по II группе предельных состояний;

– размеры расчетной области подбираются радиусом 10–20 диаметров сваи и высотой сжимаемой толщи – 3 диаметра сваи;

– для поверхности стенок скважины сваи, которая имеет природную или искусственную шероховатость при отсутствии бентонитового раствора, интерфейсные элементы принимают с коэффициентом снижения прочностных характеристик, равным единице. В случае использования смазки или бентонитового раствора несущую способность рекомендуется определять натурными испытаниями;

– при выполнении численного моделирования учитывают: предусматривают ли проектные решения проведение специальных мероприятий по подготовке забоя скважины (удаление шлама, цементация и т. д.) и обеспечение непосредственного контакта пяты сваи со скальным основанием. В случае если специальные мероприятия не предусмотрены, в запас надежности работу пяты сваи возможно не учитывать;

– при наличии результатов натурных испытаний для свай в схожих инженерно-геологических условиях выполняют сопоставление результатов расчета и эксперимента и корректировку расчетной схемы на основании обратных расчетов.

Помимо очевидных достоинств, прежде всего прямого получения величины несущей способности сваи по грунту, проведение численного моделирования для скальных грунтов имеет недостатки.

Основной недостаток связан с неопределенностями выбора деформационных и прочностных показателей грунтов основания, а также назначением параметров расчетной модели. Точность

моделирования, получения нагрузки, соответствующей контрольной осадке, в большой степени зависят от качества исходных данных, полученных инженерно-геологическими изысканиями. Не всегда исходные данные для моделирования скальных грунтов, как, впрочем, и для глин, отличаются полнотой и обоснованностью. Наибольшей сложностью является получение деформационных характеристик скальных грунтов в массиве. Отсутствие результатов испытаний для свай в аналогичных условиях и скорректированных обратными расчетами параметров модели также может увеличить погрешность определения предельной нагрузки.

Определение расчетного предельного сопротивления основания сваи с использованием численного моделирования совместно с аналитическими решениями

Для расчета свай в скальных грунтах наиболее рациональным является метод учета разной скорости мобилизации сопротивлений под пятой и на боковой поверхности разных участков сваи, при котором предельные сопротивления суммируются в виде слагаемых с учетом понижающих коэффициентов.

При суммировании сопротивлений учитывается полностью предельное сопротивление, которое в первую очередь достигается на одном из участков сваи, к которой добавляется лишь часть доступного предельного сопротивления, соответственно на участках боковой поверхности или под пятой сваи, которые успели реализоваться при достижении заданной нагрузки или контрольной осадки на основании предварительно проведенного численного деформационного анализа. Результатом деформационного анализа является определение долей нагрузки, воспринимаемых пятой сваи и участками ее боковой поверхности в дисперсных и скальных грунтах.

Рассмотрим характерный расчетный случай взаимодействия сваи со скальными грунтами, переслаиваемыми дисперсными грунтами, в котором свая прорезает толщу дисперсных (глинистых) грунтов и опирается на скальные грунты с заделкой в них (см. рис. 1).

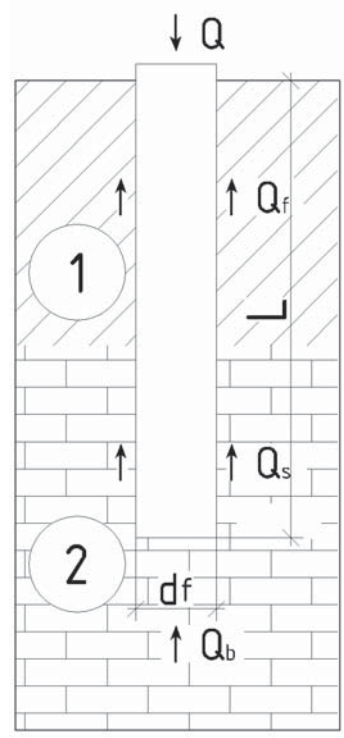


Рис. 1. Расчетная схема взаимодействия сваи со скальным и дисперсным грунтом:
Q – вертикальная нагрузка на сваю; Q_b – реакция от вертикальной нагрузки, воспринимаемой пятой сваи; Q_s – реакция от вертикальной нагрузки, воспринимаемой боковой поверхностью сваи в скальных грунтах; Q_f – реакция от вертикальной нагрузки, воспринимаемой боковой поверхностью сваи в дисперсных грунтах; L – длина сваи; d_f – диаметр сваи; 1 – дисперсный грунт; 2 – скальный грунт

Fig. 1. Model showing the interaction of the pile with rock mass and cohesive soils:
Q – vertical pile load; Q_b – response to the vertical load carried by the pile foot; Q_s – response to the vertical load carried by the pile skin in rocks; Q_f – response to the vertical load carried by the pile skin in cohesive soils; L – pile length; d_f – pile diameter; 1 – cohesive soil; 2 – rock

Предварительно выполняется численное моделирование в осесимметричной постановке с определением вертикальной вдавливающей нагрузки Q, соответствующей достижению заданной контрольной осадки сваи S_{ref}. По результатам деформационного анализа определяются части и доли нагрузок:

Q_b – часть нагрузки, воспринимаемая пятой сваи в скальном грунте, $\eta_b = Q_b/Q$ – соответствующая доля от общей нагрузки;

Q_s – часть нагрузки, воспринимаемая боковой поверхностью сваи в скальном грунте, $\eta_s = Q_s/Q$ – соответствующая доля от общей нагрузки;

Q_f – часть нагрузки, воспринимаемая боковой поверхностью сваи в дисперсном грунте, $\eta_f = Q_f/Q$ – соответствующая доля от общей нагрузки;

Q_{rock} – часть нагрузки, воспринимаемая только при взаимодействии сваи со скальным грунтом, без учета дисперсных, $Q_{rock} = Q_b + Q_s$ и соответствующие доли $\eta = Q_b/Q_{rock}$, $(1\text{-}\eta) = Q_s/Q_{rock}$.

Для каждого характерного участка согласно СП 24.13330 [3] определяется:

– несущая способность сваи по скальному грунту F_{db}, определяемая предельным сопротивлением под нижним концом;

– несущая способность по скальному грунту на боковой поверхности сваи F_{ds}, определяемая предельным сопротивлением на ее боковой поверхности;

– несущая способность сваи по дисперсному грунту F_{df}, определяемая сопротивлением на ее боковой поверхности.

Дополнительно вычисляется несущая способность только по скальному грунту $F_{d,rock}$, которая определяется в соответствии с п. Б.2 Приложения Б СП 24.13330 [3], на основании известных величин F_{ds}, F_{db} и η.

При проведении численных расчетов по определению несущей способности одиночной сваи по грунту следует ограничивать сопротивления скального и дисперсного грунтов на каждом характерном участке сваи, которые не должны превышать величины соответствующих предельных сопротивлений грунтов R_{si} и f_i на боковой поверхности сваи, а также расчетного сопротивления скального грунта R под пятой сваи, заделанной в скальный грунт. Таким образом, должны выполняться неравенства:

$$\begin{aligned} Q_b &\le F_{db} = \gamma_c R\, A, \\ Q_s &\le F_{ds} = u\Sigma R_{si} h_i, \\ Q_f &\le F_{df} = \gamma_c\, \gamma_{R,f}\, u\, \Sigma f_i\, h_i. \end{aligned} \tag{4}$$

Исходя из указанных требований, получаем систему неравенств:

$$\begin{aligned} \eta_b \times Q &\le F_{db}, \\ \eta_s \times Q &\le F_{ds}, \\ \eta_f \times Q &\le F_{df}. \end{aligned} \tag{5}$$

Далее полагаем, что при достижении вдавливающей нагрузкой Q величины предельной несущей способности сваи по грунту F_d, соответствующей заданной контрольной осадке S_{ref}, должны также выполняться неравенства:

$$\begin{aligned} \eta_b \times F_d &\le F_{db}, \\ \eta_s \times F_d &\le F_{ds}, \\ \eta_f \times F_d &\le F_{df}. \end{aligned} \tag{6}$$

Расчетные значения осадок, зависящие от точности исходных данных, полученных инженерно-геологическими изысканиями, а также от особенностей моделей грунта, расчетных предпосылок и возможностей программных комплексов, могут отличаться от фактических. Поэтому принимается допущение, что расчетное соотношение долей нагрузок, полученное численным моделированием при заданной контрольной осадке S_{ref}, сохраняется и при достижении фактической несущей способности сваи по грунту F_d. Результаты расчетов и сопоставление их с экспериментальными данными, приведенными в [5], показывают слабую чувствительность соотношения долей нагрузок и итоговой расчетной несущей способности сваи по грунту к вариациям контрольной осадки и прикладываемой нагрузки. Учитывая при этом, что использование наперед заданной осадки при определении истинного предельного сопротивления сваи (при исчерпании несущей способности грунта) приводит к некоторому запасу надежности, такой подход соответствует положениям нормативных документов (п. 7.1.2 [3]), требующим содержание погрешности расчетных моделей только в сторону запаса надежности.

Тогда несущая способность сваи по грунту F_d должна определяться системой неравенств:

$$\begin{aligned} F_d &\le F_{db}/\eta_b, \\ F_d &\le F_{ds}/\eta_s, \\ F_d &\le F_{df}/\eta_f. \end{aligned} \qquad (7)$$

Каждое из неравенств (7) определяет несущую способность, ограниченную соответственно:

– предельным сопротивлением скального грунта под нижним концом сваи;

– предельным сопротивлением скального грунта на боковой поверхности сваи;

– предельным сопротивлением дисперсного грунта на боковой поверхности сваи.

Последнее неравенство может быть модифицировано, как показано ниже, в случае малого вклада сопротивления дисперсного грунта при оценке общей несущей способности.

Далее определяется наименьшая величина из двух значений $F_{d,rock}/(\eta_b+\eta_s)$ и F_{df}/η_f, после чего возможна реализация двух основных расчетных случаев.

1. Наименьшей несущей способностью является величина F_{df}/η_f, ограниченная сопротивлением *f* дисперсного слоя грунта на боковой поверхности ствола сваи, где в первую очередь мобилизуется предельное сопротивление:

$$F_{d,rock}/(\eta_b+\eta_s) \ge F_{df}/\eta_f. \qquad (8)$$

В этом случае предполагается следующий алгоритм решения. Как показывают экспериментальные исследования, предельное сопротивление в глинистых грунтах достигается уже при достаточно малых перемещениях (около 10 мм и менее наперед задаваемой контрольной осадки по умолчанию – S_{ref}), и перемещение сваи в дисперсном грунте при действии вдавливающей нагрузки не предполагает хрупкого разрушения на боковой поверхности. Поэтому вычисление несущей способности сваи допускается отдельно по скальному грунту (с совместным рассмотрением работы по пяте и боковой поверхности), к которой может быть добавлена в полной мере несущая способность по дисперсному грунту F_{df}. Несущая способность сваи по грунту F_d определяется неравенством:

$$F_d \le F_{d,rock} + F_{df}. \qquad (9)$$

2. Наибольшей несущей способностью является величина F_{df}/η_f, связанная с сопротивлением *f* дисперсного слоя грунта на боковой поверхности ствола сваи:

$$F_{d,rock} / (\eta_b + \eta_s) < F_{df} / \eta_f. \quad (10)$$

Такой вариант, противоположный первому, возможен, если свая прорезает значительную толщу дисперсных грунтов, а слои скальных грунтов имеют незначительную мощность или прочность.

Несущая способность сваи по грунту F_d должна определяться неравенством:

$$F_d \le F_{d,rock} / (\eta_b + \eta_s) \quad (11)$$

и соответствует случаю, когда первым мобилизуется предельное сопротивление в скальном грунте при совместной работе боковой поверхности и нижнего конца сваи.

Пример расчетной схемы взаимодействия сваи с дисперсным и скальным грунтом

Численное моделирование выполнено для фрагмента (далее – фрагмент № 1) экспериментальной буронабивной сваи на строительном объекте по адресу: г. Москва, ул. Летниковская, вл. 10/11, испытание которой проведены ООО «НОВА» в августе 2021 г. Параметры опытной сваи, нагрузка и величина контрольной осадки приведены в табл. 1. Численные расчеты проводились в ПК PLAXIS по физико-механическим характеристикам грунтов, представленным в отчете об инженерно-геологических изысканиях (см. рис. 2). Для исключения из работы участка сваи, расположенного выше рассматриваемого фрагмента, участок искусственно моделируется с использованием интерфейсных элементов с пониженными прочностными характеристиками. Ввиду отсутствия данных по прочностным характеристикам известняка сцепление и угол внутреннего трения приняты в соответствии СП 23.13330.2018 [4].

Величина полной расчетной несущей способности фрагмента № 1 по грунту составила $F_d^{расч}$=11 993 кН, что хорошо согласуется с экспериментальным значением $F_d^{экспер}$=12 024 кН. Несущая способность фрагмента сваи, определенная простым суммированием табулированных значений несущих способностей участков сваи ($F_d^{сумм} = AR + u\Sigma R_{si} h_i + u\Sigma f_i h_i$), более чем в два раза превышает значение, определенное по изложенной методике и по результатам

Таблица 1

Параметры экспериментальной сваи и исходные данные фрагмента № 1, принятые для численного моделирования

Table 1

Parameters of the test pile and initial data of Section No. 1 adopted for numerical simulation

	Диаметр сваи, м	Длина сваи, м	Нагрузка, кН	Осадка сваи, мм	Бетон сваи, класс / R_b (МПа) / модуль упругости, E (ГПа)	Контрольная осадка сваи, s_{ref}, мм по формуле (2)
Экспериментальные данные	1,0	24	15 000	14,25	B50 / 27,5 / 39,3	10+8,4=18,4
Численное моделирование*	1,0	5,7	12 024	–	B50 / 27,5 / 39,3	10+2,0=12,0

Примечание: * – параметры фрагмента экспериментальной сваи, принятые для выполнения численного расчета
Note: * – parameters of the test pile used for numerical simulation

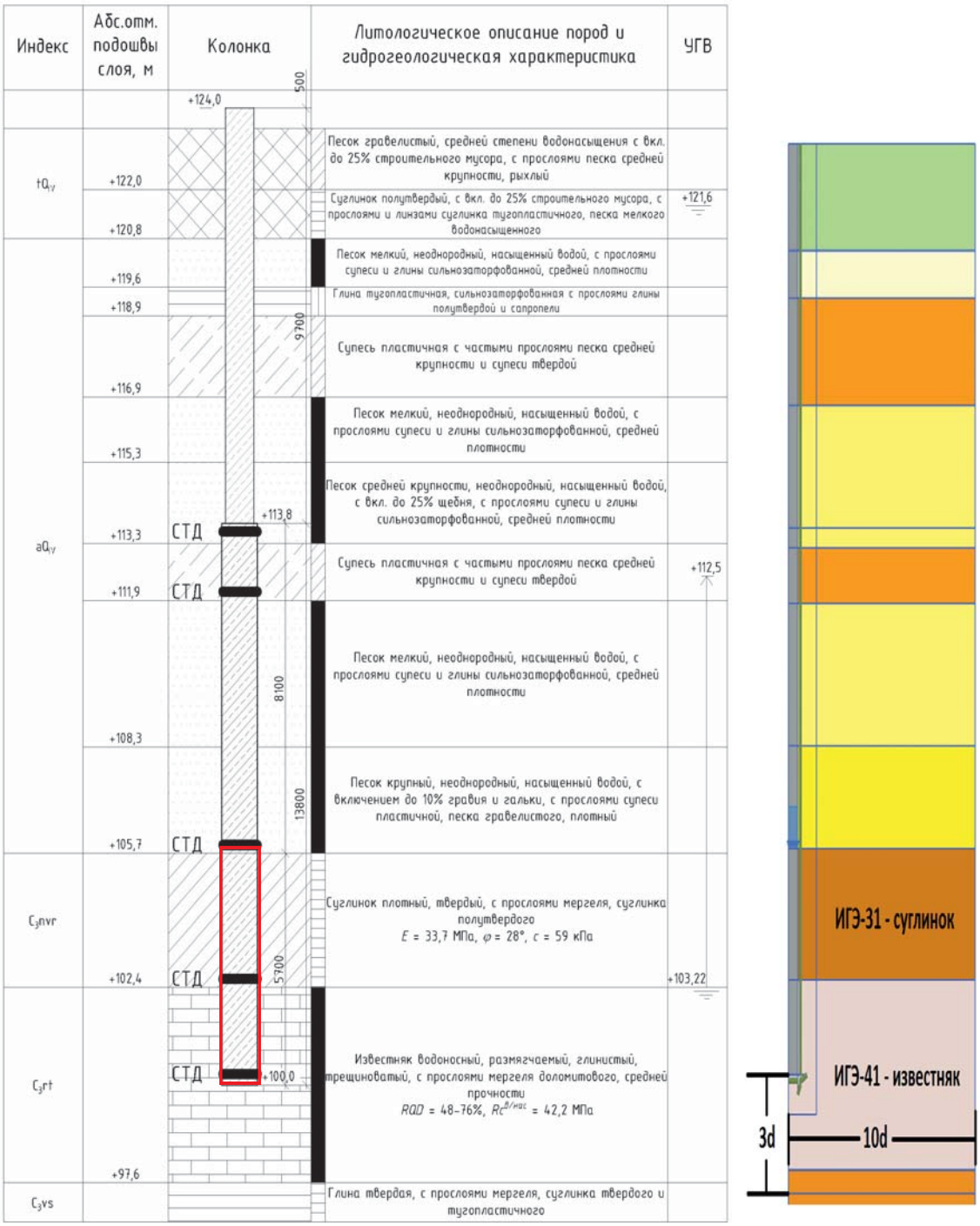


Рис. 2. Инженерно-геологическое строение участка экспериментальной сваи. Красный прямоугольник – фрагмент № 1 сваи, участвующий в численном моделировании. Справа представлена расчетная схема для численного моделирования

Fig. 2. Geotechnical strata of test pile. Red rectangle – section No. 1 of the pile used in the numerical simulation. A numerical simulation model is shown on the right

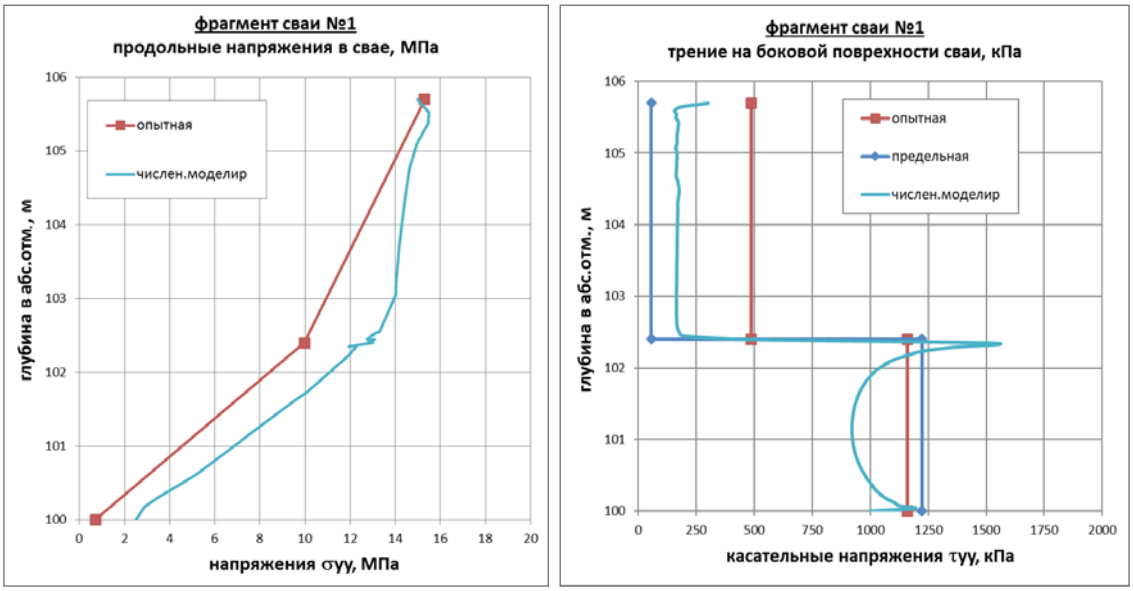


Рис. 3. Графические результаты численного моделирования фрагмента № 1. Эпюры продольных напряжений для фрагмента сваи (МПа) и трения на ее боковой поверхности (кПа)
Fig. 3. Graphical results obtained in the numerical simulation of Section No. 1. Diagrams for vertical stresses (MPa) and skin friction (kPa) for the pile section

натурного испытания, и составляет 25 500 кН. Приведенный пример подтверждает, что подход простого суммирования расчетных сопротивлений в полной мере не отображает истинную работу сваи и ведет к завышению ее расчетной несущей способности. Как отмечалось выше, из-за высокой неопределенности прочностных и деформационных характеристик грунтов основания соотношения долей нагрузки, воспринимаемой сваей на боковой поверхности в дисперсных и скальных грунтах и пятой сваи, полученные численным моделированием, несколько отличаются от результатов, полученных экспериментально (см. рис. 3).

Для анализа степени влияния параметров грунтовой модели и расчетных предпосылок на величину несущей способности сваи, определяемой по предложенной методике, проведена серия расчетов. Исследование на чувствительность расчетной модели проводилось в соответствии с рекомендациями СП 22.13330 по методике, разработанной в [6, 8]. Результаты расчетов показали, что величина несущей способности сваи слабо чувствительна к параметрам грунтовой модели, тогда как принятые расчетные предпосылки являются определяющими (см. табл. 2).

Пример расчетной схемы взаимодействия сваи со скальным грунтом с прослойкой дисперсного грунта

Расчетная схема, приведенная на рис. 4, отличается от рассмотренной ранее добавлением слоя скального грунта поверх дисперсного. Расчеты дополняются вычислением общей нагрузки $Q_{rock} = Q_{bs} + Q_s$, воспринимаемой только при взаимодействии сваи со скальным грунтом, где Q_{bs} – часть нагрузки, воспринимаемая пятой и боковой поверхностью заделки сваи в скальный грунт. Вычисляются также доли $\eta = Q_{bs}/Q_{rock}$, $1–\eta = Q_s/Q_{rock}$ и несущая способность

Таблица 2

Оценка чувствительности исследуемых параметров на несущую способность сваи, определяемую по предложенной методике

Table 2

Assessment of the impact of the studied parameters on the pile bearing capacity determined according to the proposed procedure

	1. Параметры грунтовой модели	Степень чувствительности	Диапазон
1.1	степень переуплотнения дисперсных грунтов (OCR)		OCR [1...6]
1.2	модуль деформации массива скального грунта (E_m)		E_m [0,3...4,2] ГПа
1.3	модуль сдвига дисперсного грунта (G)		E_0 [75...750] МПа
	2. Расчетные предпосылки	**Степень чувствительности**	**Критерий**
2.1	шламовый слой в пяте сваи		доля нагрузки η_b
2.2	упрощенная модель грунта		Leaner Elastic, LE
2.3	критерий контрольной осадки		$S_{ref} = 0{,}01 d_f + \mathrm{k} \frac{R_b l}{E}$
2.4	мощность дисперсного грунта		$h_{\text{диспр.гр}} \gg h_{\text{ск.гр}}$

Примечание:
не чувствительна | слабо чувствительна | умеренно чувствительная | чувствительная

Note:
not sensitive | weakly sensitive | moderately sensitive | sensitive

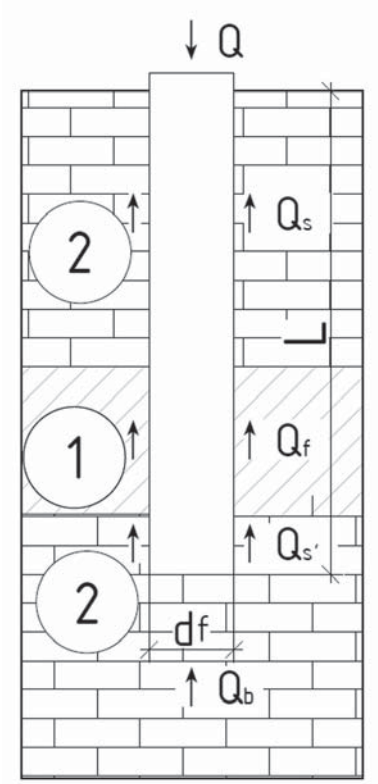


Рис. 4. Расчетная схема взаимодействия сваи со скальным и дисперсным грунтом:
Q – вертикальная нагрузка на сваю; Q_b – реакция от вертикальной нагрузки, воспринимаемая пятой сваи; Q_s, $Q_{s'}$ – реакция от вертикальной нагрузки, воспринимаемая боковой поверхностью сваи в скальных грунтах; Q_f – реакция от вертикальной нагрузки, воспринимаемая боковой поверхностью сваи в дисперсных грунтах; L – длина сваи; d_f – диаметр сваи; 1 – дисперсный грунт; 2 – скальный грунт

Fig. 4. Model showing the interaction of the pile with rock and cohesive soils:
Q – vertical pile load; Q_b – response to the vertical load carried by the pile foot; Q_s, $Q_{s'}$ – response to the vertical load carried by the pile skin in rocks; Q_f – response to the vertical load carried by the pile skin in cohesive soils; L – pile length; d_f – pile diameter; 1 – cohesive soil; 2 – rock

Таблица 3

Параметры экспериментальной сваи для схемы с двумя слоями известняка и исходные данные, принятые для численного моделирования

Table 3

Parameters of the test pile for a two-layer limestone scheme and initial data adopted for numerical simulation

	Диаметр сваи, м	Длина сваи, м	Нагрузка, кН	Осадка сваи, мм	Бетон сваи, класс / R_b, МПа / модуль упругости, E, ГПа	Контрольная осадка сваи, s_{ref}, мм по формуле (2)
Экспериментальные данные	1,2	25,4	31 000	11,01	B60 / 33 / 45,2	12 + 9,3 = 21,3
Численное моделирование*	1,2	11,3	20 560	–	B60 / 33 / 45,2	12 + 4,1 = 16,1

Примечание: * – параметры фрагмента экспериментальной сваи, принятые для выполнения численного расчета
Note: * – parameters of the test pile used for numerical simulation

только по скальному грунту $F_d = F_{d,rock}$ в соответствии с Приложением Б СП 24.13330 [3]. Блок-схема определения несущей способности приведена на рис. 8.

В табл. 3 и на рис. 5 приведены исходные данные для анализа работы экспериментальной сваи на объекте, расположенном в г. Москве на пересечении Кутузовского проспекта и улицы Кульнева (испытания проведены ООО «Технотест» в ноябре 2020 г.).

Для оценки предельных расчетных сопротивлений выполнено моделирование нагружения фрагмента сваи (далее – фрагмент № 2) в виде вынужденной осадки в диапазоне контрольной величины 10 мм $\leq S_{ref} \leq$ 20 мм. Участок сваи, расположенный выше рассматриваемого фрагмента, искусственно моделируется интерфейсным элементом с пониженными прочностными характеристиками.

Последовательность вычислений приведена на рис. 8. На рассматриваемом фрагменте № 2 длиной 11,3 м в первую очередь мобилизуется предельное сопротивление на боковой поверхности сваи в дисперсном грунте, т. е. реализуется случай $F_{df} / \eta_f \leq F_{d,rock} / (1-\eta_f)$. Величина расчетной несущей способности составила $F_d^{расч} = F_{d\ ,\ rock} + F_{df} = 30\ 028$ кН, что сопоставимо с экспериментальным значением $F_d^{экспер} = 31\ 000$ кН. Несущая способность, полученная суммированием расчетных сопротивлений, составляет 62 800 кН, в два раза завышая расчетное значение.

На рис. 6 представлен график «нагрузка – осадка», полученный численным моделированием приложения к фрагменту сваи вынужденной осадкой с контрольными значениями: S_{ref} = [1; 1,61; 2] см. Квадратными маркерами на графике отмечены точки, для которых посчитаны доли (η) мобилизации слоев грунта. Значения полной несущей способности фрагмента сваи F_d, определенные с учетом долей распределения нагрузок, тем меньше, чем меньше заданное перемещение верха сваи. Однако чувствительность итоговой несущей способности к величинам заданной вынужденной осадки невелика. На графике также отмечена несущая способность фрагмента сваи из условия прочности по материалу (для марки бетона по прочности B60). Указанная величина ожидаемо выше расчетной несущей способности по грунту.

Исследование работы сваи, взаимодействующей с бóльшим числом слоев грунта, производится по тому же принципу, а именно учетом долей нагрузки. При оценке несущей способности сваи полной рабочей длины 25,4 м с учетом контрольной осадки S_{ref} = 21,3 мм (см. табл. 3),

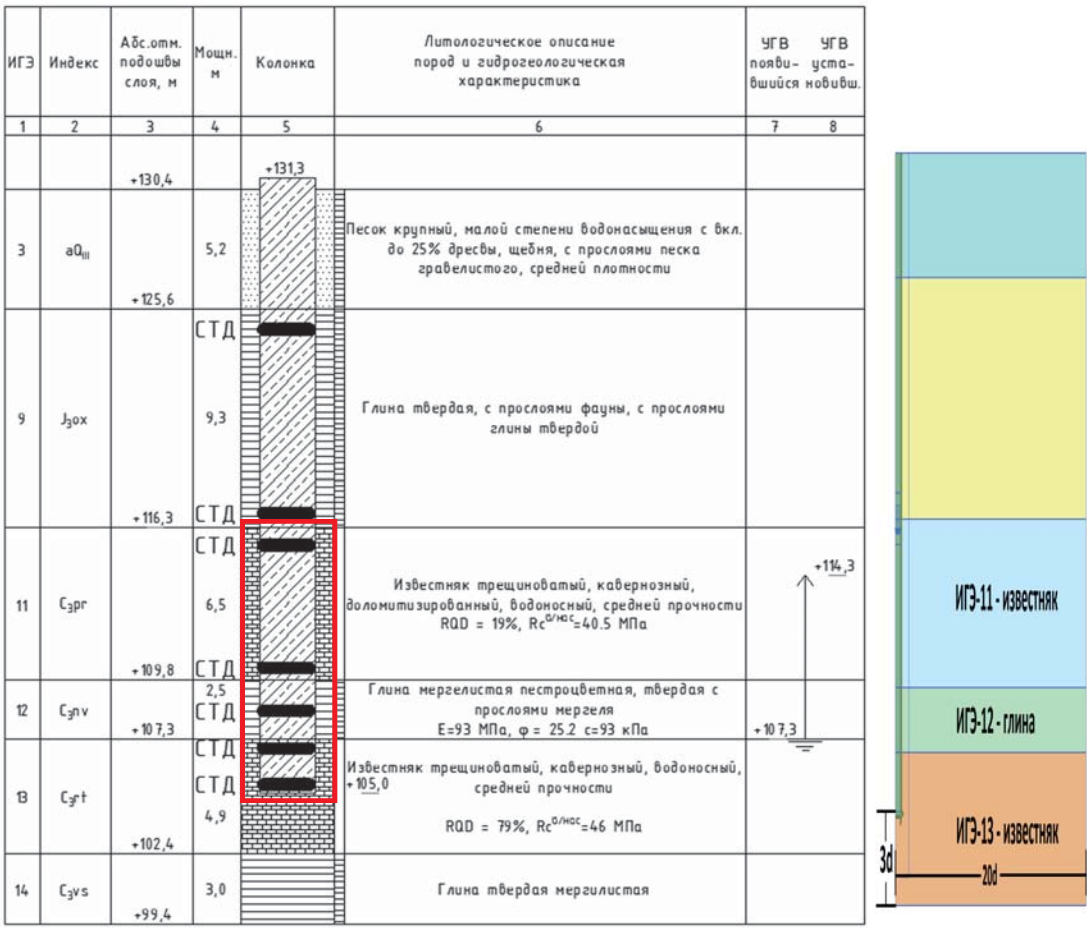


Рис. 5. Инженерно-геологическое строение участка экспериментальной сваи. Красный прямоугольник – фрагмент № 2 сваи, участвующий в численном моделировании. Справа представлена расчетная схема для численного моделирования

Fig. 5. Geotechnical strata of the test pile site. Red rectangle – section No. 2 of the pile used in the numerical simulation. A numerical simulation model is shown on the right

сопротивление дисперсных грунтов, расположенных выше, определяется суммированием согласно СП 24.13330 [3] и добавляется в долю нагрузки, воспринимаемую дисперсными грунтами, η_f. Как и в предыдущем примере, первым мобилизуется сопротивление на боковой поверхности сваи в дисперсном грунте. Полная несущая способность составляет $F_d^{расч} = F_{d,\,rock} + \Sigma F_{df} = 30332{,}3$ кН (3095 т). Полученная величина близка к значению экспериментальной несущей способности $F_d^{экспер} = 31000$ кН (3 171 т).

Сопоставление графиков «нагрузка – осадка» и значений полной несущей способности сваи, определенных в ходе эксперимента и по предложенной методике, представлено на рис. 7.

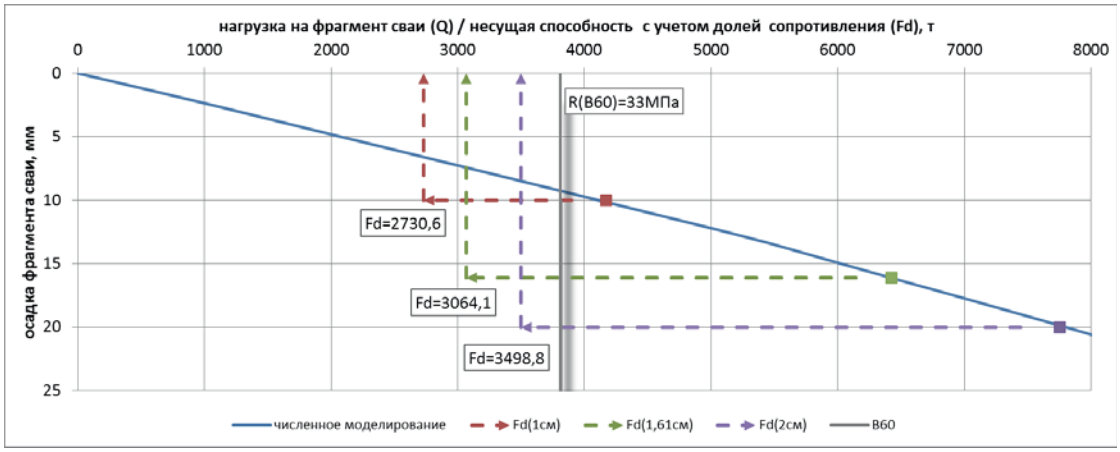


Рис. 6. График «осадка – нагрузка» фрагмента сваи, полученный по результатам численных расчетов, и значения полной несущей способности с учетом долей сопротивления по слоям грунта в диапазоне величины контрольной осадки

Fig. 6. Settlement-load diagram for a pile section obtained using the numerical calculation results and the total bearing capacity, taking into account the resistance proportions according to soil layers within the reference settlement range

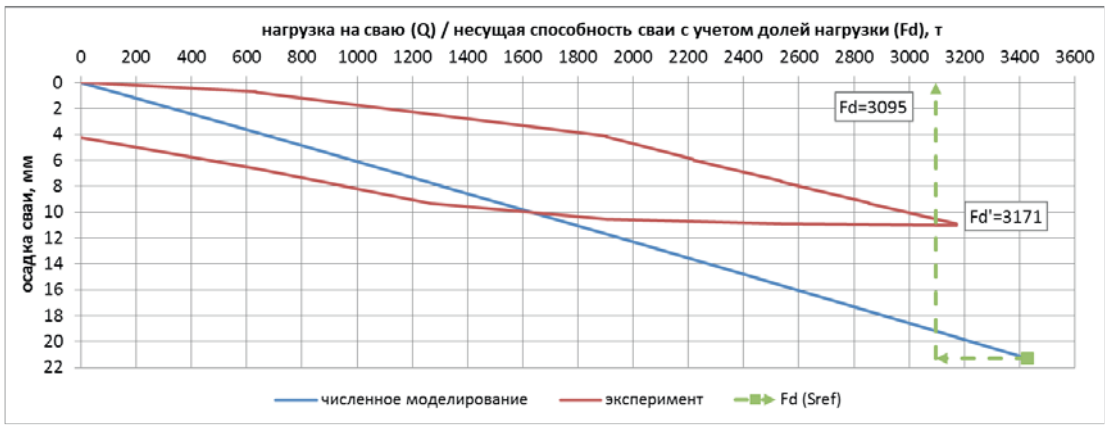


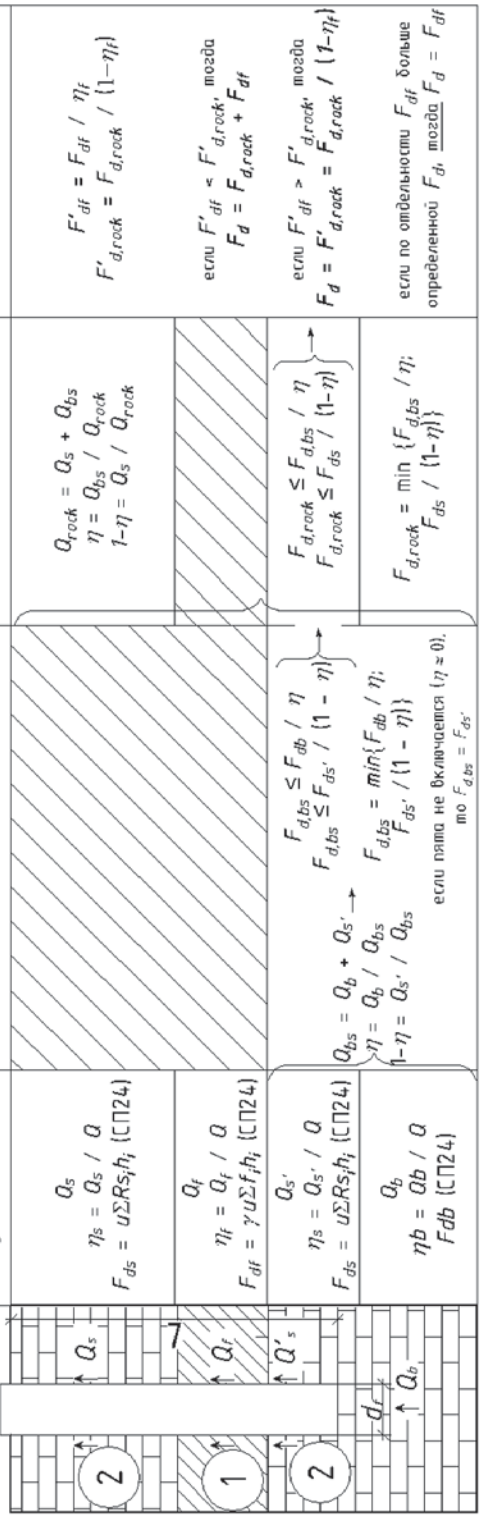
Рис. 7. Графики зависимости «нагрузка – осадка», полученные по результатам эксперимента и численно-аналитического метода с контрольной осадкой S_{ref} = 21,3 мм

Fig. 7. Load-settlement dependency graphs obtained according to the experimental results and via the numerical-analytical method at a reference settlement of S_{ref} = 21.3 mm

Заключение

Для оценки расчетной несущей способности сваи в скальных грунтах, переслаиваемых дисперсными, следует учитывать разные степени мобилизации сопротивлений дисперсного и скального грунтов ввиду их существенно различной прочности и жесткости. Суммирование всех предельных сопротивлений скальных и дисперсных грунтов без ограничений излишнего задействования сопротивлений может существенно завысить несущую способность сваи по грунту.

Представлена методика оценки расчетного предельного сопротивления скального основания сваи с использованием численного моделирования совместно с табулированными и аналитическими решениями.



$$Q_s + Q_f + Q_{s'} + Q_b = Q$$
$$\eta_s + \eta_f + \eta_{s'} + \eta_b = 1$$

Рис. 8. Блок-схема определения несущей способности сваи по грунту для расчетной схемы взаимодействия сваи со скальным грунтом с прослойкой дисперсного грунта

Fig. 8. Flowchart for determining bearing capacity for pile interacting with rocks interbedded with cohesive soil

Предложена формула для определения контрольной осадки S_{ref}, которая может быть использована как критерий достижения предельного сопротивления основания сваи в скальных грунтах по условию ограничения развития в нем деформаций сдвига в соответствии с заранее заданным условием по перемещениям сваи при выполнении численного моделирования.

Приведены примеры расчета несущей способности сваи в скальных грунтах, переслаиваемых дисперсными грунтами, с сопоставлением результатов расчета с экспериментальными данными по натурным испытаниям свай.

Список литературы

1. ГОСТ 25100-2020 Грунты. Классификация. Москва: Стандартинформ; 2020.
2. ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. Москва: Стандартинформ; 2015.
3. СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. Москва: Стандартинформ; 2017.
4. СП 23.13330.2018 Основания гидротехнических сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.02-85 (с изменением № 1). Москва: Стандартинформ; 2019.
5. *Колыбин И.В., Разводовский Д.Е., Скориков А.В., Брыксина А.А.* Исследование работы свай в скальных грунтах, переслаиваемых дисперсными грунтами, на действие вертикальной нагрузки. Отчет о НИР. Москва: НИИОСП; 2021.
6. *Колыбин И.В., Разводовский Д.Е., Скориков А.В., Павловский Н.А.* Разработка методики оценки чувствительности расчетных моделей фундаментов и сооружений, взаимодействующих с основанием, для обеспечения требуемой степени надежности. Отчет о НИР. Москва: НИИОСП; 2020.
7. *Разводовский Д.Е., Скориков А.В.* Проблемы и возможные пути развития нормативной литературы в области проектирования свайных фундаментов. Вестник НИЦ «Строительство». 2020;26(3):74–85. https://doi.org/10.37538/2224-9494-2020-3(26)-74-85
8. *Скориков А.В., Павловский Н.А.* Стахостический подход к оценке надежности результатов расчета оснований и фундаментов в зависимости от чувствительности МКЭ-моделей. Вестник НИЦ «Строительство». 2021;29(2):101–111. https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-2(29)-101-111
9. *Rowe R.K., ed.* Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Handbook. New York: Springer; 2001. https://doi.org/10.1007/978-1-4615-1729-0
10. *Haberfield C.M., Lochaden A.L.E.* Analysis and design of axially loaded piles in rock // Journal of rock mechanics and geotechnical engineering. 2013;(3):535–548.
11. *Shulyatiev O.A., Ladyzhensksky I.G., Yastrebov P.I.* Skyscrapers of "Moskva-City" Business Center – Tests of Bored Piles. In: Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Paris; 2013.

References

1. State Standard 25100-2020 Soils. Classification. Moscow: Standartinform Publ.; 2020 (in Russian).
2. State Standard 27751-2014 Reliability of building structures and foundations. Basic provisions. Moscow: Standartinform Publ.; 2015 (in Russian).
3. SP 24.13330.2011 Pile foundations. Updated edition SNiP 2.02.03-85. Moscow: Standartinform Publ.; 2017 (in Russian).
4. SP 23.13330.2018 Foundations of hydraulic structures. Updated edition SNiP 2.02.02-85 (with edition No. 1). Moscow: Standartinform Publ.; 2019 (in Russian).
5. *Kolybin I.V., Razvodovsky D.E., Skorikov A.V., Bryksina A.A.* Study of the work of piles in rocky soils overlaid with cohesive soils on the effect of vertical loading. Report on research. Moscow: NIIOSP; 2021 (in Russian).
6. *Kolybin I.V., Razvodovsky D.E., Skorikov A.V., Pavlovsky N.A.* Development of a methodology for assessing the sensitivity of computational models of foundations and structures interacting with soil basement to ensure the required degree of reliability. Report on research. Moscow: NIIOSP; 2020 (in Russian).

7. *Razvodovsky D.E., Skorikov A.V.* Problems and possible ways of development of pile design building codes. Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction. 2020;26(3);74–85 (in Russian). https://doi.org/10.37538/2224-9494-2020-3(26)-74-85
8. *Skorikov A.V., Pavlovsky N.A.* A Stochastic approach to assessing the reliability of the calculation results of bases and foundations depending on the sensitivity of the Fem-models. Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction. 2021;29(2):101–111 (in Russian). https://doi.org/10.37538/2224-9494-2021-2(29)-101-111
9. *Rowe R.K., ed.* Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Handbook. New York: Springer; 2001. https://doi.org/10.1007/978-1-4615-1729-0
10. *Haberfield C.M., Lochaden A.L.E.* Analysis and design of axially loaded piles in rock // Journal of rock mechanics and geotechnical engineering. 2013;(3):535–548.
11. *Shulyatiev O.A., Ladyzhensksky I.G., Yastrebov P.I.* Skyscrapers of "Moskva-City" Business Center – Tests of Bored Piles. In: Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Paris; 2013.

Информация об авторах / Information about the authors

Игорь Вячеславович Колыбин, канд. техн. наук, директор НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: kolybin@eccpf.ru
Igor V. Kolybin, Cand. Sci. (Engineering), Director of NIIOSP named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: kolybin@eccpf.ru

Дмитрий Евгеньевич Разводовский, канд. техн. наук, заместитель директора по научной работе НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: 79165206707@yandex.ru
Dmitry E. Razvodovsky, Cand. Sci. (Engineering), Deputy Scientific Director of NIIOSP named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: 79165206707@yandex.ru

Андрей Викторович Скориков, канд. техн. наук, заведующий лабораторией методов расчета подземных сооружений и геотехнического прогноза НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: andr-stab@mail.ru
Andrey V. Skorikov, Cand. Sci. (Engineering), Head of the Laboratory of Calculation Methods for Underground Structures and Geotechnical Prediction of NIIOSP named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: andr-stab@mail.ru

Александра Андреевна Брыксина✉**,** старший научный сотрудник лаборатории методов расчета подземных сооружений и геотехнического прогноза НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: chepurnova@eccpf.ru
тел.: +7 (916) 339-38-00
Aleksandra A. Bryksina✉**,** Senior Researcher of the Laboratory of Calculation Methods for Underground Structures and Geotechnical Prediction of NIIOSP named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: chepurnova@eccpf.ru
tel.: +7 (916) 339-38-00

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 624.154
https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-26-44 EDN OKNJPA

ИЗМЕНЕНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ МАССИВА ГРУНТА В РЕЗУЛЬТАТЕ УСТРОЙСТВА БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ И БАРЕТТ

О.А. ШУЛЯТЬЕВ✉, д-р техн. наук
А.М. ДЗАГОВ, канд. техн. наук
Д.К. МИНАКОВ, канд. техн. наук

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

Аннотация

Введение. В статье рассматривается вопрос влияния производства работ по устройству буронабивных свай и баретт на напряженно-деформированное состояние (НДС) окружающего массива грунта для четырех различных видов грунтовых условий.

Цель: разработка методики расчета давления бетона на стенки скважины после заполнения скважины бетонной смесью и изменение данного давления в процессе релаксации напряжений в грунте.

Материалы и методы. Выполняется анализ экспериментальных исследований, как выполненных авторами статьи, так и представленных в открытой печати. На основании обратных расчетов по экспериментальным данным выводится зависимость максимального давления бетона от скорости бетонирования. По результатам мониторинга после окончания строительства определяется формула для описания релаксации напряжений после окончания бетонирования.

Результаты. На основании выполненных исследований предложена билинейная формула, разработана методика и выполнен расчет давления бетона на стенки скважины после заполнения скважины бетонной смесью и изменения данного давления в процессе релаксации напряжений в грунте. Исследовано влияние способа устройства свай и грунтовых условий на изменения НДС массива грунта. Приведена формула для конечных значений горизонтальных давлений на контакте сваи с грунтом после набора бетоном марочной прочности и релаксации напряжений в грунте. Представлены рекомендации по расчету численным методом изменения НДС массива грунта в процессе бетонирования и последующего твердения бетона свай и баретт.

Выводы. В результате выполненных исследований влияния производства работ по устройству буронабивных свай на НДС окружающего массива грунта установлено, что данное НДС зависит как от грунтовых условий площадки, так и от принятой технологии выполнения свайных работ. В связи с тем что грунт является пластичным материалом, на конечное значение горизонтальных напряжений влияет история нагружения, зависящая от технологии, и грунтовые условия площадки, что целесообразно учитывать, применяя соответствующие модели грунта.

Ключевые слова: буронабивная свая, баретта, бетонирование, давление бетона, напряженно-деформированное состояние массива грунта

Для цитирования: Шулятьев О.А., Дзагов А.М., Минаков Д.К. Изменение напряженно-деформированного состояния массива грунта в результате устройства буронабивных свай и баретт. *Вестник НИЦ «Строительство».* 2022;34(3):26–44. https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-26-44

Вклад авторов
Шулятьев О.А. – анализ результатов расчетов и полевых исследований, написание статьи.
Дзагов А.М. – анализ результатов полевых исследований, предложения по расчету давления бетона на контакте буронабивной сваи с грунтом, участие в написании статьи.
Минаков Д.К. – обзор состояния вопроса, обработка материалов исследований, выполнение численных расчетов.

Финансирование
В статье приводятся результаты выполненных научно-исследовательских работ по заданию ФАУ «ФЦС» Минстроя РФ.
1. НИР «Разработка рекомендаций по расчету влияния устройства стены в грунте траншейного типа на изменение напряженно-деформированного состояния окружающего массива грунта и его учету при проектировании вновь возводимых зданий и сооружений в песчаных грунтах», 2020 год.
2. НИР «Разработка методики определения технологических осадок при устройстве буроинъекционных свай и оценка технологических осадок в процессе устройства «стены в грунте» траншейного типа и грунтовых инъекционных анкеров», 2015 год.

Конфликт интересов
Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 15.08.2022
Поступила после рецензирования 31.08.2022
Принята к публикации 06.09.2022

CHANGES IN STRESS-STRAINED STATE OF MASS RESULTING FROM THE INSTALLATION OF BORED CAST-IN-SITU PILES AND BARRETTES

O.A. SHULYATYEV✉, Dr. Sci. (Engineering)
A.M. DZAGOV, Cand. Sci. (Engineering)
D.K. MINAKOV, Cand. Sci. (Engineering)
Research Institute of Bases and Underground Structures (NIIOSP) named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Ryazanskiy ave., 59, Moscow, 109428, Russian Federation

Abstract

Introduction. The paper considers the effect produced by the installation of bored cast-in-situ piles and barrettes on the stress-strain state of the surrounding soil mass for four different types of soil conditions.

Aim. To develop a procedure for determining concrete-induced stress acting on walls that enclose a borehole filled with concrete, as well as stress changes during the relaxation of stresses in the soil.

Materials and methods. An analysis of experimental studies is performed, both those conducted by the present authors and those available in open sources. By means of back calculations relying on experimental data, the dependence is determined between the maximum concrete-induced stress and the rate of concreting. The results of post-construction monitoring are used to derive a formula for describing stress relaxation following the completion of concreting works.

Results. In this study, the authors proposed a bilinear formula, developed a procedure, and calculated the concrete-induced stress acting on the walls that enclose a borehole filled with concrete, as well as stress

changes during the relaxation of stresses in the soil. The effect of the adopted pile installation technique and soil conditions on changes in the stress-strain state of soil mass was studied. A formula was provided for determining the final values of horizontal stresses at the pile-soil interface at the full grade strength of concrete following stress relaxation in the soil, as well as recommendations for numerically calculating changes in the stress-strain state of soil mass during concreting and subsequent concrete hardening in piles and barrettes.

Conclusions. The conducted studies into the effect of bored cast in-situ pile installation on the stress-strain state of surrounding soil mass revealed that this stress-strain state depends on the soil conditions of the site, as well as the adopted pile installation technique. Due to the fact that soil is a plastic material, the final value of horizontal stresses is affected by the technique-dependent load dynamics and the soil conditions of the site, which should be taken into account by applying appropriate soil models.

Keywords: bored cast-in-situ pile, barrette, concreting, concrete-induced stress, stress-strain state, soil mass

For citation: Shulyatyev O.A., Dzagov A.M., Minakov D.K. Changes in the stress-strained state of mass resulting from the installation of bored cast-in-situ piles and barrettes. *Bulletin of Science and Research Center of Construction.* 2022;34(3):26–44. (In Russ.) https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-26-44

Author contribution statements
Shulyatyev O.A. – analysis of calculation results and field studies, writing of the paper.
Dzagov A.M. – analysis of the field study results, proposals for calculating the concrete-induced stress acting on the walls enclosing the borehole of a bored cast-in-situ pile, preparation of the article.
Minakov D.K. – review of the issue, research data processing, numerical calculations.

Funding
The paper presents the results of R&D work performed by order of the Federal Center for Regulation, Standardization and Technical Assessment in Construction of the Ministry of Construction of the Russian Federation:
1. R&D project *Development of Guidelines for Determining the Effect of Slurry Trench Wall Construction on Changes in the Stress-Strain State of the Surrounding Soil Mass and Factoring it in the Design of New-Build Buildings and Civil Engineering Works on Sandy Soils* (2020).
2. R&D project *Development of a Procedure for Determining Process Settlements Associated with the Installation of Augercast Piles and Evaluation of Process Settlements Resulting from the Construction of Slurry Trench Walls and the Installation of Soil Injection Anchors* (2015).

Conflict of interest
The authors declare no conflict of interest.

Received 15.08.2022
Revised 31.08.2022
Accepted 06.09.2022

Введение

Проведенные в последнее время исследования в процессе испытания буронабивных свай при строительстве уникальных и высотных зданий показали [1], что экспериментальные (фактические) значения сопротивления глинистого грунта сдвигу (τ) по боковой поверхности свай существенно превышают приведенные в СП 24.13330.2011 величины f_i. Анализ результатов испытаний свай показал [2], что больше всего они соответствуют зависимости, полученной Кулоном (1):

$$\tau = \sigma`_r \tan \varphi + c, \quad (1)$$

где c и φ – прочностные характеристики грунта, определенные для расчета по первому предельному состоянию;

$$\sigma`_r = K_0 \sigma`_z, \quad (2)$$

где $K_o = (1 - \sin \varphi)$ для нормально уплотненных грунтов. В случае переуплотненного грунта K_o может быть определен по формуле:

$$K_o = (1 - \sin \varphi) \, OCR^{\sin \varphi},$$

где OCR – коэффициент переуплотнения грунта;

$\sigma`_z$ и $\sigma`_r$ – соответственно вертикальные и радиальные эффективные давления.

В соответствии с этой зависимостью кроме прочностных характеристик большое значение имеет радиальное давление $\sigma`_r$.

Горизонтальное давление формируется на стадии изготовления сваи и в дальнейшем изменяется в процессе ее нагружения.

В данной статье рассматривается изменение горизонтального давления в массиве грунта, окружающего сваю в процессе ее изготовления.

Экспериментальные исследования изменения НДС массива грунта при устройстве свай

В результате экспериментальных исследований, выполненных В.М. Мамоновым, П.М. Ермошкиным и А.М. Дзаговым на площадке строительства Загорской ГАЭС [3, 4], были получены данные по фактическим значениям радиальных давлений $\sigma`_г$ на контакте буронабивной сваи с грунтом. Значения $\sigma`_r$ определялись при помощи датчиков давлений (мессдоз), размещенных на стенках трех скважин [3], пробуренных для устройства свай диаметром 1 м и глубиной 16–18 м. Датчики давлений в скважинах устанавливались сотрудниками НИИОСП им. Н.М. Герсеванова вручную следующим образом: на выровненную площадку (10 × 30 см) стенки скважины прикладывался чувствительной стороной датчик, и на расстоянии ≈ 7 см от его краев забивались по две пары гвоздей с прикрепленными к каждой паре проволочками. Натягиваясь при забивке гвоздей, проволочки плотно прижимали датчик к грунту.

Ввиду уникальности указанных исследований остановимся на них более подробно.

Грунтовые условия опытной площадки на Загорской ГАЭС с поверхности до глубины 5 м представлены покровными суглинками, ниже – моренными суглинками. Характеристики грунтов площадки представлены в табл. 1.

Непосредственно сразу после укладки бетонной смеси в скважину было получено [3] распределение давления $\sigma`_r$, близкое к гидростатическому, подсчитанному для смеси с удельным весом 23,3 кН/м$^3$ (рис. 1). Некоторое снижение давления $\sigma`_г$ на нижних участках свай объясняется началом схватывания и зависанием бетона на стенках скважины в результате действия сил трения. Таким образом, согласно экспериментальным данным, при бетонировании скважин глубиной 16–18 м методом свободного сброса давления литой бетонной смеси постепенно увеличиваются с глубиной, распределение по высоте близко к гидростатическому. В дальнейшем в процессе схватывания бетонной смеси и твердения

Таблица 1

Физико-механические характеристики грунта

Table 1

Physicomechanical soil characteristics

Показатель	Суглинки	
	покровные	моренные
Естественная влажность, доли единицы	0,13	0,117
Влажность на границе раскатывания, доли единицы	0,117	0,113
Влажность на границе текучести, доли единицы	0,21	0,2
Степень влажности, доли единицы	0,91	0,92
Объемная масса, г/см^3	2,2	2,25
Объемная масса скелета, г/см^3	1,95	2,01
Плотность минеральной части, г/см^3	2,7	2,7
Коэффициент пористости, доли единицы	0,384	0,343
Показатель консистенции, доли единицы	0,14	0,05
Угол внутреннего трения, °	20	24
Сцепление, МПа	0,02	0,025

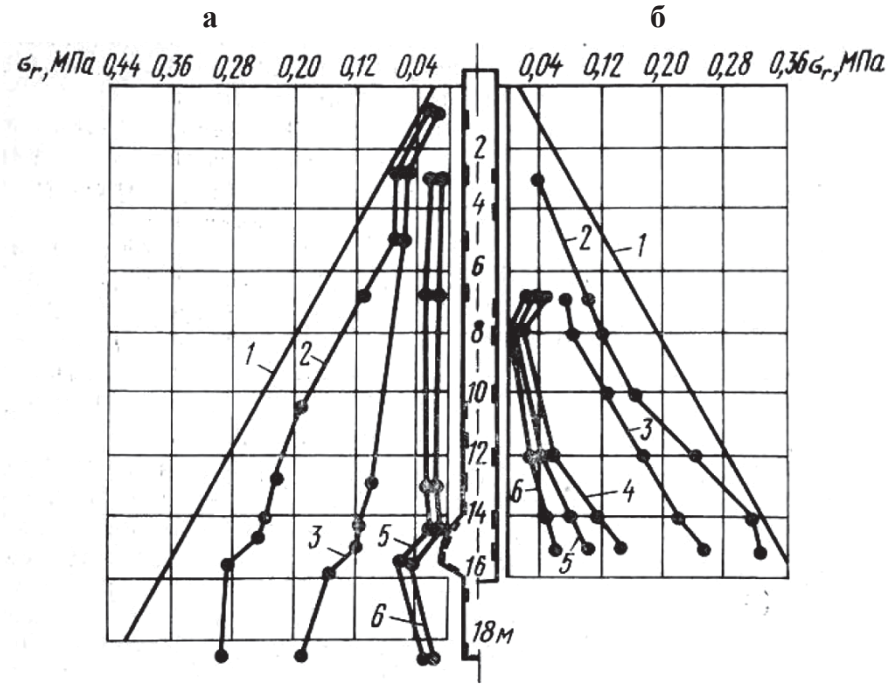


Рис. 1. Эпюры радиальных давлений σ`$_r$ по длине свай № 8 (*а*) и № 3 (*б*) после бетонирования: *1* – гидростатическое давление; *2* – после заполнения скважины бетоном; *3* – через 2,5 ч; *4* – через 12 ч; *5* – через 7 суток; *6* – через 28 суток

Fig. 1. Diagrams of radial stresses σ`$_r$ along the length of piles No. 8 (*a*) and No. 3 (*b*) following concreting works: *1* – hydrostatic stress; *2* – after the borehole is filled with concrete; *3* – at 2.5 hours; *4* – at 12 hours; *5* – at 7 days; *6* – at 28 days

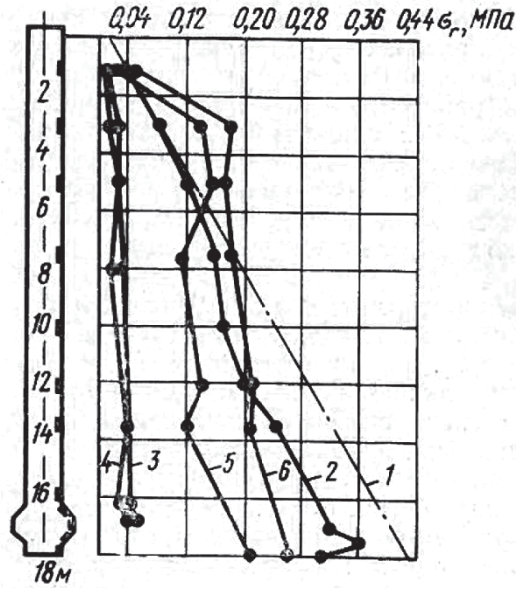


Рис. 2. Эпюры радиальных давлений σ`$_r$ по длине сваи № 7 после бетонирования и при нагружении сваи: *1* – гидростатическое давление бетона; *2* – после заполнения скважины бетоном; *3* – через 7 суток; *4* – через 28 суток; *5* – при нагрузке 6500 кН; *6* – при нагрузке 7500 кН

Fig. 2. Diagrams of radial stresses σ`$_r$ along the length of pile No. 7 following concreting works and when loading the pile: *1* – hydrostatic stress; *2* – after the borehole is filled with concrete; *3* – at 7 days; *4* – at 28 days; *5* – at a load of 6,500 kN; *6* – at a load of 7,500 kN

бетона, наблюдается снижение давлений σ`$_r$, и через четыре месяца они составляют 6–16 % от первоначального значения.

На этой же площадке в 1980–1982 гг. были проведены исследования влияния состава бетонной смеси и способа ее укладки в тело сваи [4]. На опытной площадке установкой СО-1200 были изготовлены девять буронабивных свай длиной 10 м и диаметром 1 м с использованием бетонных смесей разного состава (табл. 2).

Пять свай из девяти были оборудованы датчиками, позволяющими определить распределение линейных деформаций по длине и диаметру свай, а также давление на контакте свая – грунт по боковой поверхности сваи и под ее нижним концом.

Бетонную смесь укладывали в скважины методом свободного сброса через приемную воронку с направляющим патрубком. Для уплотнения малоподвижной бетонной смеси по всей длине сваи применяли погружной глубинный вибратор В 1-697.

Измерения показали, что давление литой бетонной смеси на стенки скважины приближалось к гидростатическому ($P_г$), у малоподвижной – σ`$_r$ будет в пределах 0,55–0,8 $P_г$. Виброуплотнение приводило к резкому возрастанию до значений (1,08–1,37) $P_г$. После окончания бетонирования в течение 18 ч отношение σ`$_r$/$P_г$ изменялось до 0,3 и 0,4 соответственно для литой и малоподвижной бетонных смесей. В дальнейшем давление медленно уменьшалось и через 28 суток составило в свае 1 с литой бетонной смесью 15 кПа, в сваях 3, 5 и 9 с малоподвижной бетонной смесью – 25, 45 и 75 кПа соответственно. Таким образом, получено, что применением малоподвижных бетонных смесей, уплотняемых в скважинах

вибрированием, может быть достигнуто относительное (по сравнению с литой бетонной смесью) увеличение давлений $\sigma`_r$. Разница в радиальных напряжениях в сваях 3, 5 и 9 связана с разной степенью вибрирования (с увеличением циклов вибрирования значения $\sigma`_r$ возрастали). Давления $\sigma`_r$ в опытных тензометрических сваях возрастали с увеличением нагрузки на сваю и на некоторых участках ствола (рис. 3) даже превосходили значения гидростатического давления бетонной смеси, которое действовало при бетонировании сваи.

Таблица 2

Состав бетона испытанных буронабивных свай

Table 2

Composition of concrete in the test bored cast in-situ piles

№ опытной сваи	Класс бетона	Составляющие бетонной смеси, кг/м³				Осадка конуса, см	Добавка к бетону
		цемент	песок	гравий	вода		
1*, 2	B15	400	840	840	250	20	СДБ – 0,2 % Ц
3*, 4	B12,5	200	999	999	178	0	Суперпластификато р С-3 – 1 % Ц
5*, 6	B20	430	860	860	200	3	СДБ – 0,2 % Ц, алюминиевая пудра – 0,07 % Ц
7*, 8	B12,5	250	1277	548	198	6	С-3 – 0,2 % Ц
9*	B20	430	860	860	200	3	СДБ – 0,2 % Ц, алюминиевая пудра – 0,02 % Ц

Примечание:* – сваи оборудованы датчиками

Note: * – the piles are equipped with sensors

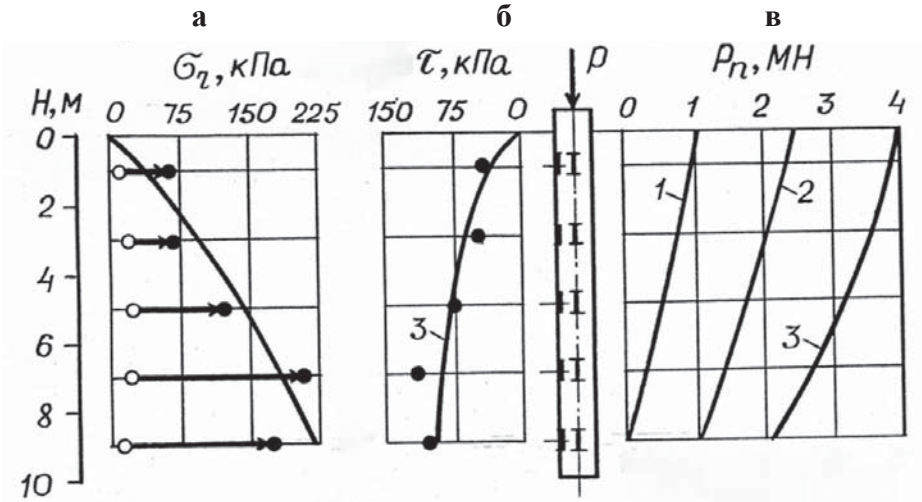


Рис. 3. Зависимости радиальных давлений $\sigma`_r$ (*а*), удельных сил трения τ (*б*) при при нагрузке на сваю P = 4 МН и продольных усилий P_n (*в*) по стволу сваи 1*, изготовленной из литой бетонной смеси; 1, 2 и 3 – соответственно при нагрузках на сваю 1 МН, 2,5 МН и 4 МН; на рисунке (*а*) кривая – при P = 4 МН

Fig. 3. Dependencies of radial stresses $\sigma`_r$ (*a*), specific friction forces τ (*b*) at a pile load of P = 4 MN, and longitudinal forces P_n (*c*) applied to the shaft of the cast concrete pile 1*; 1, 2, and 3 – at 1 MN, 2.5 MN, and 4 MN pile loads, respectively; curve in figure (*a*) – at P = 4 MN

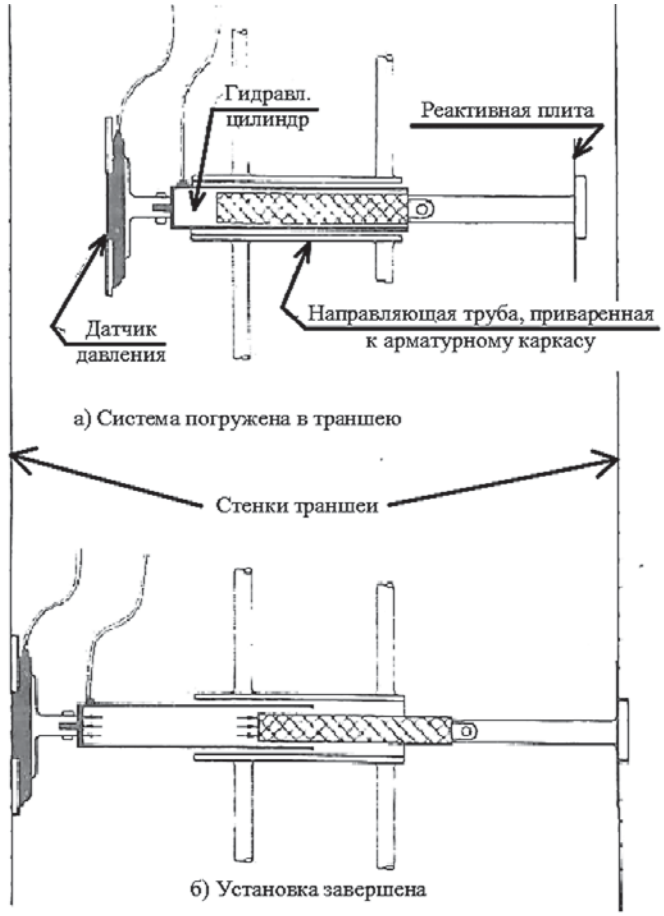


Рис. 4. Схема установки датчиков, измеряющих давление свежего бетона на контакте грунт/бетон (опытная захватка стены в грунте в Осло) [7]
Fig. 4. Layout of sensors measuring the stress induced by freshly poured concrete at the soil/concrete interface (test wall section in the soil in Oslo) [7]

Экспериментальные исследования при устройстве баретт

Имеются также данные по фактическим значениям горизонтальных давлений при устройстве стены в грунте [5–13].

Давление свежего бетона на различных опытных бареттах (захватках стены в грунте) измерялось на контакте грунт/бетон или внутри стены в грунте. В первом случае для установки датчиков в проектное положение использовались гидравлические домкраты. При этом домкрат вместе с датчиком давления монтировался на арматурный каркас, погружаемый в захватку. Схема установки датчиков на контакте грунт/бетон представлена на рис. 4. При измерении давления внутри бетона датчики также крепились к арматурному каркасу или к инклинометрическим трубам.

Наиболее хорошо задокументированные и характерные результаты были получены для двух опытных захваток № 34 и 36 в Роттердаме [10]. Данные результаты представлены в виде графиков на рис. 5 и 6. Рассмотрим их подробнее. На указанных графиках начало

временной оси соответствует началу бетонирования захватки. В этот момент показания всех датчиков отражают гидростатическое давление глинистого раствора. Датчики в захватках № 34 и 36 устанавливались в 8 различных уровнях на глубинах от 5 до 40 м с шагом 5 м (по 8 датчиков на захватку). По мере поднятия уровня бетона в захватке датчики начинают реагировать на него увеличением давления. Первым реагирует самый нижний датчик, расположенный на глубине 40 м, затем последовательно снизу вверх реагируют датчики, расположенные выше. Соответствующие пики давления отчетливо видны на рассматриваемых рисунках. После достижения максимума давление начинает снижаться до некоторого остаточного уровня и далее остается постоянным или изменяется незначительно.

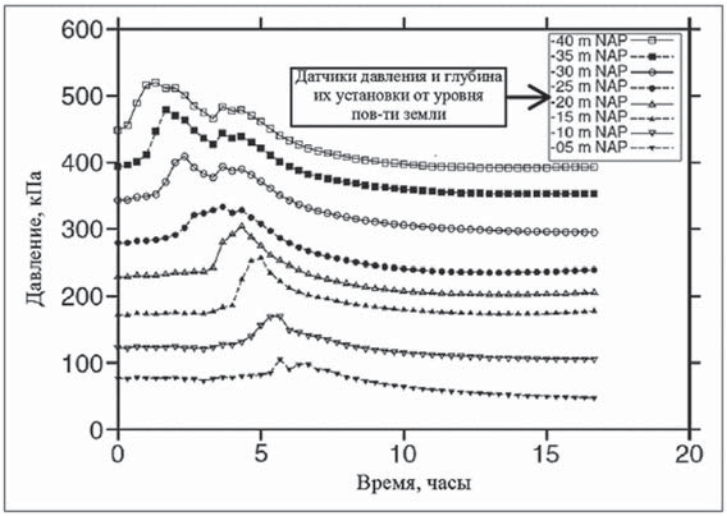


Рис. 5. Изменения давления при бетонировании захватки стены в грунте № 36 на опытном участке в Роттердаме [10]
Fig. 5. Stress changes associated with the concreting of a wall section in soil No. 36 at the Rotterdam test site [10]

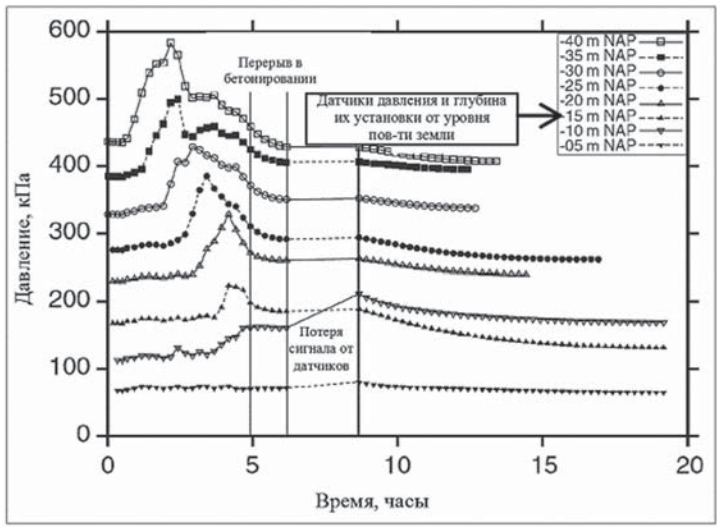


Рис. 6. Изменение давления при бетонировании захватки стены в грунте № 34 на опытном участке в Роттердаме [10]
Fig. 6. Stress changes associated with the concreting of a wall section in soil No. 34 at the Rotterdam test site [10]

Расчет давления бетона

Согласно исследованиям Loreck (2007) [12], максимальное давление бетонной смеси на стенки траншеи при бетонировании захватки стены в грунте распределяется по билинейному закону (рис. 7). До определенной глубины, которую условно назвали критической, давление бетона распределяется по гидростатическому закону. Ниже этой глубины, в связи с зависанием бетона на стенках траншеи и началом его схватывания, предполагается, что давление бетонной смеси на стенки траншеи продолжает линейно возрастать, но с меньшей интенсивностью, зависящей от плотности глинистого раствора (на каждый метр глубины давление на стенку траншеи возрастает на величину $\gamma_{\text{бентонит}} \times 1$ м):

$$\sigma_{bz} = \begin{cases} \gamma_{\text{бетон}} \times h \text{ при } h \le h_{\text{крит}}, \\ \gamma_{\text{бентонит}} \times h + (\gamma_{\text{бетон}} - \gamma_{\text{бентонит}}) \times h_{\text{крит}} \text{ при } h > h_{\text{крит}}, \end{cases} \quad (3)$$

где σ_{bz} – давление свежего бетона на стенки траншеи, кН/м^2;
$\gamma_{\text{бетон}}$ – объемный вес бетонной смеси, кН/м^3;
$\gamma_{\text{бентонит}}$ – объемный вес глинистого раствора, кН/м^3;
h – глубина ниже уровня верха стены в грунте, м;
$h_{\text{крит}}$ – критическая глубина, м.

В работе Lings и соавт. [5] критическую высоту предложено определять как ⅓ высоты «стены в грунте». Этот подход базировался на анализе доступных к моменту публикации работ об опытных данных с трех опытных захваток. В работе О.А. Шулятьева и Д.К. Минакова [14] было показано, что реальные значения критической высоты колеблются в широких пределах от 0,17 до 0,57 H, существенно отклоняясь от предсказанного Lings и соавт. значения, равного 0,33 H, и путем линейной аппроксимации была выведена простая формула (4) для определения критической высоты в зависимости от скорости бетонирования:

$$h_{\text{крит}} = 0{,}85Vt + 1{,}78, \quad (4)$$

где V – средняя скорость бетонирования стены в грунте, м/ч;
t – время, равное одному часу.

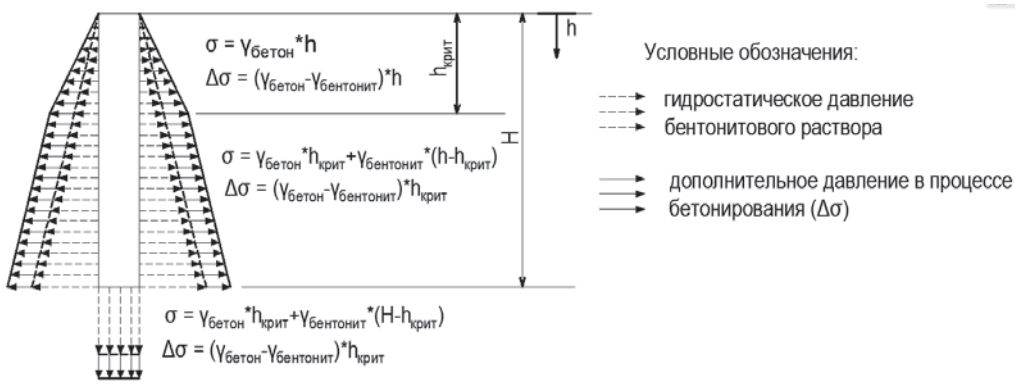


Рис. 7. Схема для определения давления на стенки траншеи в процессе бетонирования
Fig. 7. Determination of stress acting on the trench walls during concreting works

Скорость бетонирования свай зависит от многих факторов. Так, при наличии вблизи скважины достаточного объема бетонной смеси скорость бетонирования в большей степени будет определяться затратами времени на демонтаж секций обсадной трубы, длина которых обычно составляет 1–5 м. Согласно информации, полученной от фирмы Bauer, продолжительность демонтажа одной секции обсадной трубы, включая развинчивание болтов стыка, составляет для труб диаметром 1, 1,5 и 2 м соответственно 30, 50 и 70 мин.

Таким образом, скорость бетонирования можно принять как скорость демонтажа секции трубы для ее внутреннего геометрического пространства, т. е. одна труба длиной 4 м и диаметром 1 м имеет объем 3,14 м^3, и этот объем бетонируется за 30 мин, т. е. максимальная скорость бетонирования 6,28 м^3/ч, или 8 м/ч. Аналогичным образом для трубы диаметром 1,5 м имеем 8,5 м^3/ч, или 4,8 м/ч, а для трубы диаметром 2 м – 10,8 м^3/ч, или 1,27 м/ч.

Если обсадная труба отсутствует, то скорость будет практически равна скорости подачи бетона в скважину. Рассмотрим пример с объекта строительства башни «Ахмат Тауэр». Свая диаметром 1500 мм и длиной 69 м бетонировалась 8 ч. Обсадка была применена до глубины 30 м. Имеем 30/4,8 = 6,25 ч; 8 – 6,25 = 1,75 ч на бетонирование первых 39 м, т. е. скорость бетонирования без обсадочной части – 22,2 м/ч.

Определение давлений после релаксации напряжений

В общем случае значение дополнительных эффективных давлений, возникающих в грунте на границе с бетоном баретт на глубине z ($\Delta\sigma`_{gz}$), будет равно

$$\Delta\sigma`_{gz} = \sigma_{bz} - \sigma_w - \sigma`_{rz} = \sigma_{bz} - \sigma_{gwz}, \quad (5)$$

$$\sigma_{gwz} = \sigma_w + \sigma`_{gz}, \quad (6)$$

где σ_w – давление в поровой воде;

$\sigma`_{gz}$ – эффективное горизонтальное давление от собственного веса грунта;

σ_{gwz} – общее горизонтальное напряжение в массиве грунта.

$$\sigma`_{gz} = K_0\gamma`z.$$

Для нормально уплотненного грунта K_0 может быть определен через коэффициент поперечной деформации ν:

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (7)$$

или по эмпирической формуле Jaky

$$K_0 = 1 - \sin\varphi. \quad (8)$$

Для случая переуплотненного грунта

$$K_0 = (1 - \sin\varphi)\, OCR^{\sin\varphi}. \quad (9)$$

В случае бурения скважин «насухо» для определения остаточного давления бетона $\sigma`_{rz}$ на контакте сваи с глинистым грунтом может быть использована формула, предложенная А.М. Дзаговым [15]:

$$\sigma_r = 0{,}6 \times \gamma_{б.с.} \times d\left[1 - \exp\left(-\frac{0{,}6 \times H}{d}\right)\right], \quad (10)$$

где $\gamma_{б.с.}$ – удельный вес литой бетонной смеси, кН/м^3;

d – диаметр сваи, м;

H – глубина расположения середины расчетного слоя грунта от дневной поверхности, м.

Данная формула получена по результатам непосредственных измерений, в том числе и в водонасыщенных грунтах (моренный суглинок, S_r = 0,92). В случае применения мероприятий по увеличению давлений $\sigma`_r$ (замедлители схватывания бетонной смеси, повторное вибрирование, расширяющие добавки, пригруз бетонной смеси столбом воды или глинистого раствора и пр.) и предложений по учету скорости бетонирования в формулу (10) вводятся соответствующие коэффициенты.

Влияние способа устройства сваи и грунтовых условий на горизонтальное давление

Проведем исследования, как влияют способ устройства буронабивной сваи и инженерно-геологические и гидрогеологические условия на величину $\Delta\sigma`_{gz}$.

Для этого выполним расчеты для двух способов устройства свай (под защитой обсадных труб и под защитой бентонитового раствора) при грунтовых условиях, представленных в табл. 3.

Таблица 3

Тип грунтовых условий

Table 3

Type of soil conditions

Тип грунтовых условий (ИГУ)	Состояние грунта*	УПВ**
ИГУ-1	НК	–
ИГУ-2	НК	+
ИГУ-3	OCR	–
ИГУ-4	OCR	+

Примечания:
* НК – грунт нормально консолидирован; OCR – грунт переуплотнен
** «–» – устройство сваи выполняется выше уровня подземных вод (УПВ); «+» – то же ниже УПВ

Notes:
*NC – soil is normally consolidated; OCR – overconsolidated soil
** "–" – the pile is installed above the groundwater level; "+" – the pile is installed below the groundwater level

Примем, что работы выполняются в глинистом грунте удельным весом γ = 21 кН/м^3 и углом внутреннего трения φ = 26°. Для переуплотненных грунтов примем OCR = 4. Сваи буронабивные диаметром 1,5 м, длиной 30 м. Бетонные смеси применяются пластичные (марка по удобоукладываемости не ниже П4).

В соответствии с формулой (4) $h_{крит}$ при устройстве свай без обсадных труб составит:

$$h_{крит} = 0{,}85Vt + 1{,}78 = 0{,}85 \times 22{,}2 + 1{,}78 = 20{,}7 \text{ м},$$

а в случае устройства свай под защитой обсадных труб $h_{крит}$ будет равно:

$$h_{крит} = 0{,}85Vt + 1{,}78 = 0{,}85 \times 4{,}8 + 1{,}78 = 5{,}7 \text{ м}.$$

Анализ результатов расчетов (рис. 7–10) показал, что основное влияние на величину давления свежего бетона и бентонитового раствора на стенки траншеи σ_{bz} оказывает способ производства работ. При бетонировании под защитой бентонитового раствора на глубине $h_{крит}$ = 20,7 м давление σ_{bz} больше, чем при бетонировании под защитой обсадных труб, на 200 кПа, или на 70 %.

Дополнительное давление в грунте от бетонирования $\Delta\sigma`_{gz}$ в наибольшей степени возникает при устройстве свай в нормально уплотненном грунте выше УПВ. При бетонировании под защитой обсадных труб максимальное значение $\Delta\sigma`_{gz}$ достигается на глубине $h_{крит}$ = 5,7 м и составляет 60 кПа (рис. 7). При бетонировании же под бентонитовым раствором – 240 кПа соответственно при глубине $h_{крит}$ = 20,7 м (рис. 7). В случае если ниже УПВ залегают переуплотненные грунты и бетонирование выполняется под бентонитовым раствором, $\Delta\sigma`_{gz}$ = 50 кПа, т. е. практически в 5 раз меньше (рис. 10).

В случае переуплотненного грунта давления свежего бетона и бентонитового раствора на стенки траншеи σ_{bz} для бетонирования под бентонитовым раствором практически равно горизонтальному давлению грунта, а в случае бетонирования под защитой обсадных труб – отрицательное, уменьшается с глубиной и достигает 230 кПа на глубине 30 м (рис. 9 и 10).

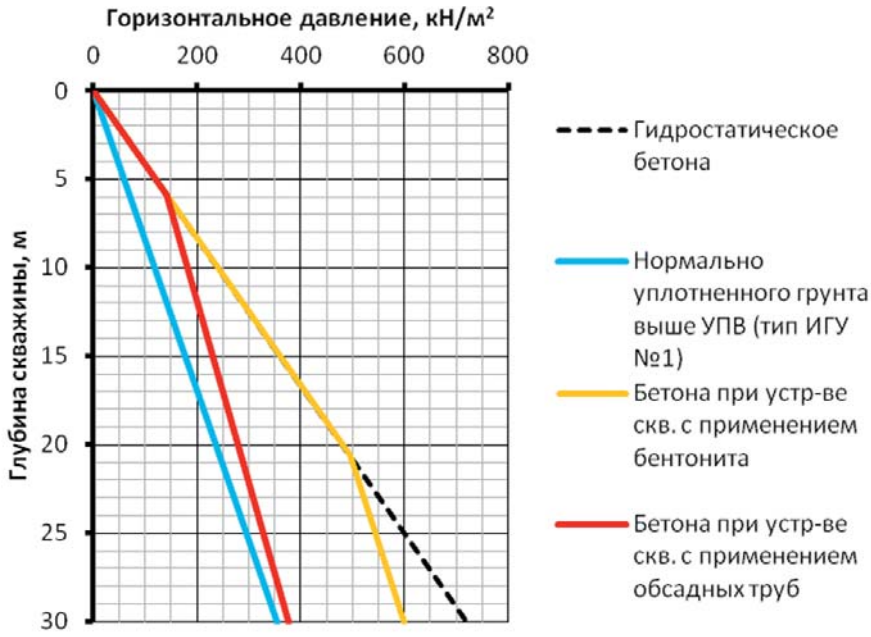


Рис. 7. Изменение горизонтального давления грунта (тип ИГУ № 1) и бетона по глубине
Fig. 7. Depthwise changes in the soil (geotechnical conditions No. 1) and concrete-induced horizontal stress

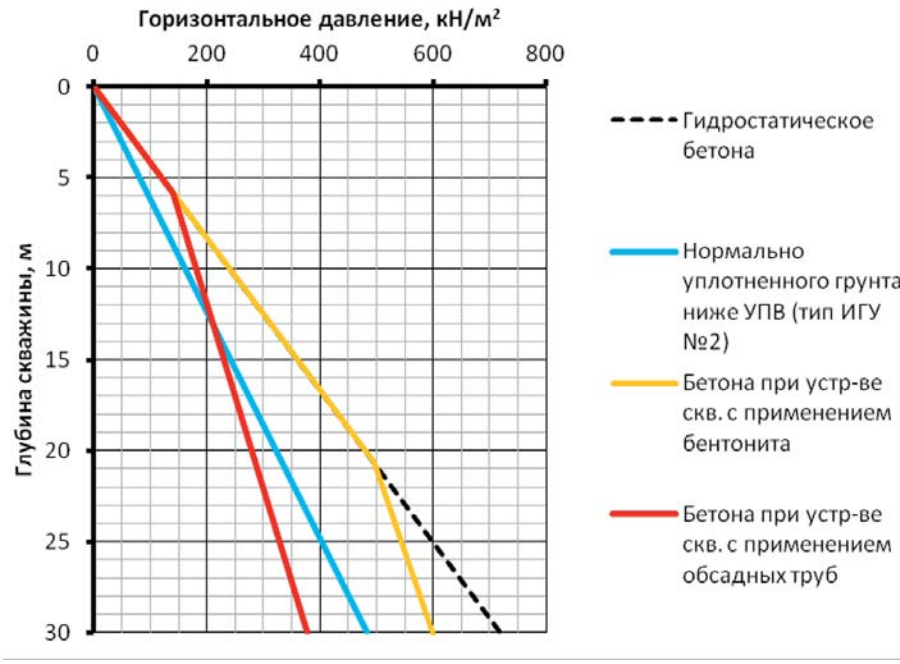


Рис. 8. Изменение горизонтального давления грунта (тип ИГУ № 2) и бетона по глубине
Fig. 8. Depthwise changes in the soil (geotechnical conditions No. 2) and concrete-induced horizontal stress

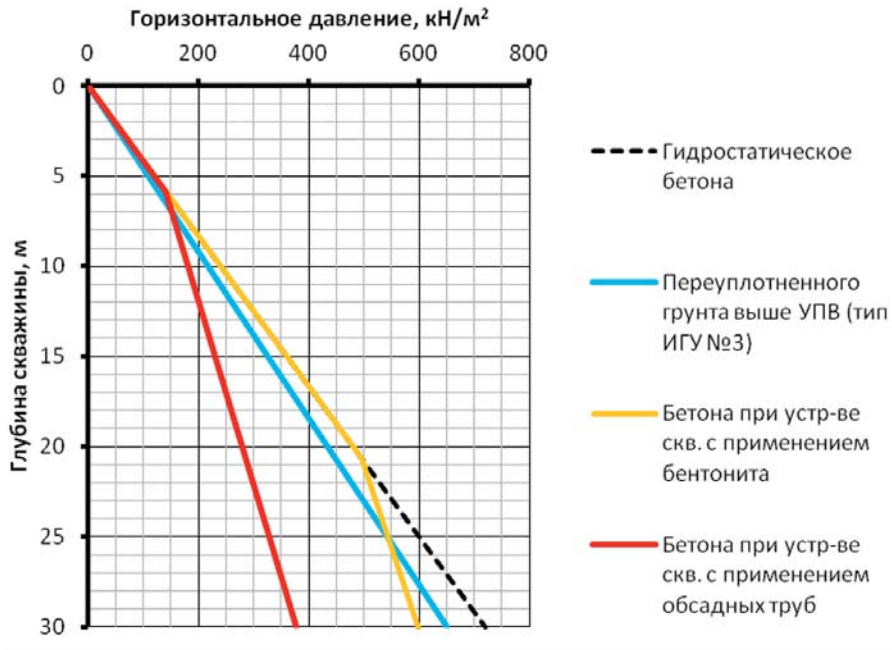


Рис. 9. Изменение горизонтального давления грунта (тип ИГУ № 3) и бетона по глубине
Fig. 9. Depthwise changes in the soil (geotechnical conditions No. 3) and concrete-induced horizontal stress

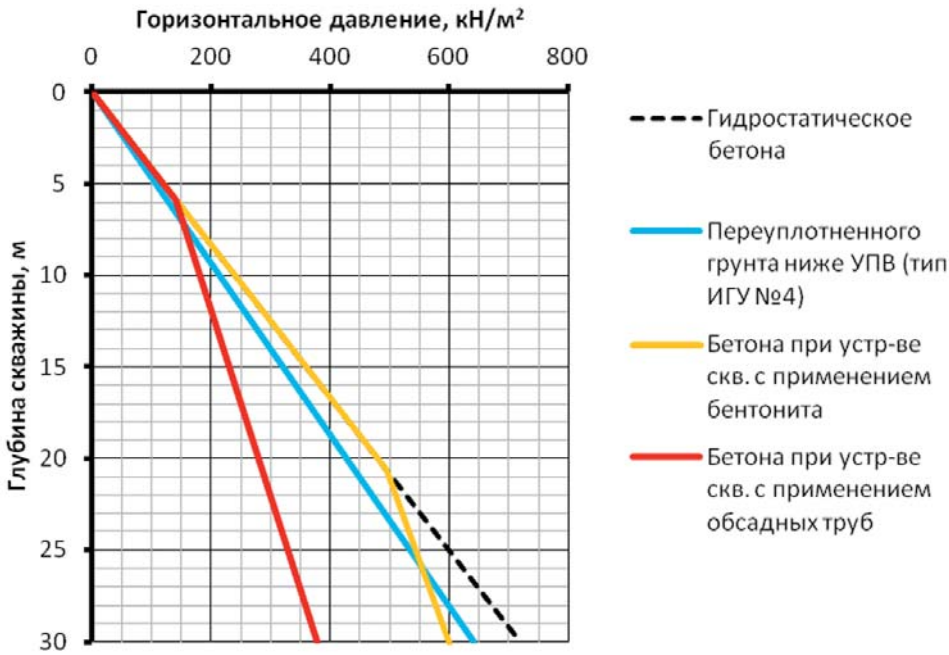


Рис. 10. Изменение горизонтального давления грунта (тип ИГУ №4) и бетона по глубине
Fig. 10. Depthwise changes in the soil (geotechnical conditions No. 4) and concrete-induced horizontal stress

Поскольку данные давления оказывают существенное влияние на сопротивление грунта сдвигу по боковой поверхности сваи, то при выборе технологии изготовления свай и баретт важно учитывать, к каким изменениям давлений она может привести. Для повышения напряжений в окружающем массиве грунта может быть применена инъекция твердеющего раствора по боковой поверхности через предварительно установленные трубочки [16].

Здесь следует отметить, что формула (3) составлена на основе данных определения давлений при бетонировании стены в грунте. Есть все основания предполагать, что при устройстве буронабивных свай под бентонитовым раствором она также может применяться. В случае выполнения сваи под водой в формуле (3) вместо плотности бентонита следует ввести плотность воды.

Полученные значения дополнительного давления соответствуют моменту окончания бетонирования. После этого происходит релаксация давления в результате как первичной, так и вторичной консолидации окружающего массива грунта.

Методика расчета влияния баретты на изменение НДС массива грунта

На основании выполненных исследований может быть предложена следующая методика по расчету влияния устройства баретты на изменение напряженно-деформированного состояния окружающего массива грунта.

Расчет влияния устройства баретты на изменение НДС окружающего массива грунта выполняется численным методом в трехмерной постановке задачи. Моделирование устройства баретты осуществляется путем удаления грунта из траншеи и заменой его нагрузкой,

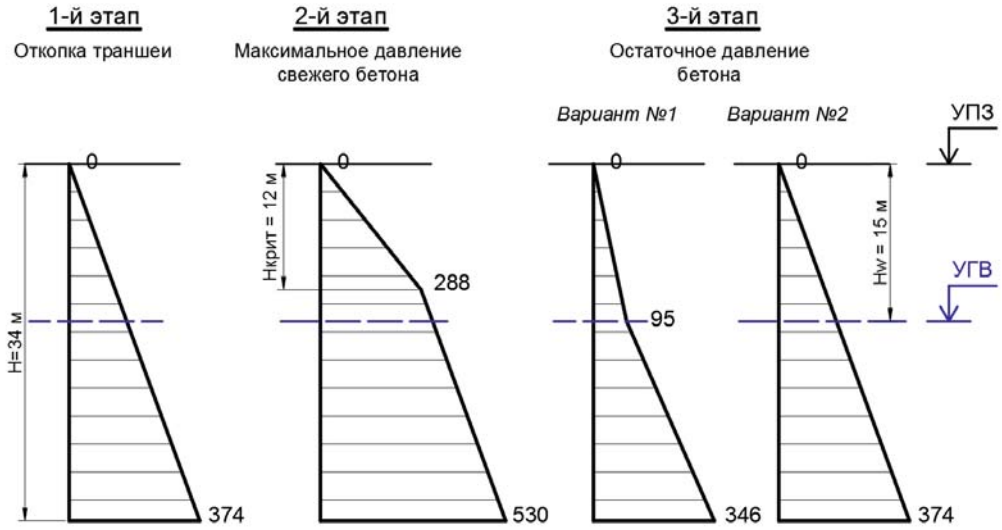


Рис. 11. Эпюры горизонтального давления (кПа) на различных этапах устройства баретты
Fig. 11. Diagrams of horizontal stress (kPa) at different stages of barrette installation

приложенной к стенкам и дну траншеи и соответствующей давлению глинистого раствора или свежего бетона (в зависимости от рассматриваемого этапа строительства). Процесс устройства баретты при этом моделируется в четыре этапа. Три из них представлены на рис. 11.

Первый этап соответствует откопке траншеи под защитой глинистого раствора. На данном этапе нагрузки, действующие на стенки траншеи, определяются по гидростатическому закону с учетом удельного веса глинистого раствора.

Второй этап соответствует максимальному горизонтальному давлению свежего бетона, действующему на стенки траншеи. Данное давление рассчитывается по билинейной зависимости (6), предложенной в [6]. При этом критическая глубина принимается в соответствии с формулой (7), предложенной в работе [14].

Третий этап соответствует остаточному горизонтальному давлению бетона, которое может быть рассчитано по двум вариантам.

Вариант № 1. Остаточное давление бетона на глубине z рассчитывается по формуле (11), что соответствует подходу к определению остаточного давления, основанному на полных давлениях в грунте:

$$\sigma_{endz} = \sigma_{az} + \sigma_{wz}, \tag{11}$$

где σ_{endz} – остаточное горизонтальное давление бетона;

σ_{az} – активное давление грунта:

$$\sigma_{az} = K_0(\gamma`z + q) - 2c\sqrt{K_0}. \tag{12}$$

Вариант № 2. Остаточное давление принимается равным гидростатическому давлению глинистого раствора.

Четвертый этап соответствует затвердевшему бетону. На данном этапе нагрузки, приложенные к стенкам и дну траншеи, отключаются, и одновременно траншея заполняется материалом, моделирующим свойства железобетонной стены в грунте после окончания

схватывания бетона. Для данного материала следует назначать упруго-линейную модель грунта.

Модель грунта, окружающего захватку стены в грунте, используемая в предлагаемой методике, должна учитывать историю его нагружения. Это связано с тем, что процесс моделирования устройства стены в грунте включает в себя циклы нагрузки и разгрузки стенок захваток, что ведет к преднапряжению окружающего массива грунта.

Выводы

1. В результате выполненных исследований влияния производства работ по устройству буронабивных свай на НДС окружающего массива грунта установлено, что данное НДС зависит как от грунтовых условий площадки, так и от принятой технологии выполнения свайных работ.

2. В зависимости от грунтовых условий максимальные значения горизонтальных давлений $\Delta\sigma`_{gz}$ на контакте сваи с грунтом при одной и той же технологии изготовления сваи могут существенно (до 5 раз) отличаться.

3. Применение различных технологий устройства буронабивных свай для одних и тех же грунтовых условий может привести к разнице в указанных выше давлениях $\Delta\sigma`_{gz}$ на 70 %. При этом наибольшее давление возникает при устройстве буронабивных свай под защитой бентонитового раствора и относительно меньшие при их устройстве под защитой обсадных труб.

4. В связи с тем что грунт является пластичным материалом, на конечное значение горизонтальных напряжений влияют история нагружения, зависящая от технологии, и грунтовые условия площадки, что целесообразно учитывать, применяя соответствующие модели грунта.

5. На основании выполненных исследований предложена методика по расчету влияния устройства буронабивных свай и баретт на изменение горизонтальных давлений на контакте свай и баретт с окружающим их грунтом.

Список литературы

1. *Шулятьев О.А.* Основания и фундаменты высотных зданий: Научное изда-ние. Москва: АСВ; 2020.
2. *Дзагов А.М., Сидорчук В.Ф.* О напряженном состоянии основания при устройстве и нагружении буронабивной сваи в глинистых грунтах. Основания, фундаменты и механика грунтов. 2002;(3):10–15.
3. *Мамонов В.М., Ермошкин П.М.* Исследование условий формирования несущей способности и прочности стволов буронабивных свай. Основания, фундаменты и механика грунтов. 1982;(1):10–14.
4. *Мамонов В.М., Дзагов А.М., Ермошкин П.М.* Несущая способность буронабивных свай, изготовленных из бетона различного состава. Основания, фундаменты и механика грунтов. 1989;(1):11–14.
5. *Lings M.L., Ng C.W.W., Nash D.F.T.* The Lateral Pressure of Wet Concrete in Diaphragm Wall Panels Cast under Bentonite. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering. 1994;107(3):163–172. https://doi.org/10.1680/igeng.1994.26469
6. *Lings M.L., Nash D.F., Ng C.W.W., Boyce M.D.* Observed Behavior of a Deep Excavation in Gault Clay. In: Proceedings 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 2. Florence; 1991, p. 467–470.
7. *Loreck C., Triantafyllidis T.* Berücksichtigung des Frischbetondrucks bei der FE-Simulation der Schlitzandherstellung. Bautechnik. 2007;(9):646–655. https://doi.org/10.1002/bate.200710055
8. *Ng C.W.W., Rigby D.B., Lei G.H., Ng S.W.L.* Observed performance of a short diaphragm wall panel. Géotechnique. 1999;49(5):681–694. https://doi.org/10.1680/geot.1999.49.5.681

9. *Delattre L., Duca V.* Measured pressure exerted by a fine soil on a diaphragm wall under construction. In: Proceedings of the international symposium on geotechnical aspects of underground construction in soft ground. Lyon; 2002, p. 547–552.
10. *Lächler A., Neher H.P., Gebeyhu G.* A comparison between monitoring data and numerical calculation of a diaphragm wall construction in Rotterdam. In: Proceedings of the international conference on numerical simulation of construction processes in geotechnical engineering for urban environment. Bochum, Germany; 2006, p. 83–96.
11. *Lächler A., Vermeer P.A., Wehnert M.* Assessment of diaphragm wall stability and deformation. In: XIV European conference on soil mechanics and geotechnical engineering. Madrid; 2007, p. 1055–1060.
12. *Uriel S., Oteo C.S.* Stress and strain besides a circular trench wall. In: Proceedings of the 9th conference on soil mechanics and foundation engineering. Tokyo; 1977, p. 781–788.
13. *Gaba A., Hardy S., Doughty L., Powrie W., Selemetas D.* Guidance on embedded retaining wall design. London: CIRIA; 2017.
14. *Шулятьев О.А., Минаков Д.К.* Давление свежего бетона на стенки траншеи при устройстве стены в грунте. Геотехника. 2017;(6):30–38.
15. *Дзагов А.М.* Разработка способа расчета сопротивления оснований буронабивных свай с учетом процесса твердения бетона: дис. ... канд. техн. наук. Ленинград; 1986.
16. *Петрухин В.П., Шулятьев О.А., Мозгачева О.А.* Новые способы геотехнического проектирования и строительства. Москва: АСВ; 2015.

References

1. *Shulyatyev O.A.* Foundations and foundations of high-rise buildings. Moscow: ASB Publ.; 2020 (in Russian).
2. *Dzagov A.M., Sidorchuk V.F.* On the stressed state of the foundation during the construction and loading of a bored pile in clay soils. Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov = Soil Mechanics and Foundation Engeneering. 2002;(3):10–15 (in Russian).
3. *Mamonov V.M., Ermoshkin P.M.* Investigation of the conditions for the formation of the bearing capacity and strength of the trunks of bored piles Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov = Soil Mechanics and Foundation Engeneering. 1982;(1):10–14 (in Russian).
4. *Mamonov V.M., Dzagov A.M., Ermoshkin P.M.* Bearing capacity of bored piles made of concrete of various composition. Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov = Soil Mechanics and Foundation Engeneering. 1989;(1):11–14 (in Russian).
5. *Lings M.L., Ng C.W.W., Nash D.F.T.* The Lateral Pressure of Wet Concrete in Diaphragm Wall Panels Cast under Bentonite. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering. 1994;107(3):163–172. https://doi.org/10.1680/igeng.1994.26469
6. *Lings M.L., Nash D.F., Ng C.W.W., Boyce M.D.* Observed Behavior of a Deep Excavation in Gault Clay. In: Proceedings 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 2. Florence; 1991, p. 467–470.
7. *Loreck C., Triantafyllidis T.* Berücksichtigung des Frischbetondrucks bei der FE-Simulation der Schlitzandherstellung. Bautechnik. 2007;(9):646–655. https://doi.org/10.1002/bate.200710055
8. *Ng C.W.W., Rigby D.B., Lei G.H., Ng S.W.L.* Observed performance of a short diaphragm wall panel. Géotechnique. 1999;49(5):681–694. https://doi.org/10.1680/geot.1999.49.5.681
9. *Delattre L., Duca V.* Measured pressure exerted by a fine soil on a diaphragm wall under construction. In: Proceedings of the international symposium on geotechnical aspects of underground construction in soft ground. Lyon; 2002, p. 547–552.
10. *Lächler A., Neher H.P., Gebeyhu G.* A comparison between monitoring data and numerical calculation of a diaphragm wall construction in Rotterdam. In: Proceedings of the international conference on numerical simulation of construction processes in geotechnical engineering for urban environment. Bochum, Germany; 2006, p. 83–96.
11. *Lächler A., Vermeer P.A., Wehnert M.* Assessment of diaphragm wall stability and deformation. In: XIV European conference on soil mechanics and geotechnical engineering. Madrid; 2007, p. 1055–1060.
12. *Uriel S., Oteo C.S.* Stress and strain besides a circular trench wall. In: Proceedings of the 9th conference on soil mechanics and foundation engineering. Tokyo; 1977, p. 781–788.

13. *Gaba A., Hardy S., Doughty L., Powrie W., Selemetas D.* Guidance on embedded retaining wall design. London: CIRIA; 2017.
14. *Shulyatyev O.A., Minakov D.K.* The pressure of fresh concrete on the walls of the trench when installing a wall in the ground. Geotekhnika = Geotechnics. 2017;(6):30–38 (in Russian).
15. *Dzagov A.M.* Development of a method for calculating the resistance of the foundations of bored piles taking into account the process of concrete hardening [Dissertation]. Leningrad; 1986 (in Russian).
16. *Petrukhin V.P., Shulyatyev O.A., Mozgacheva O.A.* New methods of geotechnical design and construction: Scientific publication. Moscow: ASB Publ.; 2015 (in Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Олег Александрович Шулятьев✉**,** д-р техн. наук, заместитель директора по научной работе НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: niiosp35@yandex.ru
Oleg A. Shulyatyev✉**,** Dr. Sci. (Engineering), Deputy Scientific Director of NIIOSP named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: niiosp35@yandex.ru

Алим Мухтарович Дзагов, канд. техн. наук, ведущий научный сотрудник НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: dzagov@mail.ru
Alim M. Dzagov, Cand. Sci. (Engineering), Leading Researcher of NIIOSP named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: dzagov@mail.ru

Денис Константинович Минаков, канд. техн. наук, старший научный сотрудник НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: sigurdvelsung@mail.ru
Denis K. Minakov, Cand. Sci. (Engineering), Senior Researcher of NIIOSP named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: sigurdvelsung@mail.ru

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 539.3
https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-45-53 EDN POCWEG

ОПТИМАЛЬНЫЙ ВЫБОР РАСПОЛОЖЕНИЯ ОПОР В ЗАДАЧЕ УСТОЙЧИВОСТИ ПРЯМОУГОЛЬНОЙ ПЛАСТИНКИ ПРИ ВОЗДЕЙСТВИИ ТЕМПЕРАТУРНОГО ПОЛЯ

А.В. ЭЛОЯН[1,2,✉], канд. техн. наук
Дж.К. КАРАПЕТЯН[1,2], канд. геол. наук
Г.М. МАТЕВОСЯН[1]
Р.К. КАРАПЕТЯН[1]

[1]Институт геофизики и инженерной сейсмологии им. А. Назарова Национальной академии наук Республики Армения (ИГИС НАН РА), ул. В. Саргсяна, д. 5, Гюмри, 3115, Республика Армения

[2] Национальный политехнический университет Республики Армении, Гюмрийский филиал (НПУА РА), ул. Мгера Мкртчяна, д. 2, Гюмри, 3115, Республика Армения

Аннотация

Введение. Тонкостенные пластинки как элементы конструкции имеют широкое применение в современном строительном деле, машиностроении, судостроении, самолетостроении и других областях современной техники. В срединной плоскости пластинки действуют равномерно распределенные нормальные механические усилия интенсивностью $\sigma\varphi$ и температурное поле одновременно. В области исследования прочности и устойчивости прямоугольной пластинки следует отметить работы С.П. Тимошенко [1], С.А. Амбарцумяна [2] и др. В области оптимального проектирования тонкостенных элементов конструкций, а именно в задачах термоупругой устойчивости пластинки, недостаточно исследованы вопросы определения оптимального расположения опор. Вопросы оптимального расположения опор в пластинки рассматривались в работах В.Ц. Гнуни [3], М.В. Белубекяна [4] и А.В. Элояна [5, 6]. При одновременном воздействии нормальных механических усилий и температурного поля на прямоугольную пластинку ставится задача оптимального выбора параметра *c*, характеризующего расположение поперечных опор по длине пластинки, обеспечивающего наибольшее значение критической нагрузки.

Цель. Вычисление оптимальных значений параметра $\alpha = c/a$ и соответствующих значений $\overline{\sigma}, \overline{h}$ для различных отношений сторон $\lambda = a/b$ пластинки и при заданных значениях температуры.

Материалы и методы. В работе были применены упругие изотропные пластинки и определено наибольшее значение критической нагрузки.

Результаты и выводы. Как показывают расчеты, оптимальное расположение опор для значения $\lambda = a/b$ – 1/2,1 получается при $\overline{\sigma} = 3\beta$ и зависит от температуры пластины. Наибольшее значение критической нагрузки для всех случаев отношения сторон пластинки получается при $\overline{\sigma} = 3\beta$, $\overline{h} = 0{,}01$, $w^* = 1{,}772$, $\alpha = 0{,}37$, T = 300 °C, обеспечивающих наибольшее значение критической нагрузки.

Ключевые слова: устойчивость, пластинка, упругость, оптимальное расположение, температурное поле

Для цитирования: Элоян А.В., Карапетян Дж.К., Матевосян Г.М., Карапетян Р.К. Оптимальный выбор расположения опор в задаче устойчивости прямоугольной пластинки при воздействии температурного поля. *Вестник НИЦ «Строительство».* 2022;34(3):45–53. https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-45-53

Вклад авторов

Элоян А.В. – общее руководство работой, постановка цели и задач исследования.
Карапетян Дж.К. – ответственный исполнитель, анализ результатов, редактирование чернового варианта статьи.

Матевосян Г.М. – обработка и анализ результатов.
Карапетян Р.К. – обработка и анализ результатов, подготовка чернового варианта статьи.

Финансирование
Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов
Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 15.08.2022
Поступила после рецензирования 30.08.2022
Принята к публикации 06.09.2022

OPTIMAL SUPPORT POSITIONING OF A RECTANGULAR PLATE IN A STABILITY PROBLEM UNDER TEMPERATURE FIELD EXPOSURE

A.V. ELOYAN[1,2,✉], Cand. Sci. (Engineering)
J.K. KARAPETYAN[1,2], Cand. Sci. (Geology)
G.M. MATEVOSYAN[1]
R.K. KARAPETYAN[1]

[1]Institute of Geophysics and Engineering Seismology after A. Nazarov of the National Academy of Sciences of Republic Armenia (IGES NAS RA), V. Sargsyan Str., 5, Gyumri, 3115, Republic of Armenia

[2] National Polytechnic University of Armenia, Gyumri Branch (NPUA RA), Mher Mkrtchyan Str., 2, Gyumri, 3115, Republic of Armenia

Abstract

Introduction. Thin plates are widely used structural elements in modern civil, mechanical, aeronautical, and marine engineering design. Alongside the temperature field, the middle plain of plates is subjected to uniformly distributed normal mechanical forces, with $\sigma\varphi$ intensity, which raises the stability problem of thin plates. The strength and stability of rectangular plates have been investigated by S.P. Timoshenko [1], S.A. Ambartsumyan [2] and others. In the field of design of thin structure elements, the optimal positioning of plate supports has been studied in the works of V.Ts. Gnuni [3], M.V. Belubekyan [4], and A.V. Eloyan [5, 6]. However, the problem of optimal support positioning has not been sufficiently studied, particularly regarding the thermoelastic stability of thin plates. The simultaneous exposure of mechanical forces and temperature field on a rectangular plate poses the issue of an efficient parameter *c* that determines the positions of transverse supports along the length of a plate thus ensuring the maximum buckling load.

Aim. To calculate the optimal values of a parameter α = *c/a* in accordance with $\overline{\sigma}, \overline{h},$ values for different side ratios λ=*a/b* of a plate for specified temperature values.

Materials and methods. Elastic isotropic plates were used, the maximum buckling load was determined.

Results and conclusions. According to the results, the optimal location of plate supports for values λ = *a/b*–1/2,1 is determined by $\overline{\sigma} = 3\beta$ depending on the plate temperature. The maximum buckling load is determined when $\overline{\sigma} = 3\beta$, $\overline{h} = 0{,}01$, $w^* = 1{,}772$, $\alpha = 0{,}37$, T = 300 °C.

Keywords: stability, plate, elasticity, optimal positioning, temperature field

For citation: Eloyan A.V., Karapetyan J.K., Matevosyan G.M., Karapetyan R.K. Optimal support positioning of a rectangular plate in a stability problem under temperature field exposure. *Bulletin of Science and Research Center of Construction.* 2022;34(3):45–53. (In Russ.) https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-45-53

Author contribution statements
Eloyan A.V. – general supervision, setting the aims and tasks of the study.
Karapetyan J.K. – principal investigation, analysis of the results, editing of an article draft.
Matevosyan G.M. – processing and analysis of the study results.
Karapetyan R.K. – processing and analysis of the results, preparation of an article draft.

Funding
No funding support was obtained for the research.

Conflict of interest
The authors declare no conflict of interest.

Received 15.08.2022
Revised 30.08.2022
Accepted 06.09.2022

Введение

Тонкостенные пластинки как элементы конструкции имеют широкое применение в современном строительном деле, машиностроении, судостроении, самолетостроении и других областях современной техники. В современных конструкциях большое практическое применение имеют упругие изотропные и анизотропные пластинки, находящиеся под равномерно распределенные усилиям с интенсивностью σφ. В области исследований прочности и устойчивости прямоугольной пластинки следует отметить работы С.П. Тимошенко [1], С.А. Амбарцумяна [2] и др. В области оптимального проектирования тонкостенных элементов конструкций, а именно в задачах термоупругой устойчивости пластинки, недостаточно исследованы вопросы определения оптимального расположения опор. Вопросы оптимального расположения опор в пластинке рассматривались в работах В.Ц. Гнуни [3], М.В. Белубекяна [4] и А.В. Элояна [5, 6].

Решение задачи

Пусть прямоугольная пластинка размерами $x \in [-a/2; a/2]$, $y \in [0, b]$, $z \in [-h/2; z/2]$ отнесена к прямоугольной системе декартовых координат $Oxyz$ так, что координатная плоскость $z = 0$ совпадает со срединной плоскостью пластинки. Предполагается, что продольные края пластинки свободно оперты, а поперечные опоры расположены на расстоянии c от срединной линии $x = 0$ пластинки, т. е. по направлениям $x = -c$ и $x = +c$ (рис. 1).

В срединной плоскости пластинки по направлениям ее сторон $0x$ действуют равномерно распределенные нормальные механические усилия интенсивностью $\sigma\varphi$ и температурное поле.

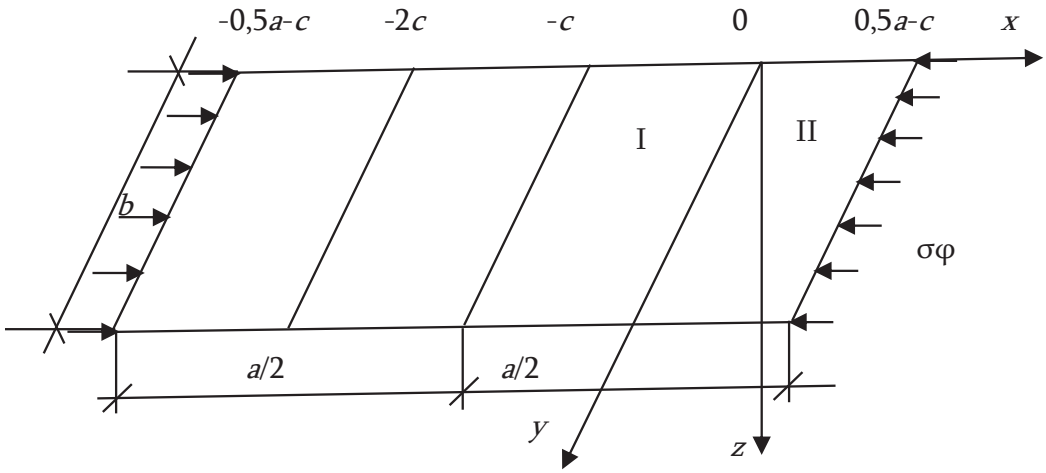


Рис. 1. Расчетная схема пластинки
Fig. 1. Design model of a plate

При одновременном воздействии нормальных усилий и температурного поля ставится задача оптимального выбора параметра *c,* характеризующего расположение поперечных опор, обеспечивающее наибольшее значение критической нагрузки.

Ввиду симметрии пластинки относительно плоскости ($x = 0$) исследуется случай симметричной потери устойчивости и, следовательно, рассматривается устойчивость правой половины пластины $0 \le x \le 0{,}5a$. При этом решаются дифференциальные уравнения устойчивости для каждого из участков $0 \le x \le c$ и $-c \le x \le 0{,}5\ a-c$, учитывающие наличие стационарного температурного поля [4].

$$D[\nabla^4 w_k(x,y)+\Delta R_e(x,y)]+\sigma\varphi\frac{\partial^2 w_k}{\partial x^2}=0 \tag{1}$$

Здесь $R_t(x,y)=\left(\frac{3(1+\vartheta)\alpha_t}{2h^3}\right)\int_{-h/2}^{h/2} zT(x,y,z)dz$ характеризует температурную нагрузку;

$D = Eh^3/12(1-\vartheta^2)$ – цилиндрическая жесткость пластинки;

E – модуль упругости;

ϑ – коэффициент Пуассона;

α – коэффициент температурного линейного расширения.

Выражения для моментов и перерезывающих усилий и влияние температуры (R_e) не зависит от координат. В этом частном случае температура не входит в уравнение изгиба (1) и в формулы для перерезывающих усилий из (1). Вследствие температуры появляются изгибающие моменты, что видно из выражений (2) для $M_x^{(k)}, M_y^{(k)}$.

$$\begin{gathered} M_x^{(k)} = -D\left(\frac{\partial^2 w_k}{\partial x^2}+D\frac{\partial^2 w_k}{\partial y^2}+R_e\right), \\ M_y^{(k)} = -D\left(\frac{\partial^2 w_k}{\partial y^2}+\vartheta\frac{\partial^2 w_k}{\partial x^2}+R_e\right) \\ N_x^{(k)} = -D\left(\Delta\frac{\partial w_k}{\partial x}+\frac{\partial R_e}{\partial x}\right), \quad N_y^{(k)} = -D\left(\Delta\frac{\partial w_k}{\partial y}+\frac{\partial R_e}{\partial y}\right). \end{gathered} \tag{2}$$

В дальнейшем предполагается, что кромки пластинки $y = 0$ и $y = b$ свободно оперты (шарнирно закреплены, т. е. имеют место граничные условия)

$$w_k = 0, \frac{\partial^2 w_k}{\partial y^2} = -R_e \text{ при } y = 0, b \tag{3}$$

В этом случае при условиях (2), с учетом $R_e = 0$ решение уравнения (1) удобнее представить в виде

$$w_k(x,y) = \overline{w}_k(x,y) + w_t$$

Таким образом, задача приводится к решению уравнения

$$D\nabla^4 \overline{w}_k + (\sigma_\varphi)\frac{\partial^2 \overline{w}_k}{\partial x^2} = 0 \tag{4}$$

при граничных условиях

$$\overline{w}_k = 0, \quad \frac{\partial^2 \overline{w}_k}{\partial x^2} = 0, \text{ при } y = 0, b \tag{5}$$

Допустим, что изменение температуры по толщине пластинки следует линейному закону и что в плоскостях, параллельных поверхностям пластинки, температура остается постоянной.

Тогда граничные условия задачи запишутся в виде:

Для шарнирного опирания на продольных краях $y = 0$, $y = b$.

$$w_k = 0, \frac{\partial^2 w_k}{\partial y^2} = 0 \ (k = 1,2) \tag{6}$$

Для сопряжения термоупругого поля на поперечной опоре $x = 0$

$$w_1 = w_2 = 0, \frac{\partial w_1}{\partial x} = \frac{\partial w_2}{\partial x}, \frac{\partial^2 w_1}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 w_2}{\partial x^2} \tag{7}$$

Для свободного края $x = 0{,}5a - c$

$$\frac{\partial^2 w_1}{\partial x^2} + \vartheta \frac{\partial^2 w_2}{\partial x^2} = 0, \quad \frac{\partial^3 w_2}{\partial x^3} + (2 - \vartheta)\frac{\partial^3 w_2}{\partial x \, \partial y^2} = 0 \tag{8}$$

Для сопряжения термоупругого поля на поперечной плоскости симметрии (в случае симметричной потери устойчивости) $x = -c$

$$\frac{\partial w_1}{\partial x} = 0, \quad \frac{\partial^3 w_1}{\partial x^3} = 0, \tag{9}$$

Допустим, что изменение температуры по толщине пластинки следует линейному закону и в плоскостях, параллельных поверхностям пластинки, температура остается постоянной.

В этом случае

$$T(x,y,z) = \frac{2zT_0}{h} \text{ и } R_t(x,y) = \frac{\alpha_1 T_0 (1 + \vartheta)}{4h}.$$

Прогибы пластинки $w_k(x, y)$, $(k = 1,2)$ представляются в виде:

$$w_k(x, y) = \overline{w}_k(x, y) + w_t(x, y),$$

где $\overline{w}_k(x, y)$ – прогибы на каждом из участков пластинки от равномерно распределенных нормальных усилий;

$w_t(x, y)$ – функция прогиба от действия температуры, которая предполагается изменяющейся по параболическому закону $w_t(x, y) = 0{,}5y\,(b - y)R_t$.

Решение уравнения (4), удовлетворяющее условиям (5)–(7), принимается в виде:

$$w_k(x,y) = [A_{kn}sh(r_1x) + B_{kn}ch(r_1x) + C_{kn}\sin(r_2x) + D_{kn}\cos(r_2x)]\sin(\mu_n y) + w_t(x,y) \qquad (10)$$

где $\mu_n = \pi n/b$, $r_1 = \mu_n\sqrt{k_n + 1}$, $r_2 = \mu_n\sqrt{1 - k_n}$, $k_n = \frac{p}{\mu_n}$, $p = \sqrt{(\sigma h/D)}$.

Удовлетворение граничных условий (5) – (7) приводит к системе однородных линейных уравнений относительно коэффициентов A_{kn}, B_{kn}, C_{kn}, D_{kn}. Условия существования решения этой системы приводит к следующим уравнениям, где

$$w_1(x,y) = A_1sh(-cr_1) + B_1sh(-cr_1) + C_1\sin(-cr_2) + D_1\cos(-cr_2) \qquad (11)$$

$$w_2(x,y) = A_2sh\big((0{,}5a - c)r_1\big) + B_2sh\big((0{,}5a - c)r_1\big) + C_2\sin\big((0{,}5a - c)r_2\big) + D_2\cos\big((0{,}5a - c)r_2\big) \qquad (12)$$

$$A_1 = -\left(\frac{sh(\pi\lambda\alpha)\left(\sqrt{k+1}\right)}{ch(\pi\lambda\alpha)\left(\sqrt{k+1}\right)}\right)B_1, \quad C_1 = \left(\frac{\sin(\pi\lambda\alpha)\left(\sqrt{k-1}\right)}{\cos((\pi\lambda\alpha)\left(\sqrt{k-1}\right)}\right)B_1,$$

$$A_2 = \left(\frac{\tau}{\gamma}\right)\left|\frac{Fsh(\pi\lambda\alpha)\left(\sqrt{k+1}\right) + ch(r_1x)}{F}\right| - \left(\frac{D_2}{\gamma\theta}\right)\left|\frac{M(N + \gamma\theta) + EF}{F}\right|,$$

$$C_2 = \left(\frac{D_2(N + \gamma\theta) + \tau\theta ch(\pi\lambda\alpha)\left(\sqrt{k+1}\right)}{F}\right), \quad B_1 = -D_1, B_2 = -D_2, \qquad B_1 = B_2,\ D_1 = D_2$$

$$D_2 = \left(\frac{L}{\gamma F}\right)\left|\frac{\gamma\theta Fch(\pi\lambda\alpha)\left(\sqrt{k+1}\right)\cos(\pi\lambda\alpha)\left(\sqrt{k-1}\right)}{H + Z}\right|,$$

$$U = \left|\left(\sqrt{k+1}\right)(k + 2{,}72)\right|\left|ch(\pi\lambda)(0{,}5 - \alpha)\left(\sqrt{k+1}\right) - (k^2 + 1{,}28)sh(\pi\lambda)(0{,}5 - \alpha)\left(\sqrt{k+1}\right)\right|,$$

$$Z = (k^2 - 1{,}28)\left|\left(\sqrt{k+1}\right)(k + 2{,}72)\right|\left|ch(\pi\lambda)(0{,}5 - \alpha)\left(\sqrt{k+1}\right)\sin(\pi\lambda)(0{,}5 - \alpha)\left(\sqrt{k-1}\right) - (k + 2{,}7)\left(\sqrt{k+1}\right)(k^2 + 1{,}28)sh(\pi\lambda)(0{,}5 - \alpha)\left(\sqrt{k+1}\right)\cos(\pi\lambda)(0{,}5 - \alpha)\left(\sqrt{k-1}\right)\right|,$$

$$V = (k^2 - 1{,}28)\left|\left(\sqrt{k+1}\right)(k + 2{,}72)\right|\left|ch(\pi\lambda)(0{,}5 - \alpha)\left(\sqrt{k+1}\right)\cos(\pi\lambda)(0{,}5 - \alpha)\left(\sqrt{k-1}\right) + (k + 2{,}7)\left(\sqrt{k+1}\right)(k^2 + 1{,}28)sh(\pi\lambda)(0{,}5 - \alpha)\left(\sqrt{k+1}\right)\sin(\pi\lambda)(0{,}5 - \alpha)\left(\sqrt{k-1}\right)\right|,$$

$$F = (k^2 - 1{,}28)\left|\left(\sqrt{k+1}\right)(k2{,}72)\right|\left|\left|sh(\pi\lambda)(0{,}5 - \alpha)\left(\sqrt{k+1}\right)\right|\sin(\pi\lambda)(0{,}5 - \alpha)\left(\sqrt{k-1}\right) - (k + 2{,}7)\left(\sqrt{k+1}\right)(k^2 + 1{,}28)ch(\pi\lambda)(0{,}5 - \alpha)\left(\sqrt{k+1}\right)\cos(\pi\lambda)(0{,}5 - \alpha)\left(\sqrt{k-1}\right)\right|,$$

$$N = (k^2 - 1{,}28)\left|\left(\sqrt{k+1}\right)(k + 2{,}72)\right|\left|\left|sh(\pi\lambda)(0{,}5 - \alpha)\left(\sqrt{k+1}\right)\right|\cos(\pi\lambda)(0{,}5 - \alpha)\left(\sqrt{k-1}\right) + (k + 2{,}7)\left(\sqrt{k+1}\right)(k^2 + 1{,}28)ch(\pi\lambda)(0{,}5 - \alpha)\left(\sqrt{k+1}\right)\sin(\pi\lambda)(0{,}5 - \alpha)\left(\sqrt{k-1}\right)\right|,$$

$$M = (k^2 + 1{,}28)\left|\left|ch(\pi\lambda)(0{,}5 - \alpha)\left(\sqrt{k+1}\right)\right| - (k + 2{,}7)\left(\sqrt{k+1}\right)sh(\pi\lambda)(0{,}5 - \alpha)\left(\sqrt{k+1}\right)\right|,$$

$$\Theta = \left(\sqrt{k+1}\right)(k + 2{,}72), \quad \omega = \left(\sqrt{k-1}\right)(k - 2{,}72) \quad \gamma = k^2 - 1{,}28, \quad \xi = k^2 + 1{,}28.$$

Задача оптимального расположения поперечных опор пластинки сводится к определению параметра α, обеспечивающего наибольшее значение критического напряжения при заданных габаритных размерах пластинки *a/b*, температуры и равномерно распределенных нормальных усилий.

Численные решения выполнены для случая, когда сжимающая нагрузка действует только в направлении оси O*x*.

В уравнениях (11) и (12) приняты следующие обозначения $\alpha = c/a$, $(0 \le \alpha \le 0{,}5)$.

$$\lambda = a/b = 1/2{,}1,\ \vartheta = 0{,}28,$$

$$k_n = \frac{p}{\mu_n} = \frac{pb}{\pi} = \frac{b}{\pi}\sqrt{\frac{\sigma h}{D}}, \quad \bar{h} = \frac{h}{b} = 0{,}01, 0{,}03, 0{,}05, p = \sqrt{\frac{\sigma h}{D}}\ \bar{\sigma} = \beta,\ \beta = \frac{\pi \bar{h}^2}{12(1-\vartheta^2)},$$

Вычислены оптимальные значения параметра $\alpha = c/a$, соответствующие значениям $\bar{\sigma}$, $\bar{h}$, для различных отношений сторон $\lambda = a/b$ пластинки и при заданных значениях температуры, изменяющейся от –50 до 300 ˚C, эти значения приведены в таблице.

Как показывают расчеты, оптимальное расположение опор для значений $\lambda = a/b$–1/2,1 получается при $\bar{\sigma} = 3\beta$ и зависит от температуры пластины.

На рис. 2 показаны графики изменения критических напряжений в зависимости от расположения опор и температуры (параметр $\alpha = 0{,}37$) при $\lambda = a/b = 1$.

Таблица
Table

$\bar{h}$	α	w*	T°	λ	$\bar{\sigma}$
0,01	0,33	–0,021	300	½	1
0,03	0,33	–0,017	300	½	1
0,05	0,33	–0,012	300	½	1
0,01	0,37	–1,772	300	1	1
0,03	0,37	–1,347	300	1	1
0,05	0,37	–1,128	300	1	1
0,01	0,33	–0,012	200	½	1
0,03	0,35	$-8{,}1*10^{-3}$	200	½	1
0,05	0,35	$-8{,}5*10^{-3}$	200	½	1
0,01	0,37	–1,135	200	1	1
0,03	0,37	–1,083	200	1	1
0,05	0,37	–1,027	200	1	1
0,01	0,35	$4{,}1*10^{-3}$	100	½	1
0,03	0,35	$4{,}7*10^{-3}$	100	½	1
0,05	0,35	$4{,}9*10^{-3}$	100	½	1
0,01	0,37	–0,595	100	1	1
0,03	0,37	–0,582	100	1	1
0,05	0,37	–0,538	100	1	1
0,01	0,35	$1{,}8*10^{-3}$	–50	½	1
0,03	0,35	$1{,}9*10^{-3}$	–50	½	1
0,05	0,35	$2{,}5*10^{-3}$	–50	½	1
0,01	0,37	0,282	–50	1	1
0,03	0,37	0,271	–50	1	1
0,05	0,37	0,264	–50	1	1

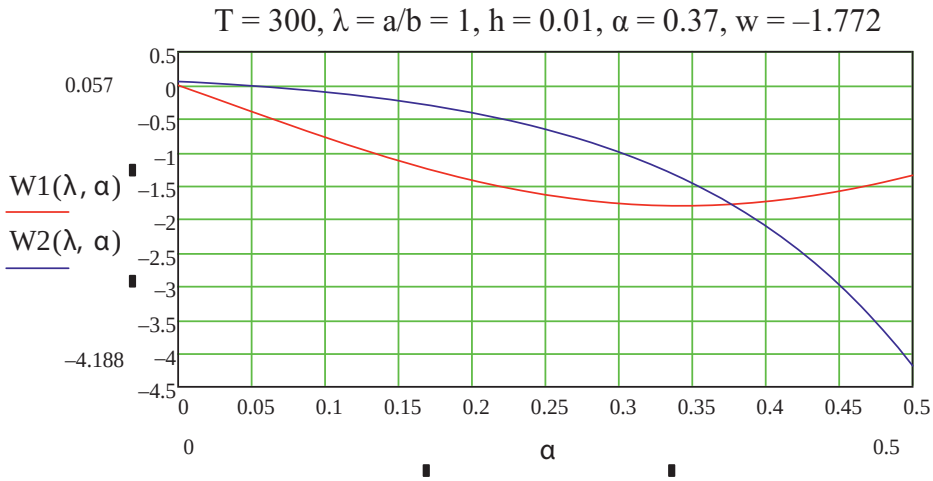


Рис. 2. График оптимального расположения поперечных опор
Fig. 2. Diagram of optimal positioning of transverse supports

Заключение

Как следует из таблицы, наибольшее значение критической нагрузки для всех случаев отношения сторон пластинки получается при $\overline{\sigma} = 3\beta$, $\overline{h} = 0{,}01$, $w^* = 1{,}772$, $\alpha = 0{,}37$, T = 300 °C, обеспечивающее наибольшее значение критической нагрузки.

Список литературы

1. *Тимошенко С.П.* Прочность и колебания элементов конструкций. Москва: Физматгиз; 1975.
2. *Амбарцумян С.А.* Теория анизотропных пластинок. 2-е изд. Москва: Наука; 1987.
3. *Гнуни В.Ц., Элоян А.В.* Оптимальный выбор расположения опор в задаче изгиба прямоугольной пластинки. Изв. НАН РА. Механика. 2001;54(3):14–17.
4. *Белубекян М.В., Саргсян М.Г., Саноян Ю.Г.* Управление перемещениями в пьезопластинках с помощью электрического поля. Вестник Инженерной академии Армении. 2009;6(2):255–261.
5. *Элоян А.В.* Оптимальный выбор расположения опор в упругой изотропной прямоугольной пластинке при совместном воздействии поперечной нагрузки и температурного поля. Изв. НАН РА. Механика. 2013;66(4):17–22.
6. *Элоян А.В.* Оптимальный выбор расположения опор в задаче устойчивости прямоугольной пластинки // Вестник ГИУА. Сер. Моделирование, Оптимизация, Управление. 2008;1(11):112–116.
7. *Белубекян Э.В., Элоян А.В.* Оптимальный выбор расположения опор в задаче собственных колебаний упругой прямоугольной пластинки из композиционного материала. В: II Международная научно-техническая конференция «Архитектура и строительство – актуальные проблемы»: сборник докладов. Т. 1. Ереван – Джермук; 2010, с. 314–317.

References

1. *Timoshenko C.P.* Strength and vibrations of structural elements. Moscow: Fizmatgiz Publ.; 1975 (in Russian).
2. *Ambartsumyan S.A.* Theory of anisotropic plates. 2nd ed. Moscow: Nauka Publ.; 1987 (in Russian).
3. *Gnuni V.Ts., Eloyan A.V.* Optimal choice of the location of supports in the problem of bending a rectangular plate. Mekhanika – Izvestiya Natsional'noi Akademii Nauk Armenii = Mechanics – Proceedings of National Academy of Sciences of Armenia. 2001;54(3):14–17 (in Russian).

4. *Belubekyan M.V., Sargsyan M.G., Sanoyan Yu.G.* Control of movements in piezo plates using an electric field. Vestnik inzhenernoi akademii Armenii = Proceedings of Engineering Academy of Armenia. 2009;6(2):255–261 (in Russian).
5. *Eloyan A.V.* Optimal choice of the location of supports in an elastic isotropic rectangular plate under the combined effect of a transverse load and a temperature field. Mekhanika – Izvestiya Natsional'noi Akademii Nauk Armenii = Mechanics – Proceedings of National Academy of Sciences of Armenia. 2013;66(4):17–22 (in Russian).
6. *Eloyan A.V.* Optimal choice of the location of supports in the problem of stability of a rectangular plate. Vestnik Gosudarstvennogo Inzhenernogo Universiteta Armenii. Seriya: Modelirovanie, optimizatsiya, upravlenie = Proceedings of SEUA. Series: MOC. 2008;1(11):112–116 (in Russian).
7. *Belubekyan E.V., Eloyan A.V.* Optimal choice of the location of supports in the problem of natural oscillations of an elastic rectangular plate made of composite material. In: II International Scientific and Technical Conference. "Architecture and Construction – Actual Problems": Collection of reports. Vol. 1. Yerevan – Jermuk; 2010, p. 314–317 (in Russian).

Данные об авторах / Information about the authors

Асатур Ваноевич Элоян✉**,** канд. техн. наук, доцент НПУА РА, заведующий кафедрой инженерного строительства, старший научный сотрудник ИГИС НАН РА, Гюмри
e-mail: aeloyan@yandex.ru
тел.: (+37494) 58-31-67
Asatur V. Eloyan✉**,** Cand. Sci. (Engineering), Associate Professor of NPUA RA, Head of Engineering Construction Department, Senior Researcher of IGES NAS RA, Gyumri
e-mail: aeloyan@yandex.ru
tel.: (+37494) 58-31-67

Джон Костикович Карапетян, канд. геол. наук, директор ИГИС НАН РА, заведующий лабораторией инженерной сейсмологии, анализа сейсмических воздействий и оценки сейсмической опасности, ассистент кафедры инженерного строительства НПУА РА, Гюмри
e-mail: iges@sci.am, jon_iges@mail.ru
тел.: (+37494) 79-85-80
Jon K. Karapetyan, Cand. Sci. (Geology), Director of IGES NAS RA, Head of Engineering Seismology, Seismic Forces Analysis, and Seismic Hazard Assessment Laboratory, Assistant Professor of Engineering Construction Department of NPUA RA, Gyumri
e-mail: iges@sci.am, jon_iges@mail.ru
tel.: (+37494) 79-85-80

Гурген Мишаевич Матевосян, младший научный сотрудник, аспирант ИГИС НАН РА, Гюмри
e-mail: gurgenmatevosyan84@gmail.com
тел.: (+37493) 58-13-13
Gurgen M. Matevosyan, Junior Researcher, Postgraduate student of IGES NAS RA, Gyumri
e-mail: gurgenmatevosyan84@gmail.com
tel.: (+37493) 58-13-13

Роза Костиковна Карапетян, младший научный сотрудник ИГИС НАН РА, Гюмри
e-mail: gnumner_iges@mail.ru
тел.: (+37493) 64-33-03
Roza K. Karapetyan, Junior Researcher of IGES NAS RA, Gyumri
e-mail: gnumner_iges@mail.ru
tel.: (+37493) 64-33-03

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 69.032.22, 69.035.4
https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-54-65 EDN PUGDAU

ГЕОТЕХНИЧЕСКОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ СТРОИТЕЛЬСТВА УНИКАЛЬНОГО ЗДАНИЯ В АСПЕКТЕ НАБЛЮДАТЕЛЬНОГО МЕТОДА ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Ф.Ф. ЗЕХНИЕВ, канд. техн. наук
Д.А. ВНУКОВ
Д.Е. РАЗВОДОВСКИЙ, канд. техн. наук
А.Н. НИКОЛАЕВ✉

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

Аннотация

Введение. Зачастую в геотехнической практике проектирования встречаются объекты, в которых прогноз поведения подземного сооружения, выполненный на основании расчетных или экспериментальных работ, затруднен. В таких случаях допускается применять наблюдательный метод, который предполагает возможность корректировать проект в процессе строительства на основании результатов геотехнического мониторинга. В рамках настоящей статьи описывается практический пример применения наблюдательного метода на объекте строительства уникального здания в центре Москвы.

Цель работы – в рамках наблюдательного метода проектирования на основе результатов геотехнического мониторинга оценить реальную работу конструкций подземной части и при необходимости разработать и применить корректирующие мероприятия.

Объект исследования – уникальное недостроенное здание с пятиэтажной подземной частью, в связи с длительной консервацией объекта имеющее неопределенность в механической работе фундамента на участке сопряжения с ограждающей конструкцией котлована. Поведение конструкций подземной части здания, в том числе взаимодействие ее с грунтовым основанием и стеной в грунте, контролировалось с помощью реализованной на объекте комплексной системы геотехнического мониторинга.

Результаты. Принятые проектные решения и применение корректирующих мероприятий в рамках наблюдательного метода проектирования позволили на рассматриваемом объекте снизить влияние сложившихся неблагоприятных геотехнических условий, в частности увеличить жесткость подземной части и минимизировать разницу в осадках между центральной и краевыми частями фундаментной плиты.

Выводы. Установлено, что в рамках наблюдательного метода проектирования средства геотехнического мониторинга позволяют оценивать поведение здания, имеющего неопределенности в механической работе конструкций.

Ключевые слова: геотехнический мониторинг, реконструкция, уникальное здание, наблюдательный метод, фундаментная плита, деформации основания

Для цитирования: Зехниев Ф.Ф., Внуков Д.А., Разводовский Д.Е., Николаев А.Н. Геотехническое обеспечение строительства уникального здания в аспекте наблюдательного метода проектирования. *Вестник НИЦ «Строительство».* 2022;34(3):54–65. https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-54-65

Вклад авторов
Каждый автор внес равноценный вклад в подготовку статьи.

Финансирование
Статья написана по результатам научно-технического сопровождения строительства, выполняемого в рамках действующего договора.

Конфликт интересов
Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 25.04.2022
Поступила после рецензирования 23.05.2022
Принята к публикации 07.06.2022

GEOTECHNICAL SUPPORT FOR THE CONSTRUCTION OF A UNIQUE BUILDING THROUGH THE OBSERVATIONAL DESIGN METHOD

F.F. ZEKHNIEV, Cand. Sci. (Engineering)
D.A. VNUKOV
D.E. RAZVODOVSKY, Cand. Sci. (Engineering)
A.N. NIKOLAEV✉

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

Abstract

Introduction. In geotechnical design practice, it is common to find objects whose underground structure behavior is difficult to predict based on calculation or experimental work. Such cases permit the use of the observational method allowing for design adjustments during construction according to the results of geotechnical monitoring. The paper describes a practical example of applying the observational method at the construction site of a unique building in the center of Moscow.

Aim: to evaluate the actual performance of underground structures and, if necessary, to develop and apply corrective measures within the observational design method using the results of geotechnical monitoring.

The *subject matter* of the study is a unique unfinished building with a five-story underground part exhibiting an uncertain mechanical performance of the foundation at the interface with the retaining wall of the foundation pit due to the long-term suspension of the construction site. The behavior of the underground structures, including their interaction with the bearing soil and the slurry wall, was controlled using a comprehensive system of geotechnical monitoring implemented at the site.

Results. The adopted design solutions and the use of corrective actions within the observational design method reduced the effect of existing adverse geotechnical conditions at the site in question, specifically increasing the stiffness of the underground part and minimizing the settlement difference between the central and edge parts of the foundation slab.

Conclusions. It is established that geotechnical monitoring provides a means to evaluate the behavior of the building exhibiting an uncertain mechanical performance of structures within the observational design method.

Keywords: geotechnical monitoring, reconstruction, unique building, observational method, foundation slab, soil-foundation deformation

For citation: Zekhniev F.F., Vnukov D.A., Razvodovsky D.E., Nikolaev A.N. Geotechnical support for the construction of a unique building through the observational design method. *Bulletin of Science and Research Center of Construction.* 2022;34(3):54–65. (In Russ.) https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-54-65

Author contribution statements
All authors have contributed equally to the work.

Funding
The paper was written drawing on the results achieved in the scientific and technical support of construction provided under the existing contract.

Conflict of interest
The authors declare no conflict of interest.

Received 25.04.2022
Revised 23.05.2022
Accepted 07.06.2022

Введение

С 2019 г. в Москве вблизи Кутузовского проспекта в районе Поклонной горы ведется строительство высотного здания по новому проекту с сохранением подземной части, возведенной в 1995–1999 гг.

Подземная часть здания представляет собой пятиэтажный объем размером в плане 72 × 63 м. Глубина подземной части от уровня земли составляет 18,5 м. Возведение подземной части выполнялось в открытом котловане с креплением ограждения котлована

Рис. 1. Высотный гостинично-деловой комплекс на Поклонной улице
(слева – перспектива, справа – настоящее время)
Fig. 1. High-rise hotel and business complex on Poklonnaya Street
(left – future, right – present time)

в виде «стены в грунте» тремя ярусами грунтовых анкеров. Фундаментом здания служит монолитная железобетонная плита толщиной 2,5 м. Подземная часть здания выполнена в монолитном железобетонном каркасе с сеткой колонн 9 × 9 м.

В геологическом строении площадки в пределах глубины сжимаемой толщи грунтового основания здания залегают среднечетвертичные аллювиально-флювиогляциальные отложения московского горизонта, подстилаемые коренными юрскими и верхнекаменноугольными отложениями (рис. 2). Уровень грунтовых вод на абсолютных отметках 114,2–116,3 м.

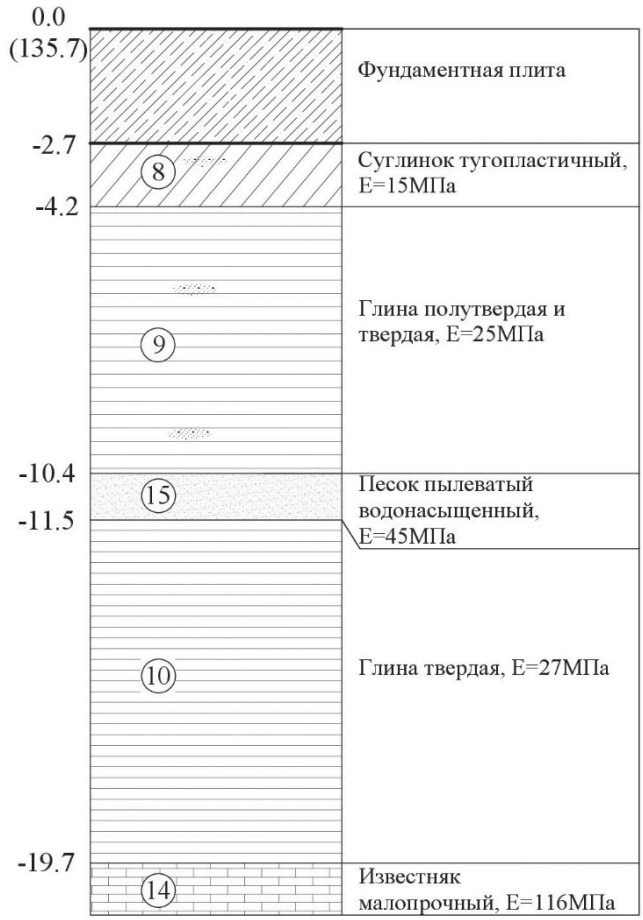


Рис. 2. Характерный разрез грунтового основания под подошвой фундаментной плиты
Fig. 2. Typical section of bearing soil under the foundation slab

Вследствие воздействия экзогенных факторов (промораживание – протаивание, замачивание и проч.) на поверхность грунтов основания в период строительства и консервации существующего сооружения на локальных участках от низа фундаментной плиты до глубины 1 м в процессе изысканий были встречены грунты с пониженными деформационными свойствами.

По новому проекту возводимое здание представляет собой 33-этажный корпус Н-образной формы, при этом первые три этажа имеют прямоугольную форму подземной части.

Начиная с 29-го этажа здание имеет переменное сечение на каждом последующем этаже. На 8-м надземном уровне здания запроектирован трансферный этаж для изменения шага колонн на вышележащих этажах. Здание выполняется в железобетонном каркасе.

Основные сложности, с которыми столкнулись проектировщики при проектировании нового здания, заключались в следующем [3]:

- фрагментарное нижнее армирование фундаментной плиты;
- неопределенность в механической работе фундамента на участке сопряжения с ограждающей конструкцией котлована;
- неоднородность в деформационных параметрах основания, наличие промороженных участков;
- наличие дефектов и протечек в конструкциях подземной части здания;
- полное отсутствие данных мониторинга;
- наличие многочисленных сведений о несоблюдении строительных норм в процессе строительства;
- наличие прогиба фундаментной плиты до 35 мм с учетом исполнительной съемки 1999 г. (после возведения подземной части).

В рамках научно-технического сопровождения проектирования рассматривались различные варианты усиления. При этом варианты усиления основания плитного фундамента микросваями или струйной технологией были признаны неэффективными, так как микросваи имеют малую величину несущей способности, и их устройство сопровождается перерезанием рабочей арматуры фундаментной плиты, а усиление грунтового основания по струйной технологии связано с неопределенностью получаемых механических характеристик и дополнительными воздействиями на существующие фундаментные конструкции [3].

В качестве основного принципа проектирования для рассматриваемого высотного здания было принято ужесточение конструкций при максимальном сокращении нагрузки,

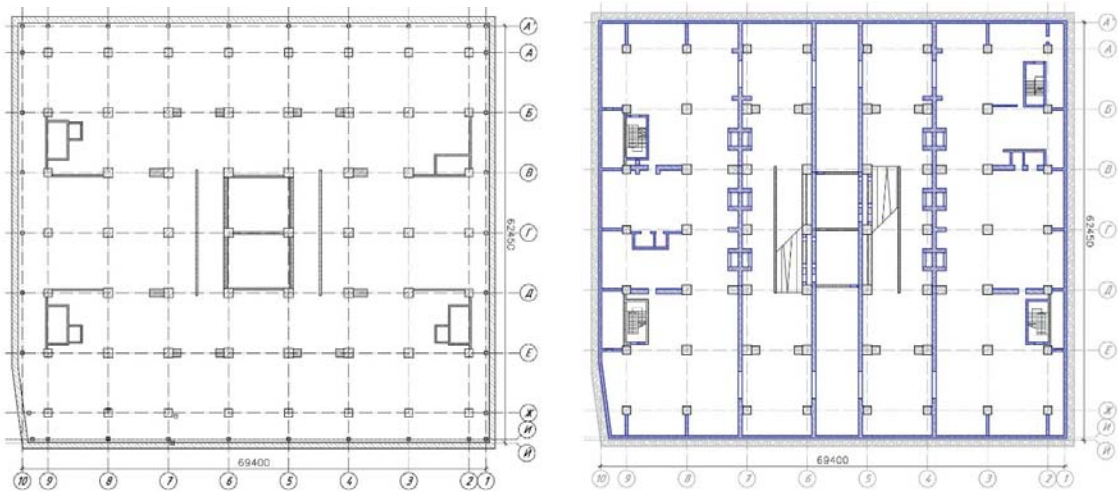


Рис. 3. Схема конструкций подземной части здания до (слева) и после (справа) усиления внутренними диафрагмами и стенами жесткости по периметру

Fig. 3. Schematic showing the underground part of the building prior to (left) and following (right) its reinforcement with internal diaphragms and shear walls along the perimeter

передаваемой на фундамент. В качестве основного варианта было принято устройство дополнительных диафрагм и стен жесткости в уровне четырех нижних этажей существующей подземной части.

Диафрагмы и стены жесткости изменяют пространственный характер работы подземной части здания и ограничивают деформации и усилия в фундаментной плите от возведения конструкций надземной части здания. Также к достоинствам рассматриваемого варианта относится сравнительно небольшая стоимость работ, которые проводятся без использования специального оборудования с возможностью визуального контроля качества.

Ввиду имеющихся неопределенностей в механическом поведении конструкций подземной части и грунтов основания в процессе строительства объекта нами предполагается применение наблюдательного метода проектирования, позволяющего при необходимости корректировать проект на основании результатов геотехнического мониторинга. Указанный метод регламентируется СП 248.1325800.2016 [1] и СП 305.1325800.2017 [2]. При этом в качестве кардинальной меры предполагается устройство нового фундамента с потерей нижнего подземного этажа [3].

Геотехнический мониторинг строящегося здания

В соответствии с разработанной специалистами НИИОСП программой геотехнического мониторинга на объекте реализована следующая система наблюдений за строящимся высотным зданием:

– инженерно-геодезические измерения вертикальных перемещений (осадок) фундаментной плиты;

– инженерно-геодезические измерения вертикальных деформаций «стены в грунте», ограждающей подземную часть здания;

– измерения послойных осадок грунтов основания фундамента в пределах глубины сжимаемой толщи с применением системы скважинных экстензометров;

– измерения напряжений под подошвой фундаментной плиты с применением струнных датчиков давления;

– инженерно-геодезические измерения кренов строящегося здания.

Подробное описание характеристик, методов обустройства и работы системы геотехнического мониторинга предполагается изложить авторами настоящей статьи в последующих публикациях.

Работы по геотехническому мониторингу были начаты в 2019 г., т. е. в момент возобновления строительства по новому проекту, и продолжаются по настоящее время. На сегодня на объекте завершено возведение основных несущих конструкций здания из монолитного железобетона, ведутся работы по монтажу фасадных систем, заливке стяжек полов, устройству перегородок и ограждающих стен из газобетонных блоков.

Максимальная измеренная величина дополнительной осадки строящегося здания на сегодня составляет 82 мм; максимальная относительная разность осадок – 0,0017. Среднее значение осадки по фундаментной плите составляет 60 мм.

Измеренные величины не превышают предельные дополнительные деформации основания фундаментов комплекса, связанные с дальнейшим строительством его надземной части, регламентируемые СТУ (средняя осадка – 20 см, относительная разность осадок – 0,003) и расчетные дополнительные значения (осадка – 14,3 см, относительная разность осадок – 0,002).

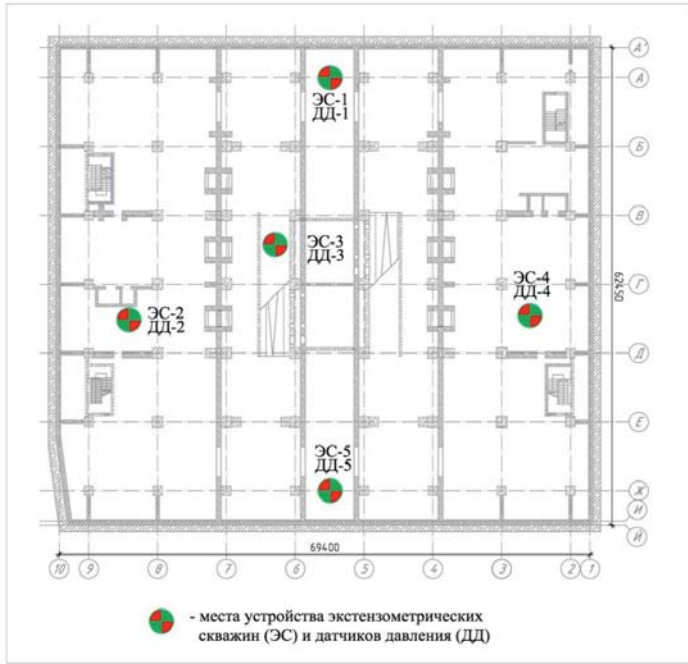


Рис. 4. Схема мест установки экстензометрических скважин и датчиков давления
Fig. 4. Schematic diagram showing the locations of extensometer wells and pressure sensors

Распределение замеренных деформаций основания по площади фундаментной плиты приведено на рис. 5, из которого видно, что центральная часть фундаментной плиты здания имеет осадку больше, чем по периметру: средняя осадка центральных колонн составляет 72 мм, а крайних колонн – 54 мм.

Осадка краевых частей фундаментной плиты происходит с некоторым отставанием от центральной части, что помимо разницы в нагрузках на внутренние и наружные элементы каркаса связано с наличием по периметру фундаментной плиты «стены в грунте», которая ограничивает боковые деформации сжимаемой толщи, а также может сдерживать деформации фундаментной плиты за счет возникающего трения на их контакте.

В рамках научно-технического сопровождения, как только была отмечена тенденция к развитию больших осадок центральной части фундаментной плиты относительно краевых зон, специалистами НИИОСП с целью минимизации разницы в осадках было рекомендовано строительно-монтажные работы по устройству каркаса надземной части здания выполнять с опережением возведения наружных частей относительно центральной части.

В настоящее время развитие осадок фундаментной плиты происходит равномерно по площади, так, разница в приросте осадок по наблюдаемым маркам за последние три месяца составила не более 2 мм.

Влияние «стены в грунте» на деформации фундамента здания подтверждается результатами геодезических наблюдений за ее осадками. Средняя осадка «стены в грунте» на сегодня составила 15 мм, при этом краевой части фундаментной плиты – 50 мм. Максимальная

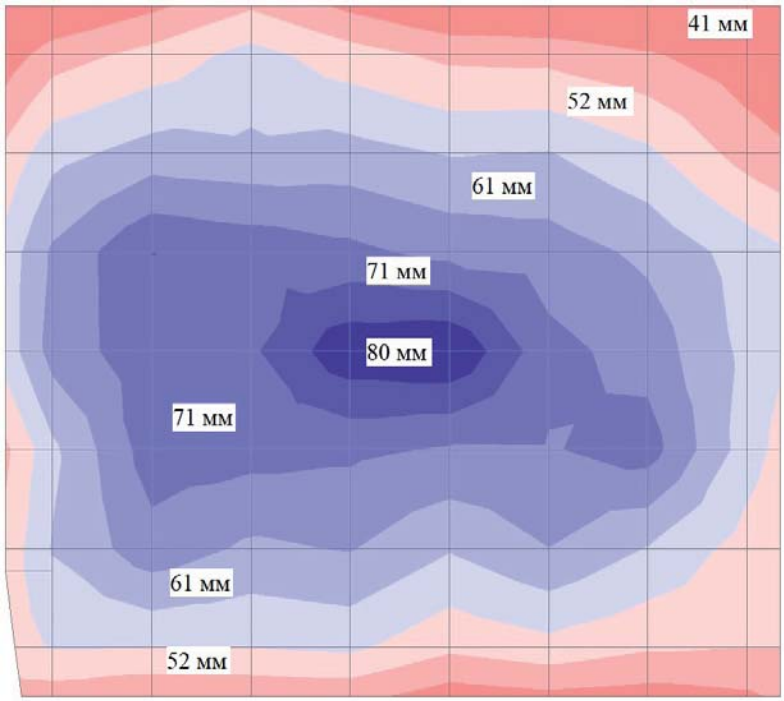


Рис. 5. Изополя вертикальных деформаций фундаментной плиты по состоянию на конец февраля 2022 г.
Fig. 5. Vertical strain isofields of the foundation slab as of late February 2022

осадка «стены в грунте» была зафиксирована по оси «А'» и составляет 20 мм, при этом средняя осадка краевой части фундаментной плиты по данной оси минимальна (в сравнении с остальными краевыми частями) и составляет 45 мм (рис. 6).

Указанные результаты измерений деформаций свидетельствуют о наибольшем влиянии «стены в грунте» на деформации подземной части на данном участке. Кроме того, следует отметить, что на данном участке было зафиксировано появление трещины в зоне сопряжения прижимной стены по оси «А'» с контурной балкой перекрытия 2-го этажа (рис. 6 и 7).

На сегодня общая ширина раскрытия трещины составила до 5 мм. Наиболее вероятной причиной образования трещины является «зацепление» контурной балки перекрытия 2-го этажа за обрез «стены в грунте», которая на данном участке в отличие от остального габарита здания устроена только до уровня 1-го этажа. Для установления точных причин образования трещины планируется произвести детальное обследование конструкций в зоне ее распространения с откопкой шурфов до верха «стены в грунте» и вскрытием для освидетельствования узла сопряжения балки перекрытия 2-го этажа со «стеной в грунте».

Развитие осадок основания фундамента здания во времени происходило неравномерно при относительно равномерно возрастающей нагрузке. В частности, в период возведения конструкций надземной части здания с 20-го по 30-й этаж по результатам геодезических наблюдений было зафиксировано заметное снижение скорости осадок (рис. 8), что также было отмечено по данным наблюдений за послойными осадками посредством экстензометрических систем (рис. 9). Данное явление снижения скорости осадок могло быть связано с частичным «зависанием» подземной части на включившейся в работу «стене в грунте».

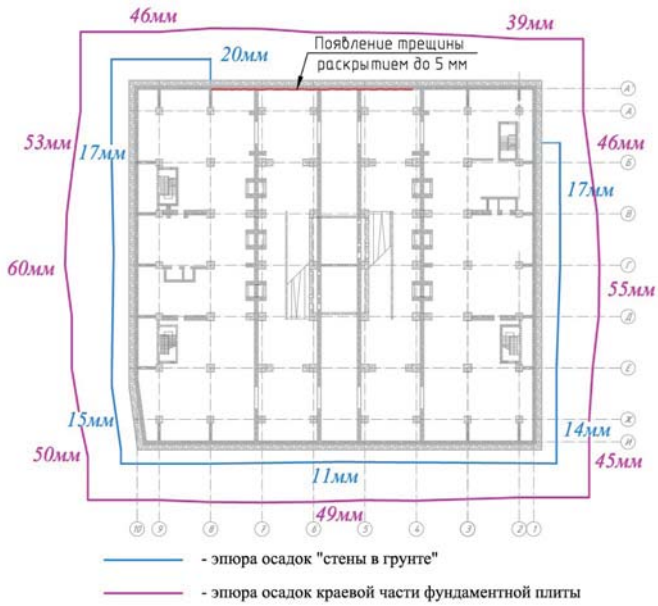


Рис. 6. Эпюры деформаций краевой части фундаментной плиты строящегося здания и примыкающей «стены в грунте»
Fig. 6. Strain diagrams for the foundation slab edge of the building under construction and the adjacent slurry wall

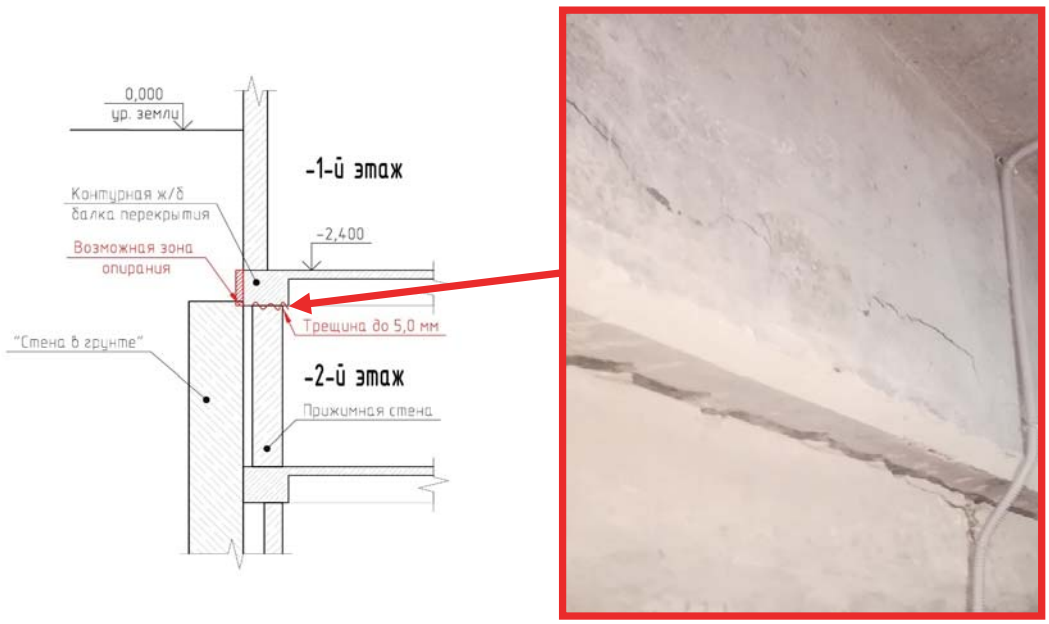


Рис. 7. Трещина, зафиксированная в зоне сопряжения прижимной стены по оси «А'» с контурной балкой перекрытия 2-го этажа
Fig. 7. Crack detected at the junction between the protecting wall along the A'-axis and the 2nd floor framing beam

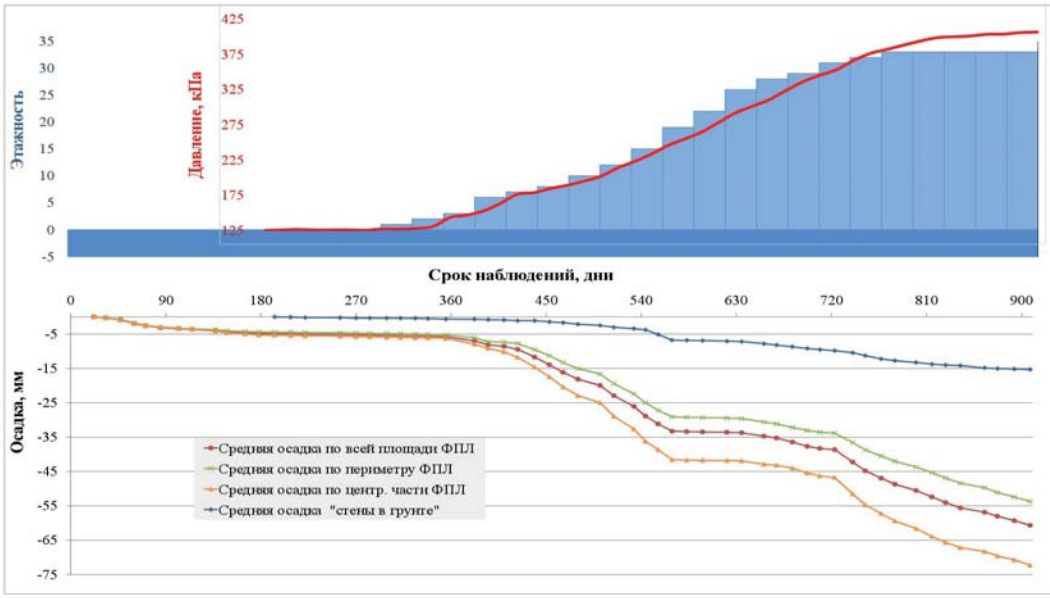


Рис. 8. График развития осадок фундамента и давления на основание строящегося здания во времени
Fig. 8. Diagram showing the development of foundation settlements and pressure on the foundation of the building under construction over time

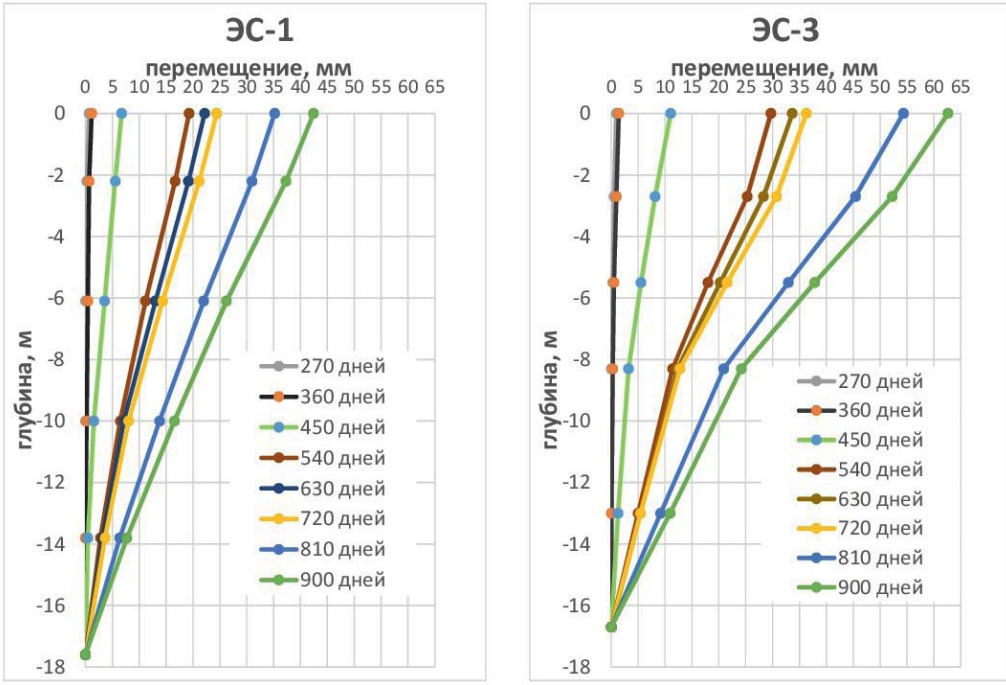


Рис. 9. Характер изменения перемещения грунта основания по глубине во времени в экстензометрических скважинах (слева – для краевой скважины, справа – для центральной)
Fig. 9. Pattern of changes in the bearing soil depthwise displacement detected in extensometer wells over time (left – edge well, right – central well)

При дальнейшем нагружении скорость роста осадок увеличилась. В настоящее время скорость осадок здания в среднем составляет 2,8 мм/мес, что меньше скорости осадок, зафиксированной в период активного возведения надземных конструкций и равной в среднем 4,2 мм/мес. При этом значительно уменьшился прирост нагрузок на основание 3 кПа/мес, который в период активного возведения надземных конструкций составлял 20 кПа/мес. Выявленный в настоящее время характер развития деформаций основания фундамента строящегося здания (относительно высокая скорость осадок при небольшом приросте нагрузок) свидетельствуют о том, что грунтовое основание перешло в работу по ветви «первичного» нагружения.

Оценка распределения послойных деформаций грунтового основания по глубине, измеренных с использованием экстензометрических систем, показывает, что в развитии деформаций принимает участие вся наблюдаемая толща, при этом наибольшей относительной сжимаемостью обладают слои ИГЭ-8 (суглинки тугопластичные) и ИГЭ-9 (суглинки и глины полутвердые и твердые), залегающие в верхней части сжимаемой толщи до глубины 7,5–8,7 м.

Выводы

В рамках наблюдательного метода проектирования средства геотехнического мониторинга позволяют оценивать поведение здания, имеющего неопределенности в механической работе конструкций.

Принятые проектные решения и применение корректирующих мероприятий в процессе строительства на рассматриваемом объекте позволило снизить влияние сложившихся неблагоприятных геотехнических условий, в частности:

– увеличение жесткости подземной части путем устройства поперечных диафрагм и контурных стен позволило компенсировать недостаточную жесткость фундамента, оставшегося от объекта незавершенного строительства;

– устройство каркаса надземной части здания с опережением возведения наружных частей относительно центральной позволило минимизировать разницу в осадках между центральной и краевыми частями фундаментной плиты.

В настоящее время измеренные деформации основания фундамента, в том числе по относительной разности осадок, находятся в пределах нормируемых значений.

Список литературы

1. СП 248.1325800.2016 Сооружения подземные. Правила проектирования. Москва: Минстрой России; 2016.
2. СП 305.1325800.2017 Здания и сооружения. Правила проведения геотехнического мониторинга при строительстве. Москва: Стандартинформ; 2017.
3. *Разводовский Д.Е., Скориков А.В., Зехниев Ф.Ф., Внуков Д.А.* Геотехнические аспекты строительства при неплановом изменении проектных решений надземных конструкций. Вестник НИЦ «Строительство». 2019;20(4):106–116.
4. *Peck R.B.* Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics. Geotechnique. 1969;19(2):171–187. https://doi.org/10.1680/geot.1969.19.2.171
5. *Разводовский Д.Е., Колыбин И.В., Анисимов И.Г., Фокин Н.Н.* Обзор возможностей и перспективы применения наблюдательного метода. Промышленное и гражданское строительство. 2016;(10):55–63.

References

1. SP 248.1325800.2016 Underground structures. Design rules. Moscow: Minstroi Rossii; 2016 (in Russian).
2. SP 305.1325800.2017 Buildings and structures. Rules for conducting geotechnical monitoring during construction. Moscow: Standartinform; 2017 (in Russian).
3. *Razvodovsky D.E., Skorikov A.V., Zechniev F.F., Vnukov D.A.* Geotechnical aspects of construction in case of unscheduled change of design decisions of aboveground structures. Vestnik NIC Stroitel'stvo = Bulletin of Science and Research Center of Construction. 2019;20(4):106–116 (in Russian).
4. *Peck R.B.* Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics. Geotechnique. 1969;19(2):171–187. https://doi.org/10.1680/geot.1969.19.2.171
5. *Razvodovsky D.E., Kolybin I.V., Anisimov I.G., Fokin N.N.* Overview of Possibilities and Prospects of the Use of Observational Method. Promyshlennoe i Grazhdanskoe Stroitel'stvo = Industrial and Civil Engineering. 2016;(10):55–63 (in Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Фаршед Фарходович Зехниев, канд. техн. наук, заведующий лабораторией оснований и фундаментов на слабых грунтах № 2 НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: farshedzehni@yandex.ru
тел.: +7 (499) 170-27-00
Farshed F. Zekhniev, Cand. Sci. (Engineering), Head of the Laboratory for Bearing Soils and Foundations Underlain by Soft Soils No. 2 of NIIOSP named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: farshedzehni@yandex.ru
tel.: +7 (499) 170-27-00

Дмитрий Алексеевич Внуков, зам. заведующего лабораторией оснований и фундаментов на слабых грунтах № 2 НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: vda.05@mail.ru
тел.: +7 (499) 170-19-26
Dmitriy A. Vnukov, Deputy Head of the Laboratory for Bearing Soils and Foundations Underlain by Soft Soils No. 2 of NIIOSP named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: vda.05@mail.ru
tel.: +7 (499) 170-19-26

Дмитрий Евгеньевич Разводовский, канд. техн. наук, заместитель директора по научной работе НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: 79165206707@yandex.ru
тел.: +7 (916) 520-67-07
Dmitry E. Razvodovsky, Cand. Sci. (Engineering), Deputy Scientific Director of NIIOSP named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: 79165206707@yandex.ru
tel.: +7 (916) 520-67-07

Алексей Николаевич Николаев✉**,** научный сотрудник лаборатории оснований и фундаментов на слабых грунтах № 2 НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: lab2@bk.ru
тел.: +7 (499) 170-19-23
Alexey N. Nikolaev✉**,** scientific researcher of the the Laboratory for Bearing Soils and Foundations Underlain by Soft Soils No. 2 of NIIOSP named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: lab2@bk.ru
tel.: +7 (499) 170-19-23

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 624.154.1:624.151.6
https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-66-78 EDN QIBKLE

РАЗРАБОТКА ОПТИМАЛЬНОГО ТЕХНИЧЕСКОГО РЕШЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ РЕЗЕРВУАРОВ В УСЛОВИЯХ МАССОВОГО НЕДОПОГРУЖЕНИЯ СВАЙ

И.М. ИОВЛЕВ[1]
С.А. КРЮЧКОВ[1,✉]
Е.А. МЕТЕЛИЦА[1]
С.А. РЫТОВ[1], канд. техн. наук
Т.Г. РЫТОВА[2], канд. техн. наук
П.И. ЯСТРЕБОВ[1], канд. техн. наук

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

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

Аннотация

Введение. При проведении работ по вдавливанию железобетонных свай заводского изготовления под резервуары недоучет специфичности моренных суглинков, а именно возможное наличие валунных включений, расположенных в хаотичном порядке, повлиял на их массовое и неравномерное по глубине недопогружение. Опыт применения свай различной длины в основании резервуаров и рекомендации возможных мероприятий, исключающих негативные последствия, в технической литературе не выявлены. В статье изложены анализ сложившейся ситуации и применение нестандартного подхода к ее исправлению.

Цель работы: проведение расчетов в программном комплексе PLAXIS 3D и PLAXIS 2D с различными сценариями взаимодействия фундаментов резервуаров и грунтов основания.

Материалы и методы. Основной задачей работы являлся выбор технического решения, которое позволяло исправить негативную ситуацию с массовым недопогружением свай. Так как при анализе технической литературы не было найдено оптимального для фундаментов и грунтового основания резервуаров, авторы статьи вынуждены были с помощью моделирования в программном комплексе PLAXIS 3D и PLAXIS 2D искать возможные варианты.

Результаты. Предложено использовать погруженные сваи в качестве элементов, армирующих грунтовое основание. Кроме того, поверх голов свай, срубленных ниже проектных отметок, намечено выполнить песчаную подушку толщиной 60 см для более равномерного распределения давления от резервуаров на основание и выравнивания осадок. С помощью проведенных расчетов подобраны коэффициенты жесткости грунтового основания, обосновывающие возможность использования принятой в проекте конструкции фундаментной плиты.

Выводы. По результатам проведенной работы выявлены причины сложившейся негативной ситуации, предложено нестандартное техническое решение по ее исправлению, определены коэффициенты жесткости грунтового основания для дальнейших расчетов резервуаров.

Ключевые слова: резервуар, свая, осадка, прогиб

Для цитирования: Иовлев И.М., Крючков С.А., Метелица Е.А., Рытов С.А., Рытова Т.Г., Ястребов П.И. Разработка оптимального технического решения фундаментов резервуаров в условиях массового недопогружения свай. *Вестник НИЦ «Строительство».* 2022;34(3):66–78. https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-66-78

Вклад авторов
Крючков С.А. – руководство работой, оформление отчета.
Ястребов П.И. – анализ выполненных расчетов, разработка технических решений.
Рытов С.А. – научно-техническое сопровождение работ, разработка технических решений.
Иовлев И.М., Метелица Е.А. – выполнение расчетов, обработка их результатов, оформление отчета.
Рытова Т.Г. – научно-техническое сопровождение при оформлении статьи.

Финансирование
Исследование выполнено в рамках договорной работы АО «НИЦ «Строительство».

Конфликт интересов
Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 28.04.2022
Поступила после рецензирования 26.05.2022
Принята к публикации 12.07.2022

DEVELOPMENT OF THE OPTIMAL TECHNICAL SOLUTION FOR TANK FOUNDATIONS MASSIVELY EXHIBITING UNDERDRIVEN PILES

I.M. IOVLEV[1]
S.A. KRYUCHKOV[1,✉]
E.A. METELITSA[1]
S.A. RYTOV[1], Cand. Sci. (Engineering)
T.G. RYTOVA[2], Cand. Sci. (Engineering)
P.I. YASTREBOV[1], Cand. Sci. (Engineering)

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

[2] *National Research Moscow State University of Civil Engineering, Yaroslavskoe Shosse, 26, Moscow, 129337, Russian Federation*

Abstract

Introduction. Failure to consider the specificity of moraine loam, namely the possible presence of chaotic boulder inclusions, led to the under-driving of prefabricated reinforced concrete piles for tanks (massive in character and irregular in depth). Since technical literature offers no data on the application of piles varying in length in the bearing soil of tanks and no recommendations on possible measures that could prevent such adverse effects, the paper analyzes the current situation, as well as describing an unconventional approach as to how it can be remedied.

Aim: to perform calculations in the PLAXIS 3D and PLAXIS 2D software for various scenarios of interaction between tank foundations and underlying soils.

Materials and Methods. The main objective of the work was to find a technical solution that could remedy the situation involving the underdriven piles. Since the analysis of technical literature revealed no optimal solutions for the foundations and underlying soils of tanks, the authors had to use the PLAXIS 3D and PLAXIS 2D simulation software to explore the possibilities.

Results. It is proposed to use driven piles as elements reinforcing the bearing soil. In addition, it is planned to make a 60 cm thick sand cushion over pile heads with a cut-off level below the design reference mark in order to more evenly distribute the tank load on the underlying soil and to equalize the settlements. The performed calculations were used to select bearing soil stiffness coefficients justifying the foundation slab design adopted in the project.

Conclusions. The study identified the reasons for this negative situation, proposing an unconventional technical solution and determining the coefficients of bearing soil stiffness for performing further tank calculations.

Keywords: tank, pile, settlement, deflection

For citation: Iovlev I.M., Kryuchkov S.A., Metelitsa E.A., Rytov S.A., Rytova T.G., Yastrebov P.I. Development of the optimal technical solution for tank foundations massively exhibiting underdriven piles. *Bulletin of Science and Research Center of Construction.* 2022;34(3):66–78. (In Russ.) https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-66-78

Author contribution statements
Kryuchkov S.A. – work supervision and report preparation.
Yastrebov P.I. – analysis of performed calculations and development of technical solutions.
Rytov S.A. – scientific and technical support of work and development of technical solutions.
Iovlev I.M., Metelitsa E.A. – calculations, processing of results, and report preparation.
Rytova T.G. – scientific and technical support during the manuscript preparation.

Funding
The study was carried out under a contract with JSC Research Center of Construction.

Conflict of interest
The authors declare no conflict of interest.

Received 28.04.2022
Revised 26.05.2022
Accepted 12.07.2022

Состояние вопроса

Необходимость разработки нового технического решения фундаментов резервуаров продиктована фактом недопогружения вдавливанием свай заводского изготовления в свайных полях пяти резервуаров до проектных отметок.

Отсутствие квалифицированного сопровождения (научно-технического, авторского и др.) при строительных работах по устройству свайных полей не позволило оперативно принять решение по прекращению массового погружения свай при первых их недопогружениях до проектных отметок для анализа причин отклонения от проектного решения, что привело к невозможности применения лидерного бурения или замены заводских железобетонных свай на буроинъекционные или буронабивные. Таким образом, пять завершенных свайных полей имели в своем составе сваи, длина которых изменялась от 2 до 8 м. Причем сваи длиной 6–8 м располагались, как правило, на одной половине свайных полей.

Краткое описание инженерно-геологических условий площадки строительства и конструктивных решений проектируемого объекта

Площадка строительства в геоморфологическом отношении приурочена к Смоленско-Ярославской области ледникового и водно-ледникового рельефа в пределах московского оледенения, значительно переработанного эрозией.

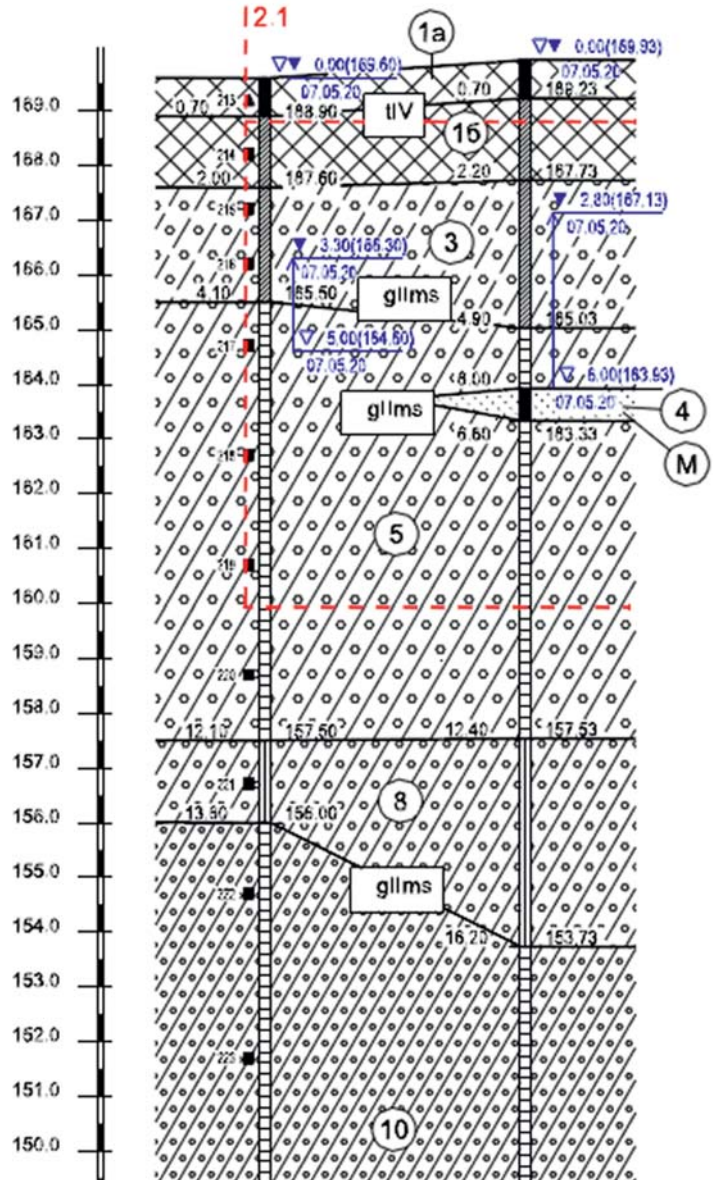


Рис. 1. Типовой инженерно-геологический разрез
Fig. 1. Typical geotechnical section

Инженерно-геологические условия площадки строительства характеризуются следующим напластованием грунтов сверху вниз:

– техногенный грунт, представляющий собой свалку строительного и бытового мусора с песчаным и глинистым заполнителем, с частыми прослоями щебня, обломков древесины, бетона и металла; эти грунты были определены как неоднородные по составу и свойствам, обладающими неравномерной сжимаемостью и возможностью самоуплотнения;

– моренные отложения московского горизонта (gII^{ms}), которые сложены супесью (ИГЭ-3), песком мелким (ИГЭ-4), суглинком полутвердым (ИГЭ-5), суглинком тугопластичным (ИГЭ-8) и суглинком полутвердым (ИГЭ-10).

Физико-механические характеристики грунтов представлены в табл. 1. Подземные воды вскрыты при изысканиях на глубине 1–6 м и приурочены к моренным пескам. На рис. 1 представлен типовой инженерно-геологический разрез.

Объект строительства представлял собой единый железобетонный «поддон» с общими габаритами 30,4 × 63,6 м с плитой по грунту и стенами бортов высотой 1,3 м, внутри которого располагаются семь резервуаров на собственных свайных фундаментах (план расположения резервуаров представлен на рис. 2).

Конструкции каждого из резервуаров запроектированы вертикальными цилиндрическими Ø10 м с номинальным объемом 1335 м^3 каждый. Фундаменты под резервуары были запроектированы из железобетонных свай заводского изготовления сечением 300 × 300 мм длиной 8 м марки С80.30-6. В проекте для свай была принята несущая способность по грунту 74 тс. Для всех резервуаров принят плитный ростверк толщиной 600 мм (проектный разрез по сопряжению свай и ростверку представлен на рис. 3).

Погружение свай выполнялось методом статического вдавливания. Согласно проекту нижние концы свай под резервуары были расположены на абсолютной отметке 162,05 м. В основании свай залегают суглинки полутвердые (ИГЭ-5).

Нагрузки на фундаменты резервуаров представлены на рис. 4 (поз. 1–3 – нагрузки от разных видов загружения, поз. 4 – результирующее давление на фундамент резервуара при эксплуатации и гидроиспытаниях). Как видно из поз. 3, характерной особенностью

Таблица 1

Физико-механические характеристики грунтов (нормативные)

Table 1

Physicomechanical (standard) characteristics of soils

№ ИГЭ	Наименование грунта	Удельный вес, т/м^3	Удельное сцепление, кПа	Угол внутреннего трения, °	Модуль деформации, МПа
1а	Техногенный грунт: песок средней крупности	1,73	10	37	16
1б	Техногенный грунт: супесь пластичная	2,03	17	29	19
3	Супесь пластичная, песчанистая	2,19	15	32	22
4	Песок мелкий, средней плотности, водонасыщенный	1,95	0	31	15
5	Суглинок полутвердый	2,23	20	31	28
8	Суглинок тугопластичный	2,21	19	30	24
10	Суглинок полутвердый	2,22	27	29	30

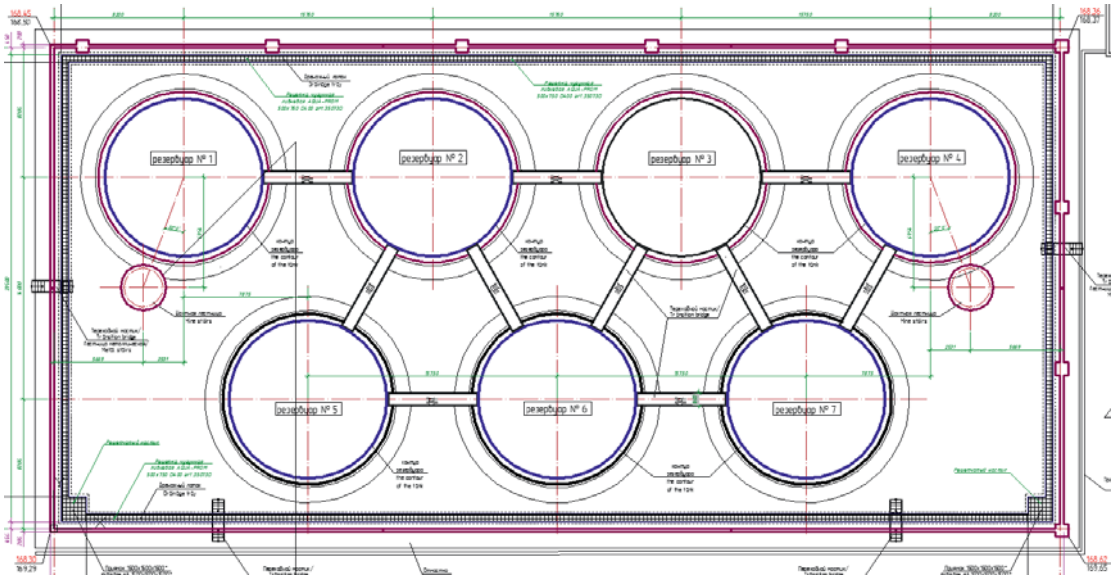


Рис. 2. Схема размещения резервуаров
Fig. 2. Layout of the tanks

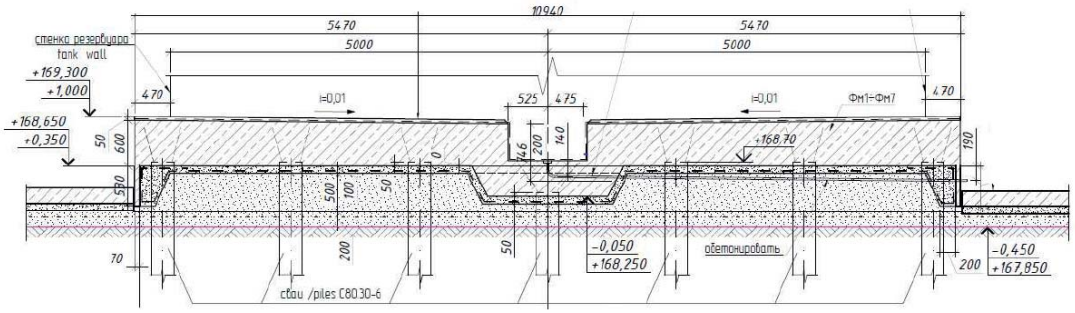


Рис. 3. Проектный разрез сопряжения свай с ростверком
Fig. 3. Design section of the interface between the piles and the pile cap

стальных резервуаров является то, что масса жидкости (G), хранящаяся в них, значительно превышает массу самих строительных конструкций (Q_{max}). При этом основное нагружение грунтового основания резервуаров происходит практически мгновенно при их заполнении.

Анализ сложившейся ситуации со свайными полями

В предоставленной документации по свайному полю резервуаров было зафиксировано, что для резервуаров № 3–7 значительное количество свай не достигло проектных отметок заложения подошв при погружении установкой, произведенной в Китае, с максимальным усилием вдавливания 120 тс. Например, техническая исполнительная документация по погруженным сваям резервуара № 6 свидетельствует, что из общего количества свай (37 штук) до проектной отметки погружены 20 свай. Количество свай, погруженных на глубину

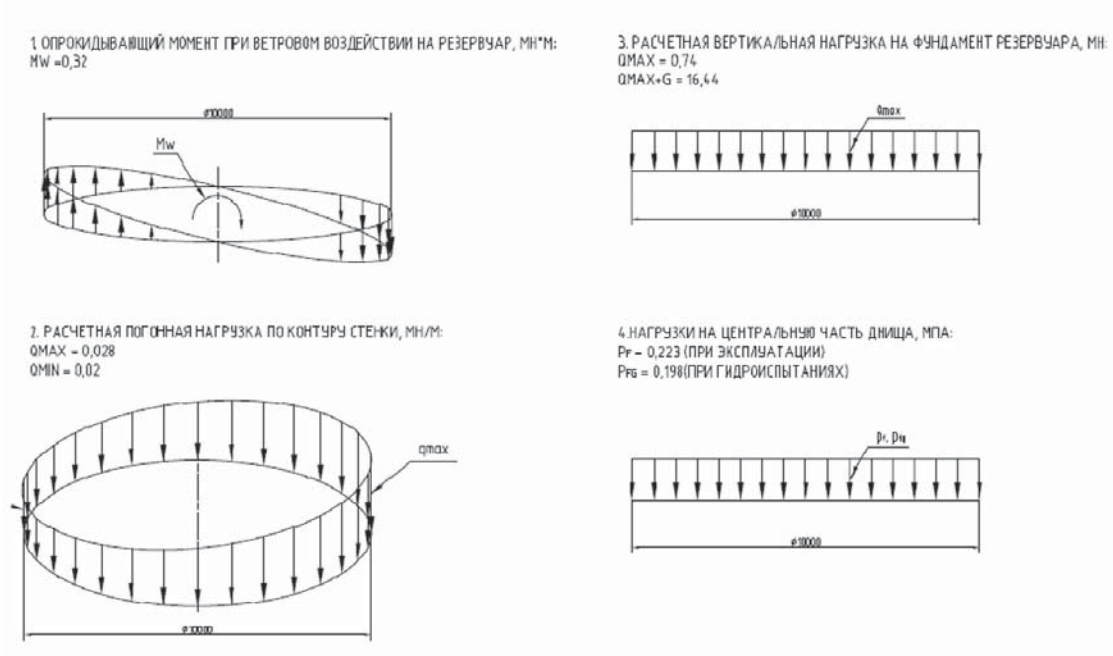


Рис. 4. Нагрузки на фундаменты резервуара
Fig. 4. Loads on the tank foundation

3–4 м, составляет 5 штук, на глубину 4–5 м – 12 штук, а погружение одной сваи вообще не состоялось (вдавливание дублеров вместо нее оказалось также безрезультатным).

Для оценки несущей способности погруженных свай на площадке были проведены испытания грунтов сваями статическим нагружением до проектного значения несущей способности, анализ которых не выявил явную зависимость податливости свай от их длины. Например, у сваи длиной 4,4 м (резервуар № 3) при нагрузке 73,9 тс осадка составила 10,8 мм; у сваи длиной 8 м (резервуар № 5) при нагрузке 73,9 тс осадка составила 6,6 мм; у сваи длиной 7,9 м (резервуар № 7) при нагрузке 73,9 тс осадка составила 10,2 мм.

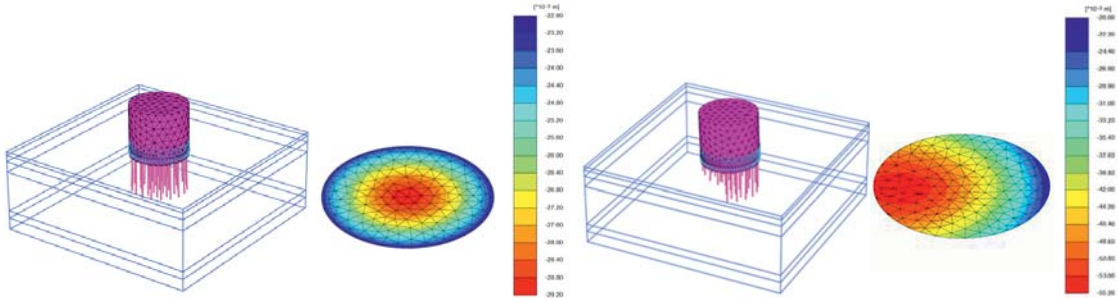
Для анализа причин недопогружения свай были выполнены локальные земляные работы на глубину 2–3 м в зоне, где глубина погружения свай была самой незначительной. При этих работах из основания одной из свай был извлечен валун диаметром около 30 см (см. рис. 5). Таким образом, стало понятно, что основной причиной недопогружения свай стали валунные включения в моренных суглинках (ИГЭ-5), наличие которых не акцентировано в отчете по инженерно-геологическим изысканиям.

Для оценки расчетных деформаций основания резервуаров были проведены расчеты в программном комплексе PLAXIS 3D, которые показали значительный крен резервуаров на сваях различной длины (рис. 6). Из анализа результатов расчетов следовало, что возведение резервуаров без дополнительных мероприятий по выравниванию их осадок невозможно в соответствии с ВСП 34-01-03 «Руководство по расчету и конструированию металлических резервуаров и трубопроводов на складах горючего МО РФ» 2003 г. по следующим критериям:

– общий прогиб центра днища составил 17,6 мм при нормативном значении 0,003*r (16,4 мм);

– относительный локальный прогиб днища составил 0,007 при нормативном значении 0,005.

Рис. 5. Фото валуна диаметром ~0,3 м, извлеченного из-под подошвы сваи
Fig. 5. Photo of a boulder measuring ~0.3 m in diameter extracted from under a pile



а **б**

Рис. 6. Расчет резервуара № 6 в программном комплексе PLAXIS 3D:
а – общий вид расчетной схемы резервуара и эпюры осадок при проектном решении;
б – общий вид расчетной схемы резервуара и эпюры осадок при фактической длине свай
Fig. 6. Analysis of tank No. 6 in the PLAXIS 3D software:
а – general view of the tank calculation model and settlement diagrams for the design solution;
б – general view of the tank calculation model and settlement diagrams for the actual pile length

Выбор оптимального решения

Авторами статьи предложено выправить ситуацию со сваями разной длины путем учета их в работе основания как армирующих элементов. Непосредственно под плитным фундаментом было предусмотрено устройство песчаной подушки. Как отмечается в работах П.А. Коновалова, Р.А. Мангушева, С.Н. Сотникова и др. [1–2], песчаная подушка призвана обеспечить более равномерное распределение давления от резервуара на основание и, как следствие, выравнивание осадок.

Для оценки эффективности предложенного варианта были выполнены расчеты в программном комплексе PLAXIS 3D. При расчетах модуль деформации песчаной подушки из песка средней крупности был назначен равным 30 МПа, толщина подушки – 60 см.

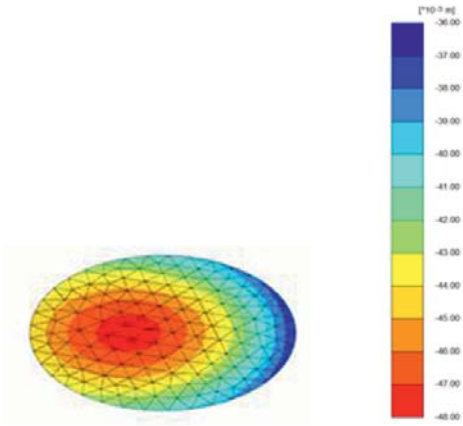


Рис. 7. Эпюра осадок резервуара № 6 при варианте с разделением свай и ростверка грунтовой песчаной подушкой
Fig. 7. Diagram showing settlements for tank No. 6 with a sand cushion separating the piles and the pile cap

Расчеты показали, что песчаная подушка позволяет снизить относительную разность осадок с 0,0016 до 0,0012 и сдвинуть максимальную осадку с края фундамента ближе к центру (см. рис. 6 и 7), что является более приемлемым условием для эксплуатации резервуара в соответствии с ВСП 34-01-03.

Дальнейшие расчеты грунтового основания резервуаров № 3–7 со сваями, являющимися армирующими грунт элементами, выполнялись в программе PLAXIS 2D, позволяющей в более оперативной форме рассмотреть различные сценарии работы фундаментной части резервуаров с основанием. При моделировании работы грунтового массива была использована упругопластическая модель Кулона – Мора.

Для каждого из резервуаров назначались два сечения, по которым выполнялись расчеты по двум сценариям. В расчетах по сценарию 1 сваи задавались фактической длины, между сваями и ростверком (который преобразовывался в фундаментную плиту) моделировалась песчаная подушка толщиной 600 мм с модулем деформации E = 30 МПа, в подошве свай принимались суглинки по инженерно-геологическому отчету (ИГЭ-5) с модулем деформации E = 28 МПа.

В расчетах по сценарию 2 в дополнение к расчетам по сценарию 1 в основании коротких свай, где в основании предположительно залегают суглинки с валунными включениями, моделировался грунт толщиной 2–3 м с модулем E = 50 МПа, что соответствует нормативному значению моренных суглинков с коэффициентом пористости e = 0,45 по табл. А.3 СП 22.13330.2016. Расчет по сценарию 2 выполнялся для получения коэффициентов жесткости основания, при которых верхнее армирование фундаментной плиты более высокое, чем при коэффициентах жесткости по расчетам сценария 1.

На рис. 8 представлены эпюры общих деформаций грунтового массива в основании резервуара № 6 при расчетах по двум сечениям. Взаимное влияние резервуаров друг на друга при расчетах не учитывалось, так как зона активных деформаций грунтового массива не превышает 2–3 м при расстоянии между резервуарами 5,5 м.

Проведенные расчеты позволили определить коэффициенты жесткости основания (см. рис. 9), расчеты фундаментов с которыми показал приемлемые величины деформаций, удовлетворяющие требования нормативных и ведомственных документов. Сопоставление полученных значений деформаций с предельными значениями представлено в табл. 2.

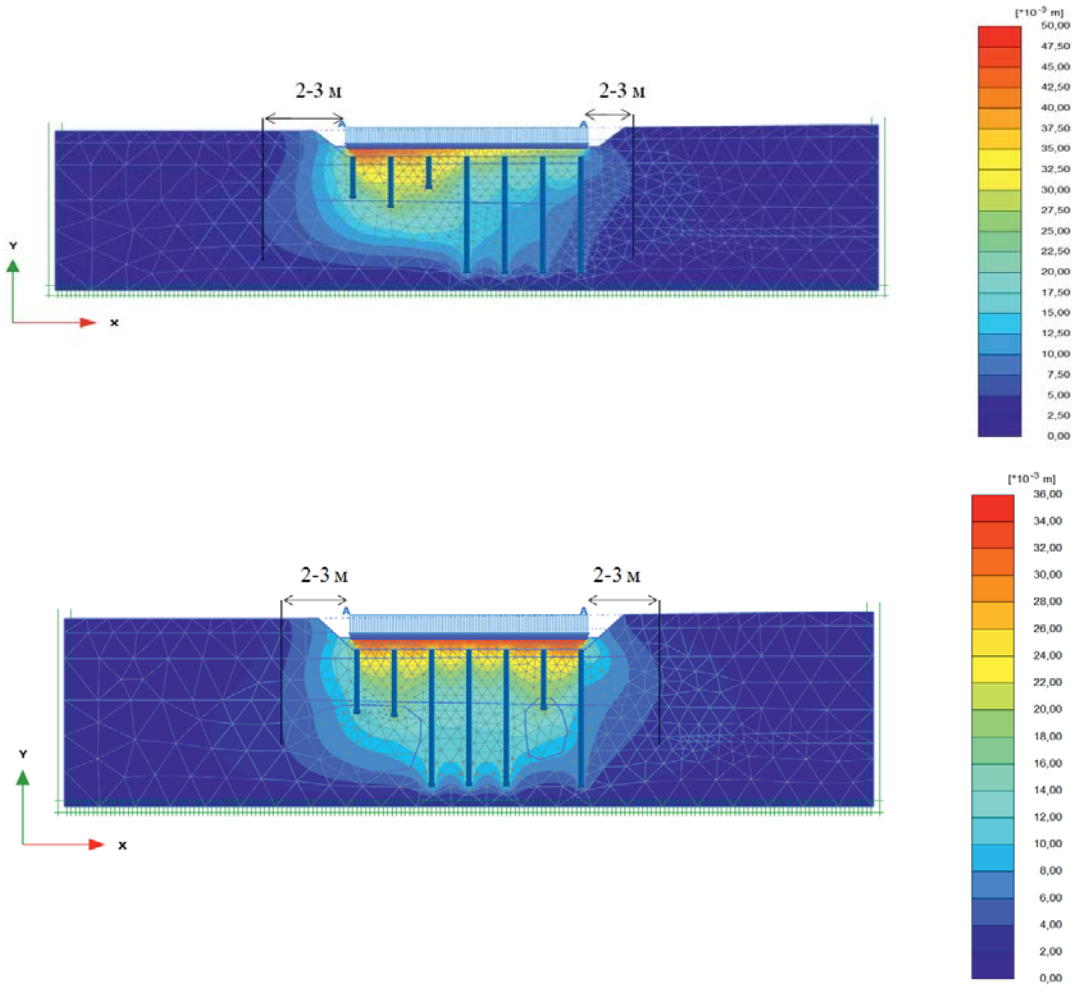


Рис. 8. Эпюры общих перемещений грунта резервуара № 6 по двум расчетным сечениям
Fig. 8. Diagrams showing general soil displacements under tank No. 6 in two design sections

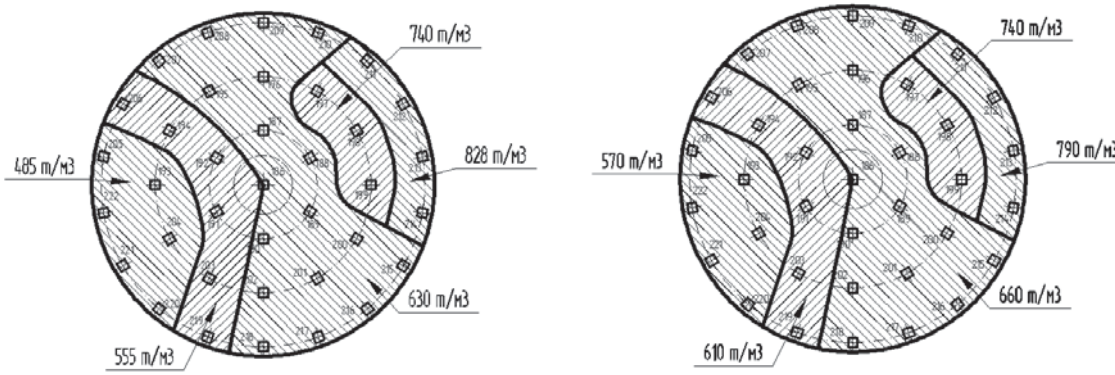


Рис. 9. Коэффициенты жесткости основания резервуара № 6 при расчетах по сценарию 1 (слева) и по сценарию 2 (справа)
Fig. 9. Stiffness coefficients of soil underlying tank No. 6 according to calculation scenarios 1 (left) and 2 (right)

Таблица 2

Значения расчетных и нормативных параметров деформаций резервуаров

Table 2

Design and standard strain parameters of tanks

Сводная таблица расчетных и нормативных параметров										
№ резервуара	Расчетный сценарий	Осадка, мм/относительная разность осадок	Максимальная абсолютная осадка контура днища резервуара, мм		Средняя осадка по контуру резервуара, мм		Относительный крен резервуара, мм		Общий прогиб центра днища, мм	
		расчетная	расч.	нормат.	расч.	нормат.	расч.	нормат.	расч.	нормат.
3	1. С учетом подушки	31,1-48,1/0,0016	48,1	200,0	41,3	100,0	0,0006	0,004	4,7	16,2
	2. С учетом подушки и валунов	29,7-39,4/0,0009	39,4		35,9		0,0003		3,3	
4	1. С учетом подушки	35,5-56,4/0,0017	56,4	200,0	46,4	100,0	0,0009	0,004	6,2	16,2
	2. С учетом подушки и валунов	36,1-49,9/0,001	49,9		43,3		0,0006		5,2	
	3. С учетом свай заведенных в ростверк	35,0-54,1/0,003	54,1		44,5		0,0010		**19,1**	
5	1. С учетом подушки	30,0-59,6/0,003	59,6	200,0	44,8	100,0	0,0013	0,004	1,0	16,2
	2. С учетом подушки и валунов	32,0-51,8/0,0018	51,8		42,1		0,0009		0,9	
6	1. С учетом подушки	27,8-49,0/0,002	49,0	200,0	37,6	100,0	0,001	0,004	1,4	16,2
	2. С учетом подушки и валунов	29,1-41,1/0,0011	41,1		35,1		0,0005		0,6	
7	1. С учетом подушки	32,5-39,0/0,0008	39,0	200,0	36,5	100,0	0,0002	0,004	1,45	16,2
	2. С учетом подушки и валунов	33,0-37,0/0,0005	37,0		35,5		0,00013		1,8	

Выводы

1. Основной причиной негативной ситуации на строящемся объекте явился недоучет специфичности моренных суглинков, а именно наличие валунных включений, которые не были детально отражены в отчете по инженерно-геологическим изысканиям.

2. Отсутствие квалифицированного сопровождения при строительных работах не позволило оперативно принять решение об остановке работ при установлении факта недопогружения свай до проектных отметок. Своевременная пауза позволила бы принять решение о предварительном лидерном бурении скважин, предшествующем вдавливанию, или по замене свай заводского изготовления на буроинъекционные или буронабивные.

3. Предложенное техническое решение устройства фундаментов с песчаной подушкой между сваями и плитным фундаментом обеспечило снижение осадок и разности осадок основания фундаментов, что было подтверждено выполненными расчетами по различным сценариям работы грунтового основания. В данном решении сваи заводского изготовления являлись армирующими грунт элементами.

Список литературы

1. *Иванов Ю.К., Коновалов П.А., Мангушев Р.А., Сотников С.Н.* Основания и фундаменты резервуаров. Москва: Стройиздат; 1989.
2. *Коновалов П.А., Мангушев Р.А., Сотников С.Н., Землянский А.А., Тарасенко А.А.* Фундаменты стальных резервуаров и деформации их оснований. Москва: Издательство Ассоциации строительных вузов; 2009.
3. ВСП 34-01-03 Руководство по расчету и конструированию металлических резервуаров и трубопроводов на складах горючего МО РФ. Москва; 2003.
4. Пособие по расчету и конструированию вертикальных и горизонтальных резервуаров и трубопроводов для строительства в обычных и сложных инженерно-геологических условиях. Основные положения по обследованию и ремонту резервуаров. Москва: 26 ЦНИИ МО РФ; 1998.

References

1. *Ivanov Yu.K., Konovalov P.A., Mangushev R.A., Sotnikov S.N.* Bases and foundations of reservoirs. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1989 (in Russian).
2. *Konovalov P.A., Mangushev R.A., Sotnikov S.N., Zemlyansky A.A., Tarasenko A.A.* Foundations of steel tanks and deformations of their bases. Moscow: Publishing House of the Association of Construction Universities; 2009 (in Russian).
3. VSP 34-01-03 Manual for the calculation and design of metal tanks and pipelines in fuel depots of the Ministry of Defense of the Russian Federation. Moscow; 2003 (in Russian).
4. Manual on the calculation and design of vertical and horizontal tanks and pipelines for construction in ordinary and complex engineering and geological conditions. The main provisions for the inspection and repair of tanks. Moscow: 26 Central Research Institute of the Ministry of Defense of the Russian Federation; 1998 (in Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Илья Михайлович Иовлев, старший научный сотрудник лаборатории новых видов свайных фундаментов ЦИСФ НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва
Ilya M. Iovlev, Senior Researcher of the Laboratory for New Types of Pile Foundations of the Pile Foundation Research Center of NIIOSP named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow

Сергей Александрович Крючков✉**,** и.о. заведующего лабораторией новых видов свайных фундаментов ЦИСФ НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: lab38@mail.ru
тел.: +7 (499) 170-69-16
Sergey A. Kryuchkov✉**,** Acting Head of the Laboratory for New Types of Pile Foundations of the Pile Foundation Research Center of NIIOSP named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: lab38@mail.ru
tel.: +7 (499) 170-69-16

Елена Александровна Метелица, научный сотрудник лаборатории новых видов свайных фундаментов ЦИСФ НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва
Elena A. Metelitsa, researcher of the laboratory of new types of pile foundations of the Pile Foundation Research Center of NIIOSP named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow

Сергей Александрович Рытов, канд. техн. наук, руководитель ЦИСФ НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва
Sergey A. Rytov, Cand. Sci. (Engineering), Head of the Pile Foundation Research Center of NIIOSP named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow

Татьяна Георгиевна Рытова, канд. техн. наук, доцент кафедры металлических и деревянных конструкций ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», Москва
Tatyana G. Rytova, Cand. Sci. (Engineering), Associate Professor of the Department of metal and wood structures of the National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow

Петр Иванович Ястребов, канд. техн. наук, ведущий научный сотрудник лаборатории новых видов свайных фундаментов ЦИСФ НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва
Petr I. Yastrebov, Cand. Sci. (Engineering), Leading Researcher, Laboratory for New Types of Pile Foundations of the Pile Foundation Research Center of NIIOSP named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 699.841
https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-79-91 EDN TTTYMW

ОЦЕНКА ПРОЧНОСТИ И УСТОЙЧИВОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ АЭС С УЧЕТОМ РЕЗУЛЬТАТОВ ВИБРОДИАГНОСТИКИ

А.В. ЕСЕНОВ, канд. техн. наук
В.А. КОРОТКОВ, канд. техн. наук
А.В. КУЗЬМИНОВ
П.А. РОДИН✉
Н.М. СИДОРОВ
Т.З. ЮГАЙ

ФБУ «Научно-технический центр по ядерной и радиационной безопасности» Ростехнадзора, ул. Малая Красносельская, д. 2/8, к. 5, г. Москва, 107140, Российская Федерация

Аннотация

Введение. Статья носит постановочный характер. В ней представляются методические шаги на пути решения вопроса об оценке ресурса действующих блоков с учетом деградации динамических свойств железобетонных конструкций, полученных методами вибродиагностики на примере «горячих» помещений объектов использования атомной энергии.

Целью статьи является уточнение метода оценки напряженно-деформированного состояния и прочности строительных конструкций АЭС с учетом старения элементов из железобетона при воздействии различных внешних факторов.

Материалы и методы. Предлагается методика оценки прочности (несущей способности) и устойчивости строительных конструкций АЭС, в которых в результате длительной эксплуатации произошли существенные изменения в свойствах железобетона, вызванные нарушением температурного режима их эксплуатации, что привело к ослаблению жесткостей конструктивных элементов и, как следствие, снижению их прочности и устойчивости. В связи с этим для оценки напряженно-деформированного состояния и прочности «горячих» помещений необходимо сделать расчет с учетом истории нагружения конструкций и процесса развития трещин, начиная от времени начала эксплуатации блока до настоящего времени. Однако за время эксплуатации здания не проводился анализ истории температурного нагружения. Также нет подходящей программы для ЭВМ нелинейного динамического анализа, которая учитывает историю нагружения при развитии трещин в железобетонных конструкциях и которая прошла аттестацию в Ростехнадзоре. Компенсация отмеченных недостатков возможна за счет проведения вибродиагностики стен и полов «горячих» помещений и определения следующих динамических характеристик: частот и форм собственных колебаний, логарифмических декрементов затуханий, модулей деформаций и коэффициентов Пуассона для каждого пола и стены.

Далее, после получения экспериментальной информации, необходимо провести расчет напряженно-деформированного состояния и прочности, в котором полученные данные из эксперимента будут использоваться в качестве исходной информации. Методика расчета базируется на неклассическом методе модальной суперпозиции с применением программ для ЭВМ типа ABAQUS, ANSYS, NASTRAN.

Также в статье в качестве проверки методов вибродиагностики представлена оценка динамических характеристик пола на отметке +13,450.

Результаты. По результатам эксперимента получены значения модуля деформации и частоты собственных колебаний, которые не выходят за пределы диапазона расчетных значений.

Выводы. Представлена методика оценки прочности строительных конструкций действующих АЭС с учетом старения железобетона под воздействием внешних факторов. В работе также проведена оценка достоверности динамических характеристик, полученных методами вибродиагностики.

Ключевые слова: «горячие» помещения, вибродиагностика, динамические характеристики, модуль деформации, частота собственных колебаний

Для цитирования: Есенов А.В., Коротков В.А., Кузьминов А.В., Родин П.А., Сидоров Н.М., Югай Т.З. Оценка прочности и устойчивости железобетонных конструкций АЭС с учетом результатов вибродиагностики. *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2022;34(3):79–91. https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-79-91

Вклад авторов
Коротков В.А. – разработка метода, участие в написании статьи.
Есенов А.В., Кузьминов А.В., Родин П.А., Сидоров Н.М., Югай Т.З. – участие в написании статьи, анализ результатов.

Финансирование
Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов
Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 08.07.2022
Поступила после рецензирования 27.07.2022
Принята к публикации 16.08.2022

STRENGTH AND STABILITY ASSESSMENT OF NPP REINFORCED CONCRETE STRUCTURES REGARDING THE RESULTS OF VIBRATION ANALYSIS

A.V. ESENOV, Cand. Sci. (Engineering)
V.A. KOROTKOV, Cand. Sci. (Engineering)
A.V. KUZMINOV
P.A. RODIN✉
N.M. SIDOROV
T.Z. YUGAI

Scientific and Engineering Centre for Nuclear and Radiation Safety, Malaya Krasnoselskaya str., 2/8, bld. 5, Moscow, 107140, Russian Federation

Abstract

Introduction. The article outlines methodological stages when assessing the resource of nuclear power plant (NPP) operation units with regard to degradation in the dynamic characteristics of reinforced concrete structures obtained by means of vibration analysis methods on the example of hot cells of nuclear installations.

Aim: to improve the method currently used for assessing the stress-stain behavior and strength of NPP structures regarding the aging process of reinforced concrete elements under various environmental exposures.

Materials and methods. A methodology is proposed for assessing the strength (loading capacity) and stability of NPP structures where significant variations in the properties of reinforced concrete elements have taken place under the action of continuous operation and thermal mode disturbances, thus weakening the element stiffness and, as a result, reducing their strength and stability. Therefore, in order to evaluate the stress-stain behavior and strength of hot cells, calculations should be carried out taking into account the history of structure loading and the process of crack development over the entire operation period. However, no analysis of the history of thermal loading has been performed during the operation period of the NPP under study. In addition, there is a lack of suitable software packages for nonlinear dynamic analysis certified by Rostechnadzor capable of considering the loading history and crack development in reinforced concrete structures. In order to eliminate the mentioned shortcomings, a vibration analysis of the walls and floors of hot cells should be performed to determine the following dynamic characteristics: natural vibration frequency and mode, logarithmic decrement of damping, deformation modulus and Poisson ratio for each wall and floor. Further, based on the obtained experimental data, the stress-stain behavior and strength of hot cells should be calculated using experimental data as calculation input information. The calculation methodology is based on a nonclassical method of modal superposition using the ABAQUS, ANSYS, and NASTRAN software packages. In order to verify the correctness of the results obtained by vibration analysis, an assessment of floor dynamic characteristics at the point +13.450 was conducted.

Results. The values of deformation modulus and natural vibration frequency obtained in the conducted experiment were found to agree with the calculated values.

Conclusions. A methodology for assessing the strength of NPP structures regarding the aging of reinforced concrete under various environmental exposures was presented. The validity of dynamic characteristics obtained using vibration analysis was evaluated.

Keywords: hot cells, vibration analysis, dynamic characteristics, deformation modulus, natural vibration frequency

For citation: Esenov A.V., Korotkov V.A., Kuzminov A.V., Rodin P.A., Sidorov N.M., Yugai T.Z. Strength and stability assessment of NPP reinforced concrete structures regarding the results of vibration analysis. *Bulletin of Science and Research Center of Construction.* 2022;34(3):79–91. (In Russ.) https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-79-91

Author contribution statements
Korotkov V.A. – the method development, the manuscript preparation.
Esenov A.V., Kuzminov A.V., Rodin P.A., Sidorov N.M., Yugai T.Z. – the manuscript preparation, the analysis of results.

Funding
No funding support was obtained for the research.

Conflict of interest
The authors declare no conflict of interest.

Received 08.07.2022
Revised 27.07.2022
Accepted 16.08.2022

Введение

На этапах проектирования новых блоков вопросы расчета НДС и прочности строительных конструкций АЭС определяются в соответствии с российскими нормами [1]. Исходные данные для элементов железобетона при проведении таких расчетов соответствуют предусмотренным в проекте классам бетона.

Для выполнения подобных расчетов российские и зарубежные нормы рекомендуют применять различные методы динамического анализа [2], однако из теоретических соображений наиболее достоверным является неклассический метод модальной суперпозиции [3], позволяющий учитывать грунтовый массив в виде пружин и демпферов. Кроме того, метод реалистично учитывает демпфирование в различных материалах конструкции и гистерезисное демпфирование в грунте за счет применения опции: модальное композитное демпфирование.

Для применения данного метода в расчетах эксплуатируемых энергоблоков АЭС необходимо учитывать факторы старения. Прочность и устойчивость строительных конструкций зданий и сооружений АЭС напрямую зависит от их технического состояния. При появлении дефектов может произойти снижение несущей способности конструкций. Так, в результате действия повышенных температур (до +285 °С вместо +90 °С при нормальной эксплуатации) в строительных конструкциях «горячих» помещений блока АЭС стали возникать не предусмотренные проектом трещины (далее – запроектный случай), что привело к существенному ослаблению жесткостей конструктивных элементов (стен и полов) и, как следствие, снижению их прочности за почти 40-летний период эксплуатации блока.

Применение неразрушающих методов контроля конструкций, позволяющих определить фактические деформационные характеристики конструкций в местах появления дефектов, позволяет отразить в расчете реальное напряженно-деформированное состояние конструкции и установить их фактическую несущую способность. Одними из таких методов являются неразрушающие методы вибродиагностики, основанные на взаимосвязи деформационных характеристик с динамическими характеристиками строительных конструкций. Неклассический метод модальной суперпозиции позволяет достоверно учитывать полученные в результате вибродиагностики динамические характеристики «горячих» помещений (частоты и формы собственных колебаний, модули деформации, логарифмические декременты затуханий, коэффициенты Пуассона) для оценки НДС и прочности.

Таким образом, в данной статье предлагается подход оценки НДС и прочности строительных конструкций АЭС с учетом старения элементов из железобетона при воздействии различных внешних факторов. Подход основывается на следующих этапах:

– геометрически подобном конечно-элементном моделировании систем сооружение – основание;

– получении динамических характеристик фрагментов зданий методами вибродиагностики для дальнейшего использования в расчетах;

– применение неклассического метода модальной суперпозиции для оценки НДС и прочности здания.

Применение вибродиагностики

Одним из перспективных подходов для оценки динамических характеристик зданий, имеющих длительный срок эксплуатации, является вибродиагностика. В ее основе лежит исследование динамических процессов фрагментов здания (пол, стена), вызванных ударными нагрузками. В рамках вибродиагностики определяются динамические характеристики следующим образом:

– по показаниям вибродатчиков, расположенных на исследуемом фрагменте, определяется зависимость ускорения от времени;

– с помощью преобразования Фурье полученный сигнал преобразуется из временной области в частотную;

– далее выделяются пики на резонансных частотах для получения частот собственных колебаний;

– с помощью обратного преобразования Фурье производится получение импульсной реализации по выделенному тону во временной области для расчета логарифмического декремента затуханий;

– за счет выделения крутильного тона колебаний возможно определение модуля сдвига и коэффициента Пуассона.

На рис. 1 показан пример выделения первого тона собственных колебаний пола на отметке +13,450. Как видно из рис. 1, частота собственных колебаний составляет 37,5 Гц.

Оценка динамических характеристик пола

Рассмотрим состояние пола на отметке +13,450, так как данный фрагмент «горячих» помещений наиболее сильно подвергся температурному воздействию. При оценке динамических характеристик пол моделировался прямоугольной композитной плитой размерами $a_1 = 11{,}45$ м и $a_2 = 6$ м и толщиной $h = 0{,}7$ м. На рис. 2 представлено сечение плиты, состоящей из монолитного бетона, имеющего проектный модуль деформации $E_1 = 2{,}8 \times 10^7$ кН/м^2 и из несъемной опалубки, имеющей проектный модуль деформации $E_2 = 3{,}25 \times 10^7$ кН/м^2. Значение коэффициента Пуассона составило $\nu = 0{,}2$, массовая плотность $\rho = 2{,}4$ т/м^3. Размеры сечения плиты: $h_1 = 0{,}62$ м, $h_2 = 0{,}08$ м. Площади составных частей сечения $F_1 = 0{,}62 \times 11{,}45 = 7{,}1$ и $F_2 = 0{,}08 \times 11{,}45 = 0{,}916$. $P_1 = E_1 \times F_1 = 1{,}988 \times 10^8$ и $P_2 = E_2 \times F_2 = 0{,}297 \times 10^8$. $l_1 = 0{,}31 - 0{,}26 = 0{,}05$ и $l_2 = 0{,}26 + 0{,}04 = 0{,}3$.

Определим осредненное значение модуля деформации плиты относительно нейтральной оси из условия:

$$(EJ)_0 = (E_1 \times \frac{J_1}{J} + \mathrm{E}_2 \times \frac{J_2}{J}) \times J = E_0 \times J,$$

откуда

$$E_0 = \frac{E_1 \times J_1 + E_2 \times J_2}{J},$$

где J, J_1, J_2 – моменты инерции сечения и его частей относительно нейтральных осей.

Для определения осредненного значения модуля деформации плиты E_0 в соответствии с рис. 3 определим положение нейтральной оси (x) из условия равенства моментов:

$$P_2 \times (0{,}04 + x) = P_1 \times (0{,}31 - x),$$

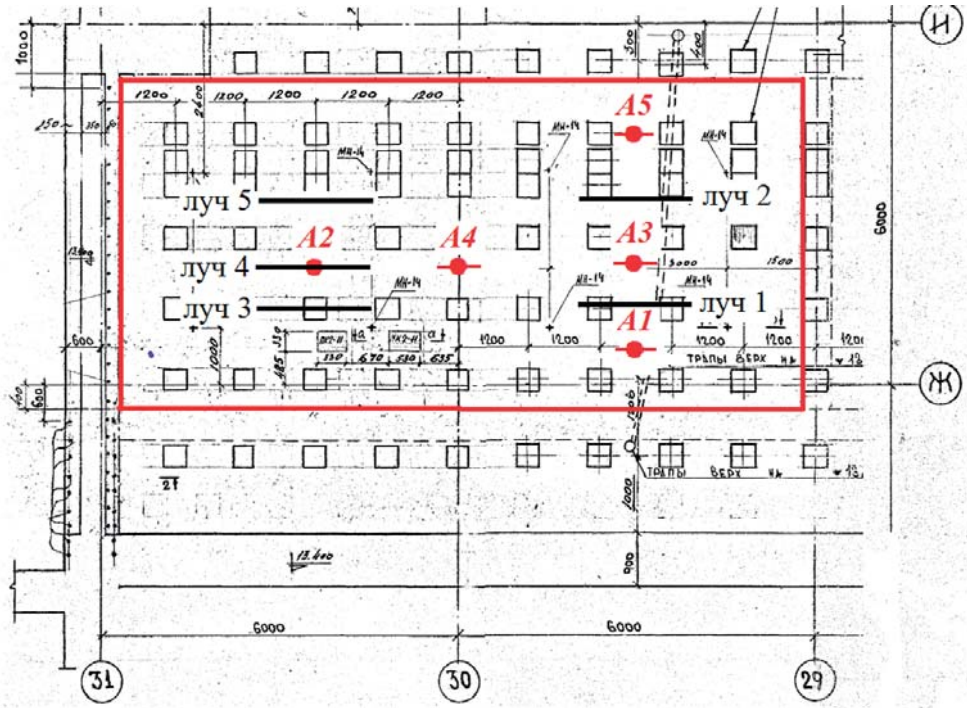
$$x = \frac{P_1 \times 0{,}31 - P_2 \times 0{,}04}{P_1 + P_2} = 0{,}264.$$

С учетом этого получим:

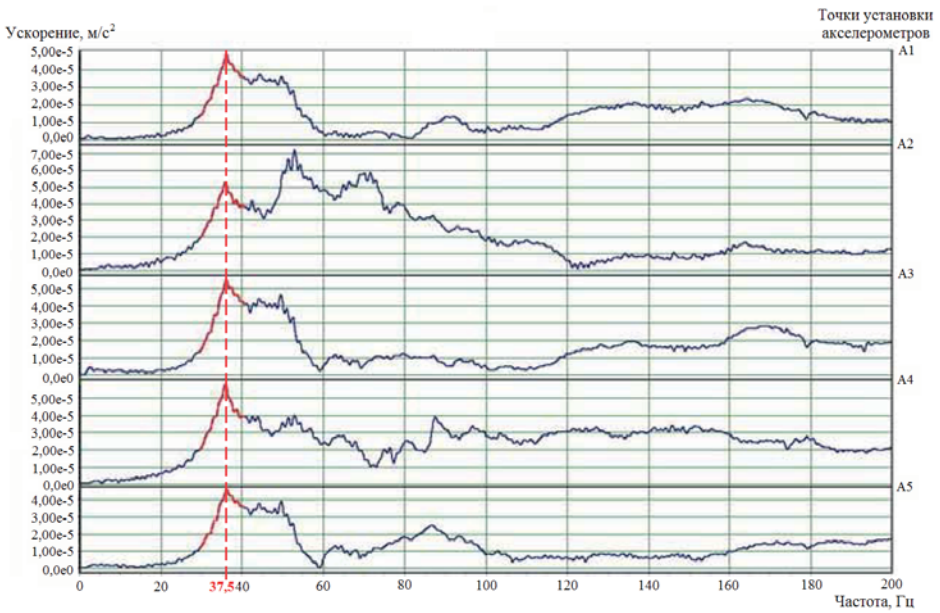
$$J_1^0 = \frac{a_1 \times h_1^3}{12} = 0{,}2274\ м^4,$$

$$J_1^x = F_1 l_1^2 = 0{,}01775\ м^4,$$

$$J_1 = J_1^0 + J_1^x = 0{,}24515\ м^4,$$



а – точки установки акселерометров
а – accelerometers points



б – преобразованный сигнал из временной в частотную область
б – converted signal from time to frequency domain

Рис. 1. Выделение 1 тона свободных колебаний для пола на отметке +13,450
Fig. 1. Determining 1 mode of natural vibrations for floor at the point +13.450

$$J_2^0 = \frac{a_1 \times h_2^3}{12} = 0{,}0005\ м^4,$$

$$J_2^x = F_2 l_2^2 = 0{,}08244\ м^4,$$

$$J_2 = J_2^0 + J_2^x = 0{,}08294\ м^4,$$

$$J = \frac{a_1 \times h^3}{12} = 0.3272\ м^4.$$

$$E_0 = \frac{2{,}8 \times 0{,}24515 + 3{,}25 \times 0{,}08294}{0{,}3272} = 3 \times 10^7 \text{кН/м}^2.$$

Величину цилиндрической жесткости определим следующим образом:

$$D_1 = \frac{E_1 \times h_1^3}{12(1-\nu^2)} = 5{,}8 \times 10^5 \text{ кН·м},$$

$$D_2 = \frac{E_2 \times J_2}{a_1(1-\nu^2)} = 2{,}6 \times 10^5 \text{ кН·м},$$

$$D_0 = D_1 + D_2 = 0{,}8 \times 10^6 кН \cdot м,$$

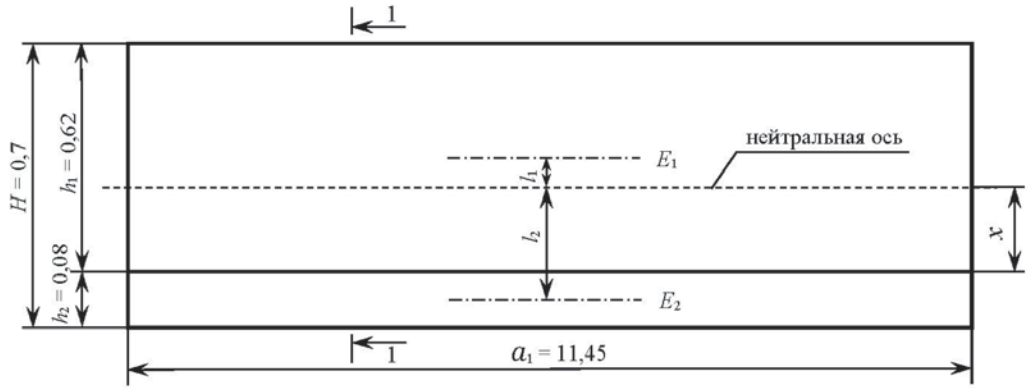


Рис. 2. Сечение фундаментной плиты пола
Fig. 2. Cross-section of floor foundation slab

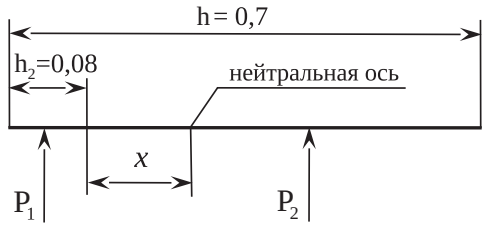


Рис. 3. Поперечный разрез 1-1
Fig. 3. Cross-sectional view 1-1

где D_0 – осредненное значение цилиндрической жесткости плиты, соответствующее проектным значениям модулей деформации.

В соответствии с [4] частота первого тона собственных колебаний пола при свободном опирании и при $m_1 = m_2 = 1$ определяется как:

$$\omega_0 = \pi^2 \left(\frac{m_1}{a_1^2} + \frac{m_2}{a_2^2} \right) \sqrt{\frac{D_0}{\rho \times h}} = 238 \frac{рад}{с}; f_0 = \frac{\omega_0}{2\pi} = 38 Гц,$$

а в случае жесткого закрепления:

$$\omega_0 = \frac{22{,}37}{a_1^2} \sqrt{1 + 0{,}605 \times \frac{a_1^2}{a_2^2} + \frac{a_1^4}{a_2^4}} \times \sqrt{\frac{D_o}{\rho \times h}} = 477 \frac{рад}{с}; f_0 = \frac{\omega_0}{2\pi} = 76 Гц, \; a_1 > a_2.$$

Таким образом, значение частоты собственных колебаний для рассматриваемого пола в системе здания лежит в диапазоне от 38 до 76 Гц для проектных свойств бетона. Частота первого тона собственных колебаний связана с жесткостью плиты соотношением:

$\omega_0^2 = \frac{\alpha \times E_0 \times J}{M}$ – частота для проектного значения модуля деформации,

$\omega_1^2 = \frac{\alpha \times E_0^{'} \times J}{M}$ – частота для запроектного значения модуля деформации,

где E'_0 – осредненный модуль деформации для запроектного случая;

α – коэффициент жесткости.

Из представленных формул получаем:

$$E_0^{'} = E_0 \times \frac{f_1^2}{f_0^2}.$$

Полученная формула позволяет определить модуль деформации пола, если известна частота собственных колебаний f_0 – для проектного случая и частота собственных колебаний f_1 – для запроектного случая с учетом старения железобетона. Однако для проектного случая не проводилась вибродиагностика и единственный способ точного определения частоты f_0 – это расчет всего здания, так как аналитические формулы дают только диапазон, в котором находится эта частота.

Зная из вибродиагностики значение частоты собственных колебаний пола для запроектного случая (f_1 = 37,5 Гц), по вышеприведенной формуле можно получить граничные значения модуля деформации:

$$E_{0min}^{'} = 3{,}0 \times 10^7 \times \frac{(37{,}5)^2}{(76)^2} = 0{,}7 \times 10^7 кН/м^2;$$

$$E_{0max}^{'} = 3{,}0 \times 10^7 \times \frac{(37{,}5)^2}{(38)^2} = 2{,}9 \times 10^7 кН/м^2.$$

Из табл. 1, соответствующей результатам вибродиагностики, среднее значение модуля деформации для запроектного случая составляет $E'_0 = 1{,}8 \times 10^7$ кН/м^2.

Таблица 1

Плита перекрытия на отметке +13,450, толщина 0,7 м

Table 1

Intermediate slab at the point +13,450, 0.7 m thick

Измерительный луч в различных частях поверхности конструкции	Скорость рэлеевских волн (м/с)	Эффективная толщина (м)	Скорость продольных волн V_p (м/с)	Модуль деформации (кН/м²)
Луч 1	1450	0,7	2697	$1{,}4 \times 10^7$
Луч 2	1800	0,5	3348	$2{,}2 \times 10^7$
Луч 3	1650	0,7	3069	$1{,}8 \times 10^7$
Луч 4	1800	0,5	3348	$2{,}2 \times 10^7$
Луч 5	1400	0,7	2604	$1{,}3 \times 10^7$
Среднее	1620	–	3013	$1{,}8 \times 10^7$

Величина E'_0 не выходит за пределы расчетных значений E'_{0min}, E'_{0max}, что характеризует достоверность результатов вибродиагностики.

Далее рассмотрим получение частот собственных колебаний E'_0 при различных граничных условиях. Для этого необходимо дополнительно определить коэффициент Пуассона для запроектного случая, так как эта информация не представлена в результатах вибродиагностики.

В соответствии с [5] динамические значения модуля деформации и коэффициента Пуассона в бетоне могут вычисляться через скорости распространения продольных V_p и поперечных волн V_s следующим образом:

$$E = \rho \times V_s^2 \times \frac{3 \times \delta^2 - 4}{\delta^2 - 1}; \quad (1)$$

$$\nu = \frac{\delta^2 - 2}{2(\delta^2 - 1)}; \quad (2)$$

где
$$\delta = \frac{V_p}{V_s}. \quad (3)$$

Из (2) получим: $\delta^2 = \frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}$, а из (3) получим $V_s = \frac{V_p}{\delta}$. Подставляя полученные выражения в (1), получим следующую связь модуля деформации, скорости продольных волн и коэффициента Пуассона:

$$E = \rho \times V_p^2 \frac{(1-2\nu) \times (1+\nu)}{(1-\nu)}.$$

Приводя подобные члены, данное выражение можно свести к уравнению относительно ν следующим образом:

$$\nu^2 + (0{,}5 - \frac{E}{2\rho \times V_p^2}) \times \nu - (0{,}5 - \frac{E}{2\rho \times V_p^2}) = 0.$$

Введя обозначения $a = 0{,}5 - \frac{E}{2\rho \times V_p^2}$, получим следующее квадратное уравнение:

$$\nu^2 + a \times \nu - a = 0.$$

Положительное решение данного уравнения имеет вид:

$$\nu = \sqrt{\frac{a^2}{4} + a} - \frac{a}{2}.$$

По полученной формуле определим значение коэффициента Пуассона для:

а) запроектных свойств бетона из табл. 1 $E = 1{,}8 \times 10^7 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}, V_p = 3013 \frac{\text{м}}{\text{с}}, \rho = 2{,}4 \frac{\text{т}}{\text{м}^3}$.

$$2\rho \times V_p^2 = 4{,}36 \times 10^7 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2},$$

$$a = 0{,}5 - \frac{1{,}8 \times 10^7}{4{,}36 \times 10^7} = 0{,}5 - 0{,}41 = 0{,}09,$$

$$\nu = \sqrt{\frac{(0{,}09)^2}{4} + 0{,}09} - 0{,}045 = 0{,}303 - 0{,}045 = 0{,}258.$$

б) проектных свойств бетона $E = 3 \times 10^7$ кН/м^2, $V_p = 3700$ м/с, $p = 2{,}4$ т/м^3.

$$2\rho \times V_p^2 = 6{,}6 \times 10^7 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2},$$

$$a = 0{,}5 - \frac{3 \times 10^7}{6{,}6 \times 10^7} = 0{,}5 - 0{,}46 = 0{,}04,$$

$$\nu = \sqrt{\frac{(0{,}04)^2}{4} + 0{,}04} - 0{,}02 = 0{,}2.$$

Как видно, проектное значение коэффициента Пуассона соответствует его нормативной величине, что подтверждает достоверность полученной формулы.

После расчета коэффициента Пуассона для запроектного случая получим осредненное значение цилиндрической жесткости следующим образом:

$$D_1' = \frac{E_0' \times h^3}{12(1-\nu^2)} = \frac{1{,}8 \times 10^7 \times (0{,}7)^3}{12 \times (1-(0{,}258)^2)} = 5{,}51 \times 10^5 \text{ кН·м},$$

$$\omega_1' = 3{,}14^2 \times \left(\frac{1}{11{,}45^2} + \frac{1}{36}\right) \times \sqrt{\frac{5{,}51 \times 10^5}{2{,}4 \times 0{,}7}} = 200 \text{ рад/с};$$

$f_1' = 31{,}8$ Гц – частота собственных колебаний плиты для свободно опертых граничных условий,

$$\omega_1'' = \frac{22{,}37}{a_1^2}\sqrt{1 + 0{,}605 \times 3{,}62 + 13{,}10} \times \sqrt{\frac{5{,}51 \times 10^5}{2{,}4 \times 0{,}7}} = 391\,\frac{\text{рад}}{\text{с}};$$

$f_1'' = 62{,}2$ – частота собственных колебаний плиты для жестко закрепленных граничных условий.

Следует отметить, что в рассматриваемом случае уточнение коэффициента Пуассона для запроектных свойств бетона не оказало существенного влияния на результаты.

Таким образом, экспериментальное значение частоты собственных колебаний плиты, составляющее 37,5 Гц для запроектного случая, лежит в пределах расчетных значений.

По итогам рассмотрения в табл. 2 представлены результаты сравнительного анализа расчетных и экспериментальных данных.

Таблица 2

Сравнение расчетных и экспериментальных данных

Table 2

Correlation of calculated and experimental data

	Модуль деформации пола, E (кН/м²)	**Частота собственных колебаний пола, *f* (Гц)**
Расчет для запроектного случая	$0{,}7 \times 10^7 < E < 2{,}9 \times 10^7$	$31{,}8 < f < 62{,}2$
Эксперимент для запроектного случая	$E = 1{,}8 \times 10^7$	$f = 37{,}5$
Расчет для проектного случая	$E = 3{,}0 \times 10^7$	$38 < f < 76$

Как видно из представленной таблицы:

– экспериментальные значения модуля деформации и частоты собственных колебаний пола не выходят за пределы диапазона расчетных значений;

– проектное значение модуля деформации и частота собственных колебаний претерпели существенное падение из-за возникновения в «горячих» помещениях не предусмотренных проектом трещин в железобетоне.

Оценка НДС и прочности

Далее необходимо провести расчеты НДС здания при действии основных и особых сочетаний нагрузок и воздействий с учетом грунтового основания и с учетом динамических характеристик «горячих» помещений, полученных по результатам вибродиагностики. В результате расчетов формируются расчетные сочетания усилий, по которым определяются результирующие значения НДС и оценивается запас прочности.

Заключение

Представлена методика оценки прочности строительных конструкций действующих АЭС с учетом старения железобетона под воздействием внешних факторов. Методика базируется на неклассическом методе модальной суперпозиции, реализуемой с применением программ для ЭВМ, прошедших аттестацию в Ростехнадзоре, и на вибродиагностике стен и полов «горячих» помещений. В работе также проведена оценка достоверности динамических характеристик, полученных методами вибродиагностики.

В качестве недостатка методики следует отметить отсутствие результатов вибродиагностики по логарифмическим декрементам затуханий и коэффициентам Пуассона.

Список литературы

1. П-01-01-2021 Перечень нормативных правовых актов и нормативных документов, относящихся к сфере деятельности Федеральной службы по экологическому, технологическому и атомному надзору. *Раздел I.* Технологический, строительный, энергетический надзор. Москва; 2021.
2. АО «Концерн Росэнергоатом». МР 1.5.2.05.999.0025-2011 Расчет и проектирование сейсмостойких атомных станций [Интернет]. Режим доступа: https://eshop.rosenergoatom.ru/downloadable/download/linkSample/link_id/1622/
3. *Коротков В.А., Кузьминов А.В., Родин П.А.* Учет «грунтового» демпфера в методе модальной суперпозиции при динамическом расчете строительных конструкций АЭС. Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2022;(3):20–30. https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-3-20-30
4. *Биргер И. А., Пановко Я.Г., ред.* Расчет конструкций на сейсмостойкость. Том 3. Москва: Машиностроение; 1968.
5. *Бирбраер А.Н.* Расчет конструкций на сейсмостойкость. Санкт-Петербург: Наука; 1988.

References

1. P-01-01-2021 A list of regulatory legal acts and regulatory documents related to the sphere of activity of the Federal Service for Environmental, Technological and Nuclear Supervision. *Section I.* Technological, construction, energy supervision. Moscow; 2021 (in Russian).
2. MP 1.5.2.05.999.0025-2011 Calculation and design of earthquake-resistant nuclear power plants [Internet]. Available from: https://eshop.rosenergoatom.ru/downloadable/download/linkSample/link_id/1622/ (in Russian).
3. *Korotkov V.A., Kuzminov A.V., Rodin P.A.* Consideration of the "soil" damper in the modal superposition method during dynamic analysis of NPP civil structures. Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii = Earthquake engineering. Constructions safety. 2022;(3):20–30 (in Russian). https://doi.org/10.37153/2618-9283-2022-3-20-30
4. *Birger I.A., Panovko Ya.G., eds.* Calculation of structures for seismic resistance. Vol. 3. Moscow: Mashinostroenie Publ.; 1968 (in Russian).
5. *Birbraer A.N.* Calculation of structures for seismic resistance. St. Petersburg: Nauka Publ.; 1988 (in Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Амра Владимирович Есенов, канд. техн. наук, заместитель начальника отдела надежности строительных конструкций ФБУ «Научно-технический центр по ядерной и радиационной безопасности», Москва
Amra V. Esenov, Cand. Sci. (Engineering), Deputy Chief of the Construction Reliability Division of the Scientific and Engineering Centre for Nuclear and Radiation Safety, Moscow

Владимир Анатольевич Коротков, канд. техн. наук, ведущий научный сотрудник отдела надежности строительных конструкций, ФБУ «Научно-технический центр по ядерной и радиационной безопасности», Москва
Vladimir A. Korotkov, Cand. Sci. (Engineering), Leading Researcher of the Construction Reliability Division of the Scientific and Engineering Centre for Nuclear and Radiation Safety, Moscow

Александр Владимирович Кузьминов, старший научный сотрудник отдела надежности строительных конструкций, ФБУ «Научно-технический центр по ядерной и радиационной безопасности», Москва
Alexander V. Kuzminov, Senior Researcher of the Construction Reliability Division of the Scientific and Engineering Centre for Nuclear and Radiation Safety, Moscow

Павел Александрович Родин✉**,** научный сотрудник отдела надежности строительных конструкций, ФБУ «Научно-технический центр по ядерной и радиационной безопасности», Москва
e-mail: prodin@secnrs.ru
тел.: +7 (499) 264-40-45
Pavel A. Rodin✉**,** Researcher of the Construction Reliability Division of the Scientific and Engineering Centre for Nuclear and Radiation Safety, Moscow
e-mail: prodin@secnrs.ru
tel.: +7 (499) 264-40-45

Никита Маркович Сидоров, младший научный сотрудник отдела надежности строительных конструкций, ФБУ «Научно-технический центр по ядерной и радиационной безопасности», Москва
Nikita M. Sidorov, Junior Researcher of the Construction Reliability Division of the Scientific and Engineering Centre for Nuclear and Radiation Safety, Moscow

Тамара Захаровна Югай, старший научный сотрудник отдела надежности строительных конструкций, ФБУ «Научно-технический центр по ядерной и радиационной безопасности», Москва
Tamara Z. Yugai, Senior Researcher of the Construction Reliability Division of the Scientific and Engineering Centre for Nuclear and Radiation Safety, Moscow

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 624.15
https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-92-102 EDN URRXMW

ОПТИМИЗАЦИЯ ТЕХНИЧЕСКИХ РЕШЕНИЙ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ УСИЛЕНИЯ ОСНОВАНИЯ ПО СТРУЙНОЙ ТЕХНОЛОГИИ

Д.Е. РАЗВОДОВСКИЙ, канд. техн. наук
А.А. КУЗИНА✉

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

Аннотация

Введение. Струйная цементация грунтов с каждым годом становится все более востребованной технологией в строительстве. Для дальнейшего повышения ее эффективности возникает необходимость оптимизации расхода цемента и объемов буровых работ для снижения стоимости работ по усилению основания.

Целью работы является разработка общего подхода, который может быть использован при проектировании для определения оптимальных параметров армирования массива вертикальными грунтоцементными элементами.

Материалы и методы. На основании традиционных подходов был создан и апробирован поисковый алгоритм, построенный на методе покоординатного спуска с использованием специализированного геотехнического программного обеспечения. Решалась задача определения длины и шага армирующих элементов, при котором обеспечивается наперед заданная величина осадок фундаментов, опирающихся на армированный массив. Приведен пример использования выбранного подхода к решению пространственной задачи оптимизации, проиллюстрированный с помощью программного комплекса Plaxis 3D.

Результаты. Применение разработанного подхода при решении конкретной задачи показало принципиальную возможность минимизировать объемы работ с сохранением и/или снижением величины осадки. В рассмотренном частном примере уменьшение суммарной длины грунтоцементных элементов составило 16 % в песчаных грунтах и 8,4 % в глинистых, что на практике является существенным значением.

Выводы. Показано, что в большинстве случаев прикладное решение задачи оптимизации армирования грунтоцементными элементами грунтового массива может быть найдено и реализовано при использовании алгоритма с введением упрощающих предпосылок, унификации шага и длины армоэлементов, что позволит рационально использовать стандартное геотехническое программное обеспечение и даст возможность реализации оптимизированных решений на практике.

Ключевые слова: оптимизация усиления основания, струйная технология, осадки армированного основания, метод покоординатного спуска, трехмерный расчет

Для цитирования: Разводовский Д.Е., Кузина А.А. Оптимизация технических решений при проектировании усиления основания по струйной технологии. *Вестник НИЦ «Строительство».* 2022;34(3):92–102. https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-92-102

Вклад авторов

Разводовский Д.Е. – общее руководство, постановка задачи исследования, разработка методики оптимизации.

Кузина А.А. – разработка методики оптимизации, проведение численных экспериментов, обработка и анализ результатов.

Финансирование

Работа выполнена за счет средств ФАУ «ФЦС».

Конфликт интересов
Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 29.04.2022
Поступила после рецензирования 31.05.2022
Принята к публикации 12.07.2022

OPTIMIZATION OF TECHNICAL SOLUTIONS DURING THE DESIGN OF BASE REINFORCEMENT USING JET GROUTING

D.E. RAZVODOVSKY, Cand. Sci. (Engineering)
A.A. KUZINA✉

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

Abstract

Introduction. The technology of jet grouting of soils is increasingly gaining popularity in construction. Its efficiency can be further improved by optimizing the cement consumption and drilling volumes, leading to a reduction in the costs of base reinforcement works.

Aim: to develop a versatile approach that can be used when determining optimal parameters of reinforcing a soil massif with vertical soil-cement elements.

Materials and methods. In accordance with conventional approaches, a search algorithm was created on the basis of the coordinate descent method and verified using a specialized geotechnical software package. The problem of determining the length and pitch of reinforcing elements, providing the specified settlement value of foundations resting on the reinforced soil massif, was solved. An example of using the proposed approach for solving a spatial optimization problem was illustrated in the Plaxis 3D software package.

Results. The application of the developed approach when solving a specific problem demonstrated the possibility of minimizing the volumes of works at the preserved or reduced settlement value. In the considered example, a decrease in the total length of soil-cement elements comprised 16 and 8.4% in sandy soils and loams, respectively, which represents a significant value in practice.

Conclusions. In the majority of cases, an applied solution to the problem of optimizing jet grouting reinforcement of a soil massif can be obtained and implemented using an algorithm with simplified prerequisites and unification of the pitch and length of reinforcing elements. This approach can raise the effectiveness of using standard geotechnical software instruments and allow implementation of optimized solutions in practice.

Keywords: base reinforcement optimization, jet grouting, reinforced base settlement, coordinate descent method, 3D calculation

For citation: Razvodovsky D.E., Kuzina A.A. Optimization of technical solutions during the design of base reinforcement using jet grouting. *Bulletin of Science and Research Center of Construction.* 2022;34(3):92–102. https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-92-102

Author contribution statements
Razvodovsky D.E. – general guidance, setting the research task, optimization methodology development.

Kuzina A.A. – optimization methodology development, conducting numerical experiments, processing and analysis of results.

Funding
The work was carried out at the expense of the Federal Center for Standartization and Regulation.

Conflict of interest
The authors declare no conflict of interest.

Received 29.04.2022
Revised 31.05.2022
Accepted 12.07.2022

Введение

В настоящее время работы по армированию оснований, в том числе по струйной технологии, стали неотъемлемой частью устройства фундаментов. При этом на повестку из научной в сугубо практическую плоскость выходит задача оптимизации армирования основания в реальном проектировании, что в итоге дает возможность снижения стоимости строительно-монтажных работ на нулевом цикле.

Задачи оптимизации устройства строительных конструкций стоят на повестке дня уже длительный срок, но в основном в качестве чисто научной проблемы. В области механики грунтов и фундаментостроения этому вопросу посвящены работы Ю.М. Почтмана [1], А.Г. Дорфмана [2] и др. С точки зрения закрепления грунтов наиболее значимыми являются работы научной школы В.А. Ильичева (Г.А. Бобырь [3] и Ю.А. Готман [4]).

Г.А. Бобырь [3] была разработана методика определения оптимальных параметров искусственно преобразованных грунтов с использованием МКЭ в плоской постановке. Для построения поискового алгоритма использовался численный подход к поиску безусловного экстремума нулевого порядка – метод деформируемого многогранника, а для учета ограничений – метод штрафных функций. Работа Ю.А. Готман [4] посвящена оптимальному закреплению грунтов по струйной технологии для уменьшения давления на подпорные конструкции. Решение основано на применении метода проекции градиента для определения оптимального коэффициента жесткости основания в задаче конечномерного оптимального проектирования. Предметом оптимизации является коэффициент жесткости основания, а основные ограничения накладываются на горизонтальные перемещения ограждения котлована. Был составлен алгоритм поиска условного экстремума, позволяющий вычислять оптимальное распределение коэффициента жесткости по высоте ограждения, выявлены особенности взаимодействия грунтоцементного массива с грунтом при экскавации котлована, рассмотрен ряд решений, которые могут иметь не только теоретическое, но и практическое значение.

Отметим, что рассмотренные выше вопросы ставились для задач плоской деформации. Расчету конструкций по струйной технологии посвящено значительное количество работ [5, 6, 7] и др. Их характерная особенность состоит в том, что они основываются на решении осесимметричной задачи. В настоящее время появилась возможность произвести расчет в трехмерной постановке, используя коммерческие программные продукты.

Постановка задачи

В рамках статьи опишем возможный подход к решению практической задачи оптимизации армирования основания. Условие задачи может быть сформулировано в следующем виде: необходимо определить параметры армирования по струйной технологии грунтового основания при использовании минимального расхода материала, при котором обеспечивается наперед заданная предельная расчетная величина осадки.

Общая длина грунтоцементных элементов является функцией, подлежащей минимизации $\Sigma L_{гц}(L(i), H(i)) \rightarrow min$ при обеспечении требуемой величины осадки фундамента, зависящей от инженерно-геологического строения площадки, характеристик здания и способа армирования основания. Параметрами функции, подлежащей оптимизации, являются длина и шаг i-го конструктивного решения армирования.

Основные поисковые алгоритмы теории оптимального проектирования [3, 4] и др. построены на идее, заключающейся в том, что путем последовательных изменений оптимизируемых параметров можно прийти к наиболее практичному техническому решению, удовлетворяющему всем требованиям проекта. Ключевой вопрос состоит лишь в максимальном сокращении количества поисковых итераций для получения решения с требуемой точностью. Допустимые решения могут быть найдены методом перебора, но может быть проведена и более рациональная процедура оптимизации, например с использованием подхода, представленного в настоящей статье.

Первым шагом оптимизации является нулевая итерация на основании базового решения, принимаемого с постоянной по глубине и шагу в плане схемой армирования. Предварительное армирование определяется из заранее заданных геометрических размеров сечения армоэлементов и характеристик грунтоцемента в соответствии с [5]. Оно должно удовлетворять всем необходимым ограничениям: усилия и деформации в грунтоцементных элементах, выбранная схема унификации. Следует учитывать, что для решения задачи нужно принимать во внимание имеющиеся объекты-аналоги, инженерный опыт и интуицию, особенно при выборе вариантов унификации зон, где принимаются одинаковая длина и шаг элементов армирования. Это необходимо для перераспределения усилий и сглаживания их значений в конструкциях проектируемого сооружения, что, в свою очередь, положительно влияет на подбор армирования и позволяет предельно упростить задачу, что увеличивает возможность использования результатов на практике.

Дальнейший поиск решения производят методом покоординатного спуска. Наиболее простым способом определения направления спуска является выбор в качестве искомой функции одного из координатных векторов. В нашем расчетном случае искомой функцией является минимизация осадки от величины общей длины армирующих элементов, а координатными векторами – дискретная корректировка длины и шага элементов. Принятая двунаправленная схема варьирования длины позволяет одновременно корректировать как центральные, так и переметральные элементы одновременно, очередность такой корректировки может быть произвольной, но для уменьшения времени процессов оптимизации производится расчет с учетом обеспечения экономии грунтоцемента.

Управление итерационным процессом и общая последовательность расчета может быть осуществлена в ручном режиме. Сначала увеличивается длина центральных элементов, затем производится перерасчет длин крайних элементов так, чтобы общее количество

грунтоцемента было ниже базового (начального) значения, и расчетная осадка не превышала предельного значения. При превышении предельного значения расчетной величины осадки увеличивается длина центральных элементов с переходом на следующий шаг и повторяются итерации. Итерационный процесс прекращается, когда значение вертикальных перемещений фундамента при корректировке длины центральных элементов при максимальной допустимой длине периметральных в данной группе итераций превысит предельное значение. В результате многомерный поиск заменяется последовательностью одномерных поисков с минимизацией функции одной переменной.

Предложенная процедура проиллюстрирована на рис. 1. Базовое решение определяет положение $U_{пр}$, величину вертикальных деформаций, которую недопустимо превышать. На рис. 1*а* показано выполнение первого шага оптимизации по длине армоэлементов. Точки одного цвета соответствуют одинаковой длине центральных элементов и итерационной корректировке периметральных. Как только величина осадки превысит значение $U_{пр}$, необходимо снова увеличить длину центральных элементов и повторить расчет заново. Таким образом, мы находим множество решений, подходящих для второго шага оптимизации – по шагу периметральных элементов. Далее переходим ко второму шагу оптимизации: убираем из выделенной зоны один грунтоцементный элемент, подбираем новый шаг и производим перерасчет решений. В результате возникают две возможные ситуации, проиллюстрированные на рис. 1*б*. Может быть два варианта расположения зеленых точек, соответствующих величине осадки после оптимизации по шагу элементов. Если допустимый диапазон осадок превышен, это означает, что решение не удовлетворяет условиям задачи, но если точка лежит в требуемом диапазоне, то мы можем провести второй шаг оптимизации повторно или остановиться, продолжить анализировать данное множество решений и выбрать удовлетворяющий условиям задачи вариант.

Реализация решения задачи оптимизации идет в полуавтоматическом режиме. Априори в настоящее время не существует программных средств, позволяющих найти решение задачи, при котором варьируются длины всех элементов при их общем количестве более 25 штук. При этом практически всегда возможно найти локальный минимум целевой функции, введя

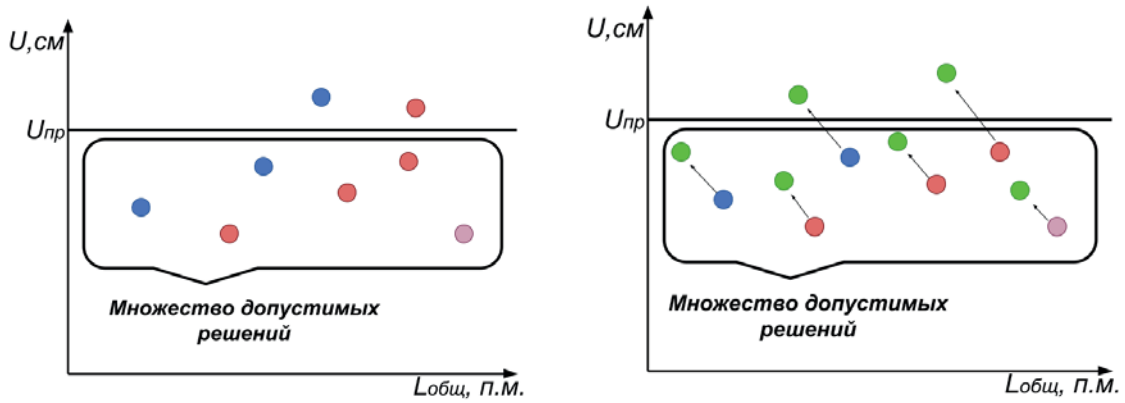


Рис. 1. Порядок проведения оптимизации:
а – оптимизация по длине армоэлемента; *б* – оптимизация по шагу армоэлементов
Fig. 1. Optimization procedure: *а* – optimization according to the length of the reinforcement element; *б* – optimization according to the pitch of reinforcement elements

дополнительные ограничения, что позволяет создать и использовать предложенный ниже подход в реальном проектировании.

Алгоритм метода может быть представлен следующими этапами.

1. Выбираем расчетную схему, предварительно задаем способ армирования основания: подбираем длину и шаг армоэлементов, производим их расстановку в плане. Вводим дополнительные ограничения: величину допустимой осадки, устанавливаем диапазон и шаг варьирования длины элементов, предельную прочность элемента усиления.

2. Задаем исходную точку поиска $U_0(L_1^0, H_2^0)$, то есть производим базовый расчет, где $U_0(L_1^0, H_2^0)$ – расчетная величина осадки при базовых параметрах длины L_1^0 и шага армоэлементов H_2^0.

3. Определяем направление поиска решения: мы можем корректировать параметры L_1 и H_2 как одновременно, так и дискретно для всего поля армоэлементов или для его частей. Например, для решения задачи может последовательно производиться корректировка сначала длины, а затем и шага армоэлементов.

4. Производим первый шаг в направлении оптимизации осадки U_1: меняем длину армоэлементов $L_1^1 = L_1^0 + \lambda_1^0 e_1$, где λ_1^0 – длина корректировки длины армоэлемента, а e_1 – направление (координатного) спуска, или, простыми словами, направление корректировки (наращивание или подрезка армоэлемента).

Последующая корректировка длины армоэлемента осуществляется с помощью итерационного поиска, завершающегося при достижении граничных условий: превышение величины допустимой осадки, невыполнение условия прочности, геометрические ограничения, наложенные на армоэлементы и др.

5. После определения положения минимума по параметру L_1 делают аналогичный шаг в направлении оптимизации по длине шага армоэлементов $H_2^1 = H_2^0 + \lambda_2^0 e_2$, где λ_2^0 – величина корректировки шага между армоэлементами, а e_2 – направление. Аналогично производят итерационный поиск и заканчивают его при достижении других граничных условий: превышение величины шага значений, установленных нормами проектирования, превышение величины допустимой осадки и др.

6. После проведения двух последовательных шагов одномерной оптимизации мы получаем решение, которое можно использовать при проектировании.

В указанном выше алгоритме к критериям остановки итерационного процесса были введены дополнительные ограничения на возможность варьирования длинами элементов, вводя в решение наличие групп элементов определенной длины, а также диапазон варьирования длиной элемента. На практике подобные ограничения могут вводиться для обеспечения гарантированного прорезания толщи слабых грунтов.

От общего описания алгоритма решения задачи оптимизации перейдем к порядку действий при проведении расчетов в полуавтоматическом режиме. Существующее программное обеспечение позволяет находить частные решения таких задач, вводя дополнительные ограничения даже без разработки специализированного программного обеспечения, например с использованием Plaxis 3D.

Выполнение расчетов

Расчетная схема задачи для иллюстрации предлагаемого подхода (рис. 2) включает в себя квадратную железобетонную плиту, установленную на армированном основании в толще песчаных грунтов (γ = 23 кН/м^2; E = 20 МПа; c = 0 кН/м^2; φ = 20°), с промежуточным слоем из щебня. Поле элементов усиления разбито на две зоны: центральные армоэлементы и периметральные (рис. 3) – с целью выравнивания эпюры изгибающих моментов в плите и уменьшения их краевых значений. Принятая схема позволяет производить корректировку длины элементов с шагом 0,25 м (рис. 4), данное значение было принято исходя из практических соображений, его величина варьируется только от требуемой точности расчета.

Моделирование проводилось с разработкой конечно-элементной дискретизации с возможностью варьирования диапазоном длины армоэлемента в одной разбивки сетки конечных элементов. Преимуществом такого подхода является возможность избежать трудоемкой процедуры перебивки КЭ сетки, что существенно облегчает поставленную задачу.

На первом этапе был выполнен базовый расчет, т. е. нулевая итерация, осуществляемая до проведения процесса оптимизации, и уточнена схема армирования основания с постоянными по длине элементами и шагом. Согласно результатам расчета, величина вертикальных перемещений плиты на армированном основании составила U_{Z0}, что и будет являться значением $U_{\text{пр}}$ для последующей процедуры оптимизации.

Графическое отображение результатов расчета (рис. 5) иллюстрирует результат процедуры одномерной оптимизации. Получившееся множество решений упорядочено в соответствии с количеством требуемого количества грунтоцемента. Зеленым цветом выделены решения, подходящие для второго шага оптимизации, а красным – решения, не выполняющие условия обеспечения предельной осадки.

Численно продифференцировав полученное решение, можно найти наиболее экономически выгодный вариант (в количестве использованного грунтоцемента), т. е. условный экстремум, где производная стремится к нулю. Как побочный результат можно выделить решение, при котором обеспечивается минимально возможная величина осадки плиты при обеспечении уменьшения расхода грунтоцемента по сравнению с базовым вариантом.

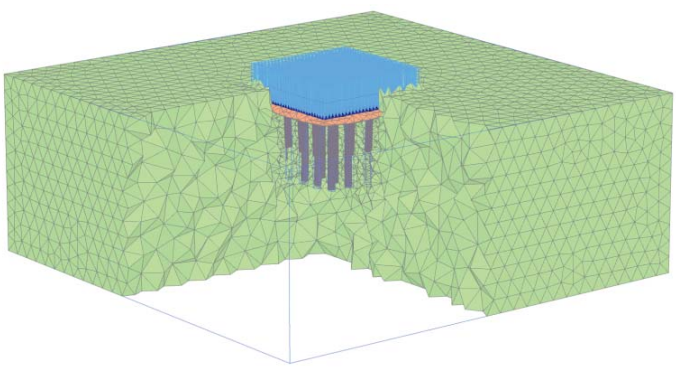


Рис. 2. Принципиальная расчетная схема. Дискретизация сетки конечных элементов
Fig. 2. Schematic design diagram. Discretization of the finite element mesh

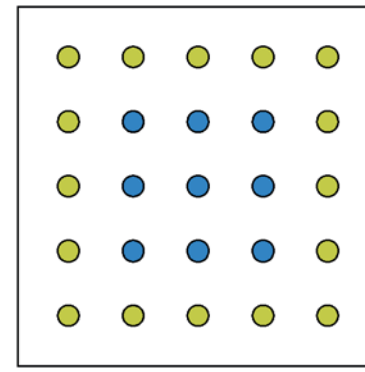


Рис. 3. Схема корректировки длин армоэлементов
Fig. 3. Length adjustment scheme of reinforcing elements

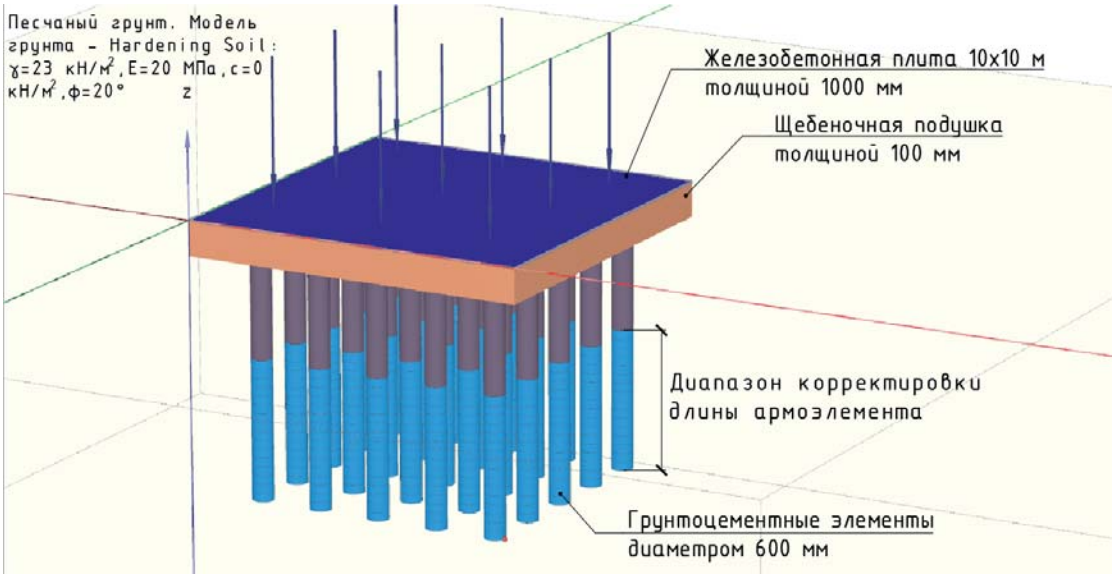


Рис. 4. Детализированная расчетная схема
Fig. 4. Detailed design diagram

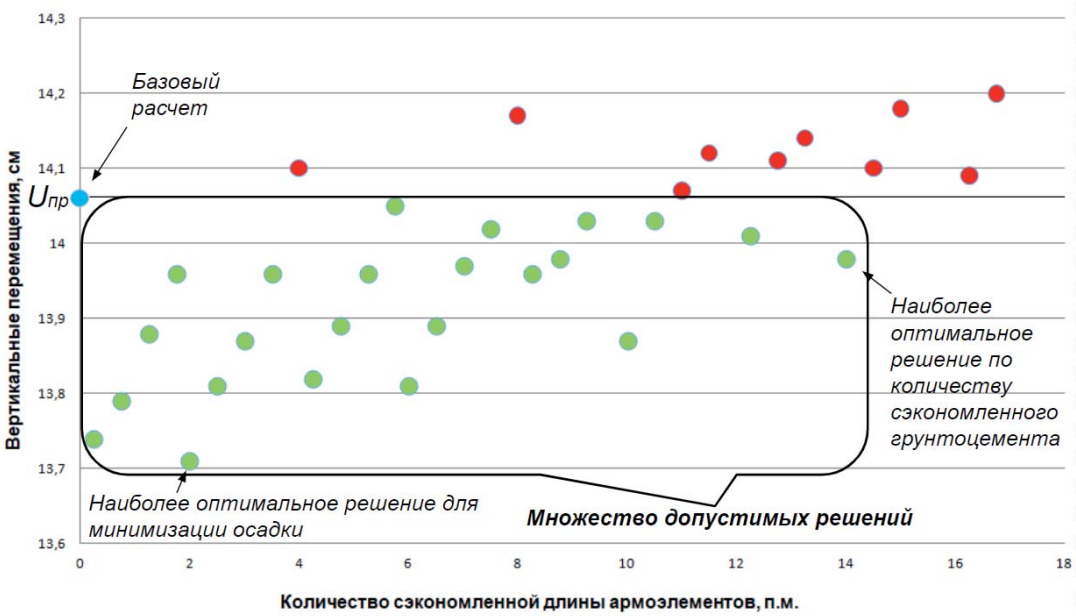


Рис. 5. Вертикальные перемещения плиты в соответствии с количеством сэкономленного грунтоцемента
Fig. 5. Vertical displacements of the plate depending on soil-cement savings

После проведения первого этапа оптимизации по корректировке длины грунтоцементных элементов производим второй этап оптимизации – по шагу элементов, расположенных по периметру плиты.

Была проведена предварительная процедура оптимизации по шагу элементов для базового расчета в соответствии со схемами на рис. 6. Отметим, что количество вариантов для этого

случая априори будет меньшим, поскольку он требует снижения количества элементов, а такое снижение конечно. Было рассмотрено три варианта расположения крайних элементов:

1) 16 элементов, шаг установки – 1,8 м (базовый расчет);
2) 15 элементов, шаг установки – 1,92 м;
3) 14 элементов, шаг установки – 2,05 м.

Результатом дополнительного расчета являются незначительные увеличения осадки плиты – порядка 1 мм для каждого расчета, следовательно, уменьшение количества грунтоцементных элементов по периметру плиты является допустимым решением оптимизации армированного основания, но лучше использовать данное решение совместно с корректировкой длины грунтоцементных элементов.

Возвращаясь к решениям, полученным в результате процедуры оптимизации по количеству используемого грунтоцемента при корректировке длины элементов, задаем шаг для армоэлементов, расположенных по периметру плиты, в соответствии со схемами на рис. 7 и проводим процедуру оптимизации согласно п. 5 используемого алгоритма.

Необходимо дополнительно анализировать значение расчетных вертикальных деформаций, так как алгоритм стремится найти параметры длины и шага армоэлементов, при которых значение осадки будет наиболее близко к базовому значению, и пропустить более практичное решение.

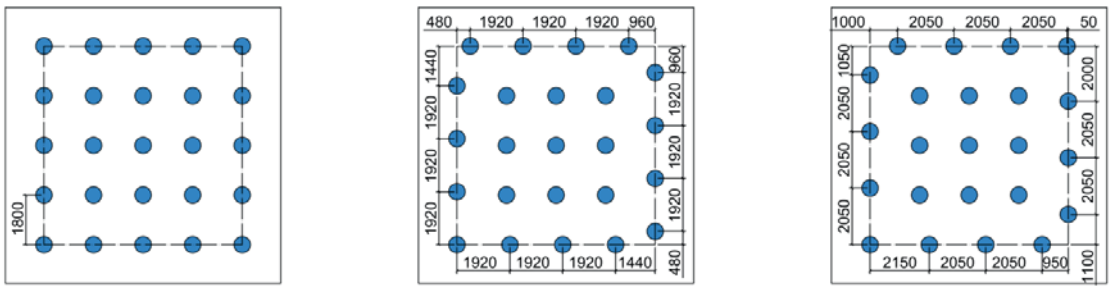
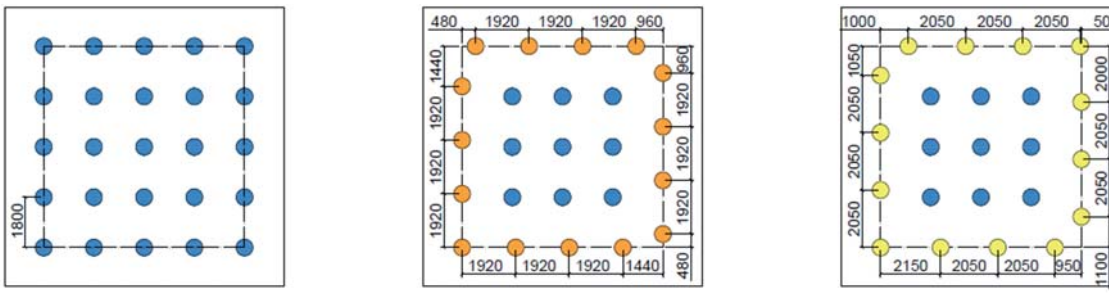


Рис. 6. Схемы поля армоэлементов для оптимизации по шагу элементов для базового расчета
Fig. 6. Schemes of the reinforcement element field for the element pitch optimization in the basic calculation



а **б** **в**

Рис. 7. Схема расположения армоэлементов:
а – базовый расчет (до оптимизации); *б* – поле с количеством элементов по контуру, равным 15 шт.; *в* – поле с количеством элементов по контуру плиты, равным 14 шт.
Fig. 7. Reinforcement element layout: *а* – basic calculation (before optimization); *б* – field with 15 elements along the contour; *в* – field with 14 elements along the plate contour

В рассматриваемом расчетном случае условно оптимальным является вариант с длиной центральных и крайних армоэлементов, равной 7 и 3,75 м соответственно, и имеющий 15 элементов, расположенных по периметру плиты. Такая компоновка зоны армирования позволяет уменьшить погонную длину применяемых грунтоцементных элементов на 4,6 % от первоначального количества.

Наиболее выгодным вариантом (приближенным к экстремуму) является вариант с длиной центральных и крайних армоэлементов, равной 7 и 3 м соответственно, и имеющий 14 элементов, расположенных по периметру плиты. Этот вариант оптимизации позволяет уменьшить погонную длину применяемых грунтоцементных элементов на 16 % от первоначального количества.

Аналогичная процедура оптимизации проводилась для фундаментной плиты, опирающейся на глинистые грунты ($\gamma = 18$ кН/м^2; $E = 10$ МПа; $c = 20$ кН/м^2; $\varphi = 12°$). В результате удалось показать возможность сокращения необходимого количества грунтоцемента на 8,4 %.

Выводы

1. На современном этапе развития программных средств практическое решение геотехнических задач оптимизации в большинстве случаев может быть найдено лишь при введении упрощающих предпосылок при использовании математического аппарата теории оптимизации. При выборе оптимальной схемы армирования основания отдельными jet-элементами это возможно при введении унификации шага и длины элементов по зонам.

2. Оптимизация может осуществляться с использованием традиционных программных средств. В статье показана возможность применения поискового вычислительного алгоритма оптимального проектирования, где предметом оптимизации является осадка и относительная разность осадок, а основные дополнительные ограничения накладываются на диапазон варьирования длин и шага элементов усиления.

3. Проведенное численное моделирование с применением упрощенных алгоритмов показало принципиальную возможность минимизировать объемы работ с сохранением и/или понижением величины осадки. В рассмотренном частном примере уменьшение суммарной длины грунтоцементных элементов составило 16 % в песчаных грунтах и 8,4 % – в глинистых, что существенно для практических решений.

Список литературы

1. *Почтман Ю.М., Колесниченко А.Л.* Методы математической оптимизации в механике грунтов. Киев, Донецк: Вища школа; 1977.
2. *Дорфман А.Г., Колесниченко А.Л., Почтман Ю.М., Шевченко М.И.* Методы математической оптимизации в механике грунтов. Основания, фундаменты и механика грунтов. 1979;(2):30.
3. *Бобырь Г.А.* Оптимизация параметров упрочненных массивов в основаниях, сложенных структурно-неустойчивыми грунтами: дис. ... канд. техн. наук. Москва; 2002.
4. *Готман Ю.А.* Определение оптимальных размеров грунтоцементного массива, снижающего перемещения ограждений глубоких котлованов: дис. ... канд. техн. наук. Москва; 2011.
5. СП 291.1325800.2017 Конструкции грунтоцементные армированные. Правила проектирования. Москва: Стандартинформ; 2017.
6. СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83* (с Изменениями № 1, 2, 3). Москва: Минстрой России; 2016.

7. *Хог Э., Арора Я.* Прикладное оптимальное проектирование. Механические системы и конструкции. Москва: Мир; 1983.
8. *Singiresu S. Rao.* Engineering Optimization.Theory and Practice. New Jersey: John Wiley & Sons; 2009. https://doi.org/10.1002/9780470549124
9. *Тер-Мартиросян З.Г., Струнин П.В.* Усиление слабых грунтов в основании фундаментных плит с использованием технологии струйной цементации грунта. Вестник МГСУ. 2010;(4-2):310–315.
10. *Маковецкий О.А.* Расчет и конструирование искусственного основания «структурный геотехнический массив» [диссертация]. Москва; 2021.
11. *Малинин А.Г.* Струйная цементация грунтов. Москва: Стройиздат; 2010.

References

1. *Pochtman Yu.M., Kolesnichenko A.L.* Methods of mathematical optimization in soil mechanics. Kiev, Donetsk: Vishcha shkola Publ.; 1977 (in Russian).
2. *Dorfman A.G., Kolesnichenko A.L., Pochtman Yu.M., Shevchenko M.I.* Methods of mathematical optimization in soil mechanics. Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov = Soil Mechanics and Foundation Engeneering. 1979;(2):30 (in Russian).
3. *Bobyr G.A.* Optimization of parameters of reinforced massifs in bases composed of structurally unstable soils [dissertation]. Moscow; 2002 (in Russian).
4. *Gotman Yu.A.* Determination of the optimal dimensions of a soil-cement array that reduces the movement of fences of deep pits [dissertation]. Moscow; 2011 (in Russian).
5. SP 291.1325800.2017 Reinforced cement structures. Design rules. Moscow: Standartinform Publ.; 2017 (in Russian).
6. SP 22.13330.2016 Foundations of buildings and structures. Updated version of SNiP 2.02.01-83* (with Changes No. 1, 2, 3). Moscow: Ministry of Construction of Russia; 2016 (in Russian).
7. *Houg E., Arora J.* Applied optimal design. Mechanical and structural systems. New York: Wiley; 1979.
8. *Singiresu S. Rao.* Engineering Optimization.Theory and Practice. New Jersey: John Wiley & Sons; 2009. https://doi.org/10.1002/9780470549124
9. *Ter-Martirosyan Z.G., Strunin P.V.* Strengthening of weak soils at the base of foundation slabs using the technology of jet cementation of soil. Vestnik MGSU. 2010;(4-2):310–315 (in Russian).
10. *Makovetsky O.A.* Calculation and construction of an artificial foundation "structural geotechnical array" [dissertation]. Moscow; 2021 (in Russian).
11. *Malinin A.G.* Jet cementation of soils. Moscow: Stroyizdat Publ.; 2010 (in Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Дмитрий Евгеньевич Разводовский, канд. техн. наук, заместитель директора по научной работе НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: 79165206707@yandex.ru
Dmitry E. Razvodovsky, Cand. Sci. (Engineering), Deputy Scientific Director of NIIOSP named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: 79165206707@yandex.ru

Анастасия Андреевна Кузина✉**,** инженер НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: anastasia.kuzina88@gmail.com
Anastasia A. Kuzina✉**,** Engineer of NIIOSP named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: anastasia.kuzina88@gmail.com

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 624.139
https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-103-113 EDN VNNDZX

ПРИМЕНЕНИЕ ГИДРАТАЦИОННОГО ТЕПЛОВЫДЕЛЕНИЯ БЕТОНА БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ ПРИ ИСПОЛЬЗОВАНИИ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ ПО ПРИНЦИПУ II

В.Д. КАУРКИН✉, канд. геол.-минерал. наук
А.И. ХАРИЧКИН, канд. техн. наук
А.В. ИОСПА

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

Аннотация

Введение. Устройство фундаментов из буронабивных свай – распространенная строительная технология. Она достаточно давно и успешно применяется также и в районах развития многолетнемерзлых грунтов. Однако тепловыделение при гидратации рассматривается как побочный эффект твердения цементной смеси и не применяется в практических целях, в частности при подготовке основания для использования мерзлых грунтов по Принципу II.

Цель работы – экспериментальное исследование процесса гидратации цемента при твердении и оценка изменения его температуры, а в дальнейшем, с учетом полученных данных, выполнение теплотехнических и деформационных расчетов для практического применения при проектировании.

Материалы и методы. Для решения поставленной цели был проведен анализ нормативной и научно-технической литературы. Выполнены экспериментальные лабораторные исследования для нескольких образцов цементной смеси. Обработаны и проанализированы полученные результаты, а также определены направления для дальнейших исследований и разработки рекомендаций при проектировании.

Результаты. По итогам экспериментального исследования было установлено, что максимальное повышение температуры цементной смеси фиксируется примерно через сутки после укладки и в зависимости от ее состава и начальной температуры может составлять 8,2–29,9 °С. Теплотехнические и геотехнические расчеты для конкретного проектируемого объекта с применением полученных экспериментальных данных показали возможность использования принятого подхода при устройстве фундаментов. Это позволило заложить требования по минимальной температуре приготавливаемой цементной смеси и ориентировочным срокам формирования оттаивающего массива в основании здания в проектную документацию.

Выводы. Проведенные исследования и численное моделирование показали, что при определенном подборе характеристик цементной смеси для буронабивных свай фундамента выделяемой тепловой энергии в процессе гидратации может быть достаточно для оттаивания высокотемпературных многолетнемерзлых грунтов и подготовки основания для использования по Принципу II. Такой подход позволит оптимизировать сроки и финансовые затраты в процессе строительства.

Ключевые слова: буронабивные сваи, гидратация цемента, мерзлые грунты, принципы использования грунтов, теплотехническое моделирование

Для цитирования: Кауркин В.Д., Харичкин А.И., Иоспа А.В. Применение гидратационного тепловыделения бетона буронабивных свай при использовании грунтов основания по Принципу II. *Вестник НИЦ «Строительство».* 2022;34(3):103–113. https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-103-113

Вклад авторов
Кауркин В.Д. – постановка цели и задач исследования, проведение исследования, выполнение численного моделирования, анализ и обработка полученных данных.
Харичкин А.И. – постановка цели и задач исследования, общее руководство, редактура.
Иоспа А.В. – участие в экспериментальном исследовании, анализе и обработке полученных данных.

Финансирование
Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов
Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 26.07.2022
Поступила после рецензирования 30.08.2022
Принята к публикации 12.09.2022

APPLICATION OF THE HYDRATION HEAT OF CONCRETE BORED PILES WHEN USING FOUNDATION SOILS ACCORDING TO PRINCIPLE II (ACTIVE METHOD)

V.D. KAURKIN✉, Cand. Sci. (Geology and Mineralogy)
A.I. KHARICHKIN, Cand. Sci. (Engineering)
A.V. IOSPA

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

Abstract

Introduction. The use of bored piles in foundation works is a common construction technology, which has been successfully employed for construction in permafrost zones. However, up to the present time, the heat of hydration released during the hardening of cement mixes has been considered as an adverse event thus not being practically applied, particularly when preparing foundation soils according to Principle II, or the Active method.

Aim: to study the process of cement hydration when hardening and to assess variations in its temperature in order to use the data obtained for thermal and deformation calculations in construction design.

Materials and methods. An analysis of regulatory framework, as well as scientific and technical literature, was carried out. Experimental laboratory studies of different cement mixes were performed. The obtained results were analyzed, the directions for further studies were outlined along with design recommendations.

Results. The experimental study showed the maximum increase in the temperature of cement mixes one day after laying to range between 8.2 and 29.9 °C depending on the composition and initial temperatures of the mixes. Thermal and geotechnical calculations for a particular designed project based on the obtained data proved the efficiency of the considered approach for foundation works. Hence, this allowed the requirements for a minimum temperature of a cement mix and an estimated period of soil thawing under the building foundation to be included in the design documentation.

Conclusions. The conducted experiments and numerical calculations showed that, under a certain set of characteristics of cement mixes for bored pile foundations, the released heat of hydration can be sufficient for thawing permafrost soils and preparing the foundation soils for use in terms of Principle II. This approach ensures time and cost optimization during the construction period.

Keywords: bored piles, concrete hydration, permafrost, active and passive methods, thermal modeling

For citation: Kaurkin V.D., Kharichkin A.I., Iospa A.V. Application of the hydration heat of concrete bored piles when using foundation soils according to Principle II (Active method). *Bulletin of Science and Research Center of Construction.* 2022;34(3):103–113. (In Russ.) https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-103-113

Author contribution statements
Kaurkin V.D. – determining the aim and tasks of the study, conducting the study, numerical modeling, processing and analysis of the data obtained.
Kharichkin A.I. – determining the aim and tasks of the study, general supervision, article editing.
Iospa A.V. – taking part in experimental study, processing and analysis of the data obtained.

Funding
No funding support was obtained for the research.

Conflict of interest
The authors declare no conflict of interest.

Received 26.07.2022
Revised 30.08.2022
Accepted 12.09.2022

Введение

Гидратация – это физико-химический процесс, протекающий при взаимодействии компонентов цементной смеси с водой, в результате которого происходит схватывание цемента и последующее его твердение. Процесс гидратации характеризуется интенсивным выделением тепловой энергии, изменяющейся в зависимости от вида, марки и начальной температуры цемента в пределах от 188 до 419 кДж/кг [2, 3]. Большая часть тепловой энергии при гидратации выделяется в период с 1-х по 9-е сутки (85–90 %), оставшаяся часть (10–15 %) – вплоть до 28-го дня. Такое тепловыделение приводит к повышению температуры раствора на 20–50 °С [4, 5].

При строительстве зданий и сооружений в районах распространения многолетнемерзлых грунтов с применением буронабивных свай такое продолжительное по времени тепловое воздействие ведет к формированию вокруг фундаментов ореолов оттаивания, а в некоторых случаях, при прерывистом в плане и по глубине распространении мерзлоты, формированию единого талого грунтового массива.

Если в случае использования грунтов по Принципу I тепловыделение в процессе гидратации оказывает больше отрицательное влияние, увеличивая время смерзания свай со вмещающими грунтами, то при использовании грунтов по Принципу II, наоборот, может существенно сократить сроки подготовки основания для передачи проектных нагрузок.

Несмотря на то что сам процесс гидратации и сопутствующего тепловыделения достаточно подробно описан в научной и технической литературе [2–5], ощущается недостаток структурированных и взаимосвязанных характеристик и параметров в линейке состав

бетонного раствора – выделяемая теплота и повышение температуры в процессе гидратации – влияние на прочностные и деформационные характеристики мерзлых (оттаивающих) грунтов. Без понимания параметров в данной последовательности проблематично выполнять корректные прогнозные теплотехнические и деформационные расчеты при проектировании и оценивать надежность системы фундамент – грунт основания.

Для целей практического применения при проектировании было проведено экспериментальное исследование процесса гидратации цемента при твердении и оценено изменение его температуры, а в дальнейшем, с учетом полученных данных, выполнены теплотехнические и деформационные расчеты.

Экспериментальная часть исследования

В процессе экспериментального исследования в лабораторных условиях были подготовлены три образца цементной смеси на основе портландцемента марки М500 с различным соотношением цемент/песок (щебень в образцах не использовался ввиду их малых размеров):

– образец № 1: соотношение цемент/песок 1/7,7;
– образец № 2: соотношение цемент/песок 1/3,2;
– образец № 3: соотношение цемент/песок 1/2,3.

Подготовленный раствор заливался в деревянные формы размерами 15 × 15 × 15 см (рис. 1). Для создания эффекта «термоса» и приближения условий твердения к реальным эти формы помещались в специальные теплоизоляционные ящики из пенополистирола. Измерения температуры цементной смеси выполнялись при помощи термометрической косы и логгера, записывающего полученные данные с периодичностью один раз в час (рис. 2).

Результаты измерения температуры в процессе экспериментального исследования приведены на рис. 3.

Рис. 1. Вид деревянной формы для заливки цементной смеси
Fig. 1. View of a wooden mold for pouring the cement mix

Рис. 2. Вид образцов цементной смеси, упакованных в теплоизоляционные ящики и подключенных к термокосе для измерения температуры
Fig. 2. View of cement mix samples packed in thermal insulation boxes and connected to the thermistor chain to measure the temperature

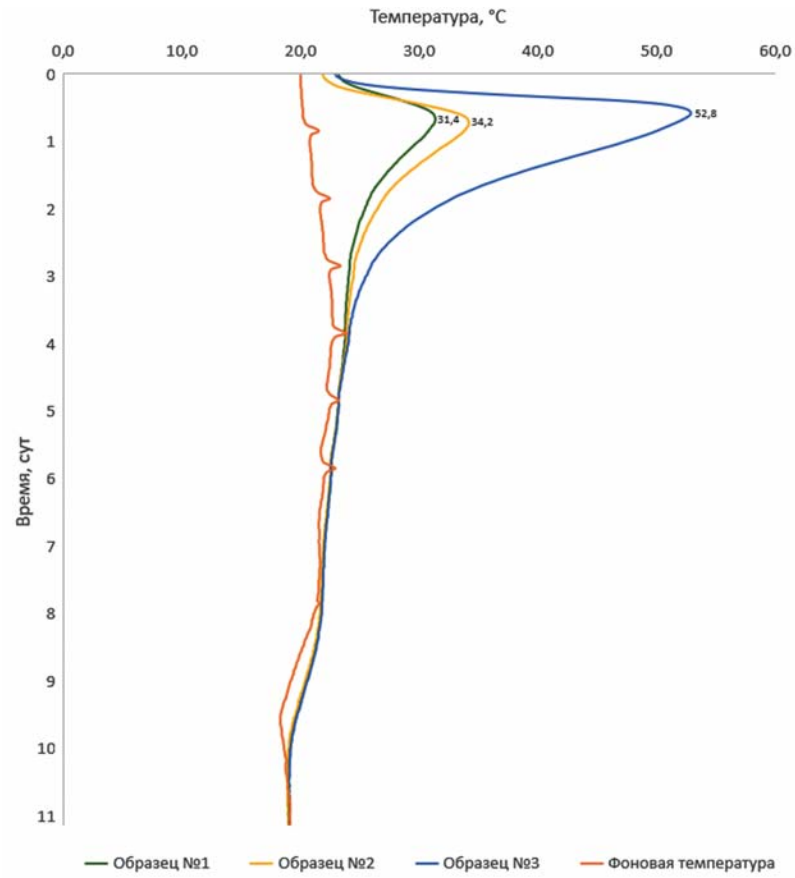


Рис. 3. График изменения температуры цементной смеси (бетона) во времени
Fig. 3. Temperature curve of the cement mix (concrete)

При рассмотрении результатов измерения температуры цементной смеси (бетона) во времени видно, что максимальное повышение температуры фиксируется примерно через сутки после начала эксперимента. При начальной температуре смеси 22,0–23,2 °С повышение температуры составляет:

– для образца № 1 – плюс 8,2 °С;
– для образца № 2 – плюс 12,3 °С;
– для образца № 3 – плюс 29,9 °С.

В дальнейшем наблюдалось плавное понижение температуры образцов (остывание) до фоновых значений, продолжавшееся вплоть до 11-го дня эксперимента.

По истечении 28 дней образцы бетона были извлечены из деревянных форм (рис. 4) и испытаны на прочность.

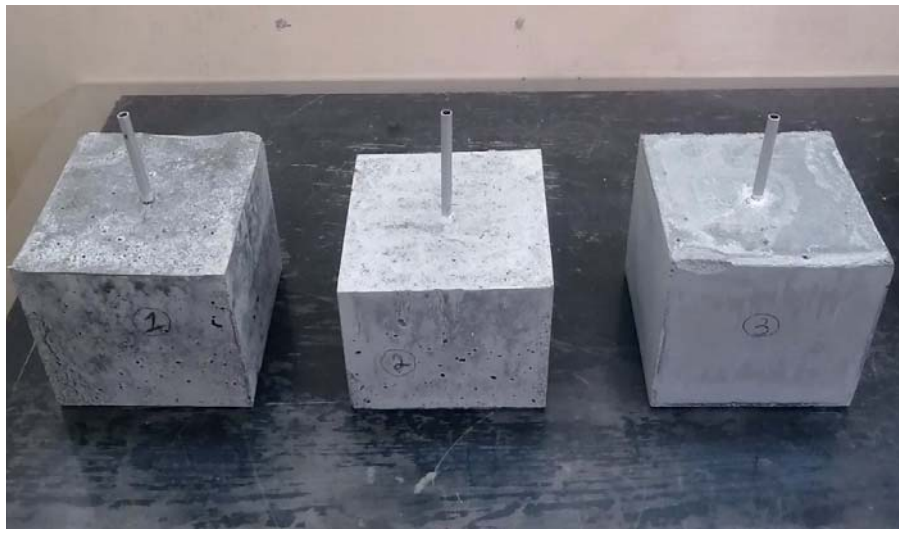


Рис. 4. Образцы бетона, полученного в процессе эксперимента
Fig. 4. Experimental concrete samples

По результатам испытаний получены следующие характеристики:

– образец № 1 – прочность 34,7 МПа, марка М350;
– образец № 2 – прочность 41,6 МПа, марка М400;
– образец № 3 – прочность 47,2 МПа, марка М450.

Результаты экспериментального исследования применены при проектировании фундаментов пассажирского терминала аэровокзального комплекса в г. Магадане.

Применение результатов исследования при проектировании

Проектируемый пассажирский терминал аэровокзального комплекса располагается в п. Сокол в 50 км от г. Магадана. Для района характерна отрицательная среднегодовая температура воздуха минус 4,5 °С и островное распространение многолетнемерзлых грунтов.

Непосредственно в контуре застройки, на всю глубину выполненных изысканий, присутствуют как талые, так и высокотемпературные (минус 0,3 – минус 0,1 °С) мерзлые грунты, представленные в основном дресвяными суглинками с прослоями песка.

В качестве фундамента пассажирского терминала в процессе предпроектной проработки было предложено использование монолитной железобетонной «перевернутой» ребристой плиты со свайным основанием. Плита толщиной 600 мм с утолщением до 1200 мм в местах устройства свайных кустов. Сваи фундамента буронабивные, диаметром 400 мм, глубиной заложения 14 м от дна котлована. Размеры плиты и свайного поля в плане составляют 102 × 61,5 м (рис. 5).

Так как под одной частью проектируемого здания на всю рассматриваемую глубину распространены талые грунты, а мерзлые грунты, присутствующие в другой части здания, слабольдистые и имеют высокие отрицательные температуры, близкие к температуре начала замерзания, по результатам рассмотрения различных вариантов, было принято решение использовать грунтовое основание по Принципу II.

Оттаивание мерзлых грунтов предполагалось в процессе устройства буронабивных свай и заливки фундаментной плиты за счет тепловыделения в процессе гидратации цемента при твердении. Для подтверждения возможности применения такого решения были выполнены теплотехнические расчеты с использованием данных, приведенных в [2, 3], и данных, полученных в ходе экспериментального исследования.

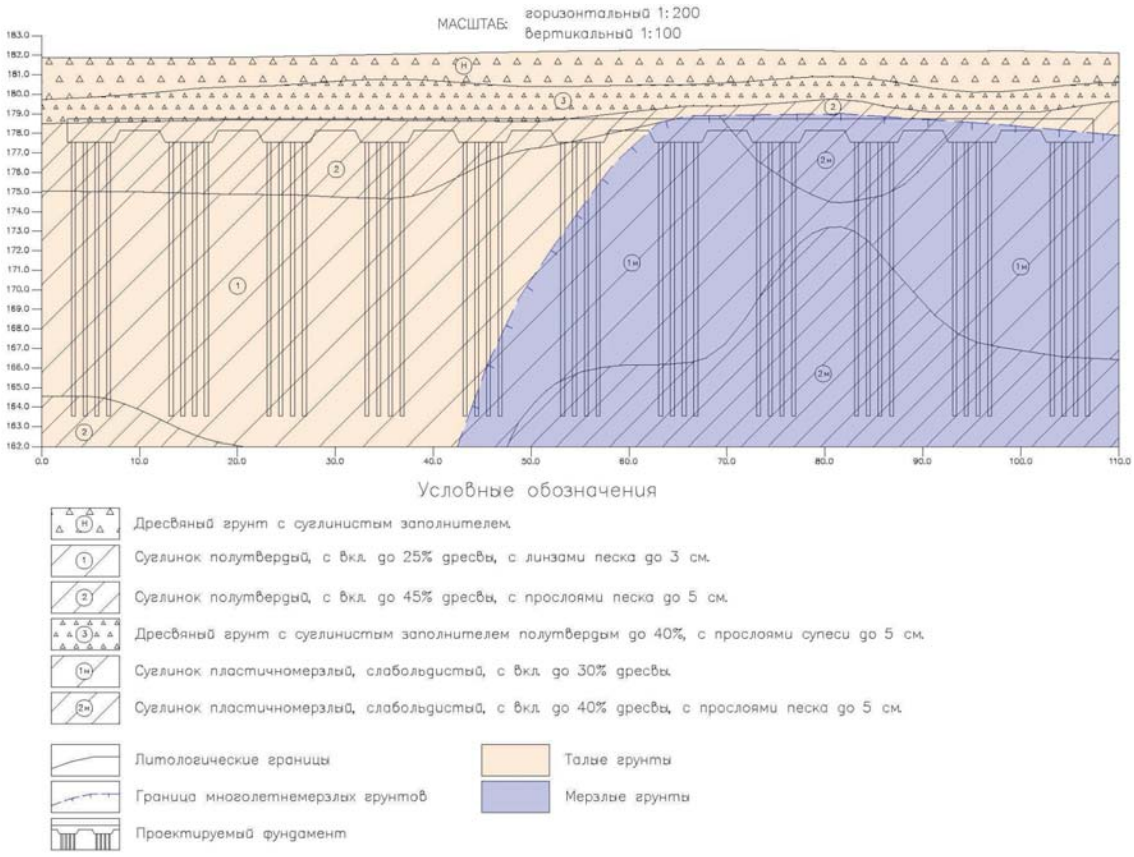


Рис. 5. Расположение фундамента проектируемого пассажирского терминала аэровокзального комплекса
Fig. 5. Layout of the foundation of a designed passenger terminal in an airport complex

Теплотехнические расчеты выполнялись в программе «WEBGEO», позволяющей прогнозировать изменения температурного режима грунтов основания зданий и сооружений в трехмерном пространстве с учетом влияния как природных, так и техногенных факторов. Размеры расчетной области выбирались с таким условием, чтобы в нее помещалось все проектируемое здание (свайное поле) с участками прилегающей территории. Подобный выбор обеспечивает корректную теплофизическую постановку задачи (рис. 6). В дальнейшем область исследования разбивалась на прямоугольные элементы (блоки) размером не более 0,2 м для более детального учета мерзлотно-грунтовых условий. Для каждого выделенного внутреннего блока модели задавались свои физико-механические и теплофизические характеристики, соответствующие свойствам грунтов, определенным в результате инженерно-геологических изысканий.

Климатические параметры задавались по данным ближайшей метеостанции.

Начальная температура бетонной смеси принималась в расчетах, равной 20 °С. Для обеспечения равномерного твердения бетонной смеси и предотвращения ее преждевременного охлаждения на участках поверхности, где закачивалось устройство свай, в расчетах на протяжении 28 дней принималось, что температура не опускается ниже 0 °С.

Теплотехнические расчеты выполнялись в 2 этапа:

Этап 1. Предварительное моделирование по подбору граничных условий и условий теплообмена атмосферы с грунтовой поверхностью для сопоставления и верификации расчетной модели с данными инженерных изысканий (начальное распределение температуры по глубине грунтового разреза, положение границы распространения мерзлоты).

Этап 2. Откопка котлована и последовательное устройство буронабивных свай с последующим возведением фундаментной плиты. Детальный теплотехнический расчет при устройстве

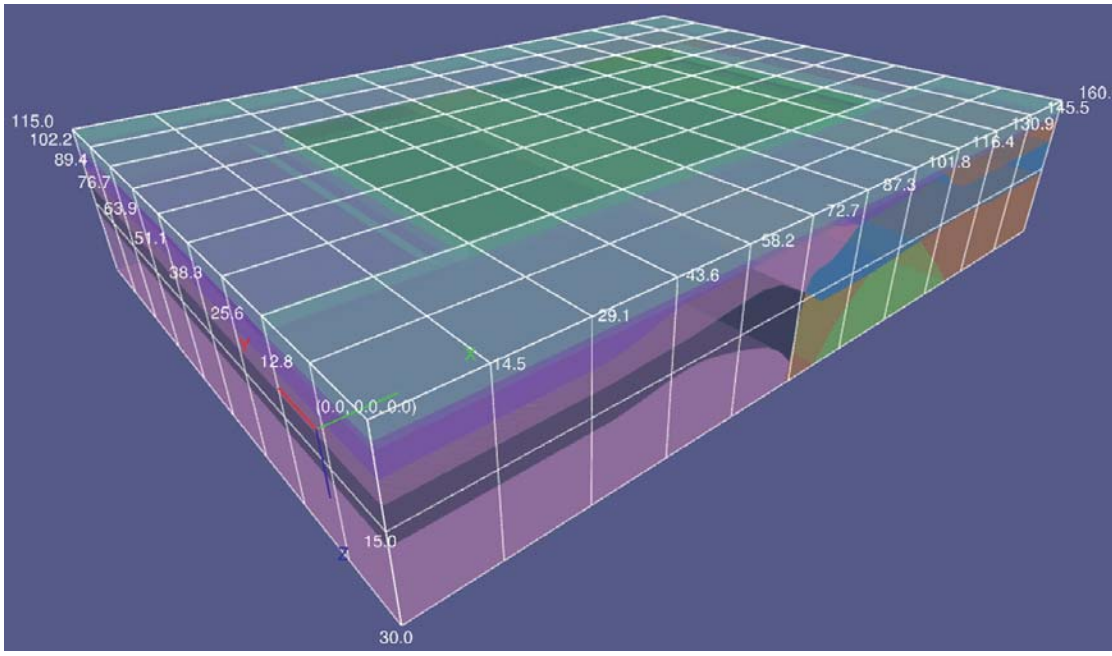


Рис. 6. Вид расчетной области в программе «WEBGEO»
Fig. 6. View of a computational region in WEBGEO software

буронабивных свай выполнялся для участка развития мерзлых грунтов. Принималось, что один куст свай (16 шт.) устраивается в среднем за 4 дня. Работы параллельно выполняются с двух сторон. Бетонирование фундаментной плиты начинается «захватками» по 4 группы кустов свай (8 кустов, 128 свай) спустя примерно 14 дней после окончания устройства последнего куста свай в группе.

Результаты теплотехнических расчетов показали, что в процессе устройства буронабивных свай и плиты фундамента за счет тепловыделения при твердении бетона происходит интенсивное оттаивание мерзлых грунтов основания.

После устройства части свайного поля на участке развития мерзлых грунтов, для которого выполнялся детальный теплотехнический расчет, глубина зоны растепления достигает 2,4 м, считая от нижнего конца свай. После устройства всего свайного поля в контуре проектируемого здания образуется сплошной массив талого грунта, а глубина зоны растепления достигает 5,3 м, считая от нижнего конца свай (рис. 7).

Последующие расчеты несущей способности свай, устойчивости на действие вертикальных, горизонтальных и сейсмических воздействий подтвердили достаточную надежность

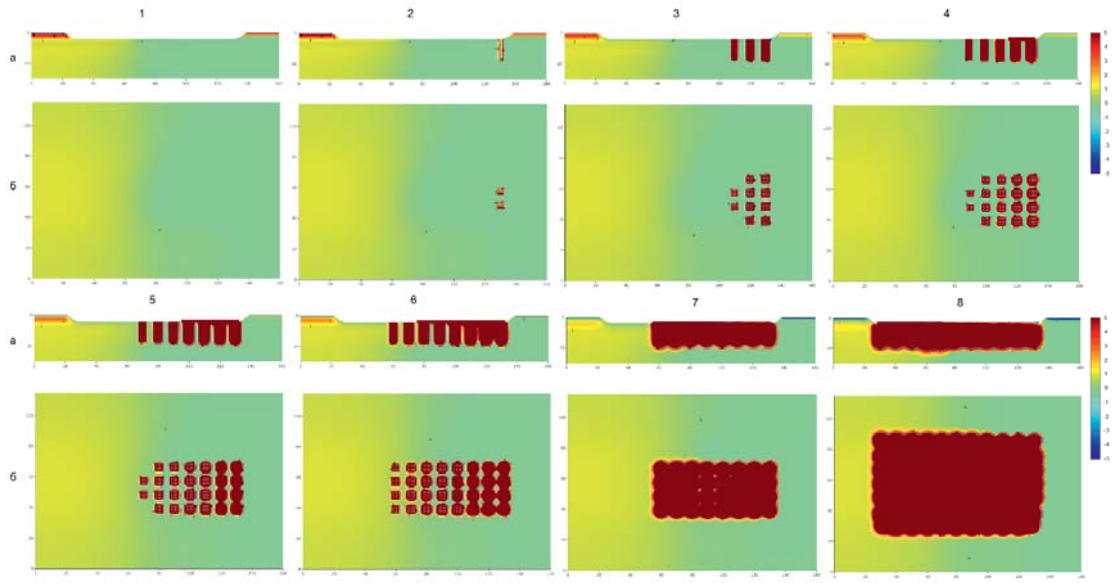


Рис. 7. Результаты теплотехнических расчетов:
а – распределение температуры по глубине грунтового разреза; *б* – распределение температуры на глубине заложения свай
1 – на момент начала моделирования (октябрь); *2* – после устройства первой группы свай; *3* – после устройства пятой группы свай; *4* – после устройства девятой группы свай; *5* – после устройства тринадцатой группы свай; *6* – после устройства всех свай на участке детального теплотехнического расчета; *7* – после устройства всех свай, фундаментной плиты и окончания условного периода гидратации на участке детального теплотехнического расчета; *8* – после устройства всего свайного поля и фундаментной плиты проектируемого здания

Fig. 7. Results of thermal calculations:
а – temperature distribution in depth of soil section; *б* – temperature distribution in depth of pile laying
1 – at the beginning of modeling (October); *2* – after laying the 1st group of piles; *3* – after laying the 5th group of piles; *4* – after laying the 9th group of piles; *5* – after laying the 13th group of piles; *6* – after laying all the piles in the sector of a detailed thermal calculation; *7* – after laying all the piles, a foundation slab, and completion of a conventional hydration period in the sector of a detailed thermal calculation; *8* – after laying the pile field and a foundation slab of the designed building

системы основание – сооружение и правильность принятого технического решения по устройству фундамента.

На основании всех выполненных расчетов в проектную документацию были заложены требования по минимальной температуре приготавливаемой бетонной смеси и ориентировочным срокам формирования оттаивающего массива в основании здания.

Для контроля за реализацией проектных решений на стадии строительства и эксплуатации объекта разработаны программа и проект геотехнического мониторинга, включающие наблюдения за:

– температурой грунтов в контуре здания в период устройства буронабивных свай и фундаментной плиты для контроля оттаивания грунтов основания и фиксации времени смыкания ореолов оттаивания от кустов свай;

– температурой грунтов вокруг здания в период строительства надземных конструкций и при последующей эксплуатации для оценки динамики изменения их термического состояния;

– вертикальными и горизонтальными перемещениями свай фундамента и фундаментной плиты в период их строительства с учетом возможных осадок оттаивающих мерзлых грунтов;

– вертикальными и горизонтальными перемещениями надземных конструкций на различных этапах их строительства (передачи проектных нагрузок) и при последующей эксплуатации.

Выводы

1. Тепловыделение при гидратации является значимым физико-химическим процессом, однако рассматривается как побочный эффект твердения бетона и не используется в практических целях, в частности при подготовке основания зданий и сооружений при использовании мерзлых грунтов по Принципу II.

2. Выделяемая тепловая энергия зависит от состава, объема, свойств и начальной температуры цементной смеси. Дальнейшие экспериментальные исследования в комплексе с теплотехническими и деформационными расчетами позволят более точно рекомендовать необходимые характеристики при устройстве свай фундамента.

3. Для совершенствования предлагаемого подхода необходимым условием является накопление фактических мониторинговых данных об изменении температуры как самой укладываемой цементной смеси при устройстве фундаментов, так и температуры вмещающих грунтов. Такие данные для продолжения исследований планируется получать при строительстве пассажирского терминала аэровокзального комплекса в г. Магадане. Обработка материала позволит верифицировать расчетные модели и повысить точность прогнозирования.

Список литературы

1. СП 25.13330.2020 Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах [Интернет]. Режим доступа: https://docs.cntd.ru/document/573659326

2. НИИЖБ Госстроя СССР. Руководство по бетонированию фундаментов и коммуникаций в вечномерзлых грунтах с учетом твердения бетона при отрицательных температурах. Москва: Стройиздат; 1982.

3. ЦНИИОМТП Госстроя СССР. Руководство по производству бетонных работ в зимних условиях, районах Дальнего Востока, Сибири и Крайнего Севера. Москва: Стройиздат; 1982.
4. *Будников П.П., Косырева З.С.* Исследование расширяющегося цемента. В: Тр. МХТИ им. Д.И. Менделеева. Вып. 15. Москва; 1949, с. 36–50.
5. *Запорожец И.Д., Окороков С.Д., Парийский А.А.* Тепловыделение бетона. Ленинград – Москва: Стройиздат; 1966.

References

1. SP 25.13330.2020 Foundations and foundations on permafrost soils [Internet]. Available from: https://docs.cntd.ru/document/573659326 (in Russian).
2. NIIZHB Gosstroy of the USSR. Guidelines for concreting foundations and communications in permafrost soils, taking into account the hardening of concrete at negative temperatures. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1982 (in Russian).
3. TSNIIOMTP Gosstroy of the USSR. Guidelines for the production of concrete works in winter conditions, areas of the Far East, Siberia and the Far North. Moscow: Stroyizdat Publ.; 1982 (in Russian).
4. *Budnikov P.P., Kosyreva Z.S.* Investigation of expanding cement. In: Proceedings of the Moscow Chemical-Technological Institute. D.I. Mendeleev. Is. 15. Moscow; 1949, p. 36–50 (in Russian).
5. *Zaporozhets I.D., Okorokov S.D., Pariyskiy A.A.* Heat release of concrete. Leningrad – Moscow: Stroyizdat Publ.; 1966 (in Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Василий Дмитриевич Кауркин ✉**,** канд. геол.-минерал. наук, старший научный сотрудник лаборатории № 18 НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: vdkaurkin@gmail.com
Vasiliy D. Kaurkin✉**,** Cand. Sci. (Geology and Mineralogy), Senior Researcher of Laboratory No. 18 of NIIOSP named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: vdkaurkin@gmail.com

Андрей Игоревич Харичкин, канд. техн. наук, заведующий лабораторией № 18 НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: andrei.kharichkin@googlemail.com
тел.: +7 (926) 853-29-07
Andrey I. Kharichkin, Cand. Sci. (Engineering), Head of Laboratory No. 18 of NIIOSP named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: andrei.kharichkin@googlemail.com
tel.: +7 (926) 853-29-07

Андрей Викторович Иоспа, главный геолог лаборатории № 18 НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: aviospa@gmail.com
тел.: +7 (910) 445-24-31
Andrey V. Iospa, Senior Geologist of Laboratory No. 18 of NIIOSP named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: aviospa@gmail.com
tel.: +7 (910) 445-24-31

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 624.1
https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-114-133 EDN WEEFBJ

ЧИСЛЕННЫЙ РАСЧЕТ НА ПРОЧНОСТЬ ПОДЗЕМНЫХ ГАЗОПРОВОДОВ НА ПОДРАБАТЫВАЕМЫХ ТЕРРИТОРИЯХ

О.Н. ИСАЕВ✉, канд. техн. наук
Д.П. КУЗНЕЦОВА

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

Аннотация

Введение. Для оценки влияния подработки на деформации оснований и изменение усилий в конструкциях существующих и проектируемых трубопроводов используются различные (эмпирические, аналитические, численные) методы расчета. Эмпирические методы разработаны на основе опытного анализа многочисленных результатов инженерно-геодезических наблюдений за осадками и сдвижениями поверхности земли на подрабатываемых территориях. Их недостатком является то, что они в полной мере не учитывают разнообразие факторов, влияющих на осадки и сдвижения при проходке подземной выработки, – неоднородность разрезов, физико-механические свойства грунтов и др.

Целью данной работы является определение преимуществ численного метода и разработка методики использования численных расчетов в геотехнических программных комплексах Plaxis, Midas GTS NX. В отличие от эмпирических и аналитических, численные методы моделируют неоднородность залегания инженерно-геологических элементов и их физико-механические свойства, выполняют совместные расчеты системы «подземная выработка – грунтовый массив – существующее сооружение», учитывают поэтапность и технологию подработки, дают возможность за короткий промежуток времени просчитывать большое количество вариантов. Данный факт дает большое преимущество этому методу расчетов. В статье рассмотрены принципы численного расчета прочности подземных магистральных газопроводов при устройстве закрытых подземных выработок с целью выемки полезных ископаемых.

Методика основана на исследовании степени и характера влияния различных факторов на результаты численного моделирования: включения трубопровода в расчетную модель; ширины расчетной области модели; размеров сетки конечных элементов; параметров геомеханической модели грунта; ширины, глубины заложения, угла наклона, мощности и числа разрабатываемых пластов полезных ископаемых; постановки задачи (2D или 3D).

Результаты представлены в виде верификации методики, выполненной на основе сравнений расчетных и фактических параметров сдвижения горных пород.

Вывод. Методика достоверно прогнозирует деформации оснований и изменение усилий в конструкциях существующих и проектируемых трубопроводов при разработке пласта угля на одной из шахт подмосковного угольного бассейна.

Ключевые слова: подрабатываемая территория, горные выработки, численные методы, прочность, магистральный газопровод, деформации

Для цитирования: Исаев О.Н., Кузнецова Д.П. Численный расчет на прочность подземных газопроводов на подрабатываемых территориях. *Вестник НИЦ «Строительство».* 2022;34(3):114–133. https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-114-133

Вклад авторов
Каждый из авторов в равной степени принимал участие в исследовании данной тематики.

Финансирование
Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов
Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 13.05.2022
Поступила после рецензирования 04.07.2022
Принята к публикации 16.08.2022

NUMERICAL STRENGTH CALCULATIONS OF UNDERGROUND GAS PIPELINES IN UNDERMINING AREAS

O.N. ISAEV✉, Cand. Sci. (Engineering)
D.P. KUZNETSOVA

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

Abstract

Introduction. Various calculation methods, including empirical, analytical, and numerical ones, are used to assess the effect of undermining on base deformations and force variations in the structures of existing and projected pipelines. Empirical methods are typically developed using an experimental analysis of numerous results obtained during the engineering and geodetic observations of settlements and surface terrain shifts in undermining areas. However, such methods fail to take into account all the factors affecting settlements and shifts during underground excavations, including the vertical heterogeneity and physicomechanical properties of soils, etc.

Aim. To determine the advantages of numerical methods and to develop a methodology for using numerical calculations in the Plaxis and Midas GTS NX geotechnical software applications. Compared to empirical and analytical methods, numerical approaches have the advantage of simulating the bedding heterogeneity of geological engineering elements and their physicomechanical properties, ensuring joint calculations of the "underground excavation – soil massif – existing structure" system, considering the gradual character and undermining technology, as well as providing the possibility to search through a large quantity of variants over a short period of time. The principles of numerical calculations of the strength of underground main gas pipelines during the arrangement of closed underground excavations for mineral mining are considered.

Methods. The developed methodology is based on the degree and nature of effects produced by various factors on numerical modeling results, including the presence of a pipeline in the design model, width of the model calculated area, finite element mesh sizes, parameters of the soil geomechanical model, width, bedding depth, dip angle, thickness, and number of mineral mined formations, as well as the problem statement type (2D or 3D).

Results. The results of the study are presented in the form of a methodological verification, performed on the basis of a comparison between the calculated and actual parameters of rock shifts.

Conclusions. The presented methodology reliably predicts base deformations and force variations in the structures of existing and projected pipelines during the excavation of a coal seam at one of the mines of the Moscow lignite basin.

Keywords: undermining area, mine excavations, numerical methods, strength, main gas pipeline, deformations

For citation: Isaev O.N., Kuznetsova D.P. Numerical strength calculations of underground gas pipelines in undermining areas. *Bulletin of Science and Research Center of Construction.* 2022;34(3):114–133. (In Russ.) https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-114-133

Author contribution statements
The authors have made an equal contribution to the conducted research.

Funding
No funding support was obtained for the research.

Conflict of interest
The authors declare no conflict of interest.

Received 13.05.2022
Revised 04.07.2022
Accepted 16.08.2022

Введение

Магистральные газопроводы, согласно ГОСТ 27751-2014 [1], являются объектами повышенной ответственности, строить и использовать которые можно только в соответствии со специальными нормами и инструкциями, регламентирующими их проектирование, строительство и эксплуатацию, особенно на подрабатываемых территориях [2, 3].

Для оценки влияния подработки на деформации оснований и изменение усилий в конструкциях существующих и проектируемых трубопроводов могут использоваться различные (эмпирические, аналитические, численные) методы расчета.

В предыдущие годы наибольшее распространение получили эмпирические методы. Они нашли отражение в нормах на проектирование магистральных газопроводов – СП 36.13330.2012 «СНиП 2.05.06-85* Магистральные газопроводы», ГОСТ Р 55989-2014 «Магистральные газопроводы. Нормы проектирования на давление свыше 10 МПа. Основные требования».

Эмпирические методы расчета разработаны на основе анализа результатов многочисленных инженерно-геодезических наблюдений за осадками и сдвижениями поверхности земли на подрабатываемых территориях. Влияние от подработки в них задается как внешнее воздействие в виде перемещений грунтового массива в пределах мульды сдвижения. Недостатком эмпирических методов является то, что они не в полной мере учитывают разнообразие факторов, влияющих на осадки и сдвижения при проходке подземной выработки – неоднородность разрезов, физико-механические свойства грунтов и др.

В последние годы активно развиваются численные методы расчета (метод конечных элементов и др.). Они получили широкое распространение за последние два десятилетия в связи с бурным развитием вычислительной техники и программных комплексов, позволяющих решать геотехнические задачи любой сложности. В отличие от эмпирических

и аналитических, численные методы позволяют учитывать неоднородность залегания инженерно-геологических элементов и их физико-механические свойства, выполнять совместные расчеты системы «подземная выработка – грунтовый массив – существующее сооружение», учитывать поэтапность и технологию подработки. Дают возможность за короткий промежуток времени просчитывать большое количество вариантов.

Особенностью геотехнических программных комплексов, используемых при реализации численных методов, является часто возникающая многовариантность и неопределенность при выборе ряда расчетных параметров создаваемой модели объекта (размеры расчетной области, вид и параметры модели грунта, способ моделирования воздействия, виды и значения интерфейсных элементов и др.). Назначение этих параметров обусловлено лишь спецификой процесса моделирования, информация о них не содержится в исходной проектной документации. Нормативно-рекомендательные документы по этому вопросу также часто отсутствуют. Инструкции по пользованию соответствующими расчетными программами, хотя и содержат много полезной информации, однако часть важных для практических расчетов вопросов не рассматривают. Все эти особенности относятся и к моделированию подработки магистральных газопроводов.

Использование численных методов для оценки влияния подработки на существующие здания и сооружения изучались в основном для проходки тоннелей с использованием ТПМК. Результаты исследований нашли свое отражение в работах О.А. Богомоловой, А.В. Жиделева, В.А. Ильичева, О.Н. Исаева, Лонжида Эхтура, Н.С. Никифоровой, В.П. Петрухина, А.Н. Пушилина, Л.А. Строковой, М.М. Тупикова, А.В. Фаворова, Р.Ф. Шарафутдинова, В.И. Шейнина и др. [8, 9, 11, 13–15, 17–20]. Для подработки, выполняемой с целью выемки полезных ископаемых, подобные исследования фактически не выполнялись.

В данной статье представлены результаты исследований по разработке методики численного расчета магистральных газопроводов, подрабатываемых горными выработками при разработке полезных ископаемых. Статья разделена и публикуется в двух частях.

Методика выполнения исследований

При разработке основных положений методики численных расчетов в качестве откликов рассматривались следующие параметры: горизонтальные перемещения трубопровода (основания трубопровода) U_x^{max}, м; вертикальные перемещения трубопровода (основания трубопровода) U_y^{max}, м; отношение площади мульды сдвижения земной поверхности к площади уменьшения сечения горной выработки A_s/A_L. По A_s/A_L оценивалась степень адекватности расчетов. При $A_s/A_L = 1$ расчет считался абсолютно адекватным по отношению к указанному критерию. При существенных отклонениях от указанного равенства считалось, что модель не подходит для решаемых задач.

При моделировании выработки полезных ископаемых использовалась нелинейная идеально-упругопластическая геомеханическая модель Мора – Кулона. Газопровод моделировался элементом типа embedded beam (балка, погруженная в грунт) с заданной жесткостью. Закрепление на концах магистрального газопровода принималось свободным. Расстояние между нижней границей расчетной области и нижней точкой горной выработки принималось равным половине ширины вертикальной проекции горной выработки. Воздействие от подработки реализовывалось с использованием функции «volume strain» программного

комплекса, позволяющей задавать уменьшение конечного элемента. Численный расчет деформаций основания и дополнительных осевых напряжений подрабатываемого магистрального газопровода выполнялся для условия завершения подработки.

Выбор расчетных ситуаций и численные исследования выполнялись в несколько этапов.

На *первом этапе* исследовалось влияние включения трубопровода в расчетную модель (сравнивались модели «грунтовый массив – выработка – трубопровод» и «грунтовый массив – выработка») и масштабного фактора (сравнивались расчеты в объемной и плоской постановке).

Были выполнены два расчета в объемной постановке с включением в расчетную модель трубопровода и без него. Полученные результаты сопоставлялись с расчетами в плоской постановке без учета жесткости магистрального газопровода. На основе анализа полученных результатов оценивалась возможность и допустимость выполнения расчетов в плоской постановке без включения в модель трубопровода. Анализ расчетов показал целесообразность и допустимость выполнения оценки чувствительности численных результатов и параметрического анализа в плоской постановке без включения в модель трубопровода. Расчет выработки полезных ископаемых в объемной постановке разрабатывался мощностью 1,5 м, шириной 300 м, длиной 900 м, с углом падения 30° к горизонтали, глубиной залегания 400 м.

На *втором этапе* исследовалось влияние параметров расчетной схемы, необходимых для разработки основных положений методики: ширины расчетной области модели, размеров сетки конечных элементов модели. Для ширины расчетной области рассматривались три варианта: две, три и шесть глубин заложения нижней точки горной выработки. Для сетки конечных элементов модели анализировались также три варианта: 1,8 м (очень мелкая сетка); 3,6 м (средняя сетка); 7,3 м (очень крупная сетка).

На *третьем этапе* исследовалось влияние инженерно-геологических и конструктивно-технологических факторов выработки, в качестве которых исследовались параметры геомеханической модели грунта, а также глубина заложения, мощность, угол падения, ширина разрабатываемого пласта полезных ископаемых.

Грунтовый массив моделировался толщей дисперсных грунтов, подстилаемых полускальными отложениями. В качестве дисперсных грунтов рассматривались песок и суглинок с типичными для них физико-механическими свойствами, приведенными в табл. 1. Полускальные грунты моделировались в трех вариантах – аргиллит пониженной, средней и повышенной степени прочности (табл. 2). Общий вид расчетной схемы и варианты параметров выработки полезных ископаемых приведены на рис. 1 и в табл. 3.

Результаты численных расчетов

Исследование влияния включения трубопровода в расчетную модель (сравнение моделей «грунтовый массив – выработка – трубопровод» и «грунтовый массив – выработка») и масштабного фактора (сравнение расчетов в объемной и плоской постановке)

Сравнение результатов расчетов (табл. 4, рис. 2) в объемной постановке для двух типов моделей (с включением в модель трубопровода и без него) позволяет отметить следующее. Эпюры вертикальных перемещений практически совпадают, значения горизонтальных

Таблица 1

Характеристики физико-механических свойств дисперсных грунтов

Table 1

Physical and mechanical characteristics of dispersive soils

Вид грунта	Характеристики грунтов						
	γ, кН/м^2	e	E, МПа	c, кПа	φ,°	ν	R_{int}
Песок	17,5	0,68	27	1	30	0,35	0,5
Суглинок*	20,2	0,84	8	18	15	0,37	0,67

Примечание: * – данный вид грунта и его характеристики принимались в качестве среднего значения при изучении влияния других факторов
Note: * – this type of the soil and its characteristics were taken in terms of an average value during studying the influence of other factors

Таблица 2

Характеристики физико-механических свойств полускальных грунтов

Table 2

Physical and mechanical characteristics of semi-rocky soils

Вид грунта	Постоянные характеристики				Изменяемые характеристики		
	γ, кН/м^2	e	ν	R_{int}	E, МПа	c, кПа	φ,°
Аргиллит пониженной прочности	25	–	0,3	1	1600	120	30
Аргиллит средней прочности					2000	150	36,8
Аргиллит повышенной прочности					2400	180	44,2

Примечание: * – данный вид грунта и его характеристики принимались в качестве среднего значения при изучении влияния других факторов
Note: * – this type of the soil and its characteristics were taken in terms of an average value during studying the influence of other factors

Таблица 3

Варианты параметров выработки полезных ископаемых

Table 3

Variants of mineral excavation parameters

Параметры выработки	Значения параметров		
Глубина заложения H_t, м	100	400*	800
Мощность m, м	0,5	1,5*	5
Угол падения α, °	0	30*	60
Ширина B, м	200	300*	500

Примечание: * – данные характеристики принимались в качестве среднего значения при изучении влияния других факторов
Note: * – this type of the soil and its characteristics were taken in terms of an average value during studying the influence of other factors

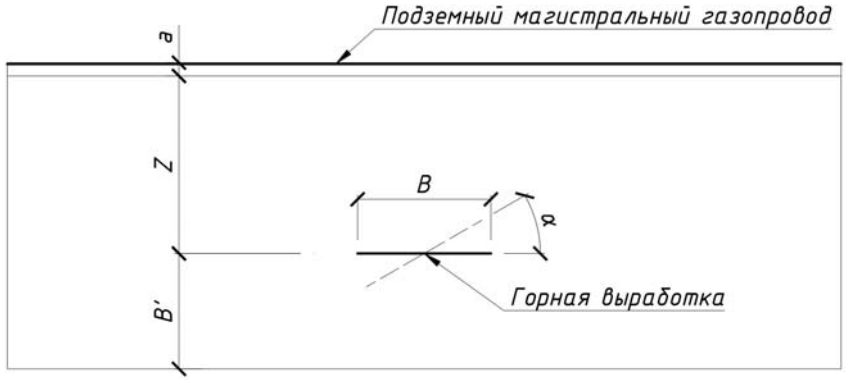


Рис. 1. Общий вид расчетной схемы:
B – ширина выработки; *B'* – горизонтальная проекция выработки; *Z* – глубина заложения середины выработки; *a* – угол наклона выработки
Fig. 1. General view of the calculation scheme: *B* – excavation width; *B'* – horizontal excavation projection; *Z* – bedding depth of the excavation middle; *a* – excavation dip angle

перемещений очень близки. Для модели с включением в нее трубопровода эпюра имеет более изменчивый характер, что вероятно связано с особенностями (дискретностью) сетки конечных элементов трубопровода.

Из расчетов следует, что при больших глубинах заложения выработок (по сравнению с неглубокой подработкой) влияние жесткости трубопровода слабое или незначительное. Очевидно, этим объясняется тот факт, что существующие (нормированные) горные методы расчета деформаций трубопроводов от влияния подработки при добыче полезных ископаемых не учитывают его жесткость (диаметр и толщину стенки).

Сравнение результатов расчетов в объемной и плоской постановке (табл. 5, рис. 3), без включения в модель трубопровода, показывают, что при 2D-моделировании деформации грунтов несколько выше (на 21 %), чем при 3D. Таким образом, численные расчеты в 2D-постановке допустимы, однако дают более консервативные (с запасом) значения параметров напряженно-деформированного состояния трубопровода. Такое соотношение результатов 2D- и 3D-расчетов объясняется масштабным фактором и вполне согласуется с авторской практикой расчетов трубопроводов при оценке влияния на них от строительства тоннелей и коллекторов различного назначения.

В результате было признано допустимым и целесообразным дальнейшие численные расчеты выполнять в 2D-постановке без включения в модель трубопровода, то есть с некоторым запасом (в консервативном варианте).

Исследование влияния ширины расчетной области

Как видно из табл. 6 и рис. 4, ширина расчетной области модели существенно влияет на напряженно-деформированное состояние подрабатываемого трубопровода. При ширине расчетной области, равной одной глубине заложения выработки, расчет дал неадекватные результаты. С увеличением ширины расчетной области с одной до шести глубин максимальные вертикальные перемещения грунта вдоль оси трубопровода увеличились всего

Таблица 4

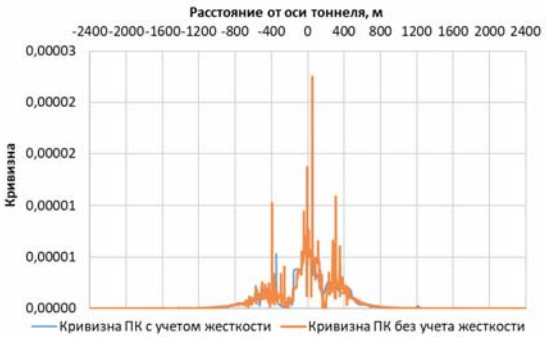
Результаты расчетов по оценке учета жесткости трубопровода при моделировании в объемной постановке

Table 4

Results of calculations on the evaluation of the pipeline stiffness effect during 3D modeling

Расчетные варианты	U_y^{max}, м
Plaxis 3D (с моделированием трубопровода)	0,26
Plaxis 3D (без моделирования трубопровода)	0,26

а



б

Рис. 2. Деформации земной поверхности при моделировании с учетом жесткости трубопровода и без учета: *а* – вертикальные перемещения; *б* – величина кривизны трубопровода

Fig. 2. Surface terrain deformations the during modeling with and without taking into account the pipeline stiffness: *а* – vertical shifts; *б* – pipeline curvature

Таблица 5

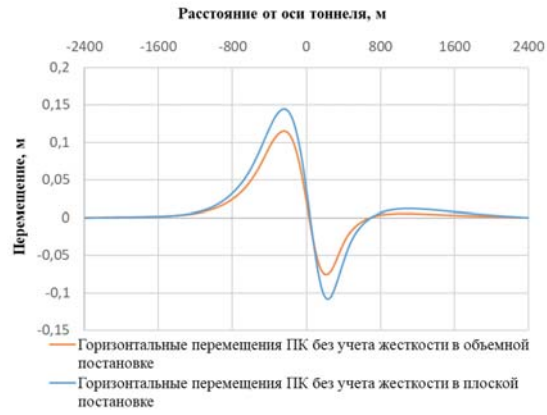
Результаты расчетов по оценке влияния масштабного фактора (моделирование в объемной и плоской постановке)

Table 5

Results of calculations on the evaluation of the scale factor effect (2D and 3D modeling)

Расчетные варианты	U_x^{max}, м	U_y^{max}, м
Plaxis 3D (без моделирования трубопровода)	0,11	0,26
Plaxis 2D (без моделирования трубопровода)	0,14	0,33

а



б

Рис. 3. Перемещения подрабатываемого трубопровода без включения его в модель, в плоской и объемной постановке: *а* – вертикальные; *б* – горизонтальные (осевые)

Fig. 3. Shifts of the undermined pipeline without its accounting in the model (2D and 3D modelling): *а* – vertical; *б* – horizontal (axial)

Таблица 6

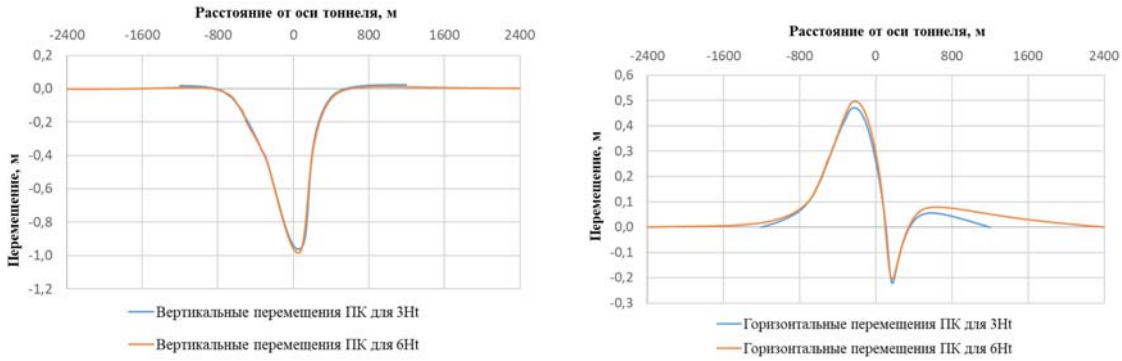
Результаты расчетов по оценке влияния ширины расчетной области модели

Table 6

Results of calculations on the evaluation of the model design area width effect

Ширина расчетной области	U_x^{max}, м	U_y^{max}, м	A_s/A_L
$1H_t$	0,309	0,899	1,095
$3H_t$	0,473	0,962	1,002
$6H_t$*	0,497	0,984	1,052

Примечание: * – принимались в качестве средних значений при изучении влияния других факторов
Note: * – these values were taken in terms of average ones during studying the influence of other factors



а **б**

Рис. 4. Перемещения подрабатываемого трубопровода в зависимости от ширины расчетной области модели: *а* – вертикальные; *б* – горизонтальные (осевые)
Fig. 4. Shifts of the undermined pipeline depending on the width of the model design area: *а* – vertical; *б* – horizontal (axial)

на 9 %, максимальные горизонтальные больше – на 38 %. Характер эпюр перемещений близок. Отношение A_s/A_L отличается от единицы на 0–9 %, что вполне допустимо и говорит об адекватности модели. Было решено при выполнении дальнейших численных исследований ширину расчетной области принимать равной шести глубинам заложения выработки.

Исследование влияния размеров сетки конечных элементов модели

Представленные в табл. 7 и на рис. 5 результаты расчетов показывают, что размер сетки оказывает сравнительно слабое влияние на изменение напряженно-деформируемого состояния подрабатываемого трубопровода – эпюры максимальных вертикальных и горизонтальных перемещений грунта по оси трубопровода практически совпадают. При уменьшении размеров сетки от очень крупной до очень мелкой максимальные вертикальные перемещения грунта вдоль оси трубопровода уменьшаются на 5 %, максимальные горизонтальные – на 3 %. Отношение A_s/A_L отличается от единицы на 3–6 %, что вполне допустимо и говорит об адекватности модели. При выполнении дальнейших численных расчетов в рамках данной НИР было решено разбивать расчетную область с использованием средней сетки конечных элементов.

Таблица 7

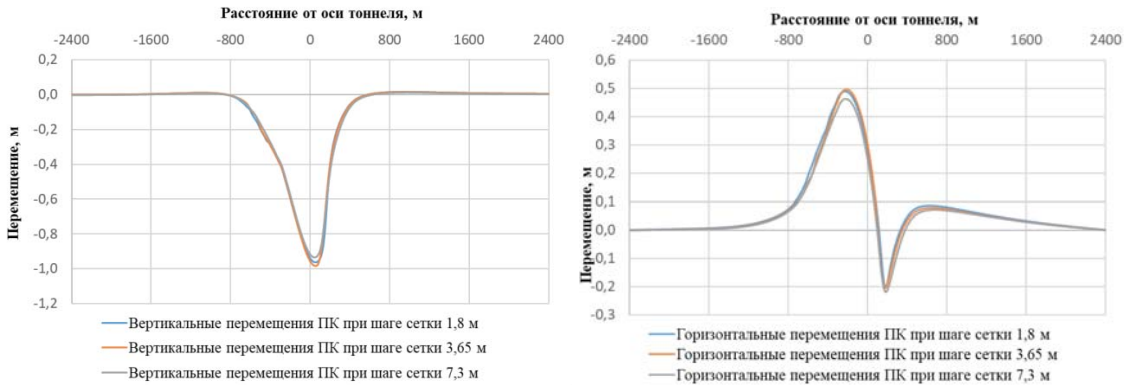
Результаты расчетов по оценке влияния размера сетки конечных элементов модели

Table 7

Results of calculations on the evaluation of the finite element mesh size effect

Размер конечного элемента, м	U_x^{max}, м	U_y^{max}, м	A_s/A_L
1,8 (очень мелкая сетка)	0,488	0,962	1,058
3,6* (средняя сетка)	0,497	0,984	1,052
7,3 (очень крупная сетка)	0,463	0,936	1,034

Примечание: * – принимались в качестве средних значений при изучении влияния других факторов
Note: * – these values were taken in terms of average ones during studying the influence of other factors



а **б**

Рис. 5. Перемещения подрабатываемого трубопровода в зависимости от размера сетки конечных элементов модели: *а* – вертикальные; *б* – горизонтальные (осевые)

Fig. 5. Shifts of the undermined pipeline depending on the mesh size of the finite element model: *а* – vertical; *б* – horizontal (axial)

Исследование влияния параметров геомеханической модели грунта (механических характеристик)

Из табл. 8 и 9 следует, что вид и механические характеристики вмещающего трубопровод дисперсного грунта оказывают очень слабое влияние на изменение напряженно-деформируемого состояния подрабатываемого трубопровода. Для песка и суглинка эпюры максимальных вертикальных и горизонтальных перемещений грунта по оси трубопровода практически совпадают (разница всего 0,8 %).

Разновидность и механические характеристики полускального грунта, подстилающего дисперсный и составляющего основную часть грунтового массива, в котором ведется разработка полезных ископаемых, в большей степени влияют на изменение состояния подрабатываемого трубопровода. Так, для аргиллита повышенной и пониженной прочности и деформативности разница максимальных горизонтальных и вертикальных перемещений грунта по оси трубопровода составляет 23 и 16 % соответственно. Характер эпюр перемещений в целом совпадает, однако для аргиллита более низкой прочности эпюры имеют более плавный характер, с меньшей кривизной и более низкими значениями экстремумов. Отношение A_s/A_L отличается от единицы на 2–7 %, что вполне допустимо.

Таблица 8

Результаты расчетов по оценке влияния параметров геомеханической модели дисперсного грунта

Table 8

Results of calculations on the evaluation of the effect caused by the parameters of the dispersive soil geomechanical model

Грунт	U_x^{max}, м	U_y^{max}, м	A_s/A_L
Песок	0,493	0,976	1,025
Суглинок*	0,497	0,984	1,052

Примечание: * – принимались в качестве средних значений при изучении влияния других факторов
Note: * – these values were taken in terms of average ones during studying the influence of other factors

Таблица 9

Результаты расчетов по оценке влияния параметров геомеханической модели полускального массива грунта

Table 9

Results of calculations on the evaluation of the effect caused by the parameters of the semi-rocky soil geomechanical model

Грунт	U_x^{max}, м	U_y^{max}, м	A_s/A_L
Аргиллит пониженной прочности и деформативности	0,431	0,899	1,021
Аргиллит средней прочности и деформативности*	0,497	0,984	1,052
Аргиллит повышенной прочности и деформативности	0,562	1,068	1,069

Примечание: * – принимались в качестве средних значений при изучении влияния других факторов
Note: * – these values were taken in terms of average ones during studying the influence of other factors

Исследование влияния глубины залегания пласта полезных ископаемых

Глубина залегания разрабатываемого пласта полезных ископаемых оказывает значительное влияние на НДС подрабатываемого трубопровода. Как видно из табл. 10 и рис. 6, с изменением глубины залегания от 100 до 800 м максимальные горизонтальные перемещения грунта вдоль оси трубопровода уменьшаются более чем в три раза, а вертикальные – в четыре раза. Кривизна и значения экстремумов эпюр перемещений также существенно изменяются. Отношение A_s/A_L отличается от единицы на 5–9 %, что вполне допустимо.

Исследование влияния мощности разрабатываемого пласта полезных ископаемых

Мощность разрабатываемого пласта, как и глубина залегания, оказывает большое влияние на НДС подрабатываемого трубопровода. С увеличением мощности с 0,5 до 5 м (табл. 11, рис. 7) максимальные вертикальные и горизонтальные перемещения грунта вдоль оси трубопровода увеличиваются в 15–16 раз. Отношение A_s/A_L отличается от единицы на 5–17 %, что в целом допустимо.

Таблица 10

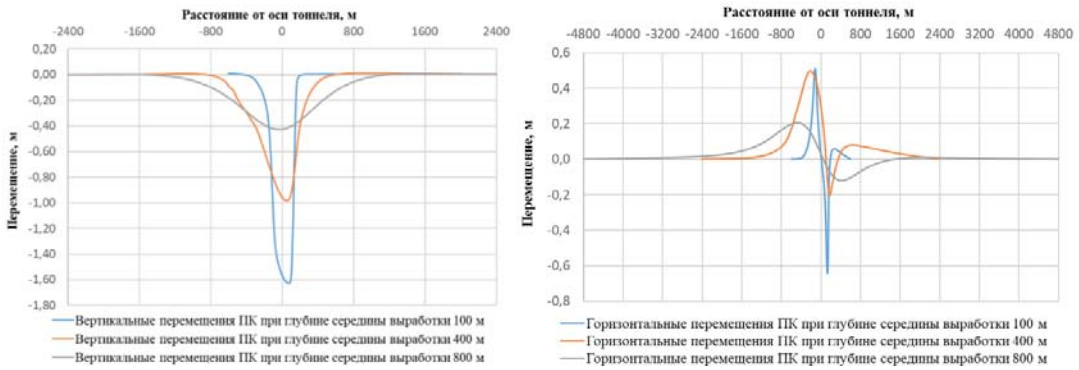
Результаты расчетов по оценке влияния глубины залегания разрабатываемого пласта

Table 10

Results of calculations on the evaluation of the mined seam bedding depth effect

Глубина середины выработки	U_x^{max}, м	U_y^{max}, м	A_s/A_L
100 м	0,646	1,632	0,918
400 м*	0,497	0,984	1,052
800 м	0,205	0,427	0,968

Примечание: * – принимались в качестве средних значений при изучении влияния других факторов
Note: * – these values were taken in terms of average ones during studying the influence of other factors



а б

Рис. 6. Перемещения подрабатываемого трубопровода в зависимости от глубины залегания разрабатываемого пласта: *а* – вертикальные; *б* – горизонтальные (осевые)

Fig. 6. Shifts of the undermined pipeline depending on the bedding depth of the mined seam: a – vertical; б – horizontal (axial)

Исследование влияния угла падения разрабатываемого пласта полезных ископаемых

Анализ табл. 12 и рис. 8 показывает, что угол падения пласта оказывает значительное влияние. С увеличением угла вертикальные и горизонтальные перемещения увеличиваются, причем наибольшая интенсивность отмечена в диапазоне 0–30°. Для горизонтальных перемещений зависимость от угла падения больше, чем для вертикальных. При увеличении наклона выработки с 0 до 30° максимальные горизонтальные перемещения увеличиваются на 50 %, при увеличении с 30 до 60° – на 7 %. Аналогичное увеличение для вертикальных перемещений составило 38 и 2,5 % соответственно. Эпюры перемещений в целом имеют схожий характер, при этом положение экстремумом на графиках с изменение угла падения смещается. Отношение A_s/A_L отличается от единицы на 5–9 %, что вполне допустимо.

Таблица 11

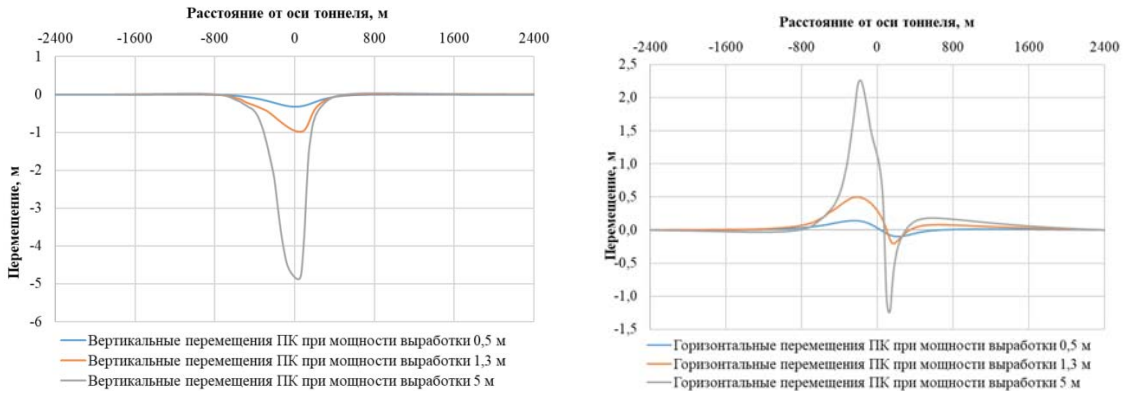
Результаты расчетов по оценке влияния мощности разрабатываемого пласта

Table 11

Results of calculations on the evaluation of the mined seam thickness effect

Мощность выработки	U_x^{max}, м	U_y^{max}, м	A_s/A_L
0,5 м	0,14	0,32	1,172
1,3 м*	0,497	0,984	1,052
5 м	2,27	4,88	1,140

Примечание: * – принимались в качестве средних значений при изучении влияния других факторов
Note: * – these values were taken in terms of average ones during studying the influence of other factors



а **б**

Рис. 7. Перемещения подрабатываемого трубопровода в зависимости от мощности разрабатываемого пласта: *а* – вертикальные; *б* – горизонтальные (осевые)

Fig. 7. Shifts of the undermined pipeline depending on the thickness of the mined seam: *а* – vertical; *б* – horizontal (axial)

Исследование влияния числа разрабатываемых пластов полезных ископаемых

Сравнение результатов расчетов, представленных в табл. 13 и рис. 9, показывает, что число пластов оказывает большое влияние на НДС подрабатываемого трубопровода. С увеличением числа пластов от одного до двух максимальные горизонтальные и вертикальные перемещения грунта вдоль оси трубопровода увеличиваются в три раза. Кривизна и значения экстремумов эпюр перемещений также значительно увеличиваются. Отношение A_s/A_L отличается от единицы на 4–5 %, что вполне допустимо.

Исследование влияния ширины разрабатываемых пластов полезных ископаемых

Ширина разрабатываемых пластов оказывает большое влияние на НДС подрабатываемого трубопровода. С увеличением ширины вертикальные и горизонтальные перемещения заметно увеличиваются, причем вертикальные в большей степени. Так, при увеличении ширины с 200 до 500 м максимальные горизонтальные перемещения увеличились в 1,5 раза,

Таблица 12

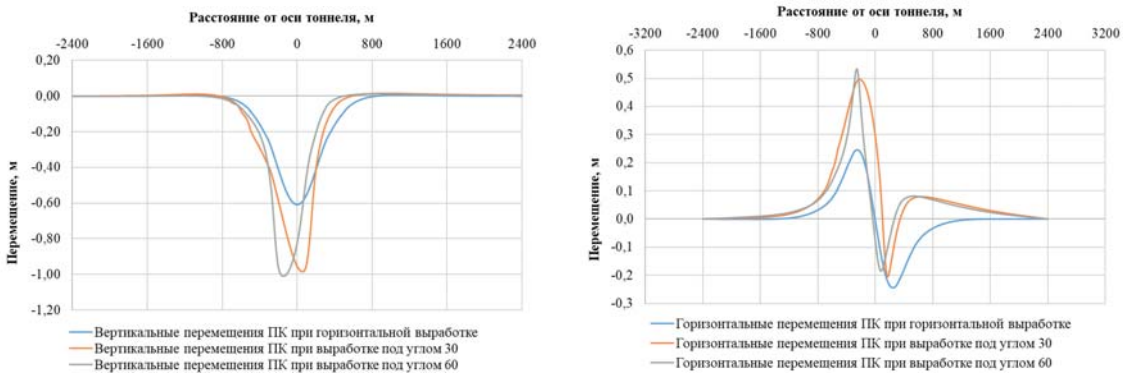
Результаты расчетов по оценке влияния угла падения разрабатываемого пласта

Table 12

Results of calculations on the evaluation of the mined seam dip angle effect

Угол наклона	U_x^{max}, м	U_y^{max}, м	A_s/A_L
0°	0,247	0,610	0,922
30°*	0,497	0,984	1,052
60°	0,533	1,010	1,096

Примечание: * – принимались в качестве средних значений при изучении влияния других факторов
Note: * – these values were taken in terms of average ones during studying the influence of other factors



а **б**

Рис. 8. Перемещения подрабатываемого трубопровода в зависимости от угла падения разрабатываемого пласта: *а* – вертикальные; *б* – горизонтальные (осевые)

Fig. 8. Shifts of the undermined pipeline depending on the dip angle of the mined seam: *а* – vertical; *б* – horizontal (axial)

максимальные вертикальные перемещения – в 2,2 раза (табл. 14, рис. 10). Отношение A_s/A_L отличается от единицы на 1–6 %, что вполне допустимо.

Верификация методики расчета при подработке газопроводов горными выработками

Верификация методики выполнена путем сравнения расчетных и фактических параметров сдвижения горных пород. Инженерно-геодезические наблюдения за вертикальными и горизонтальными перемещениями поверхности земли при разработке пласта угля выполнялись в подмосковном угольном бассейне при разработке пласта угля на шахте № 5 Щекинской [7, 16].

Массив грунта сверху вниз был сложен песком (толщина слоя 32 м), суглинком (толщина слоя 27 м), известняком (толщина слоя 21 м). Очистная выработка залегала на глубине 62 м, ее размеры в плане составляли 60 на 60 м, мощность пласта – 2 м. В результате разработки угля максимальная осадка поверхности земли в мульде составила S_{ϕ}^{max} = 1,36 м. Минимальный радиус кривизны – ρ_{min} = 160 м. Максимальное относительное горизонтальное перемещение растяжения – ε_{max} = 0,022 мм/м.

Таблица 13

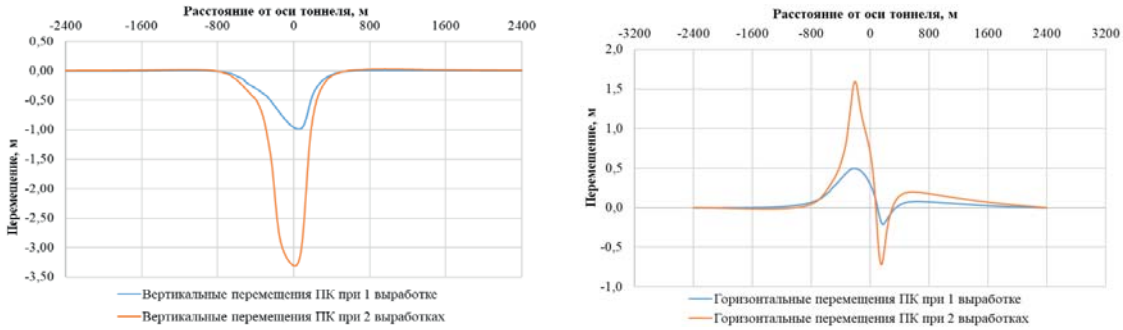
Результаты расчетов по оценке влияния числа разрабатываемых пластов

Table 13

Results of calculations on the evaluation of the effect caused by the number of mined seams

Кол-во	U_x^{max}, м	U_y^{max}, м	A_s/A_L
1 пласт*	0,497	0,984	1,052
2 пласта	1,594	3,312	1,042

Примечание: * – принимались в качестве средних значений при изучении влияния других факторов
Note: * – these values were taken in terms of average ones during studying the influence of other factors



а **б**

Рис. 9. Перемещения подрабатываемого трубопровода в зависимости от числа разрабатываемых пластов: *а* – вертикальные; *б* – горизонтальные (осевые)

Fig. 9. Shifts of the undermined pipeline depending on the number of mined seams: *а* – vertical; *б* – horizontal (axial)

Для сравнения, согласно указаниям [4, 5], выполнялся расчет традиционным горным методом прогноза деформаций и сдвижений земной поверхности под влиянием горных работ при выемке полезных ископаемых [10, 12]. Сравнительные данные представлены в табл. 15 и на рис. 11.

Вертикальные перемещения, рассчитанные по горной методике, в целом дают более близкие значения к фактическим осадкам, чем полученные численным методом. Разработанная методика дает некоторое завышение осадок в центральной части мульды. Так, по центру выработки завышение составляет 13 %. В то же время для горного метода разница здесь всего 2 %. Однако основным параметром вертикальных деформаций, в наибольшей степени влияющим на дополнительные растягивающие напряжения в подрабатываемом газопроводе, является минимальный радиус кривизны ρ_{min}. По данным результатам разработанная методика дает более точные результаты. Его значение, рассчитанное по предлагаемой методике, существенно ближе к фактическим (разница 19 %), чем значение, рассчитанное по горному методу (разница 88 %).

Относительные горизонтальные перемещения ε, рассчитанные по горной и предлагаемой методике, в целом дают близкие по точности результаты. Это хорошо демонстрируют графики рис. 11*б*. Наибольшие отклонения расчетных значений ε от фактических отмечены в центральной части мульды. Занижение расчетных значений ε по отношению к фактическим

Таблица 14

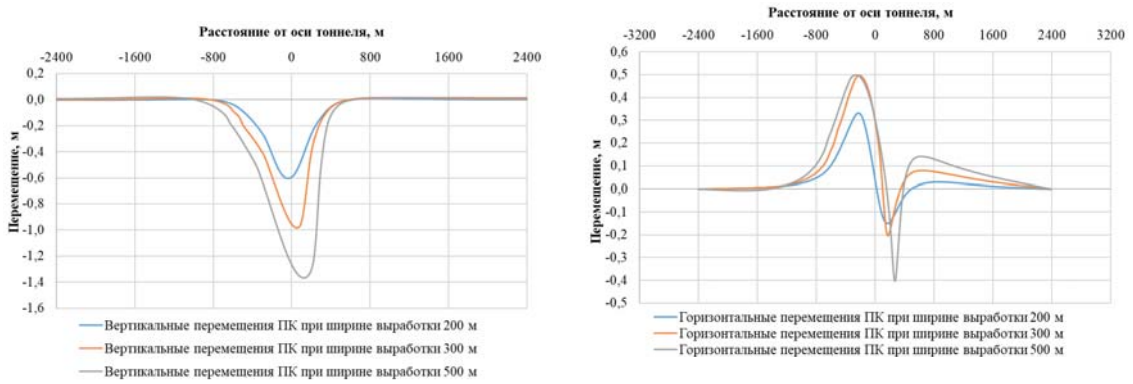
Результаты расчетов по оценке влияния ширины разрабатываемых пластов

Table 14

Results of calculations on the evaluation of the mined seam width effect

Ширина выработки	U_x^{max}, м	U_y^{max}, м	A_s/A_L
200 м	0,332	0,605	0,991
300 м*	0,497	0,984	1,052
500 м	0,498	1,365	1,066

Примечание: * – принимались в качестве средних значений при изучении влияния других факторов
Note: * – these values were taken in terms of average ones during studying the influence of other factors



а **б**

Рис. 10. Перемещения подрабатываемого трубопровода в зависимости от ширины разрабатываемых пластов: *а* – вертикальные; *б* – горизонтальные (осевые)
Fig. 10. Shifts of the undermined pipeline depending on the width of mined seams: *а* – vertical; *б* – horizontal (axial)

здесь составляет примерно 0,01 мм/м. Однако основным параметром горизонтальных деформаций, который в наибольшей степени влияет на дополнительные растягивающие напряжения в подрабатываемом газопроводе, является максимальное относительное горизонтальное перемещение растяжения ε_{max}. В зоне растяжения фактические значения ε_{max} наиболее близки к расчетным, полученным по предлагаемой методике, – отличие всего 5 %. Для горного метода разница существенно выше – 27 %.

Расчет на прочность (проверка недопустимых пластических деформаций) подрабатываемого магистрального газопровода от действия продольных растягивающих напряжений осуществляется согласно требованиям подраздела 12.4 СП 36.13330.2012 [3].

Для предотвращения недопустимых пластических деформаций магистрального трубопровода выполняется проверка условий:

$$\left|\sigma_{пр}^{н}+\sigma_{пр}^{под}\right|=\psi_1\frac{m}{0.9\,k_н}R_2^{н}, \qquad (1)$$

где $\sigma_{пр}^{н}$ – максимальные суммарные растягивающие продольные напряжения в трубопроводе от нормативных нагрузок и воздействий (без учета влияния подработки трубопровода), определяются по [3];

$\sigma_{пр}^{под}$ – растягивающие продольные напряжения в трубопроводе, возникающие в результате его подработки (от горизонтальных и вертикальных деформаций грунта);

ψ_1 – коэффициент, учитывающий двухосное напряженное состояние металла труб; при растягивающих продольных напряжениях принимаемый равным единице;

m – коэффициент условий работы трубопровода, принимаемый по [3];

$k_н$ – коэффициент надежности по ответственности трубопровода, принимаемый по [3];

$R_2^н$ – нормативное сопротивление растяжению сварных соединений, принимаемое по [3].

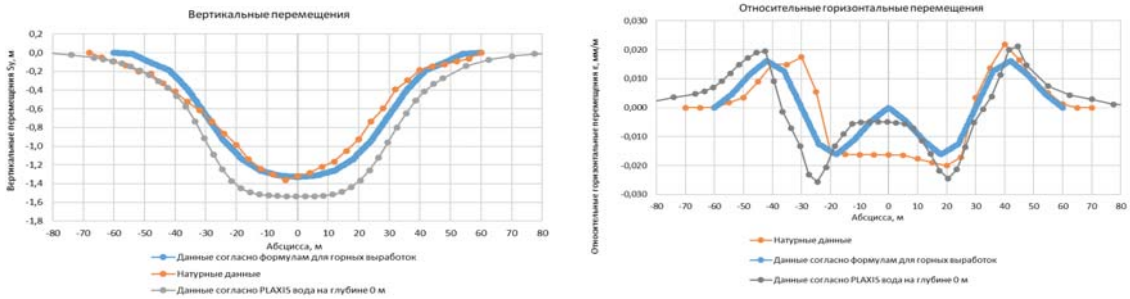
Таблица 15

Максимальные фактические и расчетные деформации земной поверхности в мульде сдвижения при разработке пласта угля на шахте № 5 Щекинской

Table 15

Maximum actual and calculated deformations of the surface terrain in the shift trough during the coal seam excavation at the Shchekino mine No. 5

Показатели деформаций	Фактические значения [7, 16]	Расчетные значения по методике (отношение расчетных значений к фактическим $S_р/S_ф$)	
		горной [10, 12]	разработанной [6]
Максимальные вертикальные перемещения $S_ф^{max}$, м	1,36	1,33 (0,98)	1,54 (1,13)
Максимальное относительное горизонтальное перемещение растяжения ε_{max}, мм/м	0,022	0,016 (0,73)	0,021 (0,95)
Минимальный радиус кривизны ρ_{min}, м	160	301 (1,88)	190 (1,19)



а **б**

Рис. 11. Фактические и расчетные перемещениями поверхности земли при разработке пласта угля на шахте № 5 Щекинской: *а* – вертикальные; *б* – относительные горизонтальные

Fig. 11. Actual and calculated shifts of the surface terrain during the coal seam excavation at the Shchekino mine No. 5: *а* – vertical; *б* – relative horizontal

Выводы

1. В результате исследований предложена методика расчета на прочность подземных магистральных газопроводов на подрабатываемых территориях, основанная на численном моделировании влияния разработки полезных ископаемых в геотехнических программных комплексах.

2. Методика основана на исследовании степени и характера влияния различных факторов на результаты численного моделирования: включения трубопровода в расчетную модель; ширины расчетной области модели; размеров сетки конечных элементов; параметров геомеханической модели грунта; ширины, глубины заложения, угла наклона, мощности и числа разрабатываемых пластов полезных ископаемых; постановки задачи (2D или 3D).

3. Верификация методики, выполненная путем сравнения с расчетными по традиционному горному методу и фактическими (инженерно-геодезическими наблюдениями за вертикальными и горизонтальными перемещениями поверхности земли при разработке пласта угля на одной из шахт подмосковного угольного бассейна) значениями параметров сдвижения горных пород показала, что предложенная авторами методика имеет неплохую точность, дает сопоставимые (лучшие по минимальному радиусу кривизны и максимальным относительным горизонтальным перемещениям в растянутой зоне) по точности с горным методом результаты. При соответствующей верификации для конкретных условий глубокой подработки она может использоваться для оценки изменения НДС основания магистральных газопроводов и их расчета на прочность при подработке с целью выемки полезных ископаемых.

Список литературы

1. ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. Москва: Стандартинформ; 2015.
2. ГОСТ Р 53778-2010 Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. Москва: Стандартинформ; 2010.
3. СП 36.13330.2012 Магистральные трубопроводы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.06-85*. Москва: Минрегион России; 2012.
4. РД 07-166-97 Инструкция по наблюдениям за сдвижениями земной поверхности и расположенными на ней объектами при строительстве в Москве подземных сооружений. В: Охрана недр и геолого-маркшейдерский контроль: сборник документов. Серия 07. Выпуск 8. Москва: ЗАО «Научно-технический центр исследований проблем промышленной безопасности»; 2010, с. 102–176.
5. ГОСТ 31937-2011 Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. Москва: Стандартинформ; 2014.
6. НИИОСП им. Н. М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство». Разработка методики расчета на прочность подземных магистральных газопроводов на подрабатываемых территориях. Отчет о научно-исследовательской работе. Москва; 2021.
7. *Авершин С.Г.* Сдвижение горных пород. Москва: Углетехиздат; 1947.
8. *Айнбиндер А.Б., Камерштейн А.Г.* Расчет магистральных трубопроводов на прочность и устойчивость. Москва: Недра; 1982.
9. *Богомолова О.А., Жиделев А.В.* Влияние параметров подземной выработки на величину осадки дневной поверхности подрабатываемой территории. Construction and Geotechnics. 2020;11(2):5–18. https://doi.org/10.15593/2224-9826/2020.2.01

10. *Гениев Г.А.* Практический метод определения перемещений земной поверхности и напряженного состояния грунтов, вызванных подземными выработками. Строительная механика и расчет сооружений. 1977;(3):10–14.
11. *Ильичев В.А., Никифорова Н.С., Тупиков М.М.* Исследование деформирование грунтовых массивов при строительстве мелкозаглубленных коммуникационных тоннелей. Основания, фундаменты и механика грунтов. 2011;(3):8–15.
12. *Иофис М.А., Коновалов П.А., Майоров С.Г.* Инструкция за наблюдениями за сдвижениями земной поверхности и расположенными на ней объектами при строительстве. Москва: ИПКОН РАН; 1997.
13. *Лонжид Эхтур.* Прогноз сдвижений и деформаций горных пород и земной поверхности при пересечении тоннелями метро неоднородных слоистых пород с различной литологией: дис. ... канд. техн. наук. Санкт-Петербург: СПГУ; 2018.
14. *Петрухин В.П., Исаев О.Н., Шарафутдинов Р.Ф.* Моделирование деформаций грунтового массива при проходке тоннелей. Часть 1: Исследования влияния расчетных параметров. Транспортное строительство. 2014;(9):7–11.
15. *Петрухин В.П., Исаев О.Н., Шарафутдинов Р.Ф.* Моделирование деформаций грунтового массива при проходке тоннелей. Часть 2: Методика выбора параметров численного моделирования. Транспортное строительство. 2014;(10):14–15.
16. *Поляк З.И.* Сдвижение горных пород в подмосковном угольном бассейне. Москва: Углетехиздат; 1947.
17. *Шейнин В.И., Пушилин А.Н.* Оценка усилий в конструкциях зданий, возникающих из-за проходки подземной выработки. В: Сборник научных трудов НИИОСП им. Н.М. Герсеванова: 75 лет. – Москва: Экономика, строительство, транспорт; 2006, с. 66–73.
18. *Пушилин А.Н., Шейнин В.И.* Разработка инженерной схемы расчета конструкций зданий с учетом смещений земной поверхности, вызываемых проходкой тоннеля. Москва: РАТ; 2002.
19. *Пушилин А.Н., Фаворов А.В., Шейнин В.И.* Метод расчета усилий в конструкциях зданий при деформировании основания из-за проходки подземной выработки. Основания, фундаменты и механика грунтов. 2007;(3):2–6.
20. *Строкова Л.А.* Численное моделирование оседания поверхности при проходке метрополитена. Основания, фундаменты и механика грунтов. 2009;(3):29–31.

References

1. State Standard 27751-2014 Reliability of building structures and foundations. The main provisions. Moscow: Standartinform Publ.; 2015 (in Russian).
2. State Standard R 53778-2010 Buildings and structures. Rules of inspection and monitoring of technical condition. Moscow: Standartinform Publ.; 2010 (in Russian).
3. SP 36.13330.2012 Trunk pipelines. Updated version of SNiP 2.05.06-85*. Moscow: Ministry of Regional Development of Russia; 2012 (in Russian).
4. RD 07-166-97 Instructions for observing the movements of the Earth's surface and objects located on it during the construction of underground structures in Moscow. In: Protection of mineral resources and geological surveying control: a collection of documents. Episode 07. Issue 8. Moscow: CJSC "Scientific and Technical Center for Industrial Safety Research"; 2010, p. 102–176 (in Russian).
5. State Standard 31937-2011 Buildings and constructions. Rules of inspection and monitoring of technical condition. Moscow: Standartinform Publ.; 2014 (in Russian).
6. NIIOSP named after N.M. Gersevanov JSC "SIC "Construction". Development of a methodology for calculating the strength of underground main gas pipelines in the territories under development. Report on the research work. Moscow; 2021 (in Russian).
7. *Avershin S.G.* Displacement of rocks. Moscow: Ugletekhizdat Publ.; 1947 (in Russian).
8. *Einbinder A.B., Kamerstein A.G.* Calculation of trunk pipelines for strength and stability. Moscow: Nedra Publ.; 1982 (in Russian).
9. *Bogomolova O.A., Zhidelev A.V.* The influence of the parameters of underground mining on the amount of precipitation of the daily surface of the moonlit area. Construction and Geotechnics. 2020;11(2):5–18 (in Russian). https://doi.org/10.15593/2224-9826/2020.2.01

10. *Geniev G.A.* A practical method for determining the movements of the earth's surface and the stressed state of soils caused by underground workings. Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzhenii = Structural Mechanics and Analysis of Constructions. 1977;(3):10–14 (in Russian).
11. *Ilyichev V.A., Nikiforova N.S., Tupikov M.M.* Study of deformation of soil massifs during the construction of shallow communication tunnels. Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov = Soil Mechanics and Foundation Engeneering. 2011;(3):8–15 (in Russian).
12. *Iofis M.A., Konovalov P.A., Mayorov S.G.* Instructions for observing the movements of the Earth's surface and objects located on it during construction. Moscow: IPKON RAS Publishing House; 1997 (in Russian).
13. *Longjid Ehtur.* Forecast of displacements and deformations of rocks and the Earth's surface when crossing the subway tunnels of heterogeneous layered rocks with different lithology [dissertation]. Saint Petersburg: Saint Petersburg Mining University; 2018 (in Russian).
14. *Petrukhin V.P., Isaev O.N., Sharafutdinov R.F.* Modeling of deformations of a soil massif during tunneling. Part 1: Studies of the influence of calculated parameters. Transportnoe stroitel'stvo = Transport construction. 2014;(9):7–11 (in Russian).
15. *Petrukhin V.P., Isaev O.N., Sharafutdinov R.F.* Modeling of deformations of a soil massif during tunneling. Part 2: Methods for selecting numerical simulation parameters. Transportnoe stroitel'stvo = Transport construction. 2014;(10):14–15 (in Russian).
16. *Polyak Z.I.* Displacement of rocks in the coal basin near. Moscow: Ugletekhizdat Publ.; 1947 (in Russian).
17. *Sheinin V.I., Pushilin A.N.* Evaluation of efforts in building structures arising from the penetration of underground workings. In: Collection of scientific works of N.M. Gersevanov NIIOSP: 75 years. Moscow: Ekonomika, stroitel'stvo, transport Publ.; 2006, p. 66–73 (in Russian).
18. *Pushilin A.N., Sheinin V.I.* Development of an engineering scheme for calculating building structures taking into account the displacements of the Earth's surface caused by tunneling. Moscow: RAT Publ.; 2002 (in Russian).
19. *Pushilin A.N., Favorov A.V., Sheinin V.I.* Method for calculating forces in building structures when the base is deformed due to tunneling underground workings. Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov = Soil Mechanics and Foundation Engeneering. 2007;(3):2–6 (in Russian).
20. *Strokova L.A.* Numerical modeling of surface subsidence during subway sinking. Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov = Soil Mechanics and Foundation Engeneering. 2009;(3):29–31 (in Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Олег Николаевич Исаев✉**,** канд. техн. наук, заведующий сектором геотехники линейных подземных сооружений НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: geotechnika2017@mail.ru
Oleg N. Isaev✉**,** Cand. Sci. (Engineering), Sectoral Head of Geotechnical Sector of Linear Underground Structures of NIIOSP named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: geotechnika2017@mail.ru

Дарина Павловна Кузнецова, инженер сектора геотехники линейных подземных сооружений НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва
Darina P. Kuznetsova, Engineer of Geotechnical Sector of Linear Underground Structures of NIIOSP named after N.M. Gersevanov, JSC Research Center of Construction, Moscow

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 69.07
https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-134-143 EDN XLTMRJ

ОБ ИССЛЕДОВАНИИ ЗНАЧИМОСТИ ОТДЕЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КОМБИНИРОВАННОГО СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА

Н.Э. УРМАНШИНА✉, канд. техн. наук
З.Р. МУХАМЕТЗЯНОВ, д-р техн. наук
ФГБОУ ВО «Уфимский государственный нефтяной технический университет», ул. Космонавтов, д. 1, г. Уфа, 450064, Российская Федерация

Аннотация

Введение. В статье рассматриваются перспективы использования комбинированных свайных фундаментов в качестве фундаментов колонн каркасных зданий и сооружений.

Цель исследования: выявление значимости и роли отдельных элементов комбинированного свайного фундамента и его основания для достижения максимальной несущей способности.

Материалы и методы. Для достижения поставленной цели применен комплекс численных теоретических исследований горизонтально нагруженных комбинированных свайных фундаментов. Для выявления значимости факторов на формирование несущей способности свайных фундаментов рассматриваемого типа на горизонтальную нагрузку и момент использовались численные трехуровневые исследования. В проведенном исследовании рассматривались следующие факторы: коэффициент постели грунта вокруг подколонника k_u; коэффициент постели околосвайного грунта k_p; поперечный размер подколонника d_u; высота подколонника l_u; угол наклона сваи к вертикали α_p. Значимость каждого фактора предполагалось оценивать величиной перемещения подколонника фундамента в уровне поверхности грунта, который описывается квадратным полиномом от пяти переменных.

Результаты. Анализ абсолютных значений коэффициентов полинома и степени влияния исследуемых факторов на величину горизонтального перемещения подколонника комбинированных свайных фундаментов в уровне поверхности грунта от действия горизонтальной и моментной нагрузок позволяет выявить вклад в формирование сопротивления фундаментов горизонтальной нагрузке. Было определено, что наиболее значимыми факторами в формировании сопротивления фундаментов горизонтальной нагрузке являются коэффициент постели грунта вокруг подколонника k_u и поперечный размер подколонника d_u (повышают сопротивляемость фундамента действию горизонтальной нагрузки на 60 и 35 % соответственно). Остальные факторы оказывают значительно меньшее влияние.

Выводы. Использование комплекса численных теоретических исследований горизонтально нагруженных комбинированных свайных фундаментов позволяет выявить значимость и роль отдельных его элементов и основания, а также обосновать количественные значения факторов влияния на несущую способность фундаментов.

Ключевые слова: свайные фундаменты, комбинированные свайные фундаменты, несущая способность, свая, численный эксперимент

Для цитирования: Урманшина Н.Э., Мухаметзянов З.Р. Об исследовании значимости отдельных элементов комбинированного свайного фундамента. *Вестник НИЦ «Строительство».* 2022;34(3):134–143. https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-134-143

Вклад авторов
Урманшина Н.Э. – определена и обоснована методика расчета отдельных элементов комбинированного свайного фундамента и его основания.
Мухаметзянов З.Р. – исследованы и предложены пути оптимизации конструкции комбинированных свайных фундаментов.

Финансирование
Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов
Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 18.04.2022
Поступила после рецензирования 29.07.2022
Принята к публикации 16.08.2022

STUDY INTO THE SIGNIFICANCE OF INDIVIDUAL ELEMENTS IN A PILED-RAFT FOUNDATION

N.E. URMANSHINA✉, Cand. Sci. (Engineering)
Z.R. MUKHAMETZYANOV, Dr. Sci. (Engineering)
Ufa State Petroleum Technological University, Kosmonavtov str., 1, Ufa, 450064, Russian Federation

Abstract

Introduction. The prospects of using piled-raft foundations to support the columns of frame buildings and civil engineering works are examined.

Aim. To determine the significance and role of individual elements in a piled-raft foundation and its underlying soil to achieve the maximum load capacity.

Materials and methods. In order to achieve the stated aim, a series of theoretical numerical studies into horizontally loaded piled-raft foundations was conducted. Here, three-level numerical studies were used to determine the effect of various factors on the load capacity of piled-raft foundations under horizontal and moment loading. The following factors were considered in this work: coefficient of soil reaction around the column pedestal k_u; coefficient of near-pile soil reaction k_p; transverse dimension of the column pedestal d_u; pedestal height l_u; inclination angle of the pile to the vertical α_p. The significance of each factor was assessed in terms of the column pedestal displacement at the soil surface level, which is described by a quadratic polynomial in five variables.

Results. The impact on foundation resistance to horizontal loading can be determined by analyzing the absolute values of polynomial coefficients and the extent to which the considered factors affect the horizontal pedestal displacement in piled-raft foundations under horizontal and moment loading at the soil surface level. It is established that the most significant factors contributing to the foundation resistance to horizontal loading include the coefficient of soil reaction around the column pedestal k_u and the transverse dimension of the column pedestal d_u (increasing the foundation resistance to horizontal loading by 60% and 35%, respectively). The other factors have a significantly lower impact.

Conclusions. It is shown that numerical theoretical studies into horizontally loaded piled-raft foundations reveal the significance and role of its individual elements and underlying soil, as well as justifying the values of factors affecting the load capacity of foundations.

Keywords: pile foundations, piled-raft foundations, load capacity, pile, numerical experiment

For citation: Urmanshina N.E., Mukhametzyanov Z.R. Study into the significance of individual elements in a piled-raft foundation. *Bulletin of Science and Research Center of Construction.* 2022;34(3):134–143. (In Russ.) https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-134-143

Author contribution statements
Urmanshina N.E. – selection and justification of a calculation procedure for the individual elements of a piled-raft foundation and underlying soil.
Mukhametzyanov Z.R. – study and proposal of ways to optimize the design of piled-raft foundations.

Funding
No funding support was obtained for the research.

Conflict of interest
The authors declare no conflict of interest.

Received 18.04.2022
Revised 29.07.2022
Accepted 16.08.2022

В настоящее время в связи с широким использованием для строительства площадок с неблагоприятными инженерно-геологическими условиями (недостаточная несущая способность основания, большая мощность насыпных грунтов, высокий уровень подземных вод, опасные геологические процессы, сложные рельефы и напластования грунтов и т. д.), строительством зданий повышенной этажности, увеличением предельных нагрузок на основания, передачей на них значительных комплексных статических, динамических, знакопеременных нагрузок находят успешное применение свайные фундаменты. Это подтверждается детальным анализом различных конструкций фундаментов для зданий и сооружений, наиболее широко используемых в строительстве [1, 2].

В связи с этим заслуживает внимания рассмотрение комбинированного свайного фундамента (далее – КСФ), используемого в качестве фундамента колонн каркасных зданий и сооружений в виде безростверкового свайного фундамента [3, 4].

КСФ являются достаточно сложными конструкциями, сопрягаемыми последовательно из нескольких элементов. Это приводит к суммированию несущей способности по грунту, значительно превышающей поэлементную погружающую способность копра. Конфигурация, размеры и параметры сопрягаемых элементов КСФ существенно влияют на несущую способность, в т. ч. горизонтальную. Однако рациональность конфигурации и геометрических размеров отдельных сопрягаемых элементов, их «вклад» в несущую способность КСФ изучены неполно, что не позволяет оптимизировать параметры фундамента и повысить его технико-экономические показатели.

Следовательно, существующие в этой области теоретические положения и практические рекомендации нуждаются в усилении степени их обоснованности. В связи с этим представляется актуальным рассмотрение оценки степени влияния отдельных элементов КСФ и его основания на несущую способность [5, 6].

КСФ являются эффективным типом фундаментов колонн каркасных зданий и сооружений, воспринимающие значительные горизонтальные нагрузки (500–700 кН), которые позволяют достичь высоких технико-экономических показателей в условиях глинистых грунтов [7].

КСФ представляет собой фундамент, выполненный путем сопряжения одной или нескольких свай, погруженных в предварительно выштампованную (продавленную, пробуренную) полость, которая затем бетонируется для омоноличивания голов свай с одновременным устройством стакана для железобетонных или анкерных болтов для металлических колонн. КСФ являются многоэлементной конструкцией и для их эффективного применения на практике необходимо выполнить исследования по оптимизации конструкции КСФ и обоснования расчетной схемы для расчета (рис. 1).

Одним из путей совершенствования методов расчета КСФ является определение факторов, оказывающих наибольшее влияние на сопротивляемость фундамента действию сил. С этой целью были проведены численные трехуровневые эксперименты по выявлению значимости факторов при работе КСФ на горизонтальную нагрузку и момент с использованием разработанного программного продукта [8, 9] (рис. 2). На основании ранее проведенных натурных испытаний КСФ были приняты пять факторов, которые, по мнению авторов, вносят наибольший вклад в формирование сопротивления фундаментов горизонтальной нагрузке: коэффициент постели грунта вокруг подколонника k_u; коэффициент постели околосвайного грунта k_p; поперечный размер подколонника d_u; высота подколонника l_u; угол наклона сваи к вертикали α_P.

Границы (пределы) изменения каждого фактора проанализированы и приняты с учетом применяемых и возможных геометрических размеров элементов КСФ (подколонника и свай), характерных грунтовых условий (коэффициенты постели), нагрузок и конструктивных особенностей экспериментально-производственных фундаментов рассматриваемого типа с учетом погружающей способности современных копров [9].

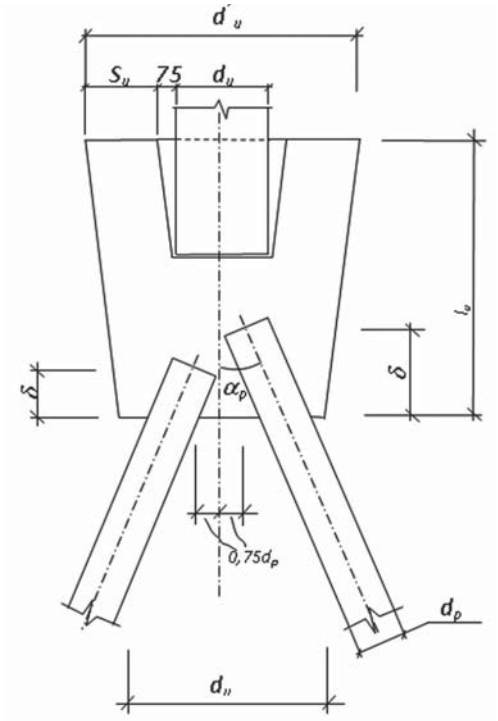


Рис. 1. Схема комбинированного свайного фундамента
Fig. 1. Schematic of a piled-raft foundation

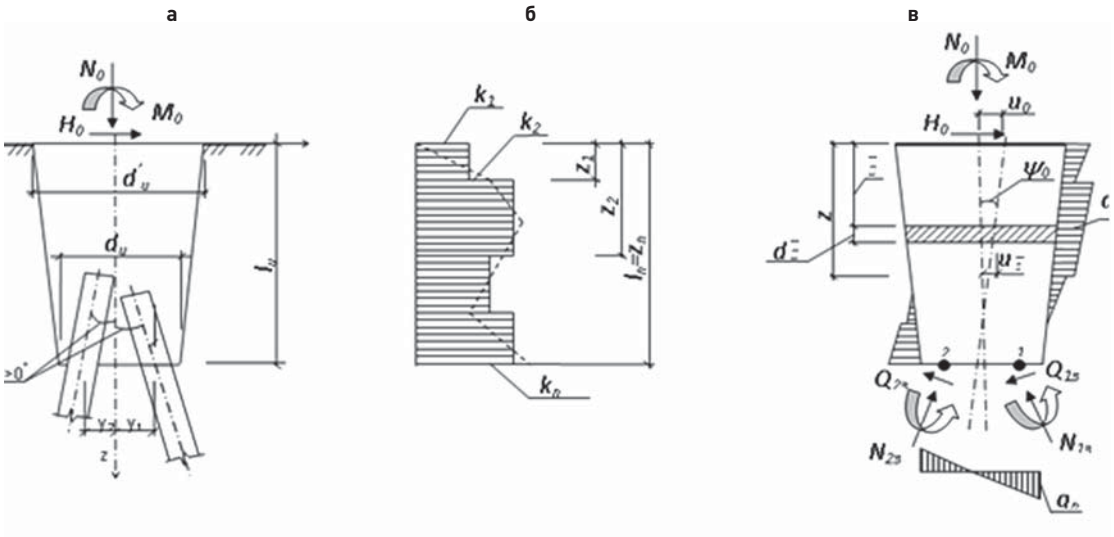


Рис. 2. Расчетная схема комбинированного свайного фундамента
Fig. 2. Design of a piled-raft foundation

Для упрощения записи условий численного эксперимента и обработки экспериментальных данных были определены безразмерные значения каждого фактора по формуле (1):

$$X_i = \frac{f_i - (f_{iB} + f_{iH})/2}{(f_{iB} - f_{iH})/2}, \quad (1)$$

где f_{iB}, f_{iH} – соответственно верхнее и нижнее значение фактора f;
f_i – промежуточное значение фактора f.

В нормализованном (безразмерном) виде значения факторов f на верхнем уровне равны +1, на нижнем – –1, а на основном – 0 [10]. Натуральные и нормализованные значения каждого фактора приведены в табл. 1.

Таблица 1

Натуральные и нормализованные значения факторов

Table 1

Natural and normalized values of the factors

Нормализованные (безразмерные) значения фактора в зависимости от уровня эксперимента	Натуральные (количественные) значения факторов				
	k_u (x_1), кН/м³	k_p (x_2), кН/м³	d_u (x_3), м	l_u (x_4), м	α_p (x_5), 0°
–1	1000	2000	0,9	1,5	6
0	3000	4000	1,2	2,0	9
+1	5000	6000	1,5	2,5	12

Выходными параметрами программы являются перемещение в уровне поверхности грунта и изгибающий момент в заделке сваи в подколоннике. За контрольный показатель принято горизонтальное перемещение в уровне поверхности грунта.

По таблицам планов эксперимента [11] выбран трехуровневый план эксперимента *№ 74* для пяти вышеперечисленных факторов, и согласно выбранному плану были проведены *24* расчета по разработанной программе. Принятый план эксперимента описывает модель линейную по параметрам. Поэтому для данного трехуровневого пятифакторного эксперимента перемещение в уровне поверхности грунта можно записать в виде квадратного полинома от пяти переменных:

$$Y = b_0 + b_{11}x_1^2 + b_{22}x_2^2 + b_{33}x_3^2 + b_{44}x_4^2 + b_{55}x_5^2 + b_1x_1 + b_2x_2 + b_3x_3 + b_4x_4 + b_5x_5 + \\ + b_{12}x_1x_2 + b_{13}x_1x_3 + b_{14}x_1x_4 + b_{15}x_1x_5 + b_{23}x_2x_3 + b_{24}x_2x_4 + b_{25}x_2x_5 + b_{34}x_3x_4 + \\ + b_{35}x_3x_5 + b_{45}x_4x_5 + e, \quad (2)$$

где $x_1 \ldots x_5$ – независимые переменные – нормализованные значения факторов;

Y – результат численного эксперимента в точке $(x_1 \ldots x_5)$, в данном случае перемещение подколонника КСФ в уровне поверхности грунта, см;

b_0 – свободный член уравнения регрессии;

b_i, b_{ii} – коэффициенты при факторах и квадратах факторов;

b_{ij} – коэффициенты регрессии при попарном произведении факторов $x_i \cdot x_j$;

e – ошибка наблюдения.

Вычисленные значения коэффициентов полинома b_{in}, определенные методом наименьших квадратов и подставленные в уравнение регрессии, позволили определить перемещения КСФ на уровне поверхности грунта, а также величины невязки значений горизонтальных перемещений, определенных в результате численных экспериментов и по полученному уравнению регрессии.

Расхождения значений перемещений по численным экспериментам и вычисленным по полиному в среднем составили *5,47 %*. Данное уравнение регрессии с достаточной точностью описывает горизонтальное перемещение КСФ. В результате вычислений получены следующие значения коэффициентов полинома:

b_0 = 0,00283581958222134
b_{11} = 0,00109568859026923
b_{22} = 0,000146859006750549
b_{33} = 0,000114984006750555
b_{44} = -0,000357084811955183
b_{55} = -0,00015706709154895
b_1 = -0,00154892225892749
b_2 = 5,46965626827937e-06
b_3 = -0,00104504170736808
b_4 = -0,000116444996548696
b_5 = -9,71608952911293e-0
b_{12} = 4,61914525256957e-05
b_{13} = 0,00051223423545575
b_{14} = -0,000177027018385806
b_{15} = 8,15573411972953e-05
b_{23} = 4,70936003936459e-06
b_{24} = 2,69976413337784e-05
b_{25} = -1,60328099987952e-05
b_{34} = 0,00012600332315196
b_{35} = -2,20755929288494e-05
b_{45} = 9,37400270687398e-05

Рассмотрим степень влияния линейных эффектов (т. е. коэффициентов b_i при нормализованных значениях выбранных факторов x_i *в* уравнении регрессии) на работу КСФ на горизонтальную нагрузку и изгибающий момент, исходя из предположения, что «чем больше численная величина коэффициента, тем большее влияние оказывает фактор».

Таблица 2

Коэффициенты независимых переменных полинома

Table 2

Coefficients of independent polynomial variables

Значение коэффициента полинома	Коэффициент уравнения регрессии	Слагаемое полинома	Варьируемый фактор численного расчета
0,0028358	b_0		–
–0,0015489	b_1	x_1	k_u (коэффициент постели грунта вокруг подколонника)
–0,0010450	b_3	x_3	d_u (поперечный размер подколонника)
–0,0001164	b_4	x_4	l_u (высота подколонника)
–0,0000972	b_5	x_5	α_p (угол наклона свай)
0,0000055	b_2	x_2	k_p (коэффициент постели околосвайного грунта)

Анализ абсолютных значений коэффициентов полинома (табл. 2) и степень влияния исследуемых факторов на величину горизонтального перемещения подколонника КСФ в уровне поверхности грунта от действия горизонтальной и моментной нагрузок позволяет выявить следующие особенности:

– *свободный член уравнения регрессии* b_0 равен некоторому начальному перемещению подколонника, которое будет при любом сочетании факторов варьирования. Из множества сочетаний исследуемых факторов найдется такое, что все значения факторов в стандартизованном виде будут равны *0* (на среднем уровне варьирования), тогда перемещение подколонника в уровне грунта будет равно b_0;

– *линейный эффект* b_1 *коэффициента постели грунта вокруг подколонника* k_u – самый важный фактор – подтверждает, что несущая способность КСФ исчерпывается по грунту, причем именно подколонник воспринимает на себя основное воздействие горизонтальной и моментной нагрузок. Коэффициент b_1 уменьшает значение горизонтального перемещения подколонника *Y* (до *60 %*), т. е. чем больше коэффициент постели грунта вокруг подколонника, тем выше несущая способность фундамента. Разброс значений перемещений составляет примерно *0,2–0,3 см*;

– *линейный эффект* b_3 *поперечного размера подколонника* d_u – также значимый фактор, положительно влияющий на повышение несущей способности КСФ воздействию горизонтальной силы и момента. Увеличение поперечного размера подколонника до адекватных пределов, с учетом технологической возможности устройства монолитного либо сборного подколонника, повышает сопротивляемость КСФ действию горизонтальной нагрузки на *35 %*, т. е. уменьшает горизонтальное перемещение *Y* на величину *0,086 см;*

– *линейный эффект* b_4 *высоты подколонника* l_u – высота подколонника не оказывает столь большого влияния на сопротивляемость КСФ воздействию горизонтальной нагрузки, в отличие от вышеприведенных факторов. Увеличением высоты подколонника нецелесообразно добиваться повышения несущей способности КСФ, т. к. если длина подколонника недостаточна для восприятия горизонтальной и моментной нагрузок, то в работу вступают сваи;

– *линейные эффекты* b_5 *угла наклона свай* α_p *и* b_2 *коэффициента постели околосвайного грунта* k_p – в абсолютном значении наименее значимые факторы подтверждают данные о том, что КСФ нагрузку от горизонтальной силы и момента в основном воспринимает

подколонником. Линейные эффекты l_u, α_p, k_p изменяют величину горизонтального перемещения всего на *6–10 %*, что в натуральных единицах составляет *0,027–0,072 см*.

Вышеизложенный анализ результатов численных экспериментов наглядно прослеживается на рис. 3 в виде гистограммы разброса значений горизонтальных перемещений подколонника КСФ в уровне дневной поверхности грунта. Первая колонка в каждой группе гистограммы показывает перемещение подколонника КСФ на нижнем уровне варьирования рассматриваемого фактора (значение фактора в нормализованном виде – –1), вторая – на среднем (0), и третья – на верхнем (+1).

Значительный разброс значений горизонтального перемещения подколонника в уровне поверхности грунта (группа № 1 гистограммы, рис. 3) свидетельствует о максимальном влиянии коэффициента постели грунта вокруг подколонника k_u на величину перемещения подколонника. Это абсолютно коррелируется с утверждением, что в системе «фундамент – основание» «слабым звеном» является основание.

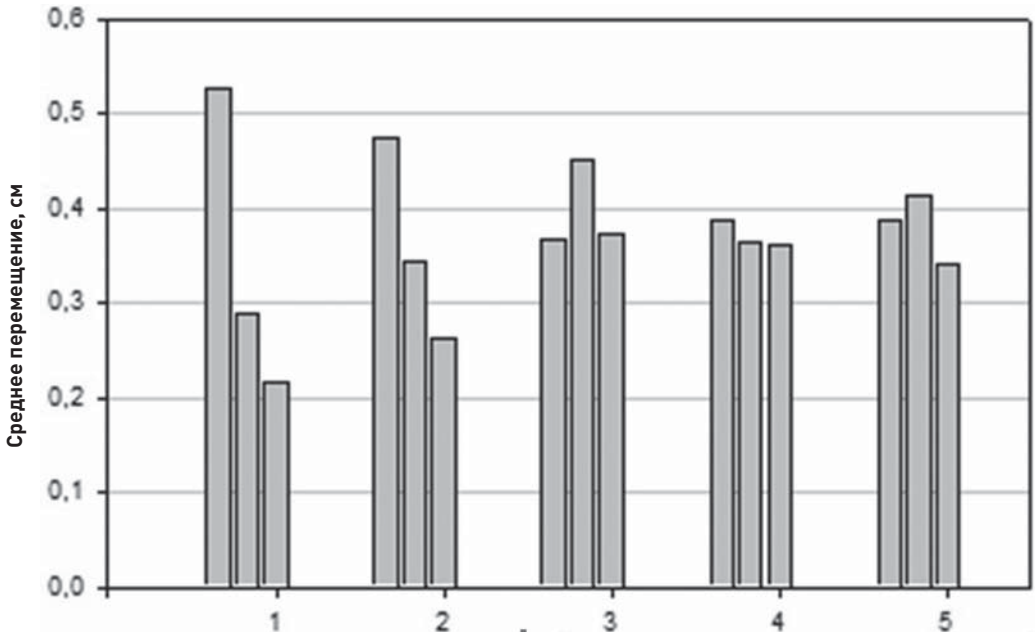


Рис. 3. Гистограмма значений горизонтального перемещения подколонника КСФ на уровне грунта
Fig. 3. Histogram showing horizontal pedestal displacements in a piled-raft foundation at the soil level

Выводы

Использование комплекса численных теоретических исследований горизонтально нагруженных КСФ позволяет выявить значимость и роль отдельных элементов КСФ и его основания, что способствует оптимизации и оценки эффективности проектируемых КСФ различных конструктивных размеров фундамента и инженерно-геологических условий площадки строительства. Проведенные численные трехуровневые исследования выявили значимость факторов на формирование несущей способности КСФ на горизонтальную нагрузку и момент. При этом обоснованы количественные входные трехуровневые параметры факторов влияния на несущую способность фундаментов, согласующиеся с реальными грунтовыми условиями и конструктивными особенностями сваепогружающих копров.

Практическая значимость предлагаемых численных экспериментов заключается в применении его результатов для совершенствования конструкций КСФ с целью получения максимальной несущей способности.

Список литературы

1. *Мухаметзянов З.Р., Гусев Е.В.* Современный подход к моделированию технологии строительства промышленных объектов. Промышленное и гражданское строительство. 2012;(10):68–69.
2. *Gusev E.V., Mukhametzyanov Z.R., Razyapov R.V.* Technique for Determination of Rational Boundaries in Combining Construction and Installation Processes Based on Quantitative Estimation of Technological Connections. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering (MSE). 2017;262:012140. https://doi.org/10.1088/1757-899x/262/1/012140
3. *Готман А.Л.* Расчет комбинированных свайных фундаментов на действие горизонтальной нагрузки и изгибающего момента. Основания, фундаменты и механика грунтов. 2015;(4):23–27.
4. *Готман А.Л.* Экспериментальные исследования работы комбинированных свайных фундаментов на действие горизонтальной нагрузки. Основания, фундаменты и механика грунтов. 2014;(3):2–6.
5. *Хабибуллин С.Ю., Хабибуллина Н.Н.* Численные исследования оптимальных размеров комбинированных свайных фундаментов. Современные наукоемкие технологии. 2018;(9):120–125.
6. *Яковлев П.И., Готман А.Л., Курмаев Р.Г.* Взаимодействие сооружений с грунтом и свайные основания. Одесса: Астропринт; 2004.
7. *Готман А.Л.* Разработка, исследование и внедрение эффективных фундаментов и методов их проектирования. В: Сб. научн. тр. БашНИИстроя. Уфа; 1996, с. 9–26.
8. *Готман А.Л., Урманшина Н.Э., Галеев Р.Г.* Обоснование рациональной конструкции и, расчетной схемы горизонтально нагруженного комбинированного свайного фундамента. В: Тр. Межд. конф. «Геотехника – наука и практика» по современ. проблемам мех. грунтов и фундаментостроения, посвященная памяти Б.И. Далматова. Санкт-Петербург; 2000, с.159–166.
9. *Урманшина Н.Э.* Исследование работы комбинированных свайных фундаментов на горизонтальную нагрузку в глинистых грунтах: дис. ... канд. техн. наук. Уфа; 2001.
10. *Адлер Ю.П., Маркова Е.В., Грановский Ю.В.* Планирование эксперимента при поиске оптимальных условий. Москва: Наука; 1976.
11. *Бродский В.З., Бродский Л.И., Голикова Т.И., Никитина Е.П., Панченко Л.А.* Таблицы планов эксперимента для факторных и полиномиальных моделей (справочное издание). Москва: Металлургия; 1982.

References

1. *Mukhametzyanov Z.R., Gusev E.V.* A modern approach to modeling the technology of construction of industrial facilities. Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo = ndustrial and Civil Engineering. 2012;(10):68–69 (in Russian).
2. *Gusev E.V., Mukhametzyanov Z.R., Razyapov R.V.* Technique for Determination of Rational Boundaries in Combining Construction and Installation Processes Based on Quantitative Estimation of Technological Connections. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering (MSE). 2017;262:012140. https://doi.org/10.1088/1757-899x/262/1/012140
3. *Gotman A.L.* Calculation of combined pile foundations on the action of horizontal load and bending moment. Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov = Soil Mechanics and Foundation Engeneering. 2015;(4):23–27 (in Russian).
4. *Gotman A.L.* Experimental studies of the operation of combined pile foundations on the action of a horizontal load. Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov = Soil Mechanics and Foundation Engeneering. 2014;(3):2–6 (in Russian).
5. *Khabibullin S.Yu., Khabibullina N.N.* Numerical studies of the optimal dimensions of combined pile foundations. Sovremennye naukoemkie tekhnologii Modern high technologies. 2018;(9):120–125 (in Russian).
6. *Yakovlev P.I., Gotman A.L., Kurmaev R.G.* Interaction of structures with soil and pile foundations. Odessa: Astroprint Publ.; 2004 (in Russian).
7. *Gotman A.L.* Development, research and implementation of effective foundations and methods of their design. In: Collection of scientific works of BashNIIstroy. Ufa; 1996, p. 9–26 (in Russian).
8. *Gotman A.L., Urmanshina N.E., Galeev R.G.* Substantiation of a rational design and design scheme for a horizontally loaded combined pile foundation. In: Tr. Int. conf. "Geotechnics – science and practice" according to modern. problems fur. soils and foundation engineering, dedicated to the memory of B.I. Dalmatova. Saint Petersburg; 2000, p.159–166 (in Russian).
9. *Urmanshina N.E.* Study of the operation of combined pile foundations for horizontal load in clay soils [dissertation]. Ufa; 2001 (in Russian).
10. *Adler Yu.P., Markova E.V., Granovsky Yu.V.* Planning an experiment in the search for optimal conditions. Moscow, Nauka Publ.; 1976 (in Russian).
11. *Brodsky V.Z., Brodsky L.I., Golikova T.I.* Tables of experimental plans for factorial and polynomial models (reference edition). Moscow: Metallurgiya Publ.; 1982 (in Russian).

Информация об авторах / Information about the authors

Наталия Эдуардовна Урманшина✉**,** канд. техн. наук, доцент, доцент кафедры «Автомобильные дороги и технология строительного производства» ФГБОУ ВО «Уфимский государственный нефтяной технический университет», Уфа
e-mail: adtsp@mail.ru
тел.: +7 (917) 347-62-40
Nataliia E. Urmanshina✉**,** Cand. Sci. (Engineering), Associate Professor, Associate Professor of the Highway and Construction Technology Department of the Ufa State Petroleum Technological University, Ufa
e-mail: adtsp@mail.ru
tel.: +7 (917) 347-62-40

Зинур Ришатович Мухаметзянов, д-р техн. наук, доцент, профессор кафедры «Автомобильные дороги и технология строительного производства» ФГБОУ ВО «Уфимский государственный нефтяной технический университет», Уфа
e-mail: zinur-1966@mail.ru
тел.: +7 (917) 780-35-05
Zinur R. Mukhametzyanov, Dr. Sci. (Engineering), Associate Professor, Professor of the Highway and Construction Technology Department of the Ufa State Petroleum Technological University, Ufa
e-mail: zinur-1966@mail.ru
tel.: +7 (917) 780-35-05

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author

УДК 101.1
https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-144-153 EDN ZBKILH

Наука и философия

ФИЛОСОФИЯ ТЕХНИКИ: ОСНОВНЫЕ НАПРАВЛЕНИЯ И ПОДХОДЫ

В.И. НИКИТИН, канд. ист. наук
АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, к. 5, г. Москва, 109428, Российская Федерация

Аннотация

У определенной части ученых бытует мнение, что в науке почти столько точек зрения, сколько людей, ею занимающихся. В этом плане философия науки не является исключением. При всем многообразии взглядов, позиций и теоретических конструкций в статье рассмотрены наиболее значимые направления и подходы, вкратце раскрыты философские воззрения их ведущих представителей в области техники.

Неоднозначность взглядов и подходов в оценке места и роли техники в развитии человеческого общества, сохранении природной среды обитания, создании новых этических норм взаимодействия в процессе бурно развивающейся научно-технической революции – все это не могло не найти отражения в материале статьи по актуальным проблемам философии техники.

Значительное место в философии техники занимает осмысление проблемы опосредованного влияния техники на развитие самого человека. Влияние не только материально вещное и духовное, но и даже физиологическое, что нашло отображение в одном из подходов, описываемых в данной статье.

Ключевые слова: орудия труда, техника случая, ремесленная техника, машинная техника, «мегамашина», технологический эвдемонизм, технологический алармизм

Для цитирования: Никитин В.И. Философия техники: основные направления и подходы. *Вестник НИЦ «Строительство».* 2022;34(3):144–153. https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-144-153

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

Финансирование
Исследование не имело спонсорской поддержки.

Конфликт интересов
Автор заявляет об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 12.08.2022
Поступила после рецензирования 31.08.2022
Принята к публикации 06.09.2022

Science and Philosophy

PHILOSOPHY OF TECHNOLOGY: MAIN DIRECTIONS AND APPROACHES

V.I. NIKITIN, Cand. Sci. (History)

JSC Research Center of Construction, 2nd Institutskaya str., 6, bld. 5, Moscow, 109428, Russian Federation

Abstract

There is a widespread belief held by certain groups of researchers that there are almost as many points of view in science as there are people involved in doing science. In this respect, philosophy of science is no exception. Among diverse viewpoints, positions and theoretical constructs in the field of philosophy of technology, the author considers the most significant directions and approaches and briefly outlines the philosophical positions of their leading representatives.

In particular, the author considers such relevant questions as the ambiguity of views and approaches in assessing the place and role of technology in the development of human society, preservation of the natural environment, creation of new ethical norms of interaction in the process of a thriving scientific and technological revolution.

The problem of the mediated influence of technology on human development occupies a significant place in the philosophy of technology. This influence is expressed not only in material and spiritual forms, but also physiologically, which is reflected in one of the approaches described in this article.

Keywords: instrument of labour, technology of chance, craft technology, machine technology, megamachine, technological eudemonicism, technological alarmism

For citation: Nikitin V.I. Philosophy of Technology: Main Directions and Approaches. *Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2022;34(3):144–153. (In Russ.) https://doi.org/10.37538/2224-9494-2022-3(34)-144-153

Author contribution statement
The author takes responsibility of all the aspects of the article preparation.

Funding
No funding support was obtained for the research.

Conflict of interest
The author declares no conflict of interest.

Received 12.08.2022
Revised 31.08.2022
Accepted 06.09.2022

Важный вклад в осмысление техники, ее места и роли в развитии человеческой цивилизации, роли человека, создающего и использующего технику, изучение механизмов технического творчества, анализа результатов, а также возможных последствий научного и технического прогресса и т. д. внесли философы, психологи, экономисты, социологи и другие представители гуманитарных наук. В итоге сформировался ряд направлений и подходов в осмыслении ключевых проблем техники, получивший общее название гуманитарного направления в философии техники. Рассмотрим наиболее важные из них.

Социально-гуманитарное направление философии техники

Одним из основателей этого направления и признанным лидером в исследовании *социальных аспектов технического прогресса* является Карл Маркс (1818–1883). Придерживаясь концепции органопроекции Э. Каппа в V главе «Капитала», он писал: «Предмет, которым человек овладевает непосредственно… есть не предмет труда, а средство труда. Так, данное самой природой, становится органом его деятельности, органом, который он присоединяет к органам своего тела, удлиняя, таким образом, вопреки Библии, естественные размеры последнего» [1]. Для Маркса орудия труда – «*это овеществленная сила знания»*.

Хотя техника и обладает в своем развитии относительной самостоятельностью, в рамках материального производства она детерминируется формой существующих производственных отношений. В разные периоды истории техника испытывала стимулирующее или тормозящее воздействие в зависимости от господствовавших в тот или иной период производственных отношений. Экономические эпохи, писал К. Маркс, различаются не тем, что производится, а тем, как производится, какими средствами труда.

Так, характер каждой эпохи Маркс определял через прогресс средств труда, представляющих собой не только мерило развития рабочей силы, но и показатель самих общественных отношений. В частности, последствия революции в развитии средств труда он подробно рассматривает в восьмой главе «Капитала». При переходе от ремесленной техники к технике машинной мускульная энергия человеческого организма заменяется силами природы, а на смену традиционным знаниям, использовавшимся в процессе ручного труда, приходит знание точных наук.

В ремесле и в мануфактуре работник заставляет орудие служить себе, а на фабрике он служит машине, являясь ее живым придатком. Очень скоро обнаруживается, что работодателю не нужно столько рабочих ввиду высокой производительности «умных» машин. Наступает время массовых увольнений, и миллионы людей становятся безработными.

«Не подлежит никакому сомнению, – замечает К. Маркс, – что машины сами по себе не ответственны за то, что они «освобождают» рабочего от жизненных средств существования» [1]. Машина аксиологически нейтральна и враждебна рабочему и ремесленнику потому, что оказалась не в тех руках. Все дело в капиталистическом применении машин. Следовательно, необходимо передать машины в руки рабочих, экспроприировать работодателей как экспроприаторов, отдав политическую и экономическую власть пролетариату. Такова логика учения Маркса.

В технофилософской концепции Маркса есть еще один важный аспект, относящийся к оценке характера самого технического прогресса. Придерживаясь диалектической концепции в философии, Маркс полагал, что любой из системообразующих элементов этого процесса непременно должен содержать в себе и относительный регресс. «В наше время, – отмечал он, – все как бы чревато своей противоположностью. Мы видим, что машины, обладающие чудесной силой сокращать и делать плодотворнее человеческий труд, приносят людям голод и изнурение. Новые, до сих пор неизвестные источники богатства благодаря каким-то странным и непонятным чарам превращаются в источник нищеты. Победы техники как бы куплены ценой моральной деградации. Кажется, что по мере того, как человечество подчиняет себе природу, человек становится рабом других людей, либо же рабом своей собственной подлости» [1].

К социально-гуманитарному направлению в философии техники можно отнести и французского богослова, социолога и философа техники Жака Эллюля (1912–1994). Все его работы посвящены анализу и изучению современного ему технического общества. В противовес марксистской концепции о решающей роли способа производства в истории человеческой цивилизации Эллюль в классификацию исторических эпох кладет степень развития техники. Эта идея проходит красной нитью через все его основные работы: «Техника» (1954), «Техническое общество» (1964), «Метаморфоза буржуазии» (1967), «Империя нелепости» (1980) и ряд других.

Технику Эллюль определяет как «совокупность рационально выработанных методов, обладающих абсолютной эффективностью в каждой области человеческой деятельности» [2]. По его мнению, «феномен техники» характеризуется такими важными особенностями, как рациональность, самонаправленность, неделимость, саморост, артефактность, универсальность и автономность. Благодаря этим семи признакам, считал он, именно техника определяет все другие формы деятельности, включая экономику, политику, образование, искусство, спорт, здравоохранение и т. п.

Но в то же время «претензиям» техники, чтобы превратиться во всеобусловливающее и всепорождающее начало, утверждал Эллюль, следует оказывать активное противодействие. Для этого им была сформулирована особая *этическая концепция отказа от власти техники*. Она требует самоограничения человека, согласно которому люди должны договариваться между собой не делать того, что они вообще в состоянии технически осуществить, если эти технические новинки порабощают человека и разрушают его как личность.

Своеобразную философскую трактовку технике давали и представители франкфуртской школы Макс Хоркхаймер (1895–1973), Герберт Маркузе (1898–1979), Теодор Адорно (1903–1969) и Юрген Хабермас (р. 1929). По их мнению, то, что человек в условиях капиталистического общества лишается своего «второго» измерения, то есть духовности, и становится как бы «одномерным», в определенной степени виновата и техника, которая выступает генератором массовой культуры, лишенной духовности и рассчитанной на усредненные культурные стандарты. При этом поработителем выступает не сама техника, а ее хозяин.

В частности, в работе «О технике и гуманизме» Адорно ставит вопрос об ответственности техников за результаты своего труда. По его мнению, при решении данного вопроса необходимо исходить из того, что техник может оказаться не самим собой, а носителем специально предписанных функций. Поэтому он не верит в то, что с помощью особой технической этики можно повлиять на то, что технику приходится выполнять на работе. Адорно в принципе отвергает возможность существования моральных норм, которые могут препятствовать познанию.

Адорно считал, что противоречие между общественным и техническим разумом нельзя игнорировать. Его необходимо предметно решать. В конечном счете, рассуждал он, вопрос о том, принесет ли современная техника пользу или вред человечеству, зависит «не от техников и даже не от самой техники, а от того, как она используется обществом» [3].

Последователь Адорно Юрген Хабермас негативно относился к западной философии техники, обвиняя ее в склонности к технократическому мышлению. Согласно его представлению, техника является силой, отнимающей у человека его свободный творческий дух, лишающей его возможности свободного действия, самовыражения и самоорганизации и, в конечном счете, обращающей его в раба собственных творений.

Гуманитарно-антропологическое направление в философии техники

Основоположником данного направления считается создатель философии техники Э. Капп. Одним из наиболее видных его представителей был немецкий философ-экзистенциалист, психиатр Карл Ясперс (1883–1969). В его теоретическом наследии особого внимания заслуживает работа «Современная техника», переведенная на русский язык в 1989 году. С позиций технофилософии, анализируя историю человечества со времен появления христианства, он приходит к выводу, что отличительной чертой этого времени становится катастрофическое обнищание человека в области духовной жизни, человечности, любви и одновременное нарастание успехов в области науки и техники.

Духовная нищета многих ученых-естественников и техников характеризуется их скрытой неудовлетворенностью на фоне исчезающей человечности. Стратегическую цель исторического развития он видит в *установлении господства над природой с помощью самой природы*. Поэтому технику Ясперс рассматривает как совокупность тех действий, которые знающий человек совершает с целью господства над природой, то есть ради того, чтобы придать своей жизни «такой облик, который позволил бы ему снять с себя бремя нужды и обрести нужную форму окружающей среды» [4].

По его мнению, техника характеризуется двумя базовыми особенностями: *рассудком* и *властью*. Основной смысл техники – освобождение человека от власти природы. Ясперс выделяет два главных вида техники – технику, производящую *энергию*, и технику, производящую *продукты*.

Он также вычленяет три фактора, влияющих на развитие научно-технического знания:

1. *естественные науки*, которые создают свой искусственный мир и являются предпосылками к его дальнейшему развитию;
2. *дух изобретательства*, способствующий усовершенствованию уже существующих изобретений;
3. *организация труда*, направленная на повышение рационализации научной и производственной деятельности.

Труд человека Ясперсом рассматривается также в трехмерном измерении: как затраты физических сил, как планомерная деятельность и как существенное свойство человека. В совокупности *труд* – это планомерная деятельность, направленная на преобразование предметов труда с помощью средств труда.

Принципиально важным следует считать утверждение Ясперса, что собственный мир человека, то есть созданная им искусственно среда обитания и существования, является результатом не индивидуального, а совместного человеческого труда. Вслед за Марксом он приходит к выводу, что «от характера труда и его разделения зависит структура общества и жизнь людей во всех ее измерениях и разветвлениях» [4]. Но подобная социальная оценка труда принималась и до сих пор принимается многими далеко не однозначно. Греки презирали физический труд как удел рабов. В христианстве (за исключением протестантов) труд ассоциируется с божьим наказанием как искуплением за грехопадение.

Далеко не однозначным было и отношение к технике. «В течение последних ста лет, – писал Ясперс, – технику либо прославляли, либо презирали, либо взирали на нее с уважением» [4]. Но сама по себе техника нейтральна: она не является ни злом, ни добром. Все зависит от того, чего можно добиться с ее помощью. И здесь Ясперс полагается на *сознание*

человека, вычленяя в нем особую философскую *веру-интуицию*. Философская идея, считал он, открывается человеку вначале чисто интуитивно, а лишь затем ищет своего выражения в определенных образах и понятиях.

К гуманитарно-антропологическому направлению относился и испанский публицист, общественный деятель и философ Хосе Ортега-и-Гассет (1883–1955). Жизнь он рассматривает как «*потребность потребностей*». Человек в удовлетворении своих потребностей, в отличие от животных, сам производит то, чего нет в природе. В этом состоит его *репертуар*. В то же время человеческой природе присуща способность расширить круг своих потребностей, то есть расширить свой *репертуар*. Данная способность человека и лежит, по мнению Ортеги-и-Гассета, в основе его *деятельности по преобразованию природы*.

Он сформулировал свое собственное понимание вопроса *что значит быть человеком*, выраженное в тезисе: «Я есть я и окружающие меня условия». В его представлении человек выступает изначально лишь как сырой материал, из которого он творит себя сам или, пользуясь терминологией Ортеги, сам себя «проектирует».

Он выделяет три стадии реализации подобного проекта:

- создание проекта, который личность должна реализовать;
- материальная реализация проекта;
- формирование технических потребностей.

При этом, по его мнению, существует столько «техник», сколько человеческих проектов. «Эта изобретенная самим человеком жизнь, – замечал Ортега-и-Гассет, – творимая им так же, как создают роман или пьесу для театрального представления, и есть то, что человек называет человеческой жизнью» [5]. Поэтому саму технику он рассматривает как определенный вид человеческого проектирования. Человек и техника как бы сливаются воедино.

Технические действия предназначены для того, чтобы, во-первых, что-то изобрести, во-вторых, обеспечить условия, в-третьих, создать новые возможности. Задача техники – совершать усилия ради сбережения усилий. Именно благодаря технике человек выходит за рамки природы, ослабляет свою зависимость от нее.

Ортега выделяет три значительных этапа в развитии техники.

Техника случая – это исторически первая форма существования техники, отличающейся простотой и крайней ограниченностью технических действий. На этом этапе техника может быть изобретена случайно, когда к этому человека вынудили какие-то обстоятельства.

Техника ремесла – на этом этапе существенно расширяется набор технических действий, усвоение которых требует специальной выучки, а занятие технической деятельностью становится профессией и передается из поколения в поколение особым классом ремесленников.

Техника человека-техника – это машинная техника, которая берет свое начало со второй половины XVIII в. Машина существенно меняет отношение между человеком и орудием. Машина «работает», а человек ее обслуживает, превращаясь тем самым в придаток машины. Это приводит к тому, что человек начинает утрачивать свои врожденные качества – воображение и желание. А так как техника объективно не способна определять содержание и смысл жизни, то возникает «кризис желаний» и бездуховность.

К этому же направлению примыкал и американский ученый Льюис Мамфорд (1895–1988), чьи многочисленные труды были посвящены разнообразным проблемам философии техники. Среди них можно выделить такие, как «Техника и цивилизация», «Искусство и техника» и, особенно, «Миф о машине» в двух томах.

Как и Дессауэр, Мамфорд в юности увлекался электроникой, учился четыре года в колледже, но диплом бакалавра так и не получил. В 1930 году он публикует небольшую статью, в которой утверждает, что машину следует рассматривать не только в техническом, но и в психологическом и эстетическом отношениях. Эта статья настолько потрясла многих, что ему предложили читать курс по теме «Машинный век» в Колумбийском университете.

Мамфорд предпринял попытку рассмотреть человеческую цивилизацию, в первую очередь, европейскую, в виде определенных этапов исторического развития техники. На первом этапе (1000–1750) преобладает так называемая *интуитивная техника*, связанная с использованием природных материалов, силы падающей воды, ветра и т. д., не разрушающая природу, а находящаяся с ней в гармонии.

Второй этап (XVIII–XIX вв.) зиждется, по его мнению, на палеотехнике (то есть ископаемой технике с преобладающим использованием угля и железа), которая лежит в основе так называемой *«рудниковой цивилизации»*. По мнению Мамфорда, он характеризуется отходом от природы и попыткой человека установить господство над ней.

Третий этап (с конца XIX в. по настоящее время) на строго научной основе должен обеспечить восстановление нарушенной на предшествующем этапе гармонии техники и природы. Главную причину всех социальных зол и потрясений Мамфорд видел в возрастающем разрыве между уровнем технологии и нравственности. Научно-технический прогресс, совершенный со времен Г. Галилея и Ф. Бэкона, он называл «интеллектуальным империализмом», «жертвой» которого пали гуманизм и социальная справедливость. Наука – это своего рода суррогат религии, считал он, а ученые – это сословие новых жрецов.

Своеобразным было и представление Мамфорда о роли техники в жизни общества. Древний человек, по его мнению, обладал единственным орудием – своим телом, управляемым умом. Его умственная энергия превосходила его потребности, и орудийная техника была частью биотехники мозга. В противовес Марксу, Мамфорд считал, что нельзя понять действительную роль техники, рассматривая человека как «животное, делающее орудия».

Истоки технического творчества человека он видел не только в труде, но и в других формах коллективного существования и общения: игровой, религиозной, эстетической и прочих нетрудовых форм, детерминированных опытом добывания средств к существованию.

Примечателен подход Мамфорда к истории развития техники. Он выделяет два ее главных типа: *биотехнику* и *монотехнику*. Первая – это такой тип техники, который ориентирован на удовлетворение жизненных запросов, естественных потребностей и устремлений человека. Вторая ориентируется главным образом на экономическую экспансию, материальное насыщение и военное производство. Она враждебна не только природе, но и человеку. У ее истоков стоит изобретенная еще на заре человеческой цивилизации так называемая «*мегамашина*». Это своего рода машина социальной организации нового типа, которая с момента своего возникновения объединила в себе два фактора:

а) негативный, принудительный и разрушительный;

б) позитивный, жизнетворный, конструктивный.

Для нормального ее функционирования были необходимы два средства: надежная организация знаний и развитая система отдачи, исполнения и проверки исполнения приказов, то есть бюрократия. Мамфорд указывает еще на одну черту «мегамашины»: *слияние монополии власти с монополией личности*. От разрушения подобной «мегамашины» во всех

ее институциональных формах, считал Мамфорд, будет зависеть, станет ли техника функционировать наконец «на службе человеческого развития».

Довольно оригинальным является и замечание Мамфорда, что язык высшей математики в лице компьютеризации восстановил сегодня и секретность, и монополию знаний с последующим воскрешением тоталитарного контроля над ними.

В философии техники специалисты выделяют также два подхода. Один из них связан с обоснованием процессов формирования человека как работника, другой – с определением места и роли техники в историческом прогрессе. В рамках первого подхода в философии техники сложились две концепции: «трудовая» концепция Ф. Энгельса и «орудийная» концепция Л. Нуаре.

Один из основоположников марксизма Фридрих Энгельс (1820–1995) опубликовал в 1876 году работу «Роль труда в процессе превращения обезьяны в человека». В ней он предпринял попытку обосновать идею, что труд явился главной и основной причиной возникновения *Homo sapiens* (то есть превращения обезьяны в человека разумного), а также источником всякого богатства и основным условием всей человеческой жизни.

Три великих приобретения в процессе биологической эволюции человека: *прямая походка*, освободившая передние конечности для использования их совершенно по другому назначению в отличие от других животных; *человеческая рука*, которая «могла теперь усваивать себе все новые и новые сноровки, а приобретенная этим большая гибкость передавалась по наследству и возрастала от поколения к поколению» [6], что в конце концов привело к приобретению навыков изготовления орудий и их применения; *эволюция гортани* как важного органа для произнесения звуков и передачи сигналов сородичам – привели к качественным преобразованиям органов чувств и органа мышления – человеческого мозга.

В данной триаде Энгельс особо выделяет роль человеческой руки, которая становится главным органом труда, орудием всех орудий. Но рука – лишь один из членов целого, в высшей степени сложного человеческого организма. Поэтому все, что шло на пользу руке, шло на пользу всему телу.

А так как у человека был высокоразвитый стадный, то есть общественный инстинкт, то биологическая эволюция со временем дополнялась социальной. Энгельс видит социальные последствия этой биологической эволюции в переходе от собирательства к охоте, от охоты к земледелию и связанным с ним оседлым образом жизни, приведшим неизбежно вначале к преобразованию среды обитания, а затем и всей природы. Далее возникают цивилизация, культура, наука. Благодаря труду человек начинает активно изменять природу, сознательно приспосабливая ее к своим нуждам. Таким образом человек уподобляется своего рода техническому животному.

В противоположность Ф. Энгельсу Людвиг Нуаре (1827–1897) в своих работах «Происхождение языка» (1877), «Орудие и его значение в историческом развитии вещества» (1880) рассматривает способность человека делать орудия как решающее его отличие от животного.

Нуаре считал, что только с появлением орудий труда начинается подлинная история человечества. В орудиях труда человек воплощает принцип творчества. Создание и применение орудий – главные источники развития человеческого сознания. В них человек «проектирует» собственные органы, которые до этого действовали инстинктивно, а затем осознанно. Орудия труда призваны обслуживать желания, волю и потребности людей.

В ходе орудийной деятельности человеческая рука претерпевает существенные изменения, благодаря которым она приобретает универсальный характер и становится особым орудием – «органом внешнего мозга», по выражению Нуаре, превратившись со временем в мощный фактор развития разума. Мозг человека приобретает функцию опережающего реагирования: он умозрительно опережает практику, развиваясь вместе с орудиями труда и все более проявляя себя как творческая сила. Синхронно с этим процессом развиваются и другие органы человеческого организма. Таким образом, в представлении Нуаре, в истории человечества *сначала было дело, а только потом – слово*. По этому поводу Нуаре писал: «Мышление лишь позднее достигает того, что уже значительно раньше было развито благодаря работе, благодаря деятельности» [7].

Что касается второго подхода, то в философии техники достаточно четко прослеживаются две доминирующие точки зрения: одна носит название *технологический эвдемонизм* (от греч. Eudaimonia – счастье, блаженство), другая – *технологический алармизм* (концепция технологического детерминизма, сторонники которой считают, что научно-технический прогресс приведет индустриальную цивилизацию к самоуничтожению).

Сторонники технологического эвдемонизма абсолютизируют роль и значение техники в истории человечества, видят только позитивные моменты в техническом прогрессе.

Приверженцы технологического алармизма, наоборот, отрицательно относятся к роли техники в жизни общества, видят в ней главную причину разрушения духовности человека, отчуждения от его сущности, прямой угрозы природе и даже существования человечества.

Оба этих течения технологического детерминизма имеют своих последователей и апологетов, и в каждом из них существуют зерна истины. С одной стороны, техника обогатила человечество огромными возможностями для развития, с другой – породила такие глобальные проблемы, как угроза термоядерной катастрофы, необратимые изменения экосистемы, социокультурные деформации и т. п.

Список литературы

1. *Маркс К.* Капитал. Т. I. *Глава V.* Процесс труда и процесс увеличения стоимости. Москва: Политическая литература; 1973, с. 188–209; *Маркс К.* Капитал. Т. I. Глава VIII. Рабочий день. Москва: Политическая литература; 1973, с. 242–311.
2. *Митчем К.* Жак Эллюль: техника, или ставка века. В: Что такое философия техники? Москва: АСПЕКТ ПРЕСС; 1995, с. 48–52.
3. *Адорно Т.Л.В.* О технике и гуманизме. В: Философия техники в ФРГ. Сборник статей. Москва: Прогресс; 1989, с. 364–371.
4. *Ясперс К.* Современная техника. В: Смысл и назначение истории. Москва: Республика; 1994, с. 113–141.
5. *Ортега-и-Гассет Х.* Размышления о технике. В: Избранные труды. Москва: Весь Мир; 1997, с. 164–232.
6. *Энгельс Ф.* Роль труда в процессе превращения обезьяны в человека. Москва: Политиздат; 1986.
7. *Нуаре Л.* Орудие труда и его значение в истории развития человечества. Харьков: Гос. изд-во Украины; 1925.
8. *Горохов В.Г.* Основы философии техники и технических наук. Москва: Гардарики; 2007, с. 80–120.
9. *Бельская Е.Ю., Крянев Ю.В., Моторина Л.Е.,* ред. История и философия науки (Философия науки). Москва: Альфа – М, ИНФРА – М; 2007.
10. *Митчем К.* Что такое философия техники. Москва: АСПЕКТ ПРЕСС; 1995.
11. *Самсонова Т.С., Латыпов Р.А., Терновский А.П.* История техники. Москва: МГВМИ; 2007.
12. *Степин В.С., Горохов В.Г., Розов М.А.* Философия науки и техники. Москва: Гардарики; 2008.

13. *Хабибуллин К.Н., Коробов В.Б., Луговой А.А., Тонконогов А.В.* Философия науки и техники. Москва: Высшее образование; 2008.
14. *Черняк В.З.* История и философия техники. Москва: КНОРУС; 2006.
15. *Шаповалов В.Ф.* Философия науки и техники: О смысле науки и техники и о глобальных угрозах научно-технической эпохи. Москва: ФАИР – ПРЕСС; 2004.

References

1. *Marx K.* Capital. T. 1. *Chapter V.* The labor process and the process of increasing value. Moscow: Politicheskaya literatura Publ.; 1973, p. 188–209 (in Russian); *Marx K.* Capital. T. 1. Chapter Vlll. Working day. Moscow: Politicheskaya literatura Publ.; 1973, p. 242–311 (in Russian).
2. *Mitcham C.* Jacques Ellul: technique, or the bet of the century. In: What is the philosophy of technology? Moscow: ASPECT PRESS Publ; 1995, p. 48–52 (in Russian).
3. *Adorno T.L.V.* About technology and humanism. In: Philosophy of technology in Germany. Collection of articles. Moscow: Progress Publ.; 1989, p. 364–371 (in Russian).
4. *Jaspers K.* Modern technology. In: The meaning and purpose of history. Moscow: Respublika Publ.; 1994, p. 113–141 (in Russian).
5. *Ortega y Gasset J.* Reflections on technology. In: Selected works. Moscow: Ves' Mir Publ.; 1997, p. 164–232 (in Russian).
6. *Engels F.* The role of labor in the process of turning a monkey into a man. Moscow: Politizdat Publ.; 1986 (in Russian).
7. *Noire L.* The tool of labor and its significance in the history of human development. Kharkiv: State Publishing House of Ukraine; 1925 (in Russian).
8. *Gorokhov V.G.* Fundamentals of the philosophy of technology and Technical sciences. Moscow: Gardariki Publ.; 2007 (in Russian).
9. *Bel'skaya E.Yu., Kryanev Yu.V., Motorina L.E.,* eds. History and Philosophy of science (Philosophy of Science). Moscow: Alpha – M Publ., INFRA – M Publ.; 2007 (in Russian).
10. *Mitcham C.* What is the philosophy of technology. Moscow: ASPECT PRESS Publ.; 1995 (in Russian).
11. *Samsonova T.S., Latypov R.A., Ternovsky A.P.* History of technology. Moscow: MGVMI; 2007 (in Russian).
12. *Stepin V.S., Gorokhov V.G., Rozov M.A.* Philosophy of Science and Technology. Moscow: Gardariki Publ.; 2008. pp. 112–148.
13. *Khabibullin K.N., Korobov V.B., Lugovoi A.A., Tonkonogov A.V.* Philosophy of Science and Technology. Moscow: Vysshaya shkola Publ.; 2008 (in Russian).
14. *Chernyak V.Z.* History and philosophy of technology. Moscow: KNORUS Publ.; 2006 (in Russian).
15. *Shapovalov V.F.* Philosophy of science and technology: On the meaning of science and technology and the global threats of the scientific and technical era. Moscow: FAIR PRESS Publ.; 2004 (in Russian).

Информация об авторе / Information about the author

Валерий Иванович Никитин, канд. ист. наук, профессор кафедры философии АО «НИЦ «Строительство», Москва
e-mail: kaffcenter@mail.ru
тел.: +7 (499) 170-70-94
Valery I. Nikitin, Cand. Sci. (History), Professor of the Philosophy Department of JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: kaffcenter@mail.ru
tel.: +7 (499) 170-70-94

Ушел из жизни Еремеев Павел Георгиевич (1941–2022)

Доктор технических наук, профессор, член-корреспондент международной академии архитектуры, почетный член РААСН, заслуженный строитель РФ, лауреат государственной премии СССР, лауреат премии Совета Министров РФ, главный научный сотрудник лаборатории нормирования, реконструкции и мониторинга уникальных зданий и сооружений ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», член редакционной коллегии журнала «Вестник НИЦ «Строительство». Еремеев П.Г. родился в 1941 г. в Баку, в 1964 г. окончил Азербайджанский политехнический институт. После окончания аспирантуры в ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко в 1973 г. Павел Георгиевич работал в лаборатории металлических конструкций ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, возглавлял школу специалистов создания пространственных металлических конструкций. Его интересы были посвящены теоретическим и экспериментальным исследованиям легких, большепролетных, висячих и мембранных стальных конструкций.

П.Г. Еремеев принимал активное участие в создании спортивных объектов для Олимпиады-80 в Москве и чемпионата мира по футболу 2018 г. в России. Он был президентом Международной ассоциации по пространственным конструкциям ИАСС, вице-президентом Международной ассоциации содействия развития по применению пространственных конструкций в строительстве. Павел Георгиевич входил в состав ученого совета АО «НИЦ «Строительство» по защите докторских и кандидатских диссертаций. Под его руководством подготовлено 10 кандидатов наук, многие из них впоследствии защитили докторские диссертации. Павел Георгиевич за время работы в ЦНИИСК опубликовал множество статей и монографий, учебников, учебных пособий, научных справочников для строителей-металлистов. Он являлся автором более десяти патентов и авторских свидетельств.

Скорбим о тяжелой утрате. Память о Павле Георгиевиче Еремееве навсегда останется в наших сердцах.

АО «НИЦ «Строительство» —
это более чем 95-летний опыт исследований и достижений в области строительной науки.

Мы – команда единомышленников, способных реализовать сложнейшие инженерные проекты.

АО «НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО» ПРЕДЛАГАЕТ ВЕСЬ СПЕКТР ИНЖИНИРИНГОВЫХ УСЛУГ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬНОГО КОМПЛЕКСА

- ПРОЕКТИРОВАНИЕ
- ЭКСПЛУАТАЦИЯ
- ИЗЫСКАНИЯ
- СТРОИТЕЛЬСТВО

УЧЕБНЫЙ ЦЕНТР

АО «НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»

НИЦ строительство
научно-исследовательский центр

ЦНИИСК ИМЕНИ ВЛ. АРХАНГЕЛЬСКОГО · НИИЖБ ИМЕНИ А.А. ГВОЗДЕВА · НИИОСП ИМЕНИ Н.М. ГЕРСЕВАНОВА

С 1927 ГОДА 95 ЛЕТ

повысить квалификацию специалистов и экспертов

пройти **обучение в аспирантуре**

подготовить **диссертацию в докторантуре**

защитить диссертацию на соискание ученой степени **кандидата наук,** на соискание ученой степени **доктора наук**

Учебный центр АО «НИЦ «Строительство» приглашает вас:

г. Москва,
2-я Институтская ул., д. 6

+7 (499) 174-73-84 | +7 (499) 174-73-80

www.cstroy.ru

motorina@cstroy.ru | smirnova@cstroy.ru

АО «НИЦ «Строительство» проводит подготовку специалистов на курсах повышения квалификации по очной и заочной формам:

- в области инженерных изысканий
- в области проектирования
- в области строительства
- по уникальным программам АО «НИЦ «Строительство»
- разработка индивидуальных программ обучения и учебно-тематических планов

Преподавательский состав **Учебного центра**

- лекции читают академики, действующие члены и члены-корреспонденты РААСН, лауреаты Премий Правительства РФ, заслуженные деятели науки и техники РФ, доктора и кандидаты технических наук
- учебный класс рассчитан на обучение до 75 человек одновременно. Оснащен системой кондиционирования и видеонаблюдения

ФОРМЫ ПОДГОТОВКИ ДИССЕРТАЦИИ В АО «НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»

Набор в аспирантуру и докторантуру АО «НИЦ «Строительство» проводится по направлению **08.06.01** «Техника и технология строительства» по направлениям:

2.1.1	«Строительные конструкции, здания и сооружения»
2.1.2	«Основания и фундаменты, подземные сооружения»
2.1.5	«Строительные материалы и изделия»

В АО «НИЦ «Строительство» работает совет по защите диссертаций на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук.

Защита диссертаций проводится по следующим научным специальностям:

2.1.1	«Строительные конструкции, здания и сооружения»
2.1.2	«Основания и фундаменты, подземные сооружения»
2.1.5	«Строительные материалы и изделия»

100+ TECHNO BUILD

IX Международный
строительный форум
и выставка

forum-100.ru

18-21 октября 2022
Екатеринбург

стать экспонентом

13 000 посетителей

235 экспонентов

500 спикеров

120 секций

25 стран

*показатели 2021 года

Научное издание

Вестник НИЦ «Строительство»
Вып. 3(34) 2022

Фото обложки: Фуникулер на откосе Нижегородского Кремля

Редактор выпуска Починина Н.Е.
Компьютерная верстка Чорненький С.И.

Дата выхода в свет: 24.10.2022 г. Формат 70×100/16
Бумага мелованная. Офсетная печать.
Тираж 500 экз. Заказ № 42203

Отпечатано с готового оригинал-макета
в типографии «Триада»
170034, Российская Федерация,
г. Тверь, пр. Чайковского, д. 9, оф. 514.
тел.: +7 910 647-49-85
e-mail: triadatver@yandex.ru

НИЦ строительство
научно-исследовательский центр

ISSN: 2224-9494 (Print)
ISSN: 2782-3938 (Online)
Подписной индекс: 36569
АО «НИЦ «Строительство»
Москва, 2022