

СТРОИТЕЛЬСТВО: НАУКА И ОБРАЗОВАНИЕ

Construction: Science and Education

DOI: 10.22227/2305-5502

том **15** выпуск **1 (55)**

НАУЧНО-ПРАКТИЧЕСКИЙ СЕТЕВОЙ ЖУРНАЛ

Учредитель и издатель журнала — Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ)

RESEARCH AND PRACTICE ONLINE JOURNAL

Founder and publisher of the journal — Federal State-Funded Educational Institution of Higher Education “Moscow State University of Civil Engineering (National Research University)” (MGSU)

Свидетельство о регистрации СМИ Эл № ФС77-63118 от 18 сентября 2015 г. выдано Федеральной службой по надзору в сфере связи, информационных технологий и массовых коммуникаций (Роскомнадзор).

До 27 июля 2012 г. журнал назывался «Научно-практический Интернет-журнал «Наука. Строительство. Образование».

АДРЕС РЕДАКЦИИ:

129337, Москва, Ярославское шоссе, 26, корп. 8
Издательство МИСИ – МГСУ
(«Строительство: наука и образование»)

Основан в марте 2011 г.
Первый номер вышел в июле 2011 г.
Периодичность выхода — ежеквартальная

РЕДАКЦИЯ ЖУРНАЛА:

Выпускающий редактор **А.Р. Табекова**
редактор **Т.В. Бердникова**
администратор сайта журнала **Н.А. Милованова**
корректор выпусков журнала **О.В. Ермихина**
дизайнер-верстальщик журнала **А.Ю. Байкова**
переводчик **О.В. Юденкова**

EDITORIAL OFFICE MAILING ADDRESS:

MISI – MGSU Publishing house
(Construction: Science and Education)
26 Yaroslavskoe Shosse, Moscow, 129337, Russian Federation

Founded in March, 2011.
The first issue was released in July, 2011.
Periodicity of publication — quarterly

EDITORIAL STAFF:

A.R. Tabekova Executive editor
T.V. Berdnikova Editor
N.A. Milovanova Journal Website Manager
O.V. Ermikhina Corrector of Journal Issues
A.Y. Baykova Layout Designer
O.V. Yudenkova Translator

129337, Москва, Ярославское шоссе, 26, НИУ МГСУ,
Издательство МИСИ – МГСУ («Строительство: наука и образование»),
e-mail: nso-journal@mgsu.ru (для официальной переписки), <http://www.nso-journal.ru>

Подписано в свет 31.03.2025.

Гарнитура Таймс.

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ)
Издательство МИСИ – МГСУ.

129337, Москва, Ярославское шоссе, 26
www.mgsu.ru, editorial_office@mgsu.ru, Тел. (495) 287-49-14, доб. 2476

ИНДЕКСИРОВАНИЕ

Журнал включен и индексируется в базе данных РИНЦ (Российский индекс научного цитирования, www.elibrary.ru) на условиях полнотекстового размещения, архивирования и депозитного хранения.

Directory of Open Access Journals — DOAJ (<http://www.doaj.org>).

Научная библиотека открытого доступа «Кибер-Ленинка». НИУ МГСУ предоставил лицензию на размещение материалов журнала «Строительство: наука и образование» EBSCO Information Services (<http://www.ebsco.com/>) — крупнейшему в мире агрегатору полнотекстовых журналов и других источников научной информации. Полные тексты выпусков журнала можно будет найти в обновленной базе данных EBSCO Applied Sciences («Прикладные науки»), как только коллекция будет укомплектована и размещена на сайте агрегатора. Распространяется через электронные библиотеки «Лань», «Руконт», «IPRbooks», входит в каталог компании East View Information Services, Inc. Статьям присваивается цифровой идентификатор DOI.

INDEXING

The journal is included (digital archiving, deposit and delivery to users on an agreement for a MGSU) in the database of Russian Science Citation Index (RSCI), supported by the Scientific Electronic Library www.elibrary.ru on terms of full text placement.

Indexed by Directory of Open Access Journals — DOAJ (<http://www.doaj.org>).

Russian open access scientific library CyberLeninka. Moscow State University of Civil Engineering has entered into an electronic licensing relationship with EBSCO Information Services (<http://www.ebsco.com/>), the world's most prolific aggregator of full text journals, magazines and other sources. The full text of Construction: Science and Education will be found on EBSCO's upgraded Applied Sciences database once the collection is complete.

Distributed through electronic libraries “Lan”, “Rukont”, “IP Rbooks”, journal is included to the catalog of company East View Information Services, Inc.

The articles are assigned a digital identifier DOI.

РЕДКОЛЛЕГИЯ

Туснин Александр Романович, гл. редактор, д-р техн. наук, проф., зав. каф. металлических и деревянных конструкций, НИУ МГСУ, Москва, Россия

Королев Евгений Валерьевич, зам. главного редактора, д-р техн. наук, проф., проректор, Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, Санкт-Петербург, Россия

Сидоров Владимир Николаевич, зам. гл. редактора, д-р техн. наук, проф., чл.-корр. РААСН, зав. каф. информатики и прикладной математики, НИУ МГСУ, Москва, Россия

Алексеев Юрий Владимирович, д-р архитектуры, проф., проф. каф. градостроительства, НИУ МГСУ, Москва, Россия

Анискин Николай Алексеевич, д-р техн. наук, проф., директор Института гидротехнического и энергетического строительства, НИУ МГСУ, Москва, Россия

Гагарин Владимир Геннадьевич, чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф., главный научный сотрудник, Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук, Москва, Россия

Евтушенко Сергей Иванович, д-р техн. наук, проф., проф. каф. информационных систем, технологий и автоматизации в строительстве НИУ МГСУ, Москва, Россия

Кантаржи Измаил Григорьевич, д-р техн. наук, проф., проф. каф. гидравлики и гидротехнического строительства, НИУ МГСУ, Москва, Россия

Маилян Левон Рафаэлович, академик РААСН, д-р техн. наук, проф., проф. каф. автомобильных дорог, Донской государственный технический университет, Ростов-на-Дону, Россия

Орлов Владимир Александрович, д-р техн. наук, проф., проф. водоснабжения и водоотведения, НИУ МГСУ, Москва, Россия

Пустовгар Андрей Петрович, канд. техн. наук, доц., научный руководитель НИИ строительных материалов и технологий, НИУ МГСУ, Москва, Россия

Соловьев Алексей Кириллович, д-р техн. наук, проф., проф. каф. проектирования зданий и сооружений, НИУ МГСУ, Москва, Россия

EDITORIAL BOARD

Alexander R. Tusnin, Editor-in-Chief, DSc in engineering, Professor, Head of the Department of Metal and Timber Structures, MGSU, Moscow, Russian Federation

Evgeniy V. Korolev, Deputy Editor-in-Chief, DSc in engineering, Professor, Vice-Rector, Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering, Saint Petersburg, Russian Federation

Vladimir N. Sidorov, Deputy Editor-in-Chief, Doctor of Technical Sciences, Professor, Corresponding Member of the RAASN, Head of the Department of Computer Science and Applied Mathematics, MGSU, Moscow, Russian Federation

Yuri V. Alekseev, Doctor of Architecture, Professor, Department of Urban Development, MGSU, Moscow, Russian Federation

Nikolay A. Aniskin, DSc in engineering, Professor, Director of the Institute of Hydrotechnical and Power Engineering Construction, MGSU, Moscow, Russian Federation

Vladimir G. Gagarin, Corresponding Member of RAACS, DSc in engineering, Professor, Chief Research Associate; Research Institute of Construction Physics of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Moscow, Russian Federation

Sergey I. Evtushenko, DSc in engineering, Professor, Professor of the Department of Information Systems, Technologies and Automation in Construction, MGSU, Moscow, Russian Federation

Ismail G. Kantarzi, DSc in engineering, Professor, Professor of the Department of Hydraulics and Hydrotechnical Engineering, MGSU, Moscow, Russian Federation

Levon R. Mailyan, Academician of RAACS, DSc in engineering, Professor, Professor of the Department of Highways, Don State Technical University, Rostov-on-Don, Russian Federation

Vladimir A. Orlov, DSc in engineering, Professor, Professor of the Department of Water Supply and Sewage, MGSU, Moscow, Russian Federation

Andrei P. Pustovgar, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Scientific Supervisor of the Research Institute of Building Materials and Technologies, MGSU, Moscow, Russian Federation

Alexey K. Solovyov, DSc in engineering, Professor, Professor of the Department of Design of Buildings and Structures, MGSU, Moscow, Russian Federation

РЕДАКЦИОННЫЙ СОВЕТ

Теличенко Валерий Иванович, председатель, академик РААСН, первый вице-президент РААСН, д-р техн. наук, проф., проф. каф. строительства объектов тепловой и атомной энергетики, советник, НИУ МГСУ, Москва, Россия

Акинтола Акинто, д-р, проф., декан Школы строительства и окружающей природной среды, проф. каф. экономики и управления строительством; член Центра по устойчивому развитию строительства, Университет Центрального Ланкашира, Престон, Соединенное Королевство Великобритании и Северной Ирландии

Беликов Виталий Васильевич, д-р техн. наук, главный научный сотрудник лаборатории гидрологии речных бассейнов, Институт водных проблем Российской академии наук, Москва, Россия

Белостоцкий Александр Михайлович, д-р техн. наук, проф., академик РААСН, научный руководитель Научно-образовательного центра компьютерного моделирования уникальных зданий, сооружений и комплексов им. А.Б. Золотова, НИУ МГСУ, Москва, Россия

Ватин Николай Иванович, д-р техн. наук, проф., проф. каф. строительства уникальных зданий и сооружений, Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого, Санкт-Петербург, Россия

Вернер Игорь М., д-р, Ph.D., Технион — Израильский институт технологий, Хайфа, Израиль

Власов Денис Николаевич, д-р техн. наук, начальник мастерской транспортного обслуживания Научно-проектного объединения транспорта и дорог, Научно-исследовательский и проектный институт Генерального плана города Москвы, Москва, Россия

Графкина Марина Владимировна, д-р техн. наук, проф., зав. каф. экологической безопасности технических систем, Московский политехнический университет, Москва, Россия

Ерофеев Владимир Трофимович, академик РААСН, д-р техн. наук, проф., декан архитектурно-строительного факультета, зав. каф. строительных материалов и технологий, Национальный исследовательский Мордовский государственный университет им. Н.П. Огарева, Саранск, Россия

Ильичев Вячеслав Александрович, академик РААСН, вице-президент РААСН, академик РИА, д-р техн. наук, проф., научный руководитель, ООО «Подземпроект», Москва, Россия

Карпенко Николай Иванович, академик РААСН, д-р техн. наук, проф., зав. лабораторией проблем прочности и качества в строительстве, Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук, Москва, Россия

Ковлер Константин, д-р техн. наук, доц., Технион — Израильский институт технологий, Хайфа, Израиль

Колчунов Виталий Иванович, академик РААСН, д-р техн. наук, проф., зав. каф. уникальных зданий и сооружений, Юго-Западный государственный университет, Курск, Россия

Косицын Сергей Борисович, д-р техн. наук, проф., зав. каф. теоретической механики, Российский университет транспорта, Москва, Россия

Куприянов Валерий Николаевич, чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф., проф. каф. проектирования зданий, Казанский государственный архитектурно-строительный университет, Казань, Россия

Лесовик Валерий Станиславович, чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф., зав. каф. строительного материаловедения, изделий и конструкций, Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, Белгород, Россия

Мещерин Виктор, доктор-инженер, проф., проф. каф. строительных материалов строительного института, Технический университет Дрездена, Германия

Орельская Ольга Владимировна, чл.-корр. РААСН, д-р арх., проф., проф. каф. архитектурного проектирования, Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет, Нижний Новгород, Россия

Первов Алексей Германович, д-р техн. наук, проф., проф. каф. водоснабжения и водоотведения, НИУ МГСУ, Москва, Россия

Пономарев Андрей Будимирович, д-р техн. наук, проф., зав. каф. строительного производства и геотехники, Пермский национальный исследовательский политехнический университет, Пермь, Россия

Сколубович Юрий Леонидович, чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф., ректор, Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет (Сибстрин), Новосибирск, Россия

Ткачев Валентин Никитович, д-р арх., проф., проф. каф. архитектуры, НИУ МГСУ, Москва, Россия

Травуш Владимир Ильич, академик РААСН, д-р техн. наук, проф., заместитель генерального директора по научной работе, главный конструктор, ЗАО «Горпроект», Москва, Россия

Фардис Михаэль Н., д-р, проф., проф. и директор лаборатории конструкций строительного факультета, Университет Патраса, Патрас, Греция

Черный Роберт, д-р, проф., проф. каф. строительных материалов и химии, Чешский технический университет в Праге, Чешская Республика

EDITORIAL COUNCIL

Valery I. Telichenko, Chairman of Editorial Council, Academician of RAACS, First Vice-President of RAACS, DSc in engineering, Professor, Professor of the Department of Construction of Thermal and Nuclear Power Facilities, Advisor, MGSU, Moscow, Russian Federation

Akintola Akintoye, Dr. Eng., Professor, Dean of the School of Built and Natural Environment, Department of Construction Economics and Management; Member of the Center of Sustainable Development in Construction, University of Central Lancashire, Preston, United Kingdom of Great Britain and Northern Ireland

Vilatiy V. Belikov, DSc in engineering, Chief Researcher of the Laboratory of Water Basin Hydrology, Water Problems Institute, Russian Academy of Sciences, Moscow, Russian Federation

Aleksandr M. Belostotskiy, Doctor of Technical Sciences, Professor, Academician of the Russian Academy of Sciences, Scientific Director of the Scientific and Educational Center for Computer Modeling of Unique Buildings, Structures and Complexes named after A.B. Zolotov, MGSU, Moscow, Russian Federation

Robert Cerny, Doctor, Professor, Department of Building Materials and Chemistry, Czech Technical University in Prague, Czech Republic

Vladimir T. Erofeev, Academician of RAACS, DSc in engineering, Professor, Dean of the Faculty of Architecture and Civil Engineering, Head of the Department of Building Materials and Technologies, National Research Ogarev Mordovia State University, Saransk, Russian Federation

Michael N. Fardis, Doctor (Design of Buildings and Structures), Professor, Director of the Structures Laboratory of the Civil Engineering Faculty, University of Patras, Patras, Greece

Marina V. Graffkina, DSc in engineering, Professor, Head of the Department of Ecology and Safety of Engineering Systems, Moscow Polytechnic Institute, Moscow, Russian Federation

Vyacheslav A. Ilichev, Academician of RAACS, Vice-President of RAACS, Academician of Russian Engineering Academy, DSc in engineering, Professor, Scientific Director, LLC "Podzemproekt", Moscow, Russian Federation

Nikolay I. Karpenko, Academician of RAACS, Dr. Sc. Engineering, Professor, Head of the Laboratory for Problems of Strength and Quality in Construction, Research Institute of Construction Physics of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Moscow, Russian Federation

Vitaliy I. Kolchunov, Academician of RAACS, DSc in engineering, Professor, Head of the Department of Unique Buildings and Structures, Southwest State University, Kursk, Russian Federation

Sergey B. Kositsin, DSc in engineering, Professor, Head of the Department of Theoretical Mechanics, Russian University of Transport, Moscow, Russian Federation

Konstantin Kovler, DSc, Associate Professor, Technion — Israel Institute of technology, Haifa, Israel

Valery N. Kupriyanov, Corresponding Member of RAACS, DSc in engineering, Professor, Department of Design of Buildings, Kazan State University of Architecture and Engineering, Kazan, Russian Federation

Valery S. Lesovik, Corresponding Member of RAACS, DSc in engineering, Professor, Head of the Department of Building Materials Science, Products and Structures, Belgorod State Technological University named after V.G. Shukhov, Belgorod, Russian Federation

Viktor Mescherin, Doctor-Engineer (Construction Materials), Professor, Department of Construction Materials of Construction Institute, Technical University of Dresden, Dresden, Germany

Olga V. Orelskaya, Corresponding Member of RAACS, Doctor of Architecture, Professor, Department of Architectural Design, Nizhny Novgorod State University of Architecture and Civil Engineering, Nizhny Novgorod, Russian Federation

Alexey G. Pervov, DSc in engineering, Professor of the Department of Water Supply and Sewage, MGSU, Moscow, Russian Federation

Andrey B. Ponomarev, DSc in engineering, Professor, Head of the Department of Construction Production and Geotechnics, Perm National Research Polytechnic University, Perm, Russian Federation

Yuri L. Skolubovich, Corresponding Member of RAACS, DSc in engineering, Professor, Rector, Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering (Sibstrin), Novosibirsk, Russian Federation

Valentin N. Tkachev, DSc Architecture, Professor, Department of Architecture, Moscow, Russian Federation

Vladimir I. Travush, Academician of RAACS, DSc in engineering, Professor, Deputy Director General on Research Work, Chief Designer, "Gorproekt" CJSC, Moscow, Russian Federation

Nikolay I. Vatin, DSc in engineering, Professor, Professor of the Construction of Unique Buildings and Structures, Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University, Saint-Petersburg, Russian Federation

Igor' M. Verner, Ph.D. (Design Automation Systems (branch-wise)), Technion — Israel Institute of technology, Haifa, Israel

Denis N. Vlasov, DSc in engineering, Head of the Transport Service Workroom of Scientific and Design Association of Transport and Roads, Research and Project Institute of General Planning for the city of Moscow, Moscow, Russian Federation

Edmundas K. Zavadskas, International Member of RAACS, Dr. Sc. Engineering, Professor, Head of the Department of Construction Technologies and Management, Vilnius Gediminas Technical University, Vilnius, Lithuania



Номер посвящен памяти Завена Григорьевича Тер-Мартirosяна (10.08.1936–05.01.2023), Почетного академика РААСН, Заслуженного деятеля науки РФ, профессора кафедры механики грунтов и геотехники, доктора технических наук, основателя Научно-образовательного центра «Геотехника».

В номер вошли статьи по итогам докладов на Международной научной конференции по механике грунтов и геотехнике в высотном и подземном строительстве имени З.Г. Тер-Мартirosяна, прошедшей в НИУ МГСУ с 17 по 20 сентября 2024 г.

Завен Григорьевич родился 10 августа 1936 г. С 1962 г. работал в МИСИ–МГСУ и прошел путь от аспиранта до заведующего кафедрой Механики грунтов и геотехники. За 61 год работы и профессионального пути в МИСИ–МГСУ он подготовил более 85 кандидатов технических наук, в том числе 30 иностранцев, а при его консультации защищены 6 докторских диссертаций. Профессор З.Г. Тер-Мартirosян — автор и соавтор множества монографий, учебных пособий, печатных работ и изобретений,

докладов на международных конгрессах и симпозиумах по механике грунтов, геотехнике и проектированию оснований и фундаментов. За свою карьеру достиг и стал лауреатом многих наград и премий, в том числе является заслуженным деятелем науки РФ, почетным строителем РФ и г. Москвы, почетным энергетиком РФ, доктором технических наук, профессором, заведовал кафедрой механики грунтов и геотехники Московского государственного строительного университета (НИУ МГСУ) с 2000 по 2015 г.

11 декабря 2014 г. профессору МГСУ Завену Григорьевичу Тер-Мартirosяну была вручена премия правительства Российской Федерации в области науки и техники за теорию и практику регулирования напряженно-деформированного состояния грунтового массива при новом строительстве и реконструкции в условиях плотной городской застройки.

Профессор З.Г. Тер-Мартirosян являлся председателем специализированного совета по присуждению ученых степеней доктора и кандидата технических наук по специальностям «Основания и фундаменты, подземные сооружения», «Строительная механика», а также состоял во многих научных и технических организациях, таких как Российское общество по механике грунтов, геотехнике и фундаментостроению (РОМГГиФ), редколлегия журналов «Основания, фундаменты и механика грунтов», «Инженерная геология», «Геотехника» и «Вестник МГСУ», был экспертом московских городских технических комиссий, в том числе по основаниям, фундаментам и подземным сооружениям при правительстве г. Москвы.

Научные и практические интересы профессора З.Г. Тер-Мартirosяна охватывали широкий круг вопросов, связанных со строительством в сложных инженерно-геологических условиях. В руководимой им лаборатории прикладной геомеханики МГСУ была разработана комплексная программа, необходимая для количественной оценки напряженно-деформированного состояния массивов грунтов, служащих основанием и средой различных сооружений. Под руководством З.Г. Тер-Мартirosяна был выполнен большой объем различных государственных заданий, НИОКРов, а также коммерческих работ, в том числе на объектах повышенного уровня ответственности, Московского метрополитена и атомной промышленности.

Zaven Grigorievich was born on August 10, 1936. Since 1962 he worked at MGSU and worked his way up from a postgraduate student to the Head of the Department of Soil Mechanics and Geotechnics. During 61 years of work and professional path in MGSU he prepared more than 85 Ph.D. of Engineering Sciences, including 30 foreigners, and under his consultation 6 doctoral dissertations were defended. Z.G. Prof. Ter-Martirosyan is the author and co-author of many monographs, textbooks, printed works and inventions, reports at international congresses and symposiums on soil mechanics, geotechnics and design of bases and foundations.

During his career he has achieved and won many awards and prizes, including being an Honored Scientist of the Russian Federation, Honorary Builder of the Russian Federation and Moscow, Honorary Power Engineer of the Russian Federation, Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of the Department of Soil Mechanics and Geotechnics at Moscow State University of Civil Engineering from 2000 to 2015.

On December 11, 2014, Professor Zaven Grigorievich Ter-Martirosyan was awarded the Prize of the Government of the Russian Federation in the field of science and technology for the theory and practice of regulating the stress-strain state of the soil mass during new construction and reconstruction in dense urban areas.

Prof. Z.G. Ter-Martirosyan was the chairman of the specialized council for awarding scientific degrees of Doctor and Candidate of Technical Sciences in the specialties “Base and Foundations, Underground Structures”, “Construction Mechanics”, as well as was a member of many scientific and technical organizations, such as the Russian Society of Soil Mechanics, Geotechnics and Foundation Engineering (RSSMGFE), the editorial board of the journals “Soil Mechanics and Foundation Engineering”, “Engineering Geology”, Geotechnics and Foundation Engineering (ROMGG&F), editorial board of the journals “Foundations, Foundations and Soil Mechanics”, “Engineering Geology”, “Geotechnics” and “Vestnik MGSU”, expert of Moscow city technical commissions, including those on bases, foundations and underground structures under the Moscow City Government. He is an expert of Moscow city technical commissions, including on foundations, foundations and underground structures under the Moscow City Government.

Scientific and practical interests of Prof. Z.G. Ter-Martirosyan covered a wide range of issues related to construction in complex engineering-geological conditions. The Laboratory of Applied Geomechanics of MGSU, which he headed, developed a comprehensive program necessary for quantitative assessment of the stress-strain state of soil massifs serving as the foundation and environment of various structures. Under the direction of Z.G. Ter-Martirosyan a large volume of various governmental assignments, GMRD, as well as commercial works was performed, including those on facilities of high level of responsibility, Moscow Metro and nuclear industry.

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ. ОСНОВАНИЯ
И ФУНДАМЕНТЫ. ТЕХНОЛОГИЯ И ОРГАНИЗАЦИЯ
СТРОИТЕЛЬСТВА. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ
И СООРУЖЕНИЙ. ИНЖЕНЕРНЫЕ ИЗЫСКАНИЯ
И ОБСЛЕДОВАНИЕ ЗДАНИЙ

С.И. Евтушенко, Е.В. Зеленин, А.Б. Барыкин

Анализ сходимости аналитического и численного
решений при расчете перекрестно-балочного
фундамента на наклонном основании при внезапном
образовании карстово-обвальных процессов 8

В.М. Дереховский, Г.М. Скибин

Программа экспериментальных исследований работы
свайного поля в однородном основании 21

А.Н. Богомолов, О.А. Богомоллова,

С.А. Богомолов

Способ определения величины горизонтального
давления на ограждение котлована 27

А.В. Исаев

Влияние шва бетонирования на распорную систему
котлована при аварийном воздействии 38

А.Б. Пономарев, Д.С. Кораблев,

В.М. Полунин

Решение задачи о распределении температурных полей
в грунтовом массиве численными методами 48

Р.А. Мангушев, И.П. Дьяконов,

И.Б. Баишаков, Д.А. Паскачева,

П.А. Кравченко

Влияние механизма упрочнения на результаты расчета
ограждений котлована в условиях
Санкт-Петербурга 59

Н.В. Ягель, И.М. Закошменный, И.Л. Харитонов,

Д.И. Блохин

Оценка деформаций повторно используемых
подготовительных выработок на пологозалегающих
угольных пластах 71

Г.Ю. Ивахнова, А.А. Коршунов, А.Л. Невзоров

Одометр для испытаний торфа и заторфованных
грунтов 81

М.А. Самохвалов, Л.В. Гейдт, Л.Р. Епифанцева,

Ю.В. Наумкина

Разработка новой конструкции стенда в виде геокуполо
для статических испытаний грунтов сваями
нагрузением до 1500 кН 88

И.В. Королева

Особенности деформирования глин при блочном
ступенчатом статическом трехосном нагружении 97

И.Т. Мирсаяпов, Н.Н. Айсин

Моделирование работы грунтового основания
фундамента здания вблизи глубокого котлована 105

Abdulla R. Omarov,

Askar Zh. Zhussupbekov

Bearing capacity of precast concrete joint
pile foundations embedded layer predicted
using dynamic and static load
test by ASTM 115

Der-Wen Chang, Xiang-Jun Lian, Shih-Hao Cheng,

Ting-Lun Hsu, Diyar Mukhanov

The effects of low-rise building mat on liquefiable site 124

BUILDING STRUCTURES. SOILS AND FOUNDATIONS.
TECHNOLOGY AND ORGANIZATION OF CONSTRUCTION.
DESIGNING OF BUILDINGS AND CONSTRUCTIONS.
ENGINEERING SURVEY
AND INSPECTION OF BUILDINGS

Sergey I. Evtushenko, Evgeny V. Zelenin, Alexander B. Barykin

Analysis of convergence of analytical and numerical
solutions in the calculation of cross-beam foundation
on a sloping basement in case of sudden formation
of karst-rockfall processes 8

Vitalii M. Derekhovskii, Gennadii M. Skibin

Experimental research programme on the behaviour
of a pile group in a homogeneous base 21

Alexander N. Bogomolov, Oksana A. Bogomolova,

Sergey A. Bogomolov

Method of finding the value of horizontal pressure
on the excavation enclosure 27

Anton V. Isaev

Nfluence of the concrete joint on the spacer system
of the excavation under accidental impact 38

Andrey B. Ponomarev, Denis S. Korablev,

Vyacheslav M. Polunin

Solution of the problem of temperature field distribution
in a soil massif by numerical methods 48

Rashid A. Mangushev, Ivan P. Diakonov,

Ivan B. Bashmakov, Daria A. Paskacheva,

Pavel A. Kravchenko

The influence of the hardening mechanism on the results
of the calculation of pit fences in the conditions
of St. Petersburg 59

Nikita V. Yagel, Iosif M. Zakorshmeny, Igor L. Kharitonov,

Dmitry I. Blokhin

Assessment of contour
deformations of reused mine
workings 71

Galina Yu. Ivakhnova, Alexey A. Korshunov,

Alexander L. Nevzorov

Oedometer for laboratory test of peat and peaty soil 81

Mikhail A. Samokhvalov, Larisa V. Geidt,

Larisa R. Epifantseva, Yuliya V. Naumkina

Development of a new stand structure in the form
of a geodome for soils static tests by piles with
loading up to 1,500 kN 88

Irina V. Koroleva

Deformation of clay under block step-by-step static
triaxial loading 97

Ilizar T. Mirsayapov, Niyaz N. Aysin

Modelling of the soil base of a building foundation near
a deep excavation 105

A.P. Омаров, А.Ж. Жусунбеков

Несущая способность заглубленных сборных
железобетонных свайных фундаментов, прогнозируемая
с помощью динамических и статических нагрузочных
испытаний по методике Американского общества
испытания материалов 115

Д.-В. Чанг, С.-Ц. Лянь, Ш.-Х. Чэнг, Т.-Л. Су, Д. Муханов

Влияние плит оснований малоэтажных зданий
на разжижаемость грунтов 124

<i>Assel S. Tulebekova, Askar Zh. Zhussupbekov, Aizhan K. Zhankina, Dana G. Bakirova, Amina Ilyubaeva</i> Design and construction of roads in difficult soil conditions: practical recommendations	131	<i>А.С. Тулебекова, А.Ж. Жусупбеков, А.К. Жанкина, Д.Г. Бакирова, А. Илюбаева</i> Проектирование и строительство дорог в сложных грунтовых условиях: практические рекомендации	131
<i>Askar Zh. Zhussupbekov, Nurgul U. Shakirova, Abdulla R. Omarov</i> Complex analysis of bored piles on light rail rapid transit system construction site in Astana, Kazakhstan	141	<i>А.Ж. Жусупбеков, Н.У. Шакирова, А.Р. Омаров</i> Комплексный расчет буронабивных свай на участке строительства системы скоростного легкорельсового транспорта в Астане, Казахстан	141
<i>Dong-Sheng Xu, Yi-Ding Liu, Askar Zhussupbekov, Yue Qin, Gulnaz Zhairbayeva</i> Recent development of advanced monitoring technologies in geotechnical engineering	152	<i>Д.-Ш. Сюй, Ю-Д. Лю, А. Жусупбеков, Ю. Цинь, Г. Жаирбаева</i> Последние разработки передовых технологий мониторинга в области инженерной геологии	152
<i>Divya Priya Balasubramani, Bala Priyadharshini P M</i> Documentation through digital methods and seismic soil classification for preserving built heritage	162	<i>Д.П. Баласубрамани, Б.П.М. Приядхаршини</i> Цифровое документирование и классификация грунтов по реакции на сейсмические воздействия для сохранения культурного наследия	162
<i>Aksan Kawanda, Askar Zhussupbekov, Ali Iskandar, Giralddi Fardiaz Kuswanda</i> Application of bored pile instrumentation for better understanding on its load-transfer behaviour under compression load	174	<i>А. Каванда, А. Жусупбеков, А. Искандар, Г.Ф. Кусванда</i> Применение измерительных устройств для изучения передачи нагрузки буронабивными сваями под нагрузкой на сжатие	174
<i>Fardin Jafarzadeh, Sina Afzalsoltani</i> Geothermal structures: experimental insights into stress redistribution in 2 × 2 pile groups under asymmetrical thermal loading	180	<i>Ф. Джафарзаде, С. Афзалсолтани</i> Геотермальные сооружения: экспериментальная оценка перераспределения напряжений в группах свай 2 × 2 в условиях асимметричной тепловой нагрузки.....	180
<i>Lamyaa Najah Snodi1, Ahmed Ramadan Sayed Orabi</i> Reinforcement of gypseous soil by stone columns	189	<i>Л.Н. Сноди, А.Р.С. Ораби</i> Укрепление гипсосодержащего грунта каменными столбами	189
<i>Sourabh Choudhary, Lalit Borana</i> Utilization of GGBS as a sustainable cement replacement in soil-cement columns: enhancing ground stabilization through industrial waste	195	<i>С. Чоудхари, Л. Борана</i> Молотый гранулированный доменный шлак — устойчивый заменитель цемента в грунтоцементных колоннах: повышение качества укрепления грунта промышленными отходами	195
<i>Gökhan Baykal</i> Innovation and invention in geotechnical engineering	201	<i>Г. Байкал</i> Инновации и изобретения в области инженерной геологии.....	201
<i>Nazir Ramli, Mustapha Amir Hamzah, Setiawan Antonius</i> Geotechnical Design Challenges in Tropical Zone	216	<i>Н. Рамли, М.А. Хамзах, С. Антониус</i> Проблемы геотехнического проектирования в тропической зоне	216

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ. ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ. ТЕХНОЛОГИЯ И ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ. ИНЖЕНЕРНЫЕ ИЗЫСКАНИЯ И ОБСЛЕДОВАНИЕ ЗДАНИЙ

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH PAPER

УДК 624.131.541.3

DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.1

Анализ сходимости аналитического и численного решений при расчете перекрестно-балочного фундамента на наклонном основании при внезапном образовании карстово-обвальных процессов

Сергей Иванович Евтушенко¹, Евгений Владимирович Зеленин²,
Александр Борисович Барыкин²

¹ Национальный исследовательский Московский государственный строительный
университет (НИУ МГСУ); г. Москва, Россия;

² Академия строительства и архитектуры Крымского федерального
университета им. В.И. Вернадского; Республика Крым, г. Симферополь, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. Проведен анализ сходимости результатов, полученных в ходе сравнения аналитического и численного методов с помощью метода конечных элементов в ПК Midas GTS NX при расчете перекрестно-балочного фундамента и наклонного основания при внезапном образовании карстово-обвальных процессов. Аналитический метод расчета разработан на основании эмпирических данных, полученных в ходе выполнения лабораторных модельных исследований в специальной установке, позволяющей моделировать карстово-обвальные процессы, численная модель являлась идентичным прототипом, повторяющим качественные и количественные характеристики, используемые при физическом моделировании.

Материалы и методы. Приведена сравнительная оценка сходимости полученных результатов двумя независимыми методами при расчете перекрестно-балочного фундамента на наклонном основании в условиях карстово-обвальных процессов.

Результаты. Осуществлена оценка полученных расхождений основных количественных параметров, таких как нормальные контактные напряжения под подошвой продольной ленты перекрестно-балочного фундамента, деформаций основания после выхода карстовой полости на поверхность и образования провальных воронок.

Выводы. В результате исследований подтверждена достоверность предложенной численной модели. Она позволяет уменьшить трудоемкость лабораторных испытаний и расширить границы исследования при дальнейшем изучении работы перекрестно-балочного фундамента и наклонного основания в условиях закарстованных территорий.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: провально-карстовая воронка, перекрестно-балочный фундамент, наклонное основание, склон, нормальные контактные напряжения, карстово-обвальные процессы

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Евтушенко С.И., Зеленин Е.В., Барыкин А.Б. Анализ сходимости аналитического и численного решений при расчете перекрестно-балочного фундамента на наклонном основании при внезапном образовании карстово-обвальных процессов // Строительство: наука и образование. 2025. Т. 15. Вып. 1. Ст. 1. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.1

Автор, ответственный за переписку: Евгений Владимирович Зеленин, workandearn@mail.ru.

Analysis of convergence of analytical and numerical solutions in the calculation of cross-beam foundation on a sloping basement in case of sudden formation of karst-rockfall processes

Sergey I. Evtushenko¹, Evgeny V. Zelenin², Alexander B. Barykin²

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

² Academy of Construction and Architecture of the Crimean Federal University named after V.I. Vernadsky;
Republic of Crimea, Simferopol, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. The convergence of the results obtained during the comparison of analytical and numerical methods using FEM in the Midas GTS NX PC for the calculation of cross-beam foundation and sloping foundation in case of sudden formation of karst-rockfall processes was analyzed. The analytical calculation method was developed on the basis of empirical data obtained during laboratory model tests in a special facility that allows modelling karst-rockfall processes, the numerical model was an identical prototype repeating qualitative and quantitative characteristics used in physical modelling.

Materials and methods. A comparative assessment of the convergence of the results obtained by two independent methods in the calculation of a cross-beam foundation on a sloping base in the conditions of karst-rockfall processes is given.

Results. The obtained discrepancies of the main quantitative parameters such as normal contact stresses under the bottom of the longitudinal strip of the cross-beam foundation, deformations of the foundation after the karst cavity emergence to the surface and formation of sinkholes were evaluated.

Conclusions. The reliability of the proposed numerical model was confirmed as a result of the research. It allows to reduce the labour intensity of laboratory tests and to expand the boundaries of research in further study of cross-beam foundation and sloping foundation performance in the conditions of karst territories.

KEYWORDS: sinkhole, cross-beam foundation, sloping foundation, slope, normal contact stresses, karst-rockfall processes

FOR CITATION: Evtushenko S.I., Zelenin E.V., Barykin A.B. Analysis of convergence of analytical and numerical solutions in the calculation of cross-beam foundation on a sloping basement in case of sudden formation of karst-rockfall processes. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2025; 15(1):1. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.1

Corresponding author: Evgeny V. Zelenin, workandearn@mail.ru.

ВВЕДЕНИЕ

На большей части территории Российской Федерации и других стран перманентно увеличивается площадь территорий с развитием карстовых процессов [1–5]. В связи с этим в геотехническом проектировании становится все более актуальным изучение напряженно-деформированного состояния (НДС) конструкций фундаментов, взаимодействующих с грунтовым основанием при образовании карстово-обвальных процессов. Карстовые явления — одни из самых опасных геологических процессов. Они несут угрозу как по скорости своего проявления в виде образования провалов и мульд оседания земной поверхности, так и по масштабам и степени опасности для застраиваемых и уже застроенных городских территорий [4, 6–10].

В статьях, посвященных изучению работы фундаментов на наклонном основании [11–14], отмечается, что учет влияния угла наклона основания в проектных решениях требует проведения дополнительных исследований ввиду эффекта парного взаимодействия от таких факторов, как диаметр карстовой полости, угол наклона основания, глубина расположения полости. Исследования совместной работы «фундамент – наклонное основание» при негативном влиянии карста должны включать изучение процесса деформирования грунтового основания, смещение грунта в зоне его провала, скорости изменения основных параметров НДС.

Из-за трудоемкости выполнения модельных физических исследований в лабораторных условиях, направленных на изучение совместной работы перекрестно-балочного фундамента и наклонного основания, и невозможности проведения натурных

испытаний дальнейшие исследования целесообразно осуществлять в специализированных геотехнических программных комплексах (ПК), которые позволяют моделировать различные задачи. Метод конечных элементов (МКЭ) удобен тем, что дает возможность выполнять вычисления как в двумерной (2D) плоскости для предварительных расчетов, так и в трехмерной (3D) модели с учетом всех объемных внешних факторов. Основное достоинство МКЭ заключается в том, что он позволяет представить сплошную среду с бесконечным числом степеней свободы как систему с конечным их количеством. Это дает возможность конструктору использовать различные инструменты для решения поставленных задач [15].

После того как сплошная среда была аппроксимирована, применяется метод прямой жесткости, основанный на математическом аппарате сложных систем алгебраических уравнений. Благодаря этому методу можно определить перемещение каждого узла в построенной сетке, используя прямоугольные или триангулированные элементарные ячейки. На основе полученных значений перемещений вычисляются деформации и напряжения в каждой ячейке.

В связи с этим работа, направленная на разработку численной модели, которая будет адекватно отражать действительную работу перекрестно-балочного фундамента на наклонном основании с карстовой полостью, позволит сократить трудоемкость при проектировании [16].

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Планирование исследований проводилось в соответствии с ранее описанной методикой [17], в рам-

ках которой рассматривались четыре независимых внешних фактора: угол наклона основания, диаметр карстовой полости D , м, глубина расположения полости относительно подошвы фундамента H , м, и расстояние от удерживающей конструкции L , м. Для уточнения численной модели и последующего создания алгоритма решения в автоматизированном ПК Midas GTS NX выбраны параметры, аналогичные

Табл. 1. Конечно-элементные модели опытов № 1–8 в ПК Midas GTS NX

Table 1. Finite element models of experiments No. 1–8 in PC Midas GTS NX

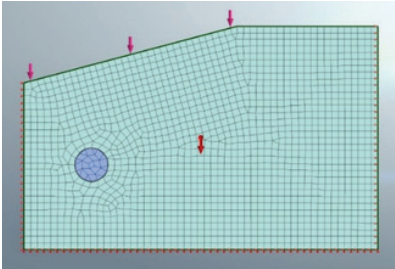
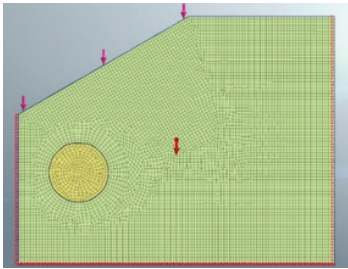
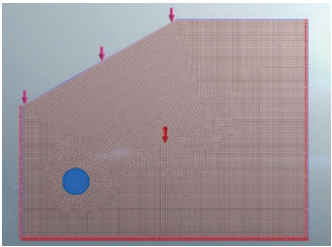
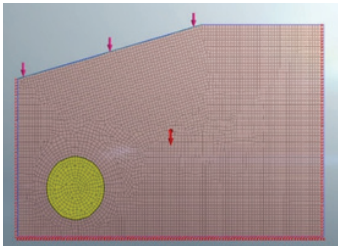
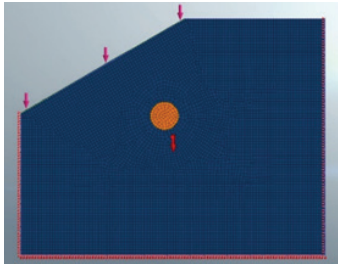
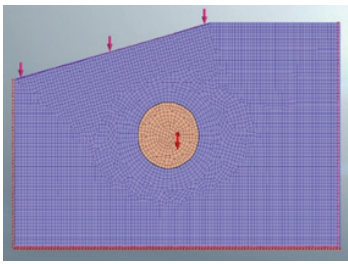
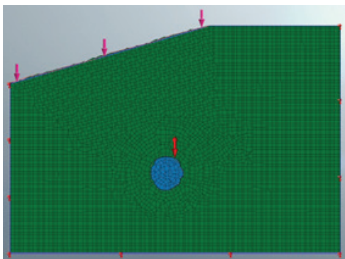
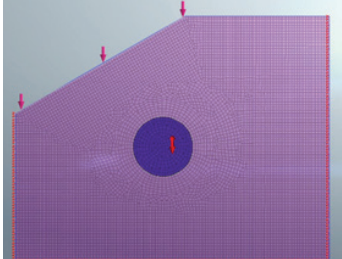
Опыт № 1 (сечение модели по продольной ленте фундамента) Experiment No. 1 (cross-section of the model along the longitudinal belt of the foundation)	Опыт № 2 (сечение модели по продольной ленте фундамента) Experiment No. 2 (cross-section of the model along the longitudinal belt of the foundation)
	
Опыт № 3 (сечение модели по продольной ленте фундамента) Experiment No. 3 (cross-section of the model along the longitudinal belt of the foundation)	Опыт № 4 (сечение модели по продольной ленте фундамента) Experiment No. 4 (cross-section of the model along the longitudinal belt of the foundation)
	
Опыт № 5 (сечение модели по продольной ленте фундамента) Experiment No. 5 (cross-section of the model along the longitudinal belt of the foundation)	Опыт № 6 (сечение модели по продольной ленте фундамента) Experiment No. 6 (cross-section of the model along the longitudinal belt of the foundation)
	
Опыт № 7 (сечение модели по продольной ленте фундамента) Experiment No. 7 (cross-section of the model along the longitudinal belt of the foundation)	Опыт № 8 (сечение модели по продольной ленте фундамента) Experiment No. 8 (cross-section of the model along the longitudinal belt of the foundation)
	

Табл. 2. Характеристики материала основания
Table 2. Base Material Characteristics

Характеристики материалов Material Characteristics	Показатель Indicator
Удельный вес грунта γ , кН/м ³ Specific weight of soil γ , kN/m ³	16,1
Модуль деформации E , МПа Modulus of deformation E , MPa	24
Угол внутреннего трения φ Internal friction angle φ	34
Коэффициент Пуассона ν Poisson's ratio ν	0,25
Угол дилатансии грунта ψ Ground dilatancy angle ψ	0

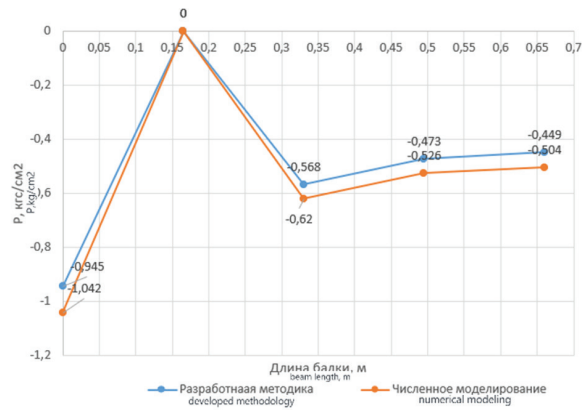


Рис. 1. Эпюры нормальных контактных напряжений опыта № 1 по разработанной методике и результатам численного моделирования
Fig. 1. Normal contact stresses of experiment No. 1 and according to the developed method and results of numerical modelling

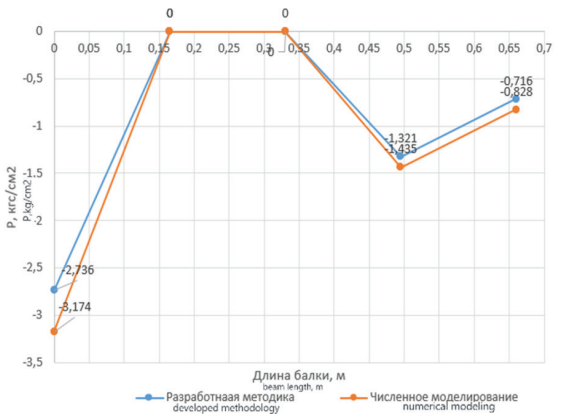


Рис. 2. Эпюры нормальных контактных напряжений опыта № 2 по разработанной методике и результатам численного моделирования
Fig. 2. Normal contact stresses of experiment No. 2 and according to the developed method and results of numerical modelling

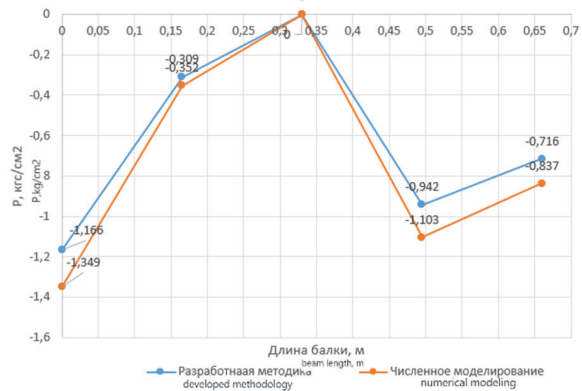


Рис. 3. Эпюры нормальных контактных напряжений опыта № 3 по разработанной методике и результатам численного моделирования
Fig. 3. Normal contact stresses of experiment No. 3 and according to the developed method and results of numerical modelling

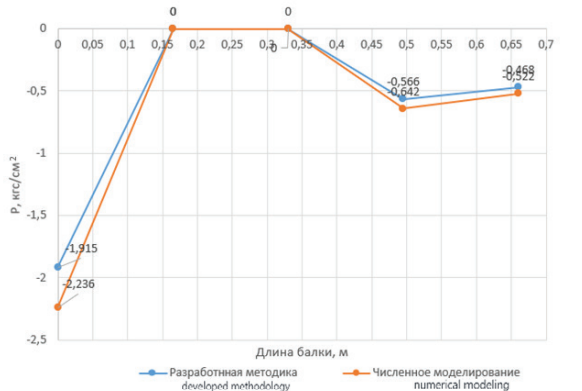


Рис. 4. Эпюры нормальных контактных напряжений опыта № 4 по разработанной методике и результатам численного моделирования
Fig. 4. Normal contact stresses of experiment No. 4 and according to the developed method and results of numerical modelling

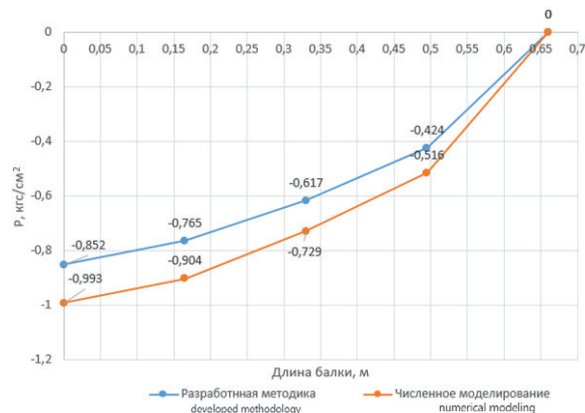


Рис. 5. Эпюры нормальных контактных напряжений опыта № 5 по разработанной методике и результатам численного моделирования

Fig. 5. Normal contact stresses of experiment No. 5 and according to the developed method and results of numerical modelling

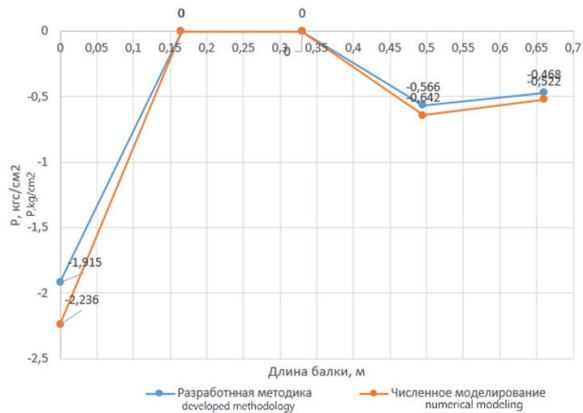


Рис. 6. Эпюры нормальных контактных напряжений опыта № 6 по разработанной методике и результатам численного моделирования

Fig. 6. Normal contact stresses of experiment No. 6 and according to the developed method and results of numerical modelling

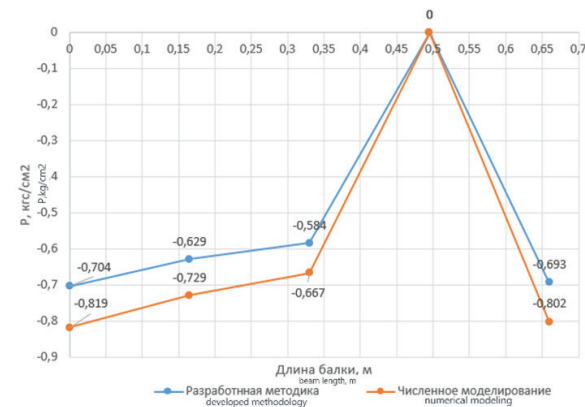


Рис. 7. Эпюры нормальных контактных напряжений опыта № 7 по разработанной методике и результатам численного моделирования

Fig. 7. Normal contact stresses of experiment No. 7 and according to the developed method and results of numerical modelling

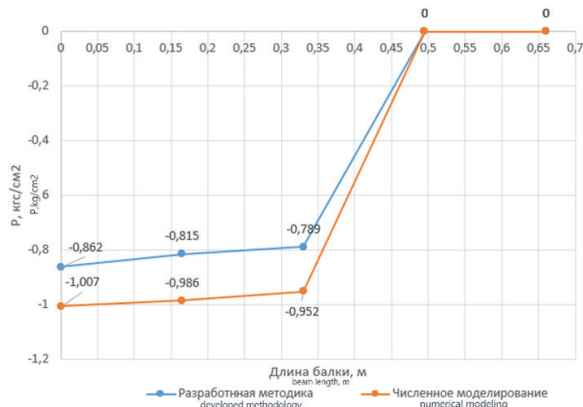


Рис. 8. Эпюры нормальных контактных напряжений опыта № 8 по разработанной методике и результатам численного моделирования

Fig. 8. Normal contact stresses of experiment No. 8 and according to the developed method and results of numerical modelling

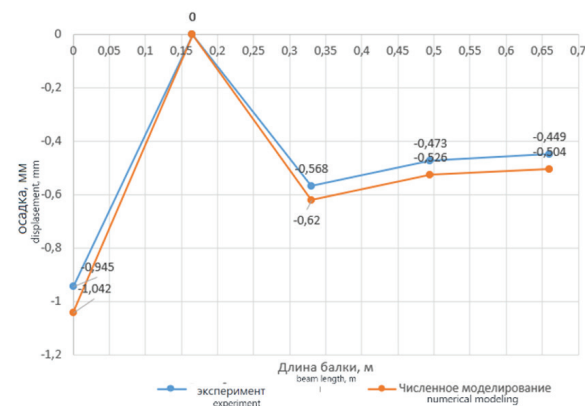


Рис. 9. График осадок основания при физическом моделировании опыта № 1 и численном моделировании

Fig. 9. Graph of foundation displacement in physical modelling of experiment No. 1 and numerical simulation

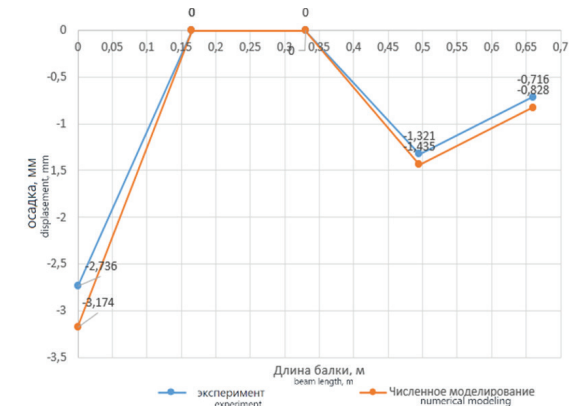


Рис. 10. График осадок основания при физическом моделировании опыта № 2 и численном моделировании

Fig. 10. Graph of foundation displacement in physical modelling of experiment No. 2 and numerical simulation

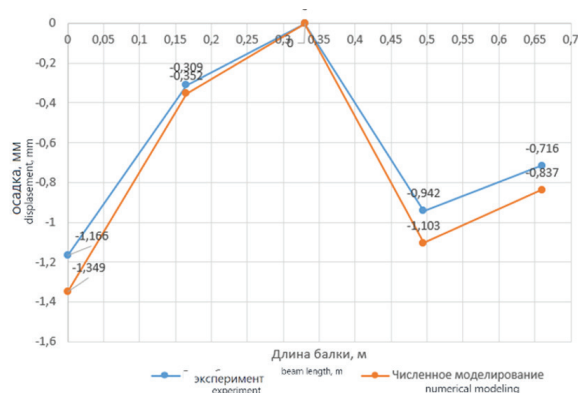


Рис. 11. График осадок основания при физическом моделировании опыта № 3 и численном моделировании

Fig. 11. Graph of foundation displacement in physical modelling of experiment No. 3 and numerical simulation

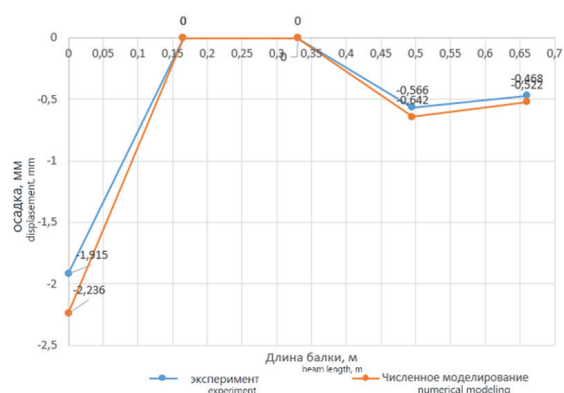


Рис. 12. График осадок основания при физическом моделировании опыта № 4 и численном моделировании

Fig. 12. Graph of foundation displacement in physical modelling of experiment No. 4 and numerical simulation

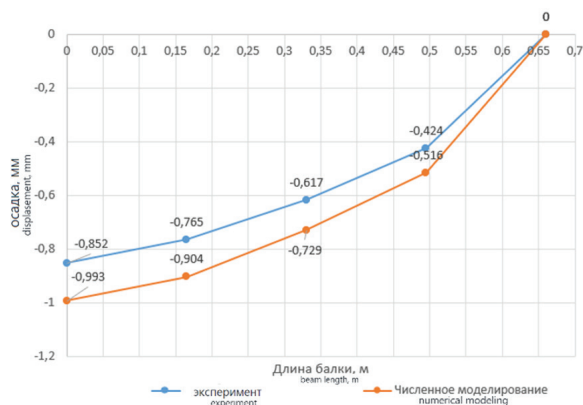


Рис. 13. График осадок основания при физическом моделировании опыта № 5 и численном моделировании

Fig. 13. Graph of foundation displacement in physical modelling of experiment No. 5 and numerical simulation

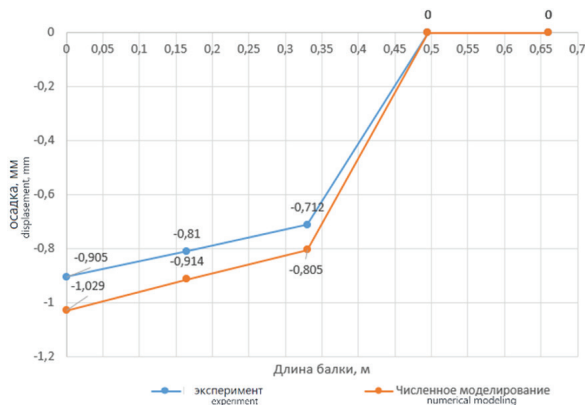


Рис. 14. График осадок основания при физическом моделировании опыта № 6 и численном моделировании

Fig. 14. Graph of foundation displacement in physical modelling of experiment No. 6 and numerical simulation

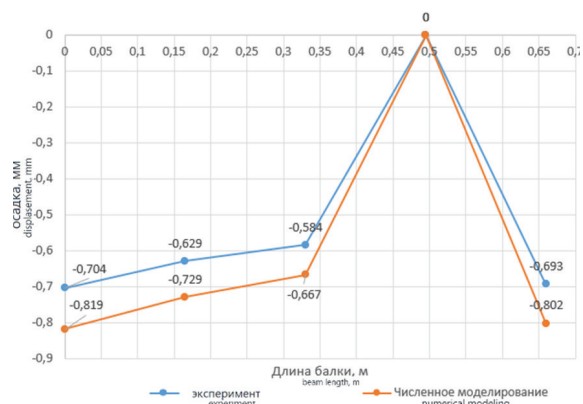


Рис. 15. График осадок основания при физическом моделировании опыта № 7 и численном моделировании

Fig. 15. Graph of foundation displacement in physical modelling of experiment No. 7 and numerical simulation

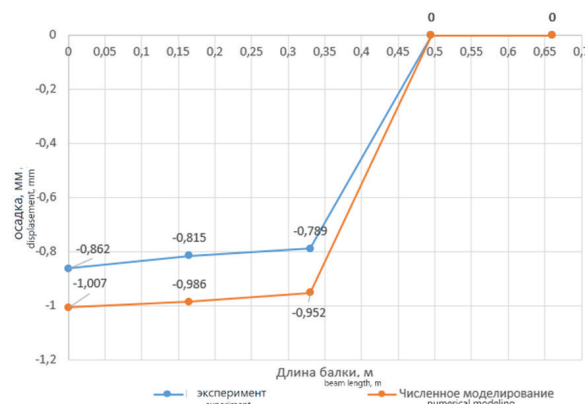


Рис. 16. График осадок основания при физическом моделировании опыта № 8 и численном моделировании

Fig. 16. Graph of foundation displacement in physical modelling of experiment No. 8 and numerical simulation

Табл. 3. Анализ сходимости по напряжениям
Table 3. Stress convergence analysis

Расстояние по длине фундаментной балки от удерживающей конструкции Distance along the length of the foundation beam from the retaining structure	Напряжение по разработанной методике (ссылка на статью), кг/см² Tension according to the developed method (reference to the article), kg/cm²	Напряжение по численному расчету, кг/см² Numerical stress, kg/cm²	Разность напряжений, кг/см² Stress difference, kg/cm²	Процент разности напряжений, % Percentage of stress difference, %	Среднее значение разности контактных напряжений, % Average value of contact stress difference, %
Опыт № 1 Experiment No. 1					
0,2 L _б	0,945	1,042	0,097	10,26	10,71
0,4 L _б	0	0	0	–	
0,6 L _б	0,568	0,620	0,052	9,15	
0,8 L _б	0,473	0,526	0,053	11,21	
L _б	0,449	0,504	0,055	12,25	
Опыт № 2 Experiment No. 2					
0,2 L _б	2,736	3,174	0,438	16	13,42
0,4 L _б	0	0	0	–	
0,6 L _б	0	0	0	–	
0,8 L _б	1,321	1,435	0,114	8,62	
L _б	0,716	0,828	0,112	15,64	
Опыт № 3 Experiment No. 3					
0,2 L _б	1,166	1,349	0,183	15,69	15,9
0,4 L _б	0,309	0,352	0,043	13,91	
0,6 L _б	0	0	–	–	
0,8 L _б	0,942	1,103	0,161	17,09	
L _б	0,716	0,837	0,121	16,89	
Опыт № 4 Experiment No. 4					
0,2 L _б	1,915	2,236	0,321	16,76	13,9
0,4 L _б	0	0	–	–	
0,6 L _б	0	0	–	–	
0,8 L _б	0,566	0,642	0,076	13,42	
L _б	0,468	0,522	0,054	11,53	
Опыт № 5 Experiment No. 5					
0,2 L _б	0,852	0,993	0,141	16,54	18,64
0,4 L _б	0,765	0,904	0,139	18,17	
0,6 L _б	0,617	0,729	0,112	18,15	
0,8 L _б	0,424	0,516	0,092	21,7	
L _б	0	0	–	–	

Окончание табл. 3 / End of the Table 3

Расстояние по длине фундаментной балки от удерживающей конструкции Distance along the length of the foundation beam from the retaining structure	Напряжение по разработанной методике (ссылка на статью), кг/см² Tension according to the developed method (reference to the article), kg/cm²	Напряжение по численному расчету, кг/см² Numerical stress, kg/cm²	Разность напряжений, кг/см² Stress difference, kg/cm²	Процент разности напряжений, % Percentage of stress difference, %	Среднее значение разности контактных напряжений, % Average value of contact stress difference, %
Опыт № 6 Experiment No. 6					
0,2 L ₆	0,905	1,029	0,124	13,7	13,2
0,4 L ₆	0,810	0,914	0,104	12,83	
0,6 L ₆	0,712	0,805	0,093	13,06	
0,8 L ₆	0	0	–	–	
L ₆	0	0	–	–	
Опыт № 7 Experiment No. 7					
0,2 L ₆	0,704	0,819	0,115	16,33	15,54
0,4 L ₆	0,629	0,729	0,1	15,89	
0,6 L ₆	0,584	0,667	0,083	14,21	
0,8 L ₆	0	0	–	–	
L ₆	0,693	0,802	0,109	15,72	
Опыт № 8 Experiment No. 8					
0,2 L ₆	0,862	1,007	0,145	16	19,48
0,4 L ₆	0,815	0,986	0,171	16,1	
0,6 L ₆	0,789	0,952	0,163	17,3	
0,8 L ₆	0	0	–	–	
L ₆	0	0	–	–	

Табл. 4. Анализ сходимости по деформациям

Table 4. Deformation convergence analysis

Расстояние по длине фундаментной балки от удерживающей конструкции Distance along the length of the foundation beam from the retaining structure	Осадка по данным эксперимента, мм Precipitation according to the experimental data, mm	Численный расчет перемещения, мм Numerical calculation displacement, mm	Разность осадка, мм Displacement difference, kg/cm²	Разница в смещении, % Displacement difference, %	Среднее значение разности осадок, % Percentage of displacement difference, %
Опыт № 1 Experiment No. 1					
0,2 L ₆	–1,39	–1,57	0,18	12,94	12,54
0,4 L ₆	>50	>50	–	–	
0,6 L ₆	–1,5	–1,69	0,19	12,66	
0,8 L ₆	–1,45	–1,62	0,17	11,72	
L ₆	–1,4	–1,58	0,18	12,85	

Продолжение табл. 4 / Continuation of the Table 4

Расстояние по длине фундаментной балки от удерживающей конструкции Distance along the length of the foundation beam from the retaining structure	Осадка по данным эксперимента, мм Precipitation according to the experimental data, mm	Численный расчет перемещения, мм Numerical calculation displacement, mm	Разность осадка, мм Displacement difference, kg/cm ²	Разница в смещении, % Displacement difference, %	Среднее значение разности осадок, % Percentage of displacement difference, %
Опыт № 2 Experiment No. 2					
0,2 L ₆	−1,99	−2,25	0,26	13,06	14,14
0,4 L ₆	>50	>50	—	—	
0,6 L ₆	>50	>50	—	—	
0,8 L ₆	−2,72	−3,11	0,39	14,33	
L ₆	−1,93	−2,22	0,29	15,02	
Опыт № 3 Experiment No. 3					
0,2 L ₆	−2,03	−2,39	0,36	18,1	18,2
0,4 L ₆	−2,14	−2,53	0,39	18,6	
0,6 L ₆	>50	>50	—	—	
0,8 L ₆	−2,13	−2,52	0,39	18,4	
L ₆	−1,62	−1,92	0,3	18,6	
Опыт № 4 Experiment No. 4					
0,2 L ₆	−1,43	−1,64	0,21	14,68	14,61
0,4 L ₆	>50	>50	—	—	
0,6 L ₆	>50	>50	—	—	
0,8 L ₆	−1,11	−1,27	0,16	14,41	
L ₆	−0,95	−1,09	0,14	14,73	
Опыт № 5 Experiment No. 5					
0,2 L ₆	−0,87	−1,02	0,15	17,4	17,55
0,4 L ₆	−1,26	−1,48	0,22	17,6	
0,6 L ₆	−1,59	−1,86	0,27	17,6	
0,8 L ₆	−2,19	−2,57	0,38	17,6	
L ₆	>50	>50	—	—	
Опыт № 6 Experiment No. 6					
0,2 L ₆	−0,86	−1,06	0,2	14,2	15,1
0,4 L ₆	−1,02	−1,27	0,25	14,6	
0,6 L ₆	−1,32	−1,66	0,35	16,5	
0,8 L ₆	>50	>50	—	—	
L ₆	>50	>50	—	—	
Опыт № 7 Experiment No. 7					
0,2 L ₆	−0,57	−0,65	0,08	14,03	15,61
0,4 L ₆	−0,69	−0,8	0,11	15,94	
0,6 L ₆	−0,77	−0,89	0,12	15,58	
0,8 L ₆	>50	>50	—	—	
L ₆	−1,48	−1,73	0,25	16,89	

Окончание табл. 4 / End of the Table 4

Растояние по длине фундаментной балки от удерживающей конструкции Distance along the length of the foundation beam from the retaining structure	Осадка по данным эксперимента, мм Precipitation according to the experimental data, mm	Численный расчет перемещения, мм Numerical calculation displacement, mm	Разность осадка, мм Displacement difference, kg/cm²	Разница в смещении, % Displacement difference, %	Среднее значение разности осадок, % Percentage of displacement difference, %
Опыт № 8 Experiment No. 8					
0,2 L_6	–1,52	–1,81	0,29	19,07	20,54
0,4 L_6	–1,83	–2,2	0,37	20,21	
0,6 L_6	–2,15	–2,63	0,48	22,32	
0,8 L_6	>50	>50	–	–	
L_6	>50	>50	–	–	

тем, что использовались при выполнении модельных экспериментальных исследований. В табл. 1 показаны основные расчетные сечения моделей опытов № 1–8.

В табл. 2 приведены характеристики материала основания.

Параметры перекрестно-балочного фундамента, величина нагрузений были приняты в соответствии с предыдущими исследованиями в этой области [18].

Для возможности визуального сравнения параметров нормальных контактных напряжений после обрушения свода карстовой полости и провала в нее грунта, полученных с помощью аналитической методики и численной модели, составлены графики, показанные на рис. 1–8.

Для возможности визуального сравнения параметров нормальных деформаций основания после обрушения свода карстовой полости и провала в нее грунта, полученных с помощью экспериментальных исследований и численной модели, составлены графики, приведенные на рис. 9–16.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Анализ сходимости результатов нормальных контактных напряжений сведен в табл. 3.

Анализ сходимости результатов по деформациям грунтового основания сведен в табл. 4.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

По результатам проведенных исследований можно сделать следующие выводы.

Анализ графиков (рис. 1–8) показал, что значения нормальных контактных напряжений, полученных путем численного моделирования методом

конечных элементов, больше значений, полученных с помощью методики [19]. Разница между этими значениями составляет от 10,71 до 19,48 %. Это существенно влияет на материалоемкость при проектировании фундаментов. В среднем нормальные контактные напряжения оказались больше на 15,1 %. Такой результат может привести к созданию необоснованного запаса прочности и, как следствие, к увеличению стоимости строительства из-за ошибок в расчетах фундамента.

Анализ графиков (рис. 9–16) показал, что значения деформаций основания, полученных путем численного моделирования методом конечных элементов, больше значений, полученных в результате физических экспериментальных исследований. Разница между этими значениями составляет от 12,5 до 20,5 %. Это может значительно увеличить геометрические размеры фундаментной ленты. В среднем деформации оказались больше на 16 %. Такой результат может привести к созданию необоснованного запаса прочности и, как следствие, к увеличению стоимости строительства из-за ошибок в расчетах фундамента.

Таким образом, в результате проведенных исследований была верифицирована предложенная численная модель, которая позволит сократить трудоемкость проведения испытаний в лабораторных условиях и способствует вариации границ исследования при дальнейшем изучении работы перекрестно-балочного фундамента и наклонного основания в условиях закарстованных территорий.

Строительство: Том 15. Выпуск 1 (55)
наука и образование

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Aktürk Ö., Drumm E.C., Tutluoğlu L., Akgün H. Undrained stability of residual soil in karst // Sinkholes and the Engineering and Environmental Impacts of Karst. 2008. Pp. 223–232.
2. Tharp T.M. Cover-collapse sinkhole formation and soil plasticity // Sinkholes and the Engineering and Environmental Impacts of Karst. 2003. Pp. 110–123.
3. Аникеев А.В., Рагозин А.Л., Селезнев В.Н. Оценка геологического риска на участке городского строительства // Геоэкология. 2007. № 6. С. 547–560.
4. Аникеев А.В. Провалы и воронки оседания в карстовых районах: механизмы образования, прогноз и оценка риска. М. : РУДН, 2017. 328 с.
5. Salvati R., Tharp T.M., Capelli G. Conceptual model for geotechnical evaluation of sinkhole risk in the Latium Region // Geotechnical and Environmental Applications of Karst Geology and Hydrology. 2001. Pp. 163–167.
6. Waltham T., Bell F.G., Culshaw M.G. Sinkholes and Subsidence. Karst and Cavernous Rocks in Engineering and Construction. 2005. 383 p.
7. Feng Z., Bai S., Min W., He J., Huang Z., Dong Y. et al. Calculation of Ultimate Bearing Capacity of Pile Foundations of Highway Bridges under the Coupling of Steep Slope and Karst // E3S Web of Conferences. 2020. Vol. 198.
8. Амеличев Г.Н., Вахрушев Б.А., Самохин Г.В., Токарев С.В. Особенности инженерных изысканий на закарстованных территориях в пределах Крымского п-ова // Изучение опасных природных процессов и геотехнический мониторинг при инженерных изысканиях : мат. Общеросс. науч.-практ. конф. 2023. С. 72–92.
9. Вахрушев Б.А. Районирование карста Крымского полуострова // Speleology and Karstology. 2009. № 3. С. 39–46.
10. Леоненко В.М., Леоненко М.В., Толмачев В.В. Определение параметров проектирования противокарстовой защиты в рамках геотехнической системы «карст-сооружение» // Оценка и управление природными рисками : мат. Всеросс. конф. «Риск–2006». 2006. С. 315–318.
11. Барыкин А.Б. Экспериментально-теоретические основы взаимодействия перекрестно-балочных фундаментов с наклонным основанием : дис. ... канд. тех. наук. Волгоград, 2018. 184 с.
12. Зеленин Е.В., Барыкин Б.Ю., Диденко Д.А. Планирование экспериментальных исследований при взаимодействии перекрестно-балочного фундамента и наклонного основания, подверженного явлениям карстообразования // Строительство и техногенная безопасность. 2022. № S1. С. 111–118.
13. Зеленин Е.В., Барыкин Б.Ю. К вопросу освоения закарстованных территорий в горных районах республики Крым // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения : мат. Междунар. академических чтений. 2020. С. 209–213.
14. Зеленин Е.В. Аналитический обзор трудов, посвященных исследованию работы конструкций фундаментов в условиях закарстованных территорий // Строительство и архитектура. 2024. Т. 12. № 2 (43).
15. Midas GTS NX Analysis Reference. Chapter 4. Materials.
16. Евтушенко С.И., Зеленин Е.В. Модельные исследования взаимодействия перекрестно-балочного фундамента и наклонного основания над карстовой полостью // Строительство и архитектура. 2023. Т. 11. № 4. С. 8.
17. Евтушенко С.И., Зеленин Е.В., Барыкин А.Б. К вопросу трансформации формы провальной воронки при взаимодействии перекрестно-балочного фундамента и наклонного основания с карстовой полостью // Строительство и архитектура. 2024. Т. 12. № 2 (43).
18. Зеленин Е.В., Барыкин Б.Ю. К вопросу численного моделирования работы перекрестно-балочного фундамента на наклонном основании в условиях активизации карстовых процессов // Передовое развитие современной науки: опыт, проблемы, прогнозы : сб. ст. II Междунар. науч.-практ. конф. 2020. С. 28–38.
19. Зеленин Е.В., Барыкин Б.Ю. К вопросу освоения закарстованных территорий в горных районах Республики Крым // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения : мат. Междунар. академических чтений. 2020. С. 209–213.

Поступила в редакцию 28 августа 2024 г.

Принята в доработанном виде 20 сентября 2024 г.

Одобрена для публикации 25 сентября 2024 г.

ОБ АВТОРАХ: **Сергей Иванович Евтушенко** — доктор технических наук, профессор кафедры информационных систем, технологий и автоматизации в строительстве; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ)**; 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; sergand1957@gmail.com;

Евгений Владимирович Зеленин — аспирант кафедры строительных конструкций; **Академия строительства и архитектуры Крымского федерального университета им. В.И. Вернадского**; 295000, Республика Крым, г. Симферополь, ул. Павленко, 3а; workandearn@mail.ru;

Александр Борисович Барыкин — кандидат технических наук, преподаватель кафедры геотехники и конструктивных элементов; **Академия строительства и архитектуры Крымского федерального университета им. В.И. Вернадского**; 295000, Республика Крым, г. Симферополь, ул. Павленко, 3а; aleksbarykin@yandex.com.

Вклад авторов:

Евтушенко С.И. — научное редактирование, итоговые выводы.

Зеленин Е.В. — написание статьи, концепция исследования, разработка методологии, итоговые выводы.

Барыкин А.Б. — научное редактирование.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

REFERENCES

1. Aktürk Ö., Drumm E.C., Tutluoğlu L., Akgün H. Undrained stability of residual soil in karst. *Sinkholes and the Engineering and Environmental Impacts of Karst*. 2008; 223-232.
2. Tharp T.M. Cover-collapse sinkhole formation and soil plasticity. *Sinkholes and the Engineering and Environmental Impacts of Karst*. 2003; 110-123.
3. Anikeev A.V., Ragozin A.L., Seleznev V.N. Evaluation of the geological risk on an urban construction site. *Geocology*. 2007; 6:547-560. (rus.).
4. Anikeev A.V. *Falls and sinkholes in karst areas: mechanisms of formation, forecast and risk assessment*. Moscow, RUDN, 2017; 328. (rus.).
5. Salvati R., Tharp T.M., Capelli G. Conceptual model for geotechnical evaluation of sinkhole risk in the Latium Region. *Geotechnical and Environmental Applications of Karst Geology and Hydrology*. 2001; 163-167.
6. Waltham T., Bell F.G., Culshaw M.G. Sinkholes and Subsidence. *Karst and Cavernous Rocks in Engineering and Construction*. 2005; 383.
7. Feng Z., Bai S., Min W., He J., Huang Z., Dong Y. et al. Calculation of Ultimate Bearing Capacity of Pile Foundations of Highway Bridges under the Coupling of Steep Slope and Karst. *E3S Web of Conferences*. 2020; 198.
8. Amelichev G.N., Vakhrushev B.A., Samokhin G.V., Tokarev S.V. Features of engineering surveys on karsted territories within the Crimean Peninsula. *Study of Hazardous Natural Processes and Geotechnical Monitoring in Engineering Surveys : proceedings of the All-Russian Scientific and Practical Conference*. 2023; 72-92. (rus.).
9. Vakhrushev B.A. Karst zoning of the Crimean Peninsula. *Speleology and Karstology*. 2009; 3:39-46. (rus.).
10. Leonenko V.M., Leonenko M.V., Tolmachev V.V. Determination of karst protection design parameters within the framework of geotechnical system “karst-construction”. *Assessment and management of natural risks : proceedings of the All-Russian Conf. “Risk-2006”*. 2006; 315-318. (rus.).
11. Barykin A.B. *Experimental-theoretical bases of interaction of cross-beam foundations with the sloping base : dissertation for the degree of Candidate of Technical Sciences*. Volgograd, 2018; 184. (rus.).
12. Zelenin E.V., Barykin B.Yu., Didenko D.A. Planning of experimental studies in the interaction of cross-beam foundation and sloping foundation subject to karst formation phenomena. *Construction technogenic safety*. 2022; S1:111-118. (rus.).
13. Zelenin E.V., Barykin B.Yu. To the issue of development of karst territories in the mountainous areas of the Republic of Crimea. Safety of the building stock of Russia. *Problems and solutions : materials of international academic readings*. 2020; 209-213. (rus.).
14. Zelenin E.V. Analytical review of works devoted to the study of foundation structures operation in the conditions of karst territories. *Construction and Architecture*. 2024; 12(2):(43). (rus.).
15. *Midas GTS NX Analysis Reference*. Chapter 4. Materials.
16. Evtushenko S.I., Zelenin E.V. Model studies of interaction of cross-beam foundation and inclined basement over karst cavity. *Construction and Architecture*. 2023; 11(4):8. (rus.).
17. Evtushenko S.I., Zelenin E.V., Barykin A.B. To the question of transformation of the sinkhole shape at interaction of cross-beam foundation and sloping base with karst cavity. *Construction and Architecture*. 2024; 12(2):(43). (rus.).
18. Zelenin E.V., Barykin B.Yu. To the issue of numerical modelling of cross-beam foundation operation on the sloping base in the conditions of karst processes activation. *Advanced development of modern science: Experiment, problems, forecasts : collection of articles of the II International Scientific and Practical Conference*. 2020; 28-38. (rus.).
19. Zelenin E.V., Barykin B.Yu. To the issue of development of karst territories in the mountainous areas of the Republic of Crimea. Safety of the building stock of Russia. *Problems and solutions : materials of international academic readings*. 2020; 209-213. (rus.).

Received August 28, 2024.

Adopted in revised form on September 20, 2024.

Approved for publication on September 25, 2024.

B I O N O T E S: **Sergey I. Evtushenko** — Doctor of Technical Sciences, Professor of the Department of Information Systems, Technologies and Automation in Construction; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; sergand1957@gmail.com;

Evgeny V. Zelenin — postgraduate student of the Department of Building Structures; **Academy of Construction and Architecture of the Crimean Federal University named after V.I. Vernadsky**; 3a Pavlenko st., Republic of Crimea, Simferopol, 295000, Russian Federation; workandearn@mail.ru;

Alexander B. Barykin — Candidate of Technical Sciences, Lecturer at the Department of Geotechnics and Structural Elements; **Academy of Construction and Architecture of the Crimean Federal University named after V.I. Vernadsky**; 3a Pavlenko st., Republic of Crimea, Simferopol, 295000, Russian Federation; aleksbarykin@yandex.com.

Contribution of the authors:

Sergey I. Evtushenko — scientific editing, final conclusions.

Evgeny V. Zelenin — article writing, research concept, methodology development, final conclusions.

Alexander B. Barykin — scientific editing.

The authors declare no conflict of interest.

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH PAPER

УДК 624.154.1

DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.2

Программа экспериментальных исследований работы свайного поля в однородном основании

Виталий Максимович Дереховский, Геннадий Михайлович Скибин

*Южно-Российский государственный политехнический университет (НПИ) имени М.И. Платова
(ЮРГПУ(НПИ)); г. Новочеркасск, Россия*

АННОТАЦИЯ

Введение. Рассматривается программа экспериментальных исследований на основе численного моделирования работы свайного поля в однородном песчаном основании. Актуальность обусловлена необходимостью повышения надежности и безопасности свайных фундаментов, широко применяемых в современном строительстве. Исследование направлено на устранение существующих пробелов в предсказании взаимодействия свай с однородным грунтом. Разработана и апробирована программа экспериментов, включающая моделирование и натурные испытания. Полученные результаты позволили предложить новые подходы к расчету свайных полей, что имеет значительную научную и практическую ценность для строительной отрасли.

Материалы и методы. Использованы данные научных публикаций, нормативных документов, проектных материалов и результатов экспериментов. Применены методы системного анализа, моделирования, а также экспериментальные и статистические подходы. Эти методы дали возможность получить новые сведения и внести коррективы в расчетные методы свайных фундаментов.

Результаты. Разработана численная модель экспериментальных исследований, проанализированы различные методы расчета свайных фундаментов, разработана модель стенда для проведения опытов, создана поэтапная программа выполнения эксперимента.

Выводы. Результаты исследования работы свайного поля в однородном основании обладают высокой научной и практической ценностью. Разработанная математическая модель и экспериментальные данные позволили более точно описать распределение нагрузок и деформаций в свайном поле, что является значительным вкладом в теорию расчета свайных фундаментов. Полученные результаты подтверждают необходимость и важность пересмотра существующих методов расчета свайных фундаментов. Их внедрение в строительную практику и образовательные программы даст возможность повысить надежность и эффективность строительства, а также создать базу для дальнейших исследований в данной области.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: свайные фундаменты, численное моделирование, экспериментальные исследования, натурные испытания, системный анализ, оптимизация проектирования, надежность сооружений

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Дереховский В.М., Скибин Г.М. Программа экспериментальных исследований работы свайного поля в однородном основании // Строительство: наука и образование. 2025. Т. 15. Вып. 1. Ст. 2. URL: <http://nsjournal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.2

Автор, ответственный за переписку: Виталий Максимович Дереховский, Vitaliyderex@ya.ru.

Experimental research programme on the behaviour of a pile group in a homogeneous base

Vitalii M. Derekhovskii, Gennadii M. Skibin

M.I. Platov South-Russian State Polytechnic University (NPI); Novocherkassk, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. A programme of experimental research based on numerical modelling of pile group behaviour in a homogeneous sandy foundation is considered. The relevance of this work is due to the need to improve the reliability and safety of pile foundations, which are widely used in modern construction. The research is aimed at eliminating the existing gaps in predicting the interaction between piles and homogeneous soil. Within the scope of this study, a comprehensive experimental programme was developed and tested, including both modelling and field tests. The results obtained allowed us to propose new approaches to the calculation of pile groups, which has significant scientific and practical value for the construction industry.

Materials and methods. Data from scientific publications, regulatory documents, project materials, and experimental results were used. Methods of systematic analysis, modelling, as well as experimental and statistical approaches, were applied. These methods enabled the acquisition of new data and adjustments to the calculation methods for pile foundations.

Results. A numerical model for experimental research was developed, various calculation methods for pile foundations were analyzed, a test stand model was created, and a step-by-step experimental programme was designed.

Conclusions. The research results on the behaviour of pile groups in a homogeneous foundation have high scientific and practical value. The developed mathematical model and experimental data allowed to describe more accurately the distribution of loads and deformations in the pile group, which is a significant contribution to the theory of calculation of pile foundations. The obtained results confirm the necessity and importance of revising the existing methods of pile foundations calculation. Their introduction into construction practice and educational programmes will improve the reliability and efficiency of construction, as well as create a basis for further research in this field.

KEYWORDS: pile foundations, numerical modelling, experimental research, field tests, systematic analysis, design optimization, structural reliability

FOR CITATION: Derekhovskii V.M., Skibin G.M. Experimental research programme on the behaviour of a pile group in a homogeneous base. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2025; 15(1):2. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.2

Corresponding author: Vitalii M. Derekhovskii, Vitaliyderex@ya.ru.

ВВЕДЕНИЕ

Исследование поведения свайных полей в однородных грунтах является важной областью геотехнической инженерии [1]. Свайные фундаменты широко применяются в строительстве благодаря своей экономичности, надежности и способности адаптироваться к различным геологическим условиям [2, 3]. Однако, несмотря на широкое использование свай, особенности их работы в однородных основаниях требуют более глубокого понимания для обеспечения надежности и долговечности конструкций. Применение метода конечных элементов для расчета плитно-свайных фундаментов приведено в публикации [4].

В последние десятилетия наблюдается значительный интерес к изучению взаимодействия сваи с грунтом, что связано с необходимостью повышения точности прогнозирования осадки и несущей способности свайных конструкций [5, 6]. В частности, следует учитывать влияние возможных дефектов, таких как осадочные породы на основании свай, которые могут существенно изменять механические свойства системы «сваи – грунт» и приводить к непредсказуемым деформациям [7], а также взаимное влияние свай друг на друга [8–10].

Значительное внимание уделяется и изучению поведения свайных полей в условиях динамических нагрузок, таких как ветер. Хотя основное внимание подобных исследований сосредоточено на условиях с чередующимися слоями грунтов, результаты этих работ могут быть полезны и для анализа свайных полей в однородных условиях [11].

Цель исследования — изучение взаимодействия свайного поля с однородным песчаным основанием, анализ распределения напряжений и деформаций в грунте, а также определение оптимальной конфигурации свайного поля для достижения максимального использования несущей способности [12–14].

Основные задачи исследования:

- анализ существующих методов численного моделирования свайных полей;
- разработка модели свайного поля в однородном песчаном основании;
- проведение численного эксперимента для оценки влияния различных параметров (глубины заложения,

диаметра сваи, расстояния между сваями) на несущую способность свайного поля;

- анализ результатов и формулирование рекомендаций для проектирования свайных фундаментов.

Таким образом, необходимость систематического подхода к изучению свайных полей в однородных грунтах обуславливает актуальность данной работы, направленной на анализ существующих методов и разработку новых моделей, позволяющих более точно описывать их поведение в различных эксплуатационных условиях.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Однородное песчаное основание было выбрано в качестве объекта исследования, поскольку песчаные грунты довольно прогнозируемы, не имеют просадочных свойств и не подвержены другим сложным геологическим процессам. Песчаный грунт является отличным материалом для изучения взаимного влияния и методов оптимизации свайных полей. Исследование свайного поля в однородном песчаном основании дает возможность получить представление о взаимодействии сваи с грунтом и о том, как групповые эффекты влияют на общую несущую способность свайного фундамента.

Программа испытаний предполагает несколько циклов выполнения испытаний:

1. Нулевой цикл — испытание одиночных свай различной длины. Цикл подразумевает тестирование одиночных свай разной длины для определения их несущей способности и поведения под нагрузкой. Целью таких испытаний может быть корреляция полученных данных с расчетными моделями и теоретическими расчетами, а также проверка и отладка оборудования перед проведением основных циклов испытания свайных полей.

2. Цикл 1 — центральное нагружение равномерного свайного поля. В этом цикле осуществляется испытание свайного поля с равномерным распределением нагрузки по центру. Это позволяет изучить поведение свайного поля под равномерной нагрузкой и оценить его эффективность в реальных условиях.

3. Цикл 2 — центральное нагружение оптимизированного свайного поля. Исследуется свайное

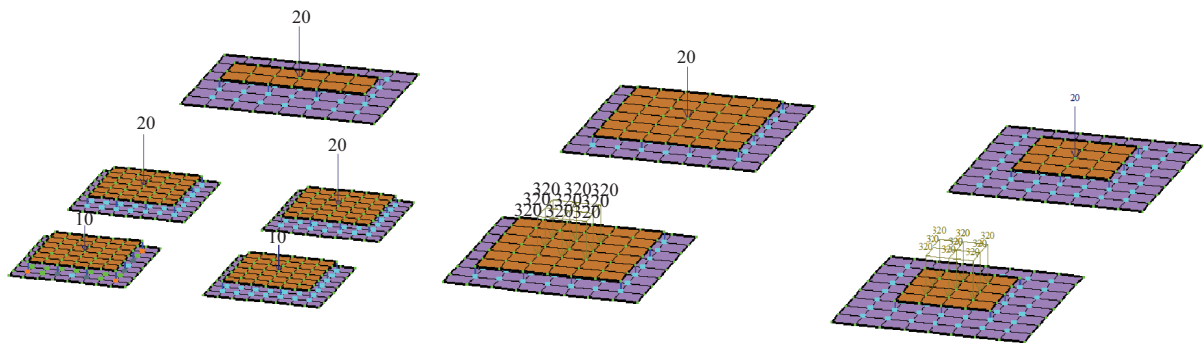


Рис. 1. Варианты модельных образцов

Fig. 1. Model specimen options

поле, которое было предварительно оптимизировано, с учетом различных факторов, таких как расположение свай, их длина и диаметр. Нагрузка также прикладывается по центру, но для уже улучшенного проектного решения.

4. Цикл 3 — нагружение с эксцентриситетом. Выполняется испытание свайного поля с эксцентрическим приложением нагрузки, которое наблюдается при эксплуатации реальных зданий под действием ветра. Это дает возможность оценить поведение свайного поля при несимметричном распределении нагрузки, что может быть важно для анализа устойчивости и распределения сил в реальных условиях эксплуатации.

Эти испытания помогут оценить как одиночные сваи, так и свайные поля в различных условиях нагрузки, что, в свою очередь, способствует более точному проектированию и строительству.

Исследование планируется проводить при помощи лабораторной установки «Машина фундаментная МФ-1», находящейся на кафедре промышленного, гражданского строительства, оснований и фундаментов Южно-Российского государственного политех-

нического университета (НПИ) имени М.И. Платова. У данной лабораторной установки недавно появился цифровой двойник, ознакомиться с которым можно на интернет-ресурсе кафедры.

На нулевом цикле осуществлено поверочное нагружение единичной сваи для сопоставления результатов натурных испытаний с результатами численных расчетов.

Этапы численного моделирования:

- подготовка геометрии модели. Определение размеров расчетной области, конфигурации свайного поля и характеристик грунта (рис. 1);
- установление граничных условий. Задание условий на границах расчетной области, таких как закрепление боковых граней и основания модели;
- назначение физических и механических параметров. Ввод характеристик песчаного основания, таких как угол внутреннего трения, модуль упругости, плотность грунта, а также параметров свай (длина, диаметр);
- моделирование процесса нагружения. Задание статических и динамических нагрузок, прикладыва-

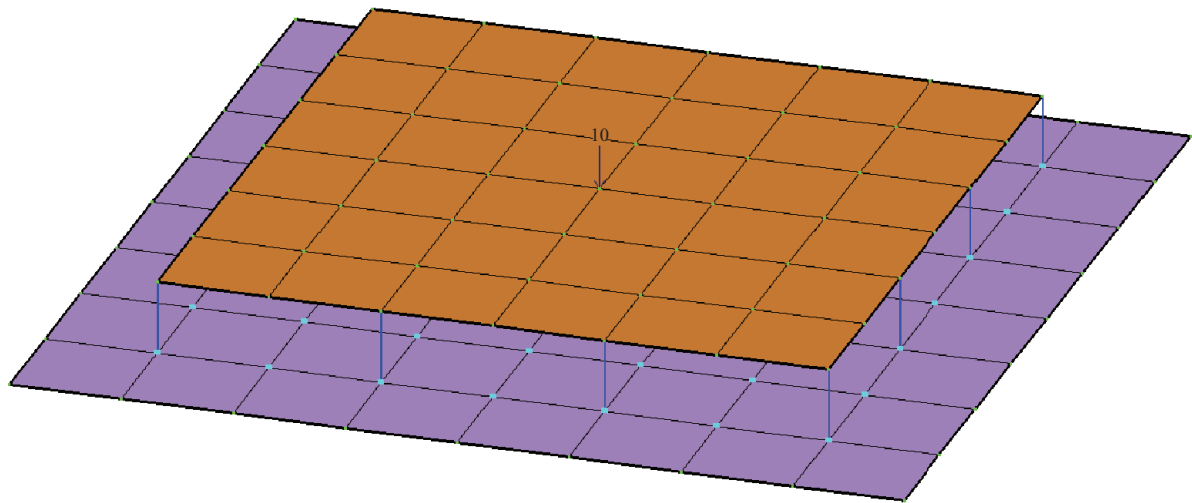


Рис. 2. Выбранный вариант образца

Fig. 2. Selected specimen option

емых к свайному полю, и моделирование возможных процессов консолидации и осадки;

- анализ результатов. Оценка распределения напряжений в грунте и сваях, выявление полей деформаций и перемещений, а также анализ кривых зависимости «нагрузка – осадка» для различных конфигураций свайного поля (рис. 2).

Для подтверждения результатов численного моделирования и их валидации предлагается провести лабораторные испытания. В условиях лаборатории можно выполнить испытания на модельных образцах свайных полей в песчаном грунте с использованием физического моделирования на испытательной установке — машине фундаментной МФ-1.

Этапы экспериментальной программы:

- подготовка песчаного основания. Формирование однородного песчаного слоя в лабораторных условиях;
- монтаж свай. Установка одиночных свай и свайных групп с различными конфигурациями;
- нагружение свай. Проведение статических испытаний с поэтапным увеличением нагрузки и измерение осадок и нагрузок на разных участках схемы;
- сбор и анализ данных. Измерение распределения напряжений в песчаном основании, анализ осадок и определение несущей способности свайного поля.

На базе полученных сведений проведен сравнительный анализ результатов численного моделирования и экспериментальных данных. Оценка достоверности численной модели выполнена путем сравнения предсказанных и измеренных значений осадок и несущей способности. В случае расхождений будет выполнена корректировка численной модели и уточнение параметров.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

В результате осуществления программы исследований сформулированы следующие выводы и рекомендации:

- определены основные параметры, влияющие на несущую способность свайного поля в песчаном основании;
- разработаны рекомендации по выбору оптимальной конфигурации свайного поля для максимального использования несущей способности [15];
- подтверждена эффективность численного моделирования для прогнозирования работы свайных фундаментов [16–18];
- глубина заложения, диаметр и расстояние между сваями критически влияют на их несущую способность;
- сваи эффективно передают нагрузки в песчаном грунте, который хорошо распределяет напряжения;
- моделирование предсказывает поведение свай, но требует валидации экспериментами;
- следует выбирать оптимальные глубину, диаметр и расстояние между сваями для максимальной эффективности [10, 19, 20].

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

Разработанная программа экспериментальных исследований на основе численного моделирования позволит глубже понять механизмы взаимодействия свайного поля с однородным песчаным основанием. Полученные результаты будут полезны для проектировщиков свайных фундаментов и помогут улучшить методы расчета и оптимизировать конструкции свайных полей, что приведет к повышению надежности и эффективности строительных объектов.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Qi Z., Wei T., Wang C., Wang F., Wang Y., Wang J. *et al.* Numerical Study on Pile Group Effect and Carrying Capacity of Four-Barreled Suction Pile Foundation under V-H-M Combined Loading Conditions // *Processes*. 2022. Vol. 10. P. 2459. DOI: 10.3390/pr10112459
2. Ma B., Cai K., Guo J., Li Z., Hu Z., Chen Q. *et al.* Theoretical Analysis on the Vertical Bearing Characteristics of Pile Foundations Containing Sediment Defects // *Lithosphere*. 2022. Vol. 2021. Issue Special 1. P. 9150985. DOI: 10.2113/2022/9150985
3. Шулятьев О.А. Основные принципы расчета и конструирования плитных и свайных фундаментов высотных зданий : дис. ... д-ра техн. наук. 2019. 352 с.
4. Sall O.A., Sarr D., Ba M., Tchakou A.E. Numerical Modeling of the Behavior of a Pile Foundation under Axial Load with Ansys // *American Journal of Materials Science and Engineering*. 2019. Vol. 7. Issue 1. Pp. 12–20. DOI: 10.12691/ajmse-7-1-3
5. Tiwari A., Dindorkar N., Kaur S. Bibliometric and Knowledge Network of Global Research on Pile Foundations : a Review of Recent Developments // *Sustainability*. 2023. Vol. 15. Issue 14. P. 11108. DOI: 10.3390/su151411108
6. Sobolev E.S., Berezin E.K., Kechina T.V. Comparative analysis of the dynamic stability of a multistorey building with different base arrangements // *Journal of Physics: Conference Series*. 2021. Vol. 1928. Issue 1. P. 012018. DOI: 10.1088/1742-6596/1928/1/012018
7. Нуэдин Л.В., Михайлов В.С. Численный расчет свайного поля с учетом динамических воздействий // *Construction and Geotechnics*. 2023. Т. 14. № 2. С. 22–36. DOI: 10.15593/2224-9826/2023.2.02
8. Chen K. On the Influence of Pile Foundation Settlement of Existing High-Rise Buildings on the Surrounding Buildings // *Advances in Civil Engineering*. 2021. Vol. 2021. Issue 1. DOI: 10.1155/2021/5560112

9. Боков И.А., Федоровский В.Г. Взаимовлияние свай через грунт: сравнение аналитических и численных оценок // Промышленное и гражданское строительство. 2016. № 10. С. 26–30.

10. Tan Y.C., Chow C.M., Gue S.S. Piled raft with different pile length for medium-rise buildings on very soft clay // Proceedings of the sixteenth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. 2005. Pp. 2045–2049.

11. Huded P.M., Dash S.R. Pile foundation in alternate layered liquefiable and non-liquefiable soil deposits subjected to earthquake loading // Earthquake Engineering and Engineering Vibration. 2024. Vol. 23. Issue 2. Pp. 359–376. DOI: 10.1007/s11803-024-2241-0

12. Пушкарёв И.А., Мусина Э.М., Тратканова А.А. Программные технологии как средство повышения производительности проектирования и оптимизации конструкций в области строительной механики // Construction and Geotechnics. 2024. Т. 15. № 1. С. 17–32. DOI: 10.15593/2224-9826/2024.1.02

13. Скибин Г.М., Дереховский В.М. Эффективность использования несущей способности свай при формировании свайного поля плитно-свайного фундамента 21-этажного жилого дома // Construction and Geotechnics. 2023. Т. 14. № 3. С. 24–36. DOI: 10.15593/2224-9826/2023.3.03

14. Espinoza J.P., Tamayo J.P. Numerical simulation and parametric study of pile groups under lateral

loads // Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering. 2023. Vol. 45. Issue 7. DOI: 10.1007/s40430-023-04285-9

15. Скибин Г.М., Чутченко С.Г. Оценка эффективности параметров свайных фундаментов на стадии проектирования // Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении : мат. Науч.-техн. конф. 2022. С. 224–228.

16. Нурждин Л.В., Михайлов В.С. Численное моделирование свайных фундаментов в расчетно-аналитическом комплексе SCAD office // Construction and Geotechnics. 2018. Т. 9. № 1. С. 5–18. DOI: 10.15593/2224-9826/2018.1.01

17. Федоровский В.Г., Бобырь Г.А., Боков И.А., Ильин С.В. Применение метода конечных элементов в геотехнических расчетах по первому предельному состоянию // Вестник НИЦ Строительство. 2019. Т. 20. № 1. С. 102–112.

18. Bull J.W. Numerical analysis and modelling in geomechanics. Boca Raton : CRC Press, 2014. 397 p.

19. Боков И.А. Расчет осадок свайных фундаментов со сваями различной длины : дис. ... канд. техн. наук. М., 2020. 148 с.

20. Liu X., Cheng G., Wang B., Lin S. Optimum Design of Pile Foundation by Automatic Grouping Genetic Algorithms // ISRN Civil Engineering. 2012. Vol. 2012. Pp. 1–16. DOI: 10.5402/2012/678329

Поступила в редакцию 28 августа 2024 г.

Принята в доработанном виде 20 сентября 2024 г.

Одобрена для публикации 25 сентября 2024 г.

ОБ АВТОРАХ: **Виталий Максимович Дереховский** — аспирант кафедры промышленного, гражданского строительства, геотехники и фундаментостроения; **Южно-Российский государственный политехнический университет (НПИ) имени М.И. Платова (ЮРГПУ(НПИ))**; 346428, Ростовская обл., г. Новочеркасск, ул. Просвещения, д. 132; Vitaliyderex@ya.ru;

Геннадий Михайлович Скибин — доктор технических наук, профессор, декан строительного факультета, заведующий кафедрой промышленного, гражданского строительства, геотехники и фундаментостроения; **Южно-Российский государственный политехнический университет (НПИ) имени М.И. Платова (ЮРГПУ(НПИ))**; 346428, Ростовская обл., г. Новочеркасск, ул. Просвещения, д. 132; skibingm@mail.ru.

Вклад авторов: все авторы сделали эквивалентный вклад в подготовку публикации.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

REFERENCES

1. Qi Z., Wei T., Wang C., Wang F., Wang Y., Wang J. et al. Numerical Study on Pile Group Effect and Carrying Capacity of Four-Barreled Suction Pile Foundation under V-H-M Combined Loading Conditions. *Processes*. 2022; 10:2459. DOI: 10.3390/pr10112459

2. Ma B., Cai K., Guo J., Li Z., Hu Z., Chen Q. et al. Theoretical Analysis on the Vertical Bearing Characteristics of Pile Foundations Containing Sediment Defects. *Lithosphere*. 2022; 2021(Special 1):9150985. DOI: 10.2113/2022/9150985

3. Shuliat'ev O.A. *Basic principles of calculation and design of slab and pile foundations for high-rise buildings : doctor's degree dissertation*. 2019; 352. (rus.).

4. Sall O.A., Sarr D., Ba M., Tchakou A.E. Numerical Modeling of the Behavior of a Pile Foundation under Axial Load with Ansys. *American Journal of Materials Science and Engineering*. 2019; 7(1):12-20. DOI: 10.12691/ajmse-7-1-3

5. Tiwari A., Dindorkar N., Kaur S. Bibliometric and Knowledge Network of Global Research on Pile

Foundations : a Review of Recent Developments. *Sustainability*. 2023; 15(14):11108. DOI: 10.3390/su151411108

6. Sobolev E.S., Berezin E.K., Kechina T.V. Comparative analysis of the dynamic stability of a multistorey building with different base arrangements. *Journal of Physics : Conference Series*. 2021; 1928(1):012018. DOI: 10.1088/1742-6596/1928/1/012018

7. Nuzhdin L.V., Mikhaylov V.S. Field numerical analysis at the stage of dynamic impacts. *Construction and Geotechnics*. 2023; 14(2):22-36. DOI: 10.15593/2224-9826/2023.2.02

8. Chen K. On the Influence of Pile Foundation Settlement of Existing High-Rise Buildings on the Surrounding Buildings. *Advances in Civil Engineering*. 2021; 2021(1). DOI: 10.1155/2021/5560112

9. Bokov I.A., Fedorovski V.G. Mutual influence of piles through the soil: comparison of analytical and numerical estimates. *Industrial and Civil Construction*. 2016; 10:26-30.

10. Tan Y.C., Chow C.M., Gue S.S. Piled raft with different pile length for medium-rise buildings on very soft clay. *Proceedings of the sixteenth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. 2005; 2045-2049.

11. Huded P.M., Dash S.R. Pile foundation in alternate layered liquefiable and non-liquefiable soil deposits subjected to earthquake loading. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*. 2024; 23(2):359-376. DOI: 10.1007/s11803-024-2241-0

12. Pushkarev I.A., Musina E.M., Tratkanova A.A. Software technologies as a means of increasing the productivity of design and optimization of structures in the field of structural mechanics. *Construction and*

Geotechnics. 2024; 15(1):17-32. DOI: 10.15593/2224-9826/2024.1.02 (rus.).

13. Skibin G.M., Derekhovskii V.M. The effectiveness of using the bearing capacity of piles in the formation of the pile field of the slab pile foundation of a 21-storey apartment building. *Construction and Geotechnics*. 2023; 14(3):24-36. DOI: 10.15593/2224-9826/2023.3.03 (rus.).

14. Espinoza J.P., Tamayo J.P. Numerical simulation and parametric study of pile groups under lateral loads. *Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering*. 2023; 45(7). DOI: 10.1007/s40430-023-04285-9

15. Skibin G.M., Chutchenko S.G. Valuation of the effectiveness of the parameters of pile foundations at the design stage. *Soil mechanics in geotechnics and foundation engineering : materials of the scientific and technical conference*. 2022; 224-228. (rus.).

16. Nuzhdin L.V., Mikhaylov V.S. Numerical modelling of pile foundations using SCAD office structural analysis software. *Construction and Geotechnics*. 2018; 9(1):5-18. DOI: 10.15593/2224-9826/2018.1.01 (rus.).

17. Fedorovskii V.G., Bobyr G.A., Bokov I.A., Il'in S.V. Application of finite element method to the geotechnical ULS analysis. *Bulletin SRC of Construction*. 2019; 20(1):102-112. (rus.).

18. Bull J.W. *Numerical analysis and modelling in geomechanics*. Boca Raton, CRC Press, 2014; 397.

19. Bokov I.A. *Calculation of the settlement of pile foundations with piles of various lengths : abstract of Ph. D. thesis*. Moscow, 2020; 148. (rus.).

20. Liu X., Cheng G., Wang B., Lin S. Optimum Design of Pile Foundation by Automatic Grouping Genetic Algorithms. *ISRN Civil Engineering*. 2012; 2012:1-16. DOI: 10.5402/2012/678329

Received August 28, 2024.

Adopted in revised form on September 20, 2024.

Approved for publication on September 25, 2024.

B I O N O T E S : **Vitalii M. Derekhovskii** — postgraduate student of the Department of Industrial, Civil Engineering, Geotechnics and Foundation Engineering; **M.I. Platov South-Russian State Polytechnic University (NPI)**; 132 Prosveshcheniya st., Novochoerkassk, 346428, Russian Federation; Vitaliyderex@ya.ru;

Gennadii M. Skibin — Doctor of Technical Science, Professor, Dean of the Faculty of Civil Engineering, Head of Department of Industrial, Civil Engineering, Geotechnics and Foundation Engineering; **M.I. Platov South-Russian State Polytechnic University (NPI)**; 132 Prosveshcheniya st., Novochoerkassk, 346428, Russian Federation; skibingm@mail.ru.

Contribution of the authors: all authors made an equivalent contribution to the preparation of the publication.

The authors declare no conflict of interest.

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH PAPER

УДК 624.131.7

DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.3

Способ определения величины горизонтального давления на ограждение котлована

Александр Николаевич Богомолов¹, Оксана Александровна Богомолова²,
Сергей Александрович Богомолов³

¹ ОАО «НПЭК ОиФ»; г. Новосибирск, Россия;

² Волгоградский государственный технический университет (ВолГТУ); г. Волгоград, Россия;

³ Российский государственный аграрный университет – МСХА имени К.А. Тимирязева
(РГАУ – МСХА имени К.А. Тимирязева); г. Москва, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. Предложен метод определения бокового давления на ограждение котлована, который базируется на анализе напряженного состояния удерживаемой грунтовой массы. Он может быть использован как для несвязных, так и для связных грунтов, при однородном или неоднородном строении удерживаемого массива, как при наличии на его поверхности нагрузок, так и без них.

Материалы и методы. При выполнении сопоставительных расчетов использованы материалы, опубликованные российскими и иностранными учеными, в которых приведены результаты анализа проведенных экспериментов и теоретических исследований. Все вычисления осуществлены в оболочке компьютерной программы «Устойчивость», в которой определение полей напряжений проводится методом конечных элементов в линейной постановке.

Результаты. Установлено, что все полученные расчетом значения бокового давления с достаточной степенью точности (для экспериментальных исследований) совпадают с соответствующими значениями, приведенными в цитируемых работах. Полученные авторами представленной статьи значения бокового давления оказались на 25–40 % меньше аналогичных результатов, приведенных цитируемыми авторами. Формы эпюр бокового давления, построенные авторами каждой из цитируемых работ, конгруэнтны эпюрам бокового давления, построенным на основе сделанных в статье предложений. Отличие численных значений бокового давления, полученных авторами цитируемых работ, от значений, полученных нами, объясняется различием подходов к построению поверхности скольжения: в нашем случае не используется гипотеза о ее плоской форме, а ее построение проводится на основе анализа полей напряжений с учетом физико-механических свойств грунта.

Выводы. Имея в виду удовлетворительную сходимость сопоставляемых результатов, сделан вывод о возможности использования анонсированного метода при выполнении инженерно-технических расчетов.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: борт котлована, напряженное состояние, коэффициент бокового давления, поверхность скольжения, удерживающая конструкция, эпюра бокового давления

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Богомолов А.Н., Богомолова О.А., Богомолов С.А. Способ определения величины горизонтального давления на ограждение котлована. 2025. Т. 15. Вып. 1. Ст. 3. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.3

Автор, ответственный за переписку: Александр Николаевич Богомолов, banzaritcyn@mail.ru.

Method of finding the value of horizontal pressure on the excavation enclosure

Alexander N. Bogomolov¹, Oksana A. Bogomolova², Sergey A. Bogomolov³

¹ JSC “NPEC O&F”; Novosibirsk, Russian Federation;

² Volgograd State Technical University (VSTU); Volgograd; Russian Federation;

³ Russian State Agrarian University – Moscow Timiryazev Agricultural Academy; Moscow, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. A method for determining the lateral pressure on the excavation enclosure is proposed, which is based on the analysis of the stress state of the retained soil mass. It can be used both for non-cohesive and cohesive soils, for homogeneous or non-homogeneous structure of the retained mass, both with and without loads on its surface.

Materials and methods. Materials published by Russian and foreign scientists were used for comparative calculations, where the results of analyses, experiments and theoretical studies are given. All calculations are performed in the shell of the computer programme “Stability”, in which the determination of stress fields is carried out by the finite element method in a linear formulation.

Results. It was found that all the calculated values of lateral pressure with a sufficient degree of accuracy (for experimental studies) coincide with the corresponding values given in the cited works. The lateral pressure values obtained by the authors

of the presented paper turned out to be 25–40 % less than the similar results given by the cited authors. The forms of the lateral pressure plots constructed by the authors of each of the cited works are congruent to the lateral pressure plots based on the proposals made in the paper. The difference between the numerical values of the lateral pressure obtained by the authors of the cited works and the values obtained by us is explained by the difference in approaches to the construction of the sliding surface: in our case, the hypothesis of its flat shape is not used, but its construction is based on the analysis of stress fields taking into account the physical and mechanical properties of the soil.

Conclusions. Taking into account the satisfactory convergence of the compared results, we consider it possible to conclude that the announced method can be used in engineering calculations.

KEYWORDS: pit wall, stress state, lateral pressure coefficient, sliding surface, retaining structure, lateral pressure diagram

FOR CITATION: Bogomolov A.N., Bogomolova O.A., Bogomolov S.A. Method of finding the value of horizontal pressure on the excavation enclosure. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2025; 15(1):3. URL: <http://Inso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.3

Corresponding author: Alexander N. Bogomolov, banzaritcyn@mail.ru.

ВВЕДЕНИЕ

Современное строительство невозможно без устройства котлованов для проведения работ нулевого цикла. Для безопасности этих работ необходимо обеспечивать устойчивость бортов строительных котлованов, что осуществляется путем сооружения различного рода ограждающих конструкций (рис. 1).

Расчет таких конструкций невозможен без предварительного определения силы бокового (оползневого) давления, величина которой устанавливается площадью эпюры бокового давления, а точка ее приложения — координатами центра тяжести этой эпюры. Следовательно, задача разработки и совершенствования методов расчета сил бокового давления является актуальной. Ее актуальность подтверждается и периодическими разрушениями ограждающих конструкций (рис. 2), которые могут происходить как из-за нарушений технологии их устройства, так и из-за несовершенства расчетных методов.

В работе [2] предложен метод определения величины бокового (горизонтального) давления на элементы крепления котлована или вертикального элемента противооползневой удерживающей конструкции. Этот

метод получил развитие, подробно изложен [3, 4] и сегодня успешно используется авторами настоящей статьи при решении прикладных задач.

Алгоритм вычисления сил бокового давления приводится ниже.

1. Генерируется конечно-элементная расчетная схема исследуемого объекта, и на основе решения линейной задачи определяются поля напряжений удерживаемого грунтового массива.

2. Отыскивается наиболее опасная линия разрушения (скольжения) (правильнее «следа» поверхности разрушения), при этом расчетными параметрами являются физико-механические свойства грунта (C ; φ ; γ ; ξ_0), геометрические размеры расчетной области, величина внешней нагрузки. В результате вычисляется численное значение глобального коэффициента запаса устойчивости $K_{\text{гл}}^{\min}$, которое равно отношению площадей эпюр удерживающих и сдвигающих сил, действующих в точках следа поверхности разрушения [5, 6].

3. На образующей вертикального откоса выбираются несколько точек (например, четыре, как в настоящей работе), из которых проводится построение так называемых «внутренних локальных» восходящих линий разрушения, а затем вдоль этих линий



Рис. 1. Ограждающая конструкция глубокого котлована с центральной вертикальной распоркой в аэропорту г. Франкфурта (а); усиление высокого борта котлована ориентированными под углом к вертикали буронабивными сваями (Zublin AG) (b) [1]

Fig. 1. The enclosing structure of a deep pit with a central vertical spacer at the airport of Frankfurt (a); reinforcement of the high side of the pit with bored piles oriented at an angle to the vertical (Zublin AG) (b) [1]



a



b

Рис. 2. Разрушение ограждающей конструкции котлована на строительстве кольцевой дороги в Сингапуре (a) и жилого здания в ОАЭ (b) [1]

Fig. 2. Destruction of the enclosing structure of the pit at the construction of the ring road in Singapore (a) and a residential building in the UAE (b) [1]

строятся эпюры удерживающих и сдвигающих сил, отношение площадей которых определяют значения локальных коэффициентов запаса устойчивости $K_i^{\text{лок}}$.

4. Учитывая, что устройство ограждений бортов строительных котлованов проводится в предположении о том, что его вертикальный откос может потерять устойчивость ($K_3^{\text{мин}} = 1$), то для каждой локальной восходящей линии скольжения определяем значения «дефицитной» удерживающей силы, которые обеспечивают выполнение условий $K_i^{\text{лок}} = 1$. Эта «дефицитная» сила в каждом отдельном случае равна разности $\Delta F_{\text{удер}}^{\text{лок}} = F_{\text{сдв}}^{\text{лок}} - F_{\text{удер}}^{\text{лок}}$.

5. Если из каких-либо соображений необходимо, чтобы коэффициент $K_{\text{гл}}^{\text{мин}}$ был больше 1, например $K_3^{\text{мин}} = 1,2$, то величина $\Delta F_{\text{удер}}^{\text{лок}}$ увеличивается в $K_{\text{гл}}^{\text{мин}}$ раз. Условие равенства величин $K_i^{\text{лок}}$ для всех построенных восходящих локальных линий скольжения обеспечивает целостность призмы сползания грунта, как это и наблюдается в экспериментах, поставленных И.Я. Лучковским и Д.А. Чепурным [7, 8] и З.В. Цигарели [9] (рис. 3).

6. Вдоль вертикальной оси удерживающего элемента строится эпюра горизонтальных составляющих $\Delta F_{\text{удер}}^{\text{лок}}$, которые определяются как $\Delta F_{\text{удер гор}}^{\text{лок}} = \Delta F_{\text{удер}}^{\text{лок}} \cos \alpha_i$, где α_i — угол наклона локальной линии

скольжения к горизонту в точке ее пересечения с вертикальной образующей засыпки. Это и будет эпюра оползневого давления.

7. Вертикальная составляющая $\Delta F_{\text{удер верт}}^{\text{лок}} = F_{\text{удер}}^{\text{лок}} \sin \alpha_i$ будет действовать вниз по поверхности ограждающей конструкции и может оказывать влияние на осадки удерживающей конструкции.

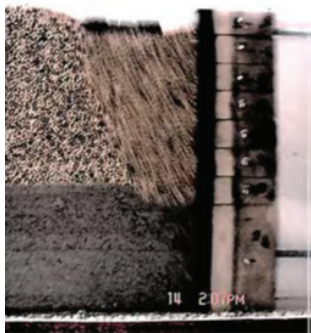
Предлагаемый метод, по мнению авторов, основанный на результатах расчета большого количества реальных объектов, может быть предложен для расчета бокового давления на удерживающие конструкции конечной и бесконечной жесткости, разница при этом будет лишь в граничных условиях, накладываемых на расчетную конечно-элементную схему.

Сопоставление результатов расчетов величины бокового давления, выполненных различными способами

Во всех рассмотренных примерах сохранены обозначения физических величин, принятые в цитируемых ниже работах.

1. Методика СП 22.13330.2011

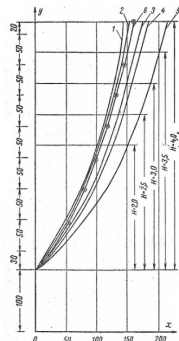
Рассмотрим гравитационную подпорную стенку, изображенную на рис. 4, a. Расчет сил бокового давления выполнен согласно методике, изложенной



a



b



c

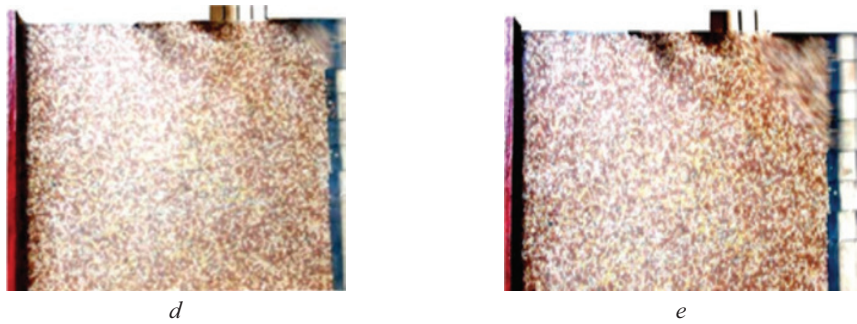


Рис. 3. Поверхности разрушения в слоистой засыпке: просо – песок (а) и песок – просо (б) при наличии и отсутствии нагрузки на ее поверхности; то же при горизонтальном смещении подпорной стенки (с); то же в однородной засыпке при действии внешней нагрузки (d, e) ([7] (a–c) и [8] (z, d))

Fig. 3. Failure surfaces in layered backfill: millet – sand (a) and sand – millet (b) in the presence and absence of load on its surface; the same at horizontal displacement of retaining wall (c); the same in homogeneous backfilling under the action of external load (d, e) ([7] (a–c), [8] (d, e))

в п.п. 9.17–9.23 [9]. Грунты, прилегающие к подпорной конструкции, считаем условно однородными с характеристиками, указанными в исходных данных. Грунтовые воды отсутствуют. Вертикальная составляющая усилий не учитывается.

Исходные данные для расчета: высота подпорной стенки $h = 3 \text{ м}$; коэффициенты надежности по нагрузке и грунту $\gamma_{fq} = 1,20$ и $\gamma_{fq} = 1,15$; $q = 1 \text{ т/м}^2$; $\gamma = 1,9 \text{ т/м}^3$; $c = 0 \text{ т/м}^2$; $\varphi = 25^\circ$; $\delta = 0^\circ$; грань подпорного сооружения ориентирована вертикально, а поверхность засыпки горизонтальна, поэтому $\theta = 0^\circ$; $\beta = 0^\circ$.

Величина коэффициента бокового давления рассчитана по формуле В.А. Флорина $\xi_0 = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = 0,406$ [10, 11].

На рис. 4 показаны расчетная схема подпорной стенки и эпюры бокового давления, построенные методом, представленным в СП 22.13330.2011 и предложенным авторами [2–4], который базируется на результате конечно-элементного анализа напряженного состояния грунтовой массы. Все операции, связанные

с использованием этого метода, здесь и далее проводятся при помощи компьютерной программы [12].

Анализируя результаты вычислений, графическая интерпретация части которых представлена на рис. 4, с, можно сказать, что ординаты эпюр бокового давления в верхней, средней и нижней точках отличаются на 0; 44 и 9 %, причем, значения, посчитанные по методике СП, больше. Равнодействующая сил оползневых давлений, определенная согласно СП, равна $E_a^{\text{СП}} = 5,45 \text{ т}$, а вычисленная на основе наших предложений — $E_a = 4,08 \text{ т}$, т.е. на 25,1 % меньше.

2. Опыты З.В. Цигарели [13]

Автором работы [13] проведены лотковые эксперименты по исследованию процесса взаимодействия несвязной засыпки и вертикальной грани модели удерживающего сооружения. Размеры лотка $4 \times 1,2 \times 5 \text{ м}$ и $4 \times 3,6 \times 3 \text{ м}$. Засыпка — морской песок с зернами крупности 0,1–2 мм, $c = 0$ и $\varphi = 37^\circ$ [13]. Используя формулу В.А. Флорина, получим $\xi_0 = 0,37$.

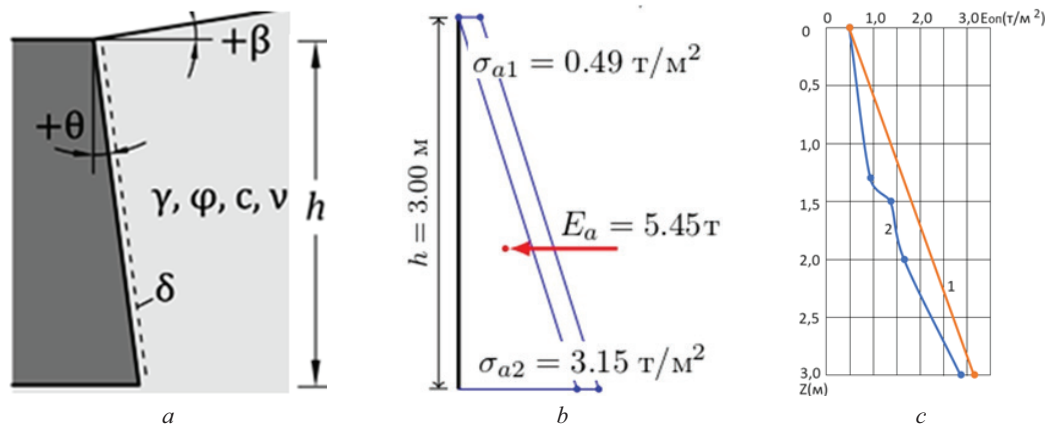


Рис. 4. Расчетная схема подпорной стенки (а); эпюра бокового давления, построенная по методике [9] (б); наложение расчетных эпюр горизонтального давления, построенных по методикам [2, 9] (с)

Fig. 4. Design diagram of the retaining wall (a); lateral pressure diagram constructed according to the method [9] (b); superimposition of design diagrams of horizontal pressure constructed according to the methods [2, 9] (c)

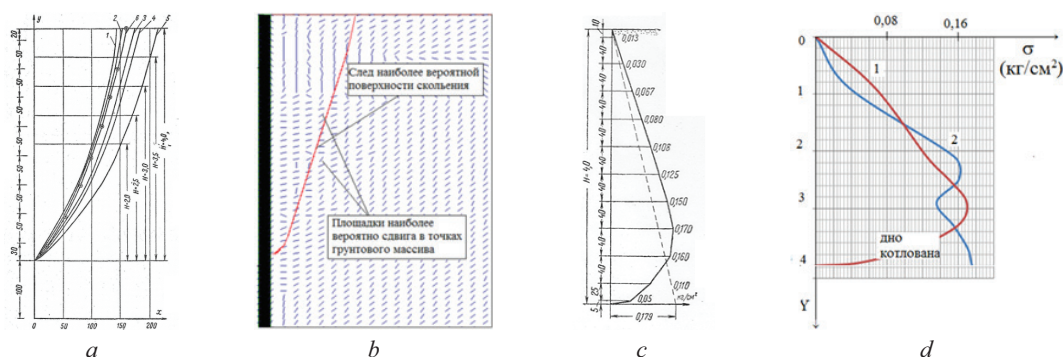


Рис. 5. Поверхности разрушения по данным работы [13] (a); поверхность разрушения, построенная в среде компьютерной программы «Устойчивость» при $\xi_0 = 0,37$ (b); эпюра бокового давления, полученная в [13] (c), и наложение эпюр (1) бокового, приведенных в работе [13] (1) и построенных в среде компьютерной программы [12] (2) (d)

Fig. 5. The fracture surface according to the data of [13] (a); the fracture surface constructed in the environment of the computer programme “Stability” at $\xi_0 = 0.37$ (b); the plot of the lateral pressure obtained in [13] (c) and the superimposition of the plots (1) of the lateral one given in [13] (1), and built in the environment of a computer programme [12] (2) (d)

После проведения расчетов установлено, что конфигурация, местоположение и размеры следов поверхностей разрушения, полученных экспериментально (рис. 5, a) и при помощи компьютерной программы [12] при $\xi_0 = 0,37$ (рис. 5, b), практически совпадают.

На рис. 5, c показана эпюра бокового давления, построенная автором работы [13], а на рис. 5, d — наложение этой эпюры и соответствующей эпюры бокового давления, построенной при помощи компьютерной программы [12]. Вычисления показали, что площади этих эпюр отличаются всего на 16,78 %, а вертикальные координаты точек их приложения — на 4 %.

3. Результаты экспериментов В.Ф. Раюка [14]

Лотковые эксперименты выполнены в НИИОСП (1957). Засыпкой служил сухой песок. Его физико-механические характеристики и параметры модели подробно описаны в исследовании [14].

Расчет величины оползневое давления проведен на основе описанного выше алгоритма, а его результаты приведены на рис. 6.

На рис. 6, a показаны эпюры бокового давления: полученная автором [14] при проведении эксперимента (1), методом Кулона [15] (2) и эпюра горизонтальных напряжений σ_x как эквивалент эпюры бокового давления (3).

На рис. 6, b представлена экспериментальная [14] эпюра бокового давления, на рис. 6, c — аналогичная эпюра, построенная при помощи исследования [12], на рис. 6, d — наложение этих эпюр (1) и (2) соответственно.

Анализ изображений показал, что экспериментальная и расчетная эпюры конгруэнтны, разница ординат сходственных точек эпюр не превышает 20–22 %.

Площади эпюр, определяющие численные значения их равнодействующих, отличаются по величине на 24 %, при этом равнодействующие сил бокового давления соответственно: $P_{\text{раюк}} = 0,75$ кг и $P_{\text{расч}} = 0,57$ кг, причем значение по В.Ф. Раюку больше.

При условии, что $\xi_0 = 0,26$ (это значение коэффициента бокового давления получается по формуле В.А. Флорина), расчетная величина равнодействующей эпюры бокового давления, полученной расче-

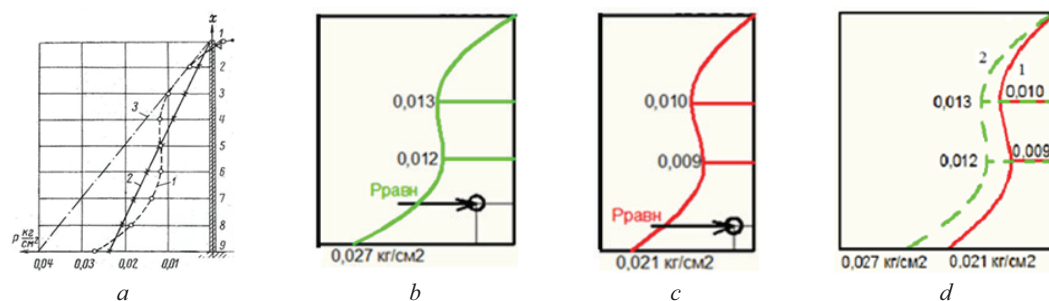


Рис. 6. Экспериментальная эпюра (1); расчетная по Кулону (2); эпюра горизонтальных напряжений σ_x при $\xi_0 = 0,4$ (3) (a); экспериментальная эпюра бокового давления (b) и построенная в оболочке программы [12] (c), наложение этих эпюр (1) и (2) соответственно (d)

Fig. 6. Experimental plot (1); calculated by Coulomb (2); plot of horizontal stresses σ_x at $\xi_0 = 0.4$ (3) (a); experimental plot of lateral pressure (b) and constructed in the shell of the programme [12] (c), the superimposition of these plots (1) and (2), respectively (d)

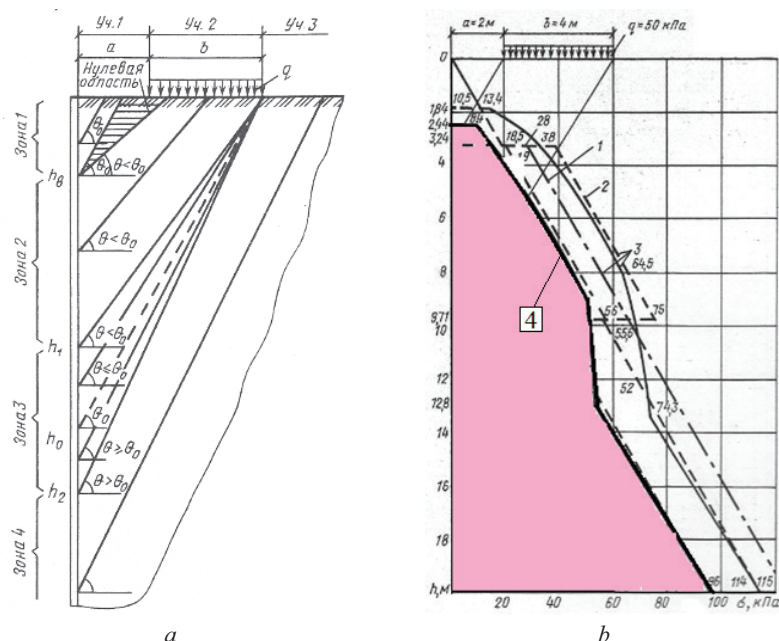


Рис. 7. Местоположение наиболее опасных плоскостей скольжения (разрушения) внутри удерживаемой грунтовой массы (по данным работы [16]) (а); эпюры горизонтального давления на подпорную стенку, построенные по СП 43.13330.2012 (1) [18]; по Г.К. Клейну (2) [19]; без учета удельного сцепления (3); по методу И.Я. Лучковского [14, 15] (4) (b) [16]

Fig. 7. The location of the most dangerous sliding planes (destruction) inside the retained soil mass (submitted by the work [16]) (a); diagrams of horizontal pressure on the retaining wall, built according to SP 43.13330.2012 (1) [18]; according to G.K. Klein (2) [19]; excluding specific adhesion (3); according to the method of I.Ya. Luchkovsky [14, 15] (4) (b) [16]

том, будет на 37 % меньше соответствующего значения для экспериментальной эпюры.

4. Экспериментально-теоретические данные И.Я. Лучковского [7, 8, 16, 17]

Работа [5] посвящена решению задачи об определении величины бокового давления грунта на подпорные стены, горизонтальная поверхность засыпки которой пригружена равномерной нагрузкой, имеющей произвольную ширину и интенсивность. В исследовании [16] приведен соответствующий пример при: $a = 2$ м; $b = 4$ м; $H = 20$ м; $\gamma = 15$ кН/м³; $C = 15$ кПа; $\varphi = 26,5^\circ$; $\text{tg}\varphi = 0,5$; $q = 50$ кПа (все исходные данные для расчета, в том числе геометрические размеры, заимствованы из работы [16]).

Эпюра бокового давления, построенная по методу И.Я. Лучковского [5], окрашена на рис. 7, b розовым цветом.

Для условий рассматриваемой в работе [16] задачи проведены вычисления в среде компьютерной программы [12], в результате которых построена соответствующая эпюра бокового давления, изображенная на рис. 8, а. Численное значение равнодействующей этой эпюры равно $P_{\text{расч}} = 909,1$ кН/м. Если сравнить его с соответствующим значением, приведенном в труде [16] $P_{\text{Лучк}} = 987,83$ кН/м, то видно, что их отличие составляет 8 %, причем рассчитанное авторами значение меньше.

Из рис. 8, с видно, что если при расчете в оболочке компьютерной программы [12] принять значение

величины коэффициента бокового давления $\xi_0 = 0,6$, то получим расчетную величину бокового давления, равную величине, приведенной И.Я. Лучковским [16].

Разберем следующий пример, представленный в исследовании [16].

Требуется определить распределение горизонтального давления на ограждение котлована, исходя из условий, описанных в труде [16]: $H = 20$ м; $\gamma = 15$ кН/м³; $c = 0$; $\varphi = 30^\circ$; $q = 10$; $b = 0,5$.

Используя компьютерную программу [12] и описанный выше алгоритм, построили эпюру бокового давления грунта, которая, наряду с эпюрой автора [16], приведена на рис. 9, а, b соответственно.

Величина коэффициента бокового давления при расчете принята равной $\xi_0 = 0,35$, что соответствует величине, вычисленной по формуле В.А. Флорина.

Сравнивая изображения этих эпюр, видим, что они конгруэнтны, а численные значения их площадей разнятся на 16,29 %, причем эпюра автора работы [16] имеет большую площадь, а значит, в таком же отношении находятся и равнодействующие эпюры: $P_{[16]}^{\text{Лучк}} = 1,9243$ и $P_{[12]}^{\text{Богом}} = 1,6108$.

Отметим, что отличие полученных авторами результатов от результатов, приведенных в труде [16], может быть частично объяснено отсутствием в предложенной методике допущения о прямолинейной форме следов поверхностей разрушения, которое присутствует в исследовании [5]. При этом на фотографиях И.Я. Лучковского и Д.А. Чепурного, приведенных в работе [5], четко зафиксирована кри-

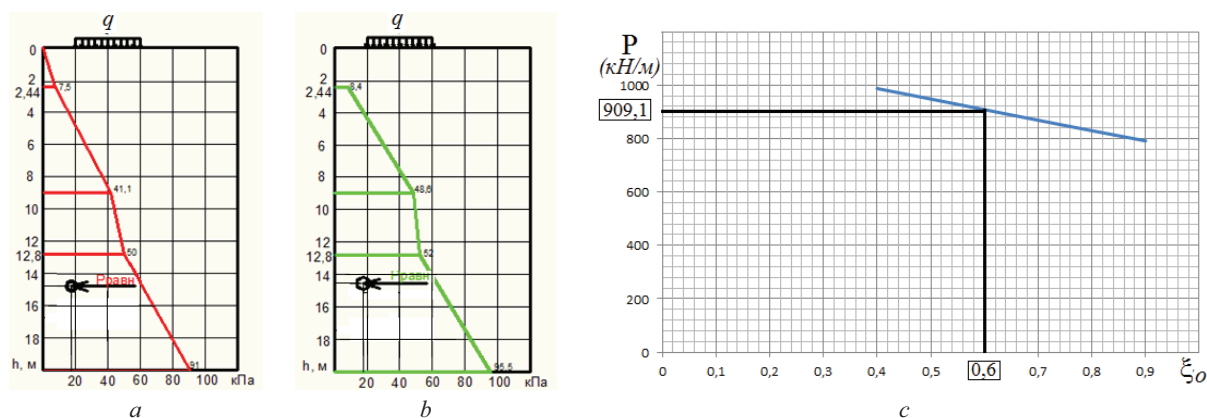


Рис. 8. Изображения эпюр бокового давления, построенных в оболочке компьютерной программы [12] (а) и по методу [5] (б); зависимость величины равнодействующей бокового давления от величины коэффициента бокового давления ξ_0 для рассмотренных условий (с)

Fig. 8. Images of lateral pressure plots constructed in the shell of a computer programme [12] (a) and according to the method [5] (b); dependence of the magnitude of the resultant lateral pressure on the magnitude of the lateral pressure coefficient ξ_0 for the conditions considered (c)

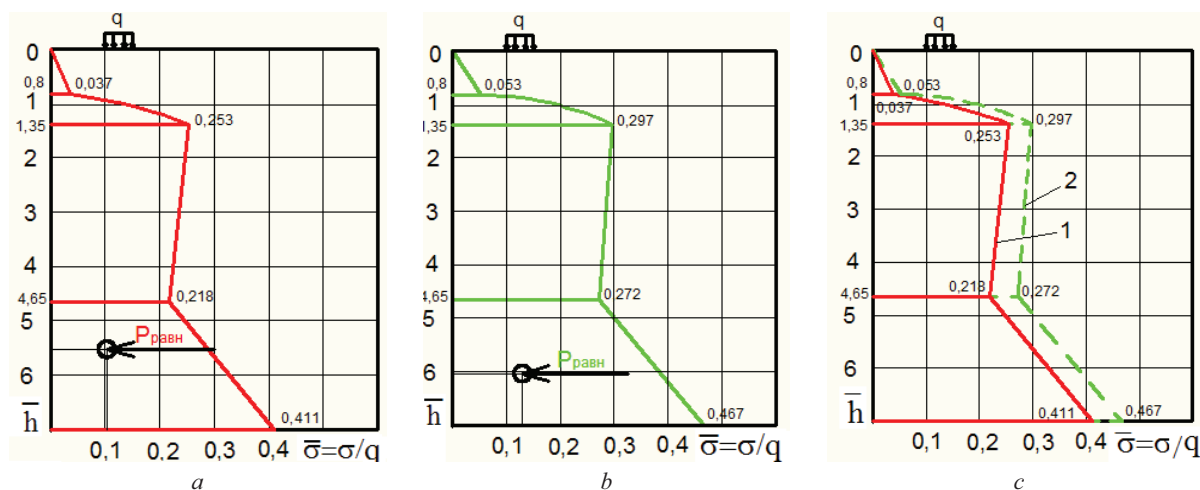


Рис. 9. Эпюры бокового давления, построенные в оболочке компьютерной программы [12] (а); на основе метода [5] (б); наложение этих эпюр (с)

Fig. 9. Lateral pressure plots constructed in the shell of a computer programme [12] (a); based on the method [5] (b); the superimposition of these plots (c)

волинейная форма следов поверхностей скольжения (разрушения) (см. рис. 3).

5. Данные натурных испытаний Г.Е. Лабезника [20]

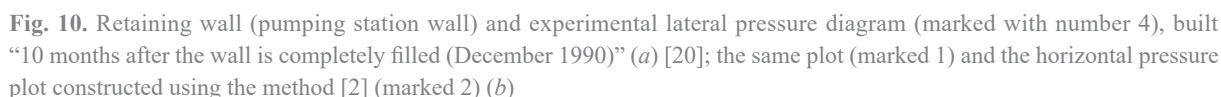
Подпорная стенка, по поверхности которой измерялось боковое давление, служит частью конструкции здания насосной станции, является жесткой и практически несмещаемой (рис. 10, а).

Грунтовое основание — мелкозернистый песок с углом внутреннего трения $\varphi = 33\text{--}34^\circ$, нулевым сцеплением, удельным весом $\gamma = 16,6\text{--}17\text{ кН/м}^3$ и модулем деформации $E = 43\text{--}45\text{ МПа}$. Средние характеристики песчаной засыпки: $\varphi = 32^\circ$; $\gamma = 16\text{ кН/м}^3$, модули деформации верхней и нижней частей засыпки $E_3^a = 20\text{ МПа}$ и $E_3^h = 30\text{ МПа}$. Горизонтальное давление измерялось грунтовыми динамометрами типа

СДКС-7УКПЗ, которые устанавливались в стенку на 8 уровнях по высоте в трех параллельных створах. Протокол проведения эксперимента и его результаты, а также использованное оборудование подробно описаны в исследованиях [20–22].

На рис. 10, а приведены изображения подпорной стенки (стены насосной станции) и экспериментальной эпюры бокового давления (на этом рисунке обозначена цифрой 4), которая построена «через 10 месяцев после полной засыпки стенки (декабрь 1990 г.)».

На рис. 10, б показаны: та же эпюра (1), эпюра горизонтального давления, построенная в оболочке компьютерной программы [12] (2) (б), и эпюра горизонтальных напряжений, действующих вдоль внутренней вертикальной поверхности подпорной стенки (3).



чит, что больше и величина соответствующей равнодействующей горизонтального давления.

Эпюры бокового давления, построенные при рассмотрении каждого из приведенных выше примеров, оказались подобными соответствующим эпюрам, полученным авторами цитируемых работ. Рассчитываемые в оболочке компьютерной программы «Устойчивость» величины горизонтального давления на удерживающее сооружение для всех рассмотренных примеров оказались на 25–40 % меньше тех, что получены авторами рассмотренных публикаций. Разница между результатами, полученными при расчете согласно СП [9], и предлагаемым методом составляет 25,1 %, что приемлемо.

34

гаемым методом, можно объяснить тем, что применение последнего не подразумевает использования гипотезы о плоских поверхностях скольжения, а построение ее следа проводится на основе конечно-элементного анализа напряженного состояния грунтов засыпки с учетом реальных значений ее физико-механических свойств. Установлено, что величины горизонтального давления, приведенные в рассмотренных работах, могут быть получены путем расчета в оболочке компьютерной программы [12] при определенных значениях коэффициента бокового давления грунта засыпки. Упомянутое выше отличие может быть частично объяснено и положением о том,

что под боковым давлением авторы настоящей статьи, в отличие от авторов цитируемых работ, считают, что равнодействующая сил оползневого давления не является нормальной к внутренней поверхности ограждения и под горизонтальным давлением следует понимать лишь ее горизонтальную составляющую.

В связи с удовлетворительной сходимостью многочисленных результатов экспериментально-теоретических исследований, выполненных сторонними авторами, с результатами расчетов предлагаемым методом считаем возможным рекомендовать его использование в инженерно-технических расчетах.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Кунтис К. Устройство глубоких котлованов и откосов в условиях городской застройки // Развитие городов и геотехническое строительство. 2010. № 2. С. 2–17.
2. Bogomolov A.N., Vikhareva O.A., Ushakov A.N., Shiyan S.I. Evaluating the stress-strain state, the stability factor magnitude and the landslide pressure forces in order to manage the landslide processes // Geotechnical Engineering for Disaster Prevention & Reduction: proceedings of the International Geotechnical Symposium (IGSS, 2007). 2007. Pp. 281–285.
3. Богомолов А.Н., Иванов А.С., Богомолова О.А., Ушаков А.Н. Два новых подхода к вопросу об определении горизонтального давления грунта на ограждающие конструкции котлована // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура. 2012. № 29 (48). С. 26–35.
4. Богомолова О.А., Иванов А.И., Иванов В.С., Соловьев А.В., Шиян С.И. Длительная устойчивость вертикальных стенок траншей // Вестник ВолгГАСУ. 2012. № 28 (47). С. 47–53.
5. Цветков В.К. Расчет устойчивости откосов и склонов. Волгоград : Нижне-Волжское книжное издательство, 1979. 238 с.
6. Богомолов А.Н. Расчет несущей способности оснований сооружений и устойчивости грунтовых массивов в упругопластической постановке. Пермь : ПГТУ, 1996. 150 с.
7. Лучковский И.Я., Чепурной Д.А. Распределение горизонтального давления грунта на подпорные стены при многослойном основании // Науковий вісник будівництва. 2009. С. 281–285.
8. Лучковский И.Я., Данько А.М., Данько Н.М. Экспериментальное исследование положения плоскостей скольжения в засыпке, удерживаемой подпорной стенкой, при наличии местной нагрузки на поверхности // Науковий вісник будівництва. 2009. С. 90–95.
9. СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. М. : Минрегионразвития РФ, 2011. 155 с.
10. Флорин В.А. Основы механики грунтов. М. : Гостройиздат, 1961. Т. 2. 543 с.
11. Богомолов А.Н., Вихарева О.А., Шиян С.И. К вопросу о минимальных значениях коэффициента бокового давления грунтов // Вестник ВолгГАСУ. 2007. № 7 (26). С. 6–10.
12. Свидетельство о государственной регистрации программ для ЭВМ № 2009613499. Устойчивость (напряженно-деформированное состояние) / Богомолов А.Н. и др.; заявл. от 19.05.2009; зарег. в Реестре программ для ЭВМ 30.06.2009. 1 с.
13. Цигарели З.В. Экспериментальное исследование давления сыпучей среды на подпорные стены с вертикальной задней гранью и горизонтальной поверхностью засыпки // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1965. № 4. С. 1–3.
14. Раяк В.Ф. Метод экспериментального определения давления грунта на гибкие подпорные стенки // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1961. № 2. С. 8–10.
15. Coulomb C. Application des rigles de maximum et minimis a quelques problemes de statique relatifs a L'architecture. Memories de savants strangers de L'Academiie des sciences de Paris, 1773.
16. Лучковский И.Я. Влияние местных нагрузок на характер распределения давления грунта на ограждающие конструкции // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1991. № 4. С. 24–27.
17. Лучковский И.Я., Данько А.М. Распределение давления грунта на подпорные стены при «узких» площадках нагружения поверхности полосовой нагрузкой // Коммунальное хозяйство городов : науч.-техн. сб. 2010. № 93. С. 471–479.
18. СП 43.13330.2012. Сооружения промышленных предприятий. Актуализированная редакция СНиП 2.09.03-85 : утв. приказом Министерства регионального развития Российской Федерации от 29.12.2011 № 620 и введен в действие с 01.01.2013.

19. Клейн Г.К. Расчет подпорных стен. М. : Высшая школа, 1964. 196 с.
20. Лазебник Г.Е. Давление грунта на сооружения. Киев : ПНВП, 2005. 243 с.
21. Лазебник Г.Е., Смирнов А.А., Иванов Д.Г. Комплекс приборов и устройств для измерения да-

лений грунта // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1973. № 2. С. 7–12.

22. Лазебник Г.Е., Сиволан П.Г. Комплексные устройства для определения модуля деформации и коэффициента бокового давления сыпучих тел «в состоянии покоя» // Труды ВНИИГС. 1977. № 45. С. 35–41.

Поступила в редакцию 28 августа 2024 г.

Принята в доработанном виде 20 сентября 2024 г.

Одобрена для публикации 25 сентября 2024 г.

ОБ АВТОРАХ: Александр Николаевич Богомолов — доктор технических наук, профессор; ОАО «НПЭК ОнФ»; г. Новосибирск, ул. Телевизионная, д. 15; banzaritcyn@mail.ru;

Оксана Александровна Богомолова — кандидат технических наук, доцент кафедры математики и естественнонаучных дисциплин; Волгоградский государственный технический университет (ВолгГТУ); 400005, г. Волгоград, пр-т им. В.И. Ленина, д. 28; boazaritcyn@mail.ru;

Сергей Александрович Богомолов — кандидат технических наук, доцент кафедры сельскохозяйственного строительства и экспертизы объектов недвижимости; Российский государственный аграрный университет – МСХА имени К.А. Тимирязева (РГАУ – МСХА имени К.А. Тимирязева); 127434, г. Москва, ул. Тимирязевская, д. 49; bogomolov@rgau-msha.ru.

Вклад авторов: все авторы сделали эквивалентный вклад в подготовку публикации.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

REFERENCES

1. Kuntshe K. The device of deep pits and slopes in urban conditions. *Urban development and geotechnical construction*. 2010; 2:2-17. (rus.).
2. Bogomolov A.N., Vikhareva O.A., Ushakov A.N., Shiyan S.I. Evaluating the stress-strain state, the stability factor magnitude and the landslide pressure forces in order to manage the landslide processes. *Geotechnical Engineering for Disaster Prevention & Reduction: proceedings of the International Geotechnical Symposium (IGSS, 2007)*. 2007; 281-285.
3. Bogomolov A.N., Ivanov A.S., Bogomolova O.A., Ushakov A.N. Two new approaches to the question of determining the horizontal pressure of soil on the enclosing structures of the pit. *Bulletin of Volgograd state university of architecture and civil engineering*. 2012; 29(48):26-35. (rus.).
4. Bogomolova O.A., Ivanov A.I., Ivanov V.S., Solovyov A.V., Shiyan S.I. Long-term stability of vertical trench walls. *Bulletin of the Volgograd State University of Architecture and Civil Engineering*. 2012; 28(47):47-53. (rus.).
5. Tsvetkov V.K. *Calculation of stability of slopes and slopes*. Volgograd, Nizhne-Volzhscoe book publishing house, 1979; 238. (rus.).
6. Bogomolov A.N. *Calculation of the bearing capacity of the foundations of structures and the stability of soil massifs in an elastic-plastic formulation*. Perm, PSTU, 1996; 150. (rus.).
7. Luchkovsky I.Ya., Chepurnoy D.A. Distribution of horizontal soil pressure on retaining walls with a multilayer base. *Scientific Bulletin of Construction*. 2009; 281-285. (rus.).
8. Luchkovsky I.Ya., Danko A.M., Danko N.M. Experimental study of the position of sliding planes in a filling held by a retaining wall in the presence of local load on the surface. *Scientific Bulletin of Construction*. 2009; 90-95. (rus.).
9. SP 22.13330.2011. *Foundations of buildings and structures. Updated version of SNiP 2.02.01-83**. Moscow, Ministry of Regional Development of the Russian Federation. 2011; 155.
10. Florin V.A. *Fundamentals of soil mechanics*. Moscow, Gosstroyizdat, 1961; 2:543. (rus.).
11. Bogomolov A.N., Vikhareva O.A., Shiyan S.I. The question of the minimum values of the lateral pressure coefficient of soils. *Bulletin of the Volgograd State University of Architecture and Civil Engineering*. 2007; 7(26):6-10. (rus.).
12. Certificate of state registration of computer programmes No. 2009613499. *Stability (stress-strain state) / Bogomolov A.N. et al.; application dated 05/19/2009; reg. in the Register of computer programmes 30.06.2009; 1.*
13. Tsigareli Z.V. Experimental study of the pressure of a loose medium on retaining walls with a vertical back face and a horizontal filling surface. *Foundations, foundations and soil mechanics*. 1965; 4:1-3. (rus.).
14. Rayuk V.F. Method of experimental determination of soil pressure on flexible retaining walls. *Foundations, foundations and soil mechanics*. 1961; 2:8-10. (rus.).

15. Coulomb C. *Application des rigles de maximus et minimis a quelques problemes de statique relatifs a L'architecture*. Memories de savants strangers de L'Academlie des sciences de Paris, 1773.

16. Luchkovsky I.Ya. The influence of local loads on the nature of the distribution of soil pressure on enclosing structures. *Foundations, foundations and soil mechanics*. 1991; 4:24-27. (rus.).

17. Luchkovsky I.Ya., Danko A.M. Distribution of soil pressure on retaining walls at “narrow” sites of surface loading with a strip load. *Municipal services of cities : scientific and technical collection*. 2010; 93:471-479. (rus.).

18. SP 43.13330.2012. *Structures of industrial enterprises. Updated version of SNIIP 2.09.03-85*. Approved by Order No. 620 of the Ministry of Regional Develop-

ment of the Russian Federation dated December 29, 2011 and put into effect on January 01, 2013.

19. Klein G.K. *Calculation of retaining walls*. Moscow, Higher school, 1964; 196. (rus.).

20. Lazebnik G.E. *Ground pressure on structures*. Kiev, PNVP. 2005; 243. (rus.).

21. Lazebnik G.E., Smirnov A.A., Ivanov D.G. Complex of devices and devices for measuring ground pressures. *Foundations, foundations and soil mechanics*. 1973; 2:7-12. (rus.).

22. Lazebnik G.E., Sivolap P.G. Complex devices for determining the modulus of deformation and the coefficient of lateral pressure of bulk solids “at rest”, Special construction works. *Proceedings of VNIIGS*. 1977; 45:35-41. (rus.).

Received August 28, 2024.

Adopted in revised form on September 20, 2024.

Approved for publication on September 25, 2024.

B I O N O T E S: **Aleksandr N. Bogomolov** — Doctor of Technical Sciences, Professor; JSC “NPEC O&F”; 15 Tele-
vizionnaya st., Novosibirsk, Russian Federation; banzaritcyn@mail.ru;

Oksana A. Bogomolova — Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Mathematics and Natural Science Disciplines; **Volgograd State Technical University (VSTU)**; 28 Lenin Avenue, Volgograd, 400005, Russian Federation; boazaritcyn@mail.ru;

Sergey A. Bogomolov — Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Agricultural Construction and Expertise of Real Estate Objects; **Russian State Agrarian University – Moscow Timiryazev Agricultural Academy**; 49 Timiryazevskaya st., Moscow, 127434, Russian Federation; bogomolov@rgau-msha.ru.

Contribution of the authors: all authors made an equivalent contribution to the preparation of the publication.

The authors declare no conflict of interest.

Влияние шва бетонирования на распорную систему котлована при аварийном воздействии

Антон Вячеславович Исаев

Центральный научно-исследовательский и проектно-экспериментальный институт промышленных зданий и сооружений — ЦНИИПромзданий; г. Москва, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. В связи с возрастающим использованием подземного пространства в городах все чаще прибегают к более глубоким котлованам. В данных котлованах становится больше элементов и повышается шанс выхода одного из элементов из строя. При обрушении котлованов наносится экономический ущерб и возможны человеческие потери. Рассмотрен текущий уровень исследований в части защиты котлованов от прогрессирующего обрушения и произошедшие аварии. Целью исследования является оценка влияния моделирования швов бетонирования между захватками траншейной стены на перераспределение усилий при аварийном воздействии в виде выхода из строя одной распорки.

Материалы и методы. Проведено численное моделирование методом конечных элементов котлована глубиной 16 м, сооруженного под защитой стены в грунте с распорной системой. Швы моделировались интерфейсными элементами с учетом их деформируемости и прочности.

Результаты. При моделировании швов бетонирования идет перераспределение усилий в распорках в пределах одной захватки стены. При нормальном сочетании нагрузок усилия в распорках в среднем не изменяются в зависимости от моделирования шва, однако при аварийном воздействии усилия в расчетном случае со швами бетонирования увеличиваются. В случае прогрессирующего обрушения внутри стены меняется направление действия изгибающих моментов. Перемещения поверхности грунта при моделировании швов меньше, чем при традиционном способе моделирования.

Выводы. Полученные результаты позволяют более точно моделировать ограждение котлована, что делает их использование более прогнозируемым и безопасным. В качестве дальнейших исследований предполагается применение более совершенных моделей поведения бетонного контакта. Также в качестве конструктивных мероприятий для предотвращения прогрессирующего обрушения рекомендуется использование одинаковых арматурных сеток на противоположных гранях стены в грунте.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: стена в грунте, распорная система, шов бетонирования, прогрессирующее обрушение, частичное обрушение, особое воздействие, метод конечных элементов

Благодарности. Автор выражает благодарность Михаилу Григорьевичу Зерцалову за наставничество исследований, а также анонимным рецензентам за конструктивную критику.

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Исаев А.В. Влияние шва бетонирования на распорную систему котлована при аварийном воздействии // Строительство: наука и образование. 2025. Т. 15. Вып. 1. Ст. 4. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.4

Автор, ответственный за переписку: Антон Вячеславович Исаев, isaevav98@yandex.ru.

Influence of the concrete joint on the spacer system of the excavation under accidental impact

Anton V. Isaev

Central Research and Design-Experimental Institute of Industrial Buildings and Structures — TsNIIPromzdaniy; Moscow, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. Due to the increasing use of underground space in cities, deeper excavations are increasingly being used. These excavations contain more elements and increase the chance of failure of one of the elements. When excavations collapse, there is economic damage and possible loss of life. The current level of research regarding the protection of excavations from progressive collapse and the accidents that have occurred are reviewed. The purpose of the study is to evaluate the influence of modelling of concreting joints between trench wall sections on the redistribution of forces in case of an accidental impact in the form of failure of one strut.

Materials and methods. Numerical finite element modelling of a 16 m deep excavation constructed under the protection of a wall in the ground with a spacer system was carried out. The joints were modelled by interface elements taking into account their deformability and strength.

Results. The modelling of the concreting joints results in a redistribution of the forces in the struts within the same wall section. In the case of normal load combinations, the forces in the struts do not change on average depending on the joint modelling, but in the case of accidental impact, the forces in the design case with concreting joints increase. In the case of progressive collapse within the wall, the direction of action of the bending moments changes. The displacements of the ground surface in the case of joint modelling are smaller than in the traditional modelling method.

Conclusions. The results obtained will allow more accurate modelling of excavation enclosures, making their use more predictable and safer. As further research, more advanced models of concrete contact behaviour are envisaged. The use of identical reinforcement meshes on opposite faces of the wall in the ground is also recommended as a structural measure to prevent progressive collapse.

KEYWORDS: diaphragm wall, strut system, concrete joint, progressive collapse, partial collapse, specific impact, finite element model

Acknowledgements. The author expresses gratitude to Mikhail Grigorievich Zertsalov for research mentoring, as well as to anonymous reviewers for constructive criticism.

FOR CITATION: Isaev A.V. Influence of the concrete joint on the spacer system of the excavation under accidental impact. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2025; 15(1):4. URL: <http://ns-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.4

Corresponding author: Anton V. Isaev, isaevav98@yandex.ru.

ВВЕДЕНИЕ

По мере роста городов все чаще возникает необходимость использования подземного пространства для размещения коммуникаций, железнодорожных и автомобильных путей. Так как подземные работы нередко ведутся при уже существующей застройке, важно предусмотреть меры по защите близлежащих зданий и сооружений. При возведении котлованов открытым способом для таких сооружений, как станции метро или тоннели, требуется создание массивных ограждений для котлованов, которые могут оставаться на месте более года. Сложность этих ограждений повышает риск выхода из строя одного из их компонентов, что может привести к разрушению всей конструкции и чрезмерному деформированию окружающей застройки.

При строительстве ограждений котлована в условиях высокого уровня грунтовых вод зачастую применяют возведение траншейной стены методом «стена в грунте». Данный метод имеет несколько преимуществ, таких как: высокая прочность, водонепроницаемость, возможность глубокого заложения и долговечность. Особенностью строительства траншейной стены с использованием этого метода является разделение стены на захватки. На рис. 1 показаны типовые схемы устройства траншейной монолитной стены в грунте. Рассматриваемый способ возведения вводит слабый элемент в траншейной стене — холодный шов бетонирования, который при деформировании стены начинает растрескиваться, и через него в котлован проникает вода.

При расчете напряженно-деформированного состояния (НДС) системы «грунт — ограждение котлована — котлован» эти швы обычно не моделируются из-за сложности [1–21]. Авторами статьи [2] предлагается метод моделирования данных швов с помощью анизотропных пластинчатых элементов и линейных упругих стержневых элементов для точного воспроизведения поведения стыков между за-

хватками траншейной стены. По результатам моделирования сделаны выводы об увеличении влияния швов на НДС ограждения при увеличении глубины котлована. Модель доказала свою эффективность, особенно для коротких сторон выемки, где традиционные методы давали заниженные смещения.

Исследованиями по теме прогрессирующего обрушения в котлованах занимаются ученые из разных стран, в том числе Китая и России. В работе [3] рассмотрен выход из строя одной распорки в центре котлована и на расстоянии 2 м от угла с целью определения изменения эффективных напряжений в грунте и усилий в распорной системе. Для установления эффективных напряжений рассмотрены 6 случаев котлованов глубиной 16,8–30,8 м, для определения перераспределения усилий — один котлован глубиной 16,8 м с 4 ярусами распорок. По результатам исследования зона влияния отключения распорки

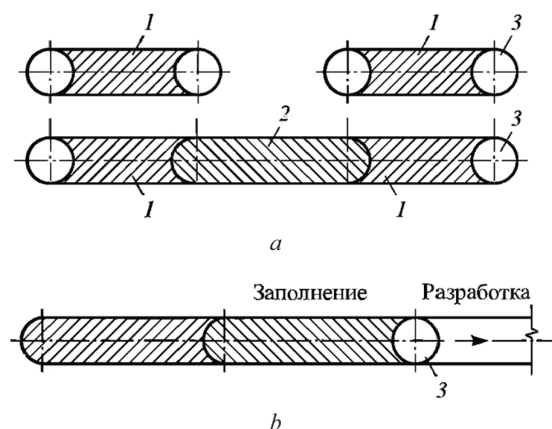


Рис. 1. Виды траншейных и свайных стен, выполненных в грунте [1]: *a* — из соприкасающихся траншей; *b* — из непрерывных траншей с секционным заполнением
Fig. 1. Types of trench and pile walls made in the ground [1]: *a* — from contiguous trenches; *b* — from continuous trenches with sectional filling

в центре котлована больше, чем в углу, что, скорее всего, показывает влияние углового эффекта. В котлованах меньшей глубины наблюдается большее понижение эффективных напряжений в грунтах в зоне влияния отключения распорки, что, видимо, объясняется большими перемещениями грунтовых масс, которые, возможно, понижают эффективные напряжения. При отказе распорки 4 яруса отмечается разгрузка 1 яруса распорок, а наибольший прирост — в распорке над отключаемой.

В статьях [4, 5] рассмотрено ограждение котлована глубиной 16,5 м, сооруженного под защитой траншейной стены в грунте с шириной захватки 6 м, закрепленной 3 ярусами преднапряженных анкеров с шагом 1,5 м без использования распределительной балки. По результатам моделирования выхода из строя одного анкера последнего яруса усилие в соседних анкерах возросло на 15–20 %. По результатам моделирования были сделаны выводы, что на прирост усилий при разрушении одного из анкеров в значительной степени влияет расположение анкера, жесткость траншейной стены и длина блока, а также что при расчете железобетонной траншейной стены без распределительных балок следует учитывать пространственный характер работы конструкции ограждения.

Авторами статьи [6] исследовано прогрессирующее обрушение котлованов, удерживаемых консольными железобетонными сваями при глубинах котлованов 4,5; 6 и 7,5 м. По результатам моделирования выхода из строя одной из свай ограждения изгибающие моменты в соседних к ней увеличивались до 2,75 раз.

Одним из эффективных методов предотвращения прогрессивного обрушения является установка непрерывной балки поверх свай. Балка распределяет усилия между сваями, что позволяет перераспределить нагрузки от арок эффекта на более удаленные от зоны разрушения сваи. Это значительно уменьшает максимальный коэффициент передачи нагрузки и может предотвратить дальнейшие разрушения. Эффект угла также существенно влияет на поведение котлована. В квадратных котлованах замечено, что прогрессивное обрушение, начавшееся с центральной части одной из сторон, постепенно ослабляется по мере приближения к углу. Угол создает условия для естественного завершения прогрессирующего обрушения, так как коэффициенты передачи нагрузки снижаются по мере разрушения свай. Также на коэффициент передачи нагрузок (отношение пикового изгибающего момента после частичного разрушения к моменту до разрушения) сильно влияют грунтовые условия и глубина котлована. Физическое моделирование выхода из строя различных типов крепления из строя проанализировано в труде [7].

Проводится сравнение работы упругой и упруго-пластической работы распорки [8]. По результатам исследования выявлено, что в плоской постанов-

ке разница между методами моделирования мала, но при моделировании в объемной постановке для глубоких выемок сложного очертания происходит перераспределение усилий в ограждающей конструкции. Разница продольных усилий при различных методах моделирования в объемной постановке достигает 500 кН, что составляет треть от усилий в упругой постановке.

В статьях [9–11] проведен анализ уже произошедших аварий котлованов различных конфигураций, в которых причиной разрушения стали различные факторы, такие как недостаточность изысканий (как грунтового массива, так и окружающей застройки [10]), некорректность проектных решений (в части расчетов и узлов крепления [11]) и несоблюдение технологий выполнения строительных работ (отсутствие геотехнического мониторинга и перекопка котлована ниже проектной отметки [9]).

И.В. Колыбиным [12] предложена классификация аварийных ситуаций с описанием категорий аварийной ситуации и их зависимости от состояний строящегося сооружения, окружающей застройки, инженерных коммуникаций и грунтового массива.

Цель настоящего исследования — изучение влияния моделирования швов на перераспределение усилий в распорной системе и перемещения ограждения котлована при аварийном воздействии в виде исключения одного распорного элемента из работы.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

При аварийном воздействии в виде исключения распорного элемента из удерживающей системы ограждение котлована испытывает сложное НДС в виде изгиба в двух направлениях: изгиб в плоскости поперечного сечения котлована и изгиб в плоскости расположения яруса распорок. Поскольку данное состояние невозможно замоделировать в плоской постановке, была принята объемная постановка задачи.

Объект исследования — котлован глубиной 16 м, сооруженный под защитой железобетонной стены в грунте толщиной 800 мм из бетона класса В35 и арматуры класса А500С. Ярусы ограждения выполнены в виде распорок из трубы 720 × 14 стали класса С255. Шаг распорок в распорной системе: горизонтальный — 3 м; вертикальный — 4 м, ширина захватки стены в грунте — 6 м. Крепление ограждения котлована осуществляется распорной системой. Поперечный и продольный разрез котлована представлен на рис. 2. При расчете на сопротивление траншейной стены шов между захватками — холодный шов бетонирования — находится на расстоянии 1 м от удаляемого элемента. Характеристики грунтов представлены в табл. 1, уровень грунтовых вод принят на 2 м ниже уровня дневной поверхности грунта. На период строительства предусмотрено местное водопонижение внутри котлована до уровня дна.

Для постановки задачи использовался программный комплекс Midas FEA NX, основанный на методе

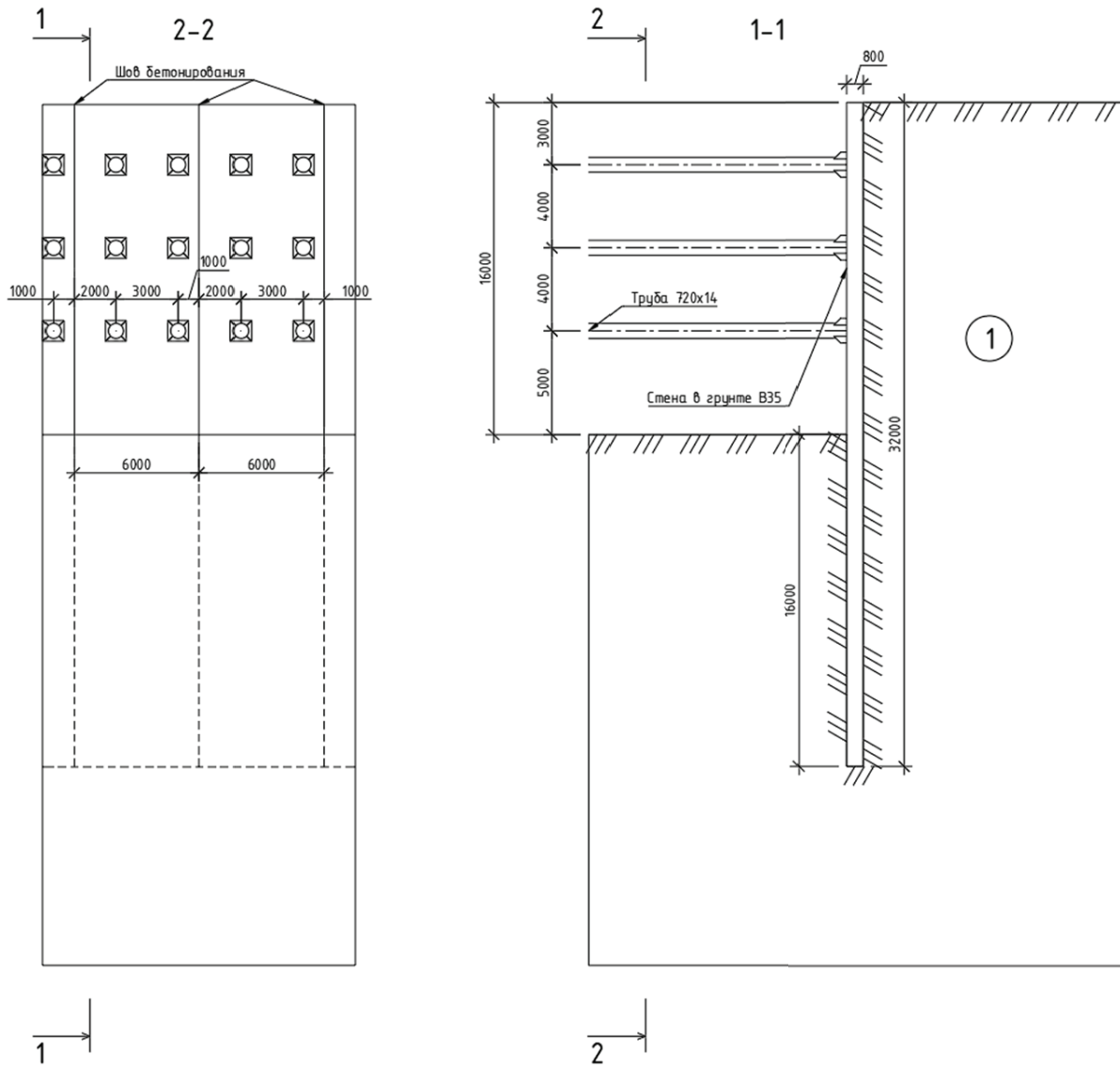


Рис. 2. Поперечное и продольное сечение котлована

Fig. 2. Cross-section and longitudinal of excavation

конечных элементов. Применяемая модель поведения грунта — Hardening Soil, модель поведения конструкций — Elastic. Расчетная схема представляет собой центральную часть котлована и представлена на рис. 3. Габариты расчетной схемы — $36 \times 76 \times 37(h)$ м. Граничные условия:

- нижняя грань — запрет на перемещения в трех направлениях;
- грани, не соприкасающиеся с котлованом, — запрет на перемещение в направлении, перпендикулярном грани;
- грани, соприкасающиеся с котлованом, — запрет на перемещения в направлении, перпендикулярном грани; запрет на поворот в плоскостях вне грани.

После расчета НДС грунта при финальном возведении котлована добавляется стадия с исключением распорки нижнего яруса центрального ядра сечения. Этот выбор распорки обусловлен наибольшим усилием по сравнению с остальными распорками.

После вычисления усилий в окружающих распорках от отключаемой производится расчет и в случае необходимости замена сечения с учетом дополнительных коэффициентов условий работы при аварийном воздействии, равных 1,1. Данные итерации заканчиваются при соблюдении условий прочности соседних распорок при возросших усилиях, возникших из-за исключенного элемента.

Для моделирования шва между захватками применен контактный элемент (интерфейс), который введен после введения интерфейсов между стенкой и окружающим грунтом. С целью вычисления нормальной и касательной жесткости контакта между двумя бетонными элементами класса В35 использовались следующие значения:

$$K_n = \frac{E}{t} = \frac{34\,500}{0,8} = 43\,125 \text{ МПа};$$

$$K_t = \frac{G}{t} = \frac{E}{2t(1+\nu)} = \frac{34\,500}{2 \cdot 0,8(1 + 0,2)} = 17\,968,75 \text{ МПа},$$

где E — модуль упругости бетона, для бетона класса В35 составляет 34 500 МПа; t — толщина контактного элемента (равняется толщине стены в грунте).
Помимо моделирования жесткости интерфейсного элемента моделировалась так же его прочность,

которая принята для нормального и касательного направления равной расчетному сопротивлению бетона осевому растяжению $Rbt = 1,3 \text{ МПа}$.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

По результатам расчета получено НДС системы «котлован – ограждение котлована – грунт» с учетом и без учета шва бетонирования между захватками. На рис. 4 и в табл. 2 приведено сравнение усилий

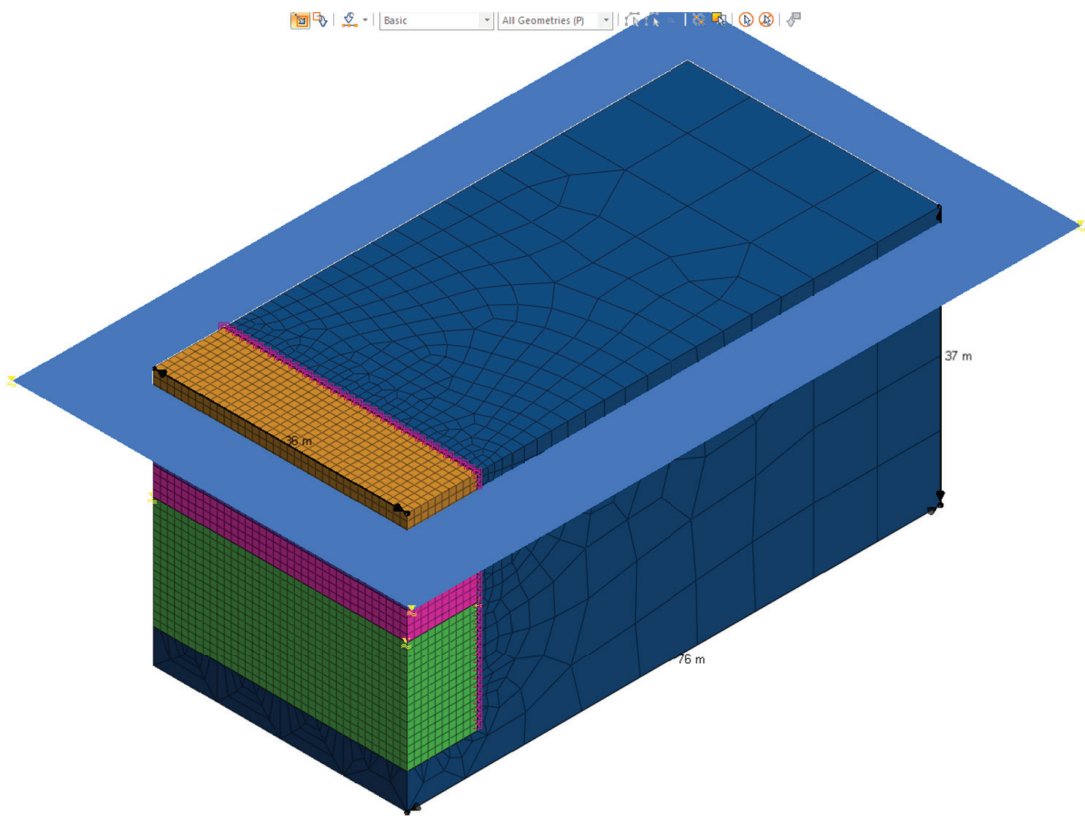


Рис. 3. Расчетная схема
Fig. 3. Calculation scheme

Табл. 1. Физико-механические характеристики грунтов
Table 1. Physical and mechanical properties of soils

Наименование характеристики Characteristic Name	Песок средней крупности средней плотности Medium coarse sand of medium density
Удельный вес грунта, кН/м³ Apparent specific gravity, kN/m³	19,4
Масса частиц грунта, г/см³ Weight of soil particles, g/cm³	27,0
Коэффициент пористости Air void ratio	0,657
Удельное сцепление, кПа Cohesion, kPa	0
Угол внутреннего трения, град. Angle of internal friction, °	31
Модуль деформации, МПа Modulus of deformation, MPa	31
Модуль деформации вторичной ветви загрузки, МПа Deformation modulus of the secondary loading branch, MPa	68

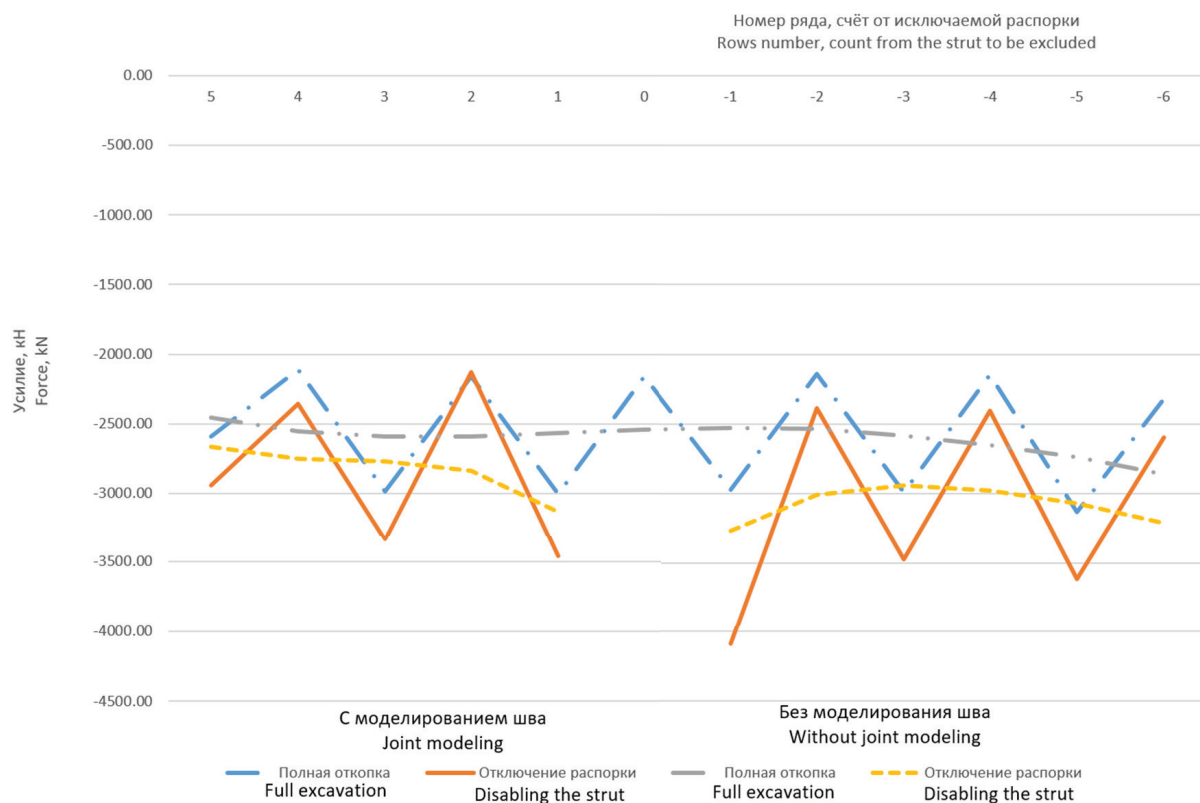


Рис. 4. Сравнение усилий в распорках последнего ряда на различных стадиях

Fig. 4. Comparison of forces in the struts of the last row at different stages

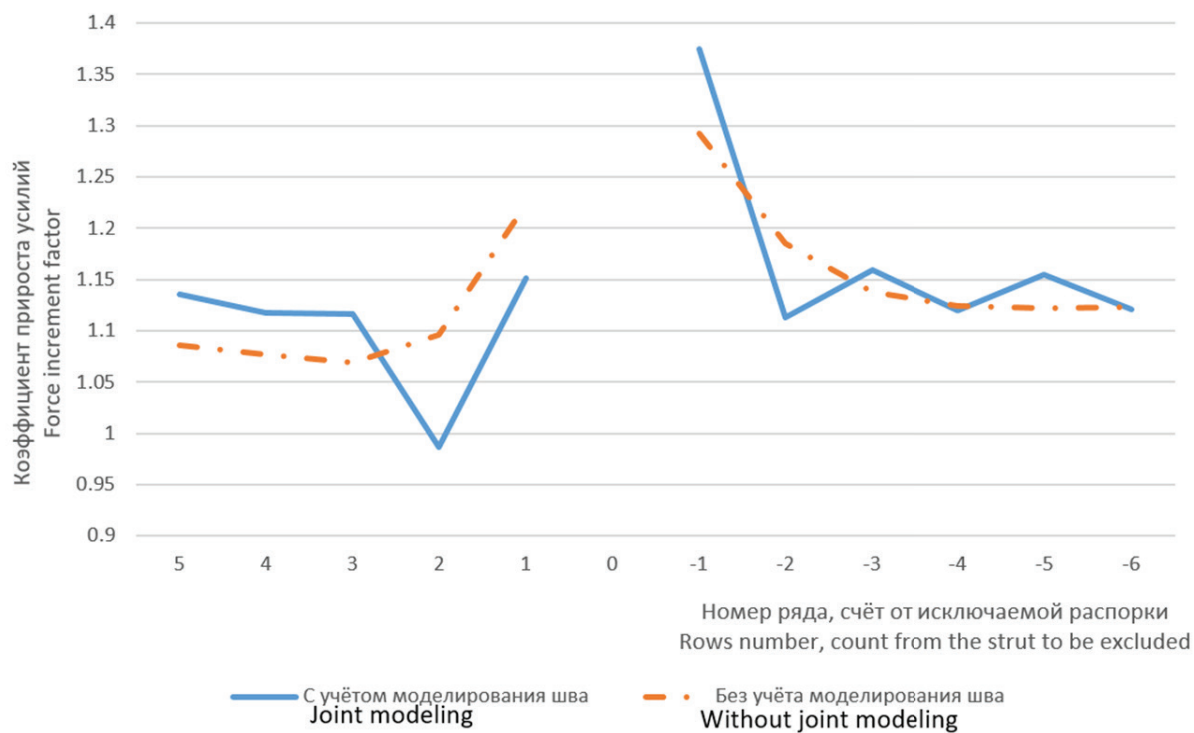


Рис. 5. Прирост усилий в распорках последнего яруса, д. е.

Fig. 5. Force increment in the struts of the last tier, d. q.

Табл. 2. Сравнение изгибающих моментов в стене в грунте

Table 2. Bending moment comparison in diaphragm wall

M_y , кН·м/м M_y , kN·m/m	Без моделирования швов Without joint modelling			С моделированием швов With joint modelling			
1	2	3	4	5	6	7	8
Точка / Point	Полная откопка Full excavation	Отключение распорки Disabling the strut	3/2	Полная откопка Full excavation	Отключение распорки Disabling the strut	6/5	6/3
Распорка над отключаемой Strut above disabling strut	-479,64	628,56	-1,31	443,62	838,46	1,89	1,33
Точка отключения распорки Disabling strut point	290,86	-273,73	-0,94	333,71	-384,22	-1,15	1,40
Уровень дна котлована Excavation level	-1271,23	-1279,64	1,01	-1206,51	-1370,39	1,14	1,07

в распорках и траншейной стене. Как видно на рис. 4, усилия в распорках при моделировании шва бетонирования на стадии полной откопки неравномерно распределяются по длине одной захватки. Распорки, которые находятся ближе к центру захватки (распорки 1 и -1 на рис. 4, расстояние до шва 2 м), нагружены больше, чем распорки, расположенные ближе к шву (распорка 0; 2; -2, расстояние до шва 1 м). Также заметно, что в среднем усилия в распорках при моделировании шва равняются усилиям в распорках без моделирования шва.

При выходе из строя распорки 0 при моделировании шва происходит большее перераспределение усилий на распорку, находящуюся в пределах захватки с отключаемой. На рис. 5 показано сравнение прироста усилий в распорках последнего яруса при моделировании и без моделирования шва бетонирования. Максимальный прирост между стадиями при моделировании шва составляет 37 %, без моделирования шва — 29 %. При моделировании шва бетонирования на стадии откопки котлована усилия в распорке -1 составляли порядка 2980 кН, если шов не моделировать,

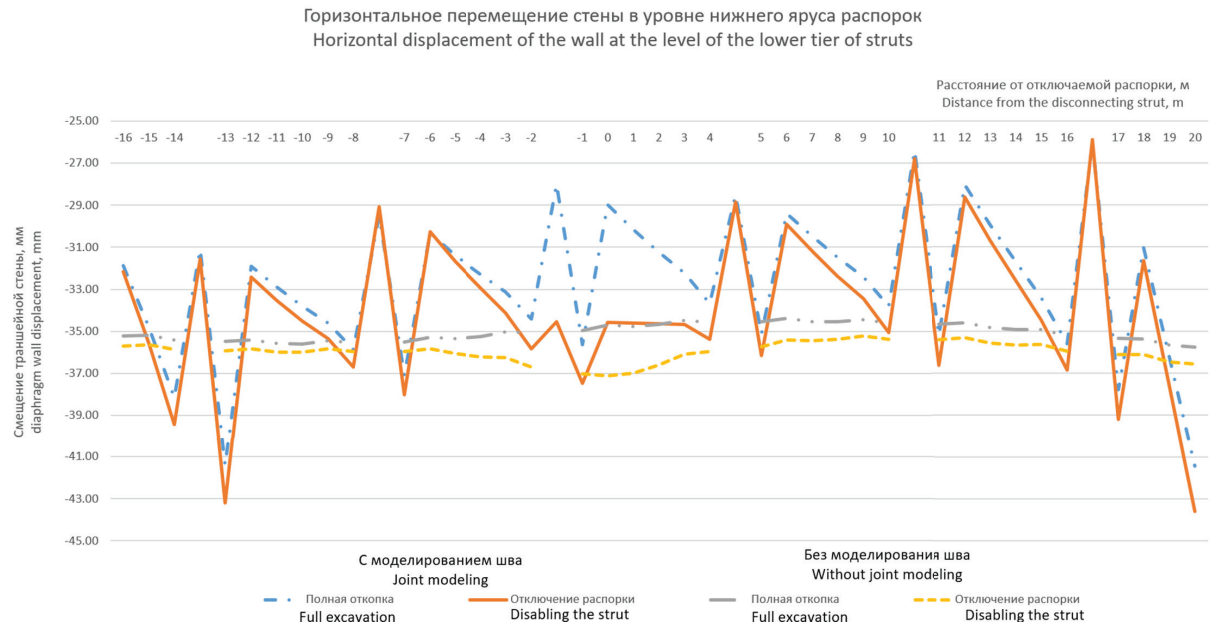


Рис. 6. Перемещения стены в грунте внутри котлована в уровне последнего яруса
Fig. 6. Displacements of the diaphragm wall inside the excavation at the level of the last tier

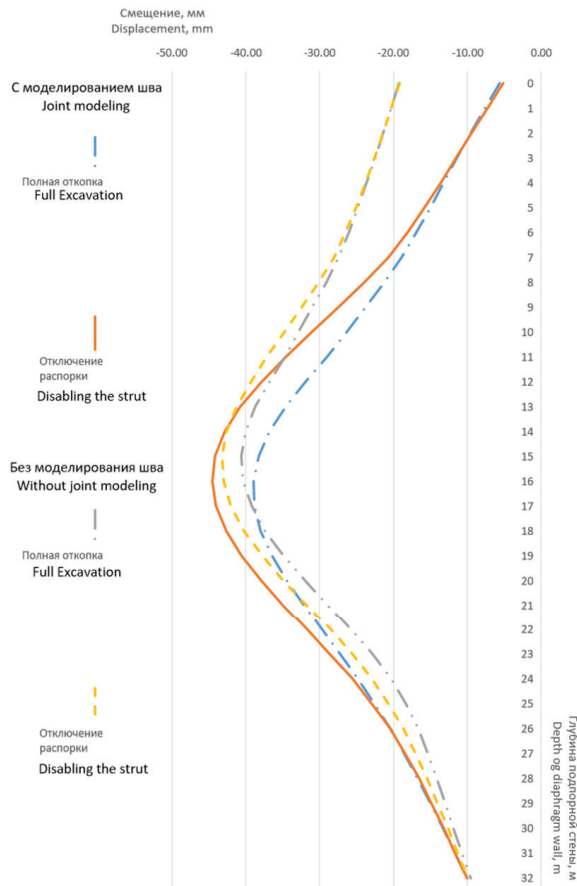


Рис. 7. Перемещения стены в грунте внутри котлована в плоскости поперечного сечения котлована

Fig. 7. Displacements of the diaphragm wall inside the excavation in the cross-sectional plane of the excavation

то усилие будет составлять порядка 2500 кН. При аварийном воздействии усилия в данной распорке с учетом работы шва возрастают до 4090 кН, а без моделирования шва — 3230 кН (разница 26 %).

Изгибающие моменты в стене в плоскости поперечного сечения котлована тоже изменяются в зависимости от моделирования шва. На стадии полной откопки котлована разница между учетом/неучетом шва невелика, однако моменты имеют разные знаки, что означает растяжение на противоположных гранях. При аварийном воздействии в обоих случаях в зоне отказа знак момента меняется. В зоне распорки над отключаемой распоркой (на 1 ярус выше) при традиционном методе моделирования знак момента меняется, но при моделировании шва момента знак не меняется, а увеличивает свое значение на 89 %. Общая разница усилий при различных методах достигает до 40 %.

Перемещения стены в грунте по двум сечениям показаны на рисунках ниже. На рис. 6 приведены пе-

ремещения стены в грунте внутри котлована в уровне последнего яруса распорной системы. По результатам численного моделирования перемещения стены в грунте при моделировании шва бетонирования оказались меньше, чем без данного шва. В зонах расположения швов показывается неравенство перемещений. Разница в перемещениях также видна на рис. 7, перемещения стены в грунте в пределах котлована меньше при моделировании швов и составляют до 39 мм на стадии полной откопки котлована. Перемещения верха стены также меньше при моделировании шва и составляют порядка 5–6 мм, тогда как при отсутствии данного шва перемещения стены на уровне дневной поверхности грунта — 20 мм.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

По результатам сравнения двух схем можно сделать следующие выводы:

1. Предложен способ моделирования шва бетонирования при помощи интерфейсных элементов, получены жесткостные и прочностные характеристики шва.

2. Моделирование шва бетонирования влияет на напряженное состояние грунта, деформации массива уменьшаются, однако увеличиваются усилия в ограждающих конструкциях.

3. При аварийном воздействии со швом происходят перераспределения усилий приоритетно на распорки, расположенные внутри захватки, в которой была исключена распорка. Разница усилий по сравнению с традиционной схемой достигает 40 %.

4. При прогрессирующем обрушении в траншейной стене моменты меняют свой знак. Это означает, что в качестве конструктивных мероприятий по недопущению прогрессирующего обрушения рекомендуется устройство одинаковых арматурных сеток на противоположные грани.

5. В качестве дальнейших исследований возможно применение других моделей для моделирования шва бетонирования из строя, таких как Discrete Cracking и Concrete Smeared Crack, однако для них необходимы дополнительные испытания.

6. Прогрессирующее обрушение котлована легче предупредить, чем бороться с его последствиями. Качественный геотехнический мониторинг за конструкциями котлована и окружающей застройкой позволит увидеть проблему и быстрее принять решения, основываясь на объективных показателях.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Ильичев В.А., Мангушев Р.А. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения. 3-е изд-е, доп. и перераб. М. : АСВ, 2023. 1084 с.
2. Yang M., Wu R., Tong C., Chen J., Tang B. Displacement Analyses of Diaphragm Wall in Small-Scale Deep Excavation Considering Joints between Panels // Buildings. 2024. Vol. 14. Issue 5. P. 1449. DOI: 10.3390/buildings14051449
3. Phan H.K. Behaviours and mechanism analysis of deep excavation in sand caused by one-strut failure. 2019.
4. Znamenskiy V., Morozov E., Pekin D., Chunyaev D. The modelling of the “diaphragm wall” with the anchor without the use of distribution beams // E3S Web of Conferences. 2019. Vol. 97. P. 04021. DOI: 10.1051/e3sconf/20199704021
5. Авасенов В.С., Гримайло И.А. Расчет ограждения котлована при выходе грунтового анкера из строя // Геотехника. 2019. Т. XI. № 2/2019. С. 54–63. DOI: 10.25296/2221-5514-2019-11-2-54-63
6. Cheng X.S., Zheng G., Diao Y., Huang T.M., Deng C.H., Lei Y.W. et al. Study of the progressive collapse mechanism of excavations retained by cantilever contiguous piles // Engineering Failure Analysis. 2017. Vol. 71. Pp. 72–89. DOI: 10.1016/j.engfailanal.2016.06.011
7. Zheng G., Lei Y.W., Cheng X.S., Li X.Y., Wang R.Z. Experimental study on progressive collapse mechanism in braced and tied-back retaining systems of deep excavations // Canadian Geotechnical Journal. 2021. Vol. 58. Issue 4. Pp. 540–564. DOI: 10.1139/cgj-2019-0296
8. Ter-Martirosyan A., Sidorov V. Studying the influence of taking into account the elastic-plastic behavior of strut elements on the retaining system equilibrium // IOP Conference Series : Materials Science and Engineering. 2021. Vol. 1030. Issue 1. P. 012030. DOI: 10.1088/1757-899X/1030/1/012030
9. Chen R.P., Li Z.C., Chen Y.M., Ou C.Y., Hu Q., Rao M. Failure Investigation at a Collapsed Deep Excavation in Very Sensitive Organic Soft Clay // Journal of Performance of Constructed Facilities. 2015. Vol. 29. Issue 3. P. 04014078. DOI: 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000557
10. Hu J., Ma F. Failure Investigation at a Collapsed Deep Open Cut Slope Excavation in Soft Clay // Geotechnical and Geological Engineering. 2018. Vol. 36. Issue 1. Pp. 665–683. DOI: 10.1007/s10706-017-0337-2
11. Endicott J. Lessons learned from the collapse of the Nicoll Highway in Singapore April 2004 // IABSE Reports. 2013. Pp. 1–6. DOI: 10.2749/222137813808626722
12. Колыбин И.В. Уроки аварийных ситуаций при строительстве котлованов в городских условиях. СПб. : Георекострукция-Фундаментпроект, 2008. Т. 3. С. 89–124.
13. Алмазов В.О. Проблемы прогрессирующего разрушения // Строительство и Реконструкция. 2014. № 6 (56). С. 3–10.
14. Алмазов В.О. Сопротивление прогрессирующему разрушению: расчеты и конструктивные мероприятия // Вестник ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко «Исследования по теории сооружений». 2009. № 1. С. 179–193.
15. Петрухин В.П., Колыбин И.В., Разводовский Д.Е. Ограждающие конструкции котлованов, методы строительства подземных и заглубленных сооружений. 2008. С. 212–219.
16. Казаченко С. Оценка влияния устройства котлованов на близлежащие инженерные коммуникации и окружающую застройку для условий города. М. : 2023. 183 с.
17. Zhang Q., Liu S., Feng R., Li X. Analytical Method for Prediction of Progressive Deformation Mechanism of Existing Piles Due to Excavation Beneath a Pile-Supported Building // International Journal of Civil Engineering. 2019. Vol. 17. Issue 6. Pp. 751–763. DOI: 10.1007/s40999-018-0309-9
18. Тамразян А.Г. К задачам мониторинга риска зданий и сооружений // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. 2013. № 3 (170). С. 19–21.
19. Bazar M.H., Ghadamgahi A., Brennan A.J. Numerical analysis of collapse in a deep excavation supported by ground anchors // Proceedings of the Institution of Civil Engineers — Geotechnical Engineering. 2021. Vol. 174. Issue 3. Pp. 263–278. DOI: 10.1680/jgeen.19.00122
20. Поспехов В.С. Исследование углового эффекта конструкции ограждения котлована // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. 2014. № 2. С. 238–248.
21. Поспехов В.С., Шулятьев О.А., Бауков А.Ю. Исследование углового эффекта конструкции ограждения опытного котлована в песчаных грунтах // Геотехника. 2020. Т. 12. № 1. С. 16–30. DOI: 10.25296/2221-5514-2020-12-1-16-30

Поступила в редакцию 28 августа 2024 г.

Принята в доработанном виде 20 сентября 2024 г.

Одобрена для публикации 25 сентября 2024 г.

ОБ АВТОРЕ: **Антон Вячеславович Исаев** — аспирант, инженер 2-й категории, отдел конструктивных систем; **Центральный научно-исследовательский и проектно-экспериментальный институт промышленных зданий и сооружений** — ЦНИИПромзданий; 127238, г. Москва, Дмитровское шоссе, 46, корп. 2; isaevav98@yandex.ru.

REFERENCES

1. Il'ichev V.A., Mangushev R.A. *Handbook of Geotechnical Engineering. Foundations, foundations and underground structures. 3rd edition, supplemented.* Moscow, 2023; 1084. (rus.).
2. Yang M., Wu R., Tong C., Chen J., Tang B. Displacement Analyses of Diaphragm Wall in Small-Scale Deep Excavation Considering Joints between Panels. *Buildings*. 2024; 14(5):1449. DOI: 10.3390/buildings-14051449
3. Phan H.K. *Behaviours and mechanism analysis of deep excavation in sand caused by one-strut failure.* 2019.
4. Znamenskiy V., Morozov E., Pekin D., Chunyaev D. The modelling of the “diaphragm wall” with the anchor without the use of distribution beams. *E3S Web of Conferences*. 2019; 97:04021. DOI: 10.1051/e3sconf/20199704021
5. Avasenov V.S., Grimajlo I.A. Calculation of excavation enclosure in case of soil anchor failure. *Geotechnics*. 2019; XI(2/2019):54-63. DOI: 10.25296/2221-5514-2019-11-2-54-63 (rus.).
6. Cheng X.S., Zheng G., Diao Y., Huang T.M., Deng C.H., Lei Y.W. et al. Study of the progressive collapse mechanism of excavations retained by cantilever contiguous piles. *Engineering Failure Analysis*. 2017; 71:72-89. DOI: 10.1016/j.engfailanal.2016.06.011
7. Zheng G., Lei Y.W., Cheng X.S., Li X.Y., Wang R.Z. Experimental study on progressive collapse mechanism in braced and tied-back retaining systems of deep excavations. *Canadian Geotechnical Journal*. 2021; 58(4):540-564. DOI: 10.1139/cgj-2019-0296
8. Ter-Martirosyan A., Sidorov V. Studying the influence of taking into account the elastic-plastic behavior of strut elements on the retaining system equilibrium. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2021; 1030(1):012030. DOI: 10.1088/1757-899X/1030/1/012030
9. Chen R.P., Li Z.C., Chen Y.M., Ou C.Y., Hu Q., Rao M. Failure Investigation at a Collapsed Deep Excavation in Very Sensitive Organic Soft Clay. *Journal of Performance of Constructed Facilities*. 2015; 29(3):04014078. DOI: 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000557
10. Hu J., Ma F. Failure Investigation at a Collapsed Deep Open Cut Slope Excavation in Soft Clay. *Geotechnical and Geological Engineering*. 2018; 36(1):665-683. DOI: 10.1007/s10706-017-0337-2
11. Endicott J. Lessons learned from the collapse of the Nicoll Highway in Singapore April 2004. *IABSE Reports*. 2013; 1-6. DOI: 10.2749/222137813808626722
12. Koly`bin I.V. *Lessons from emergency situations in excavation construction in urban settings.* St. Petersburg, Georeconstruction-Fundamentproekt, 2008; 3:89-124. (rus.).
13. Almazov V.O. Problems of progressive fracture. *Construction and Reconstruction*. 2014; 6(56):3-10. (rus.).
14. Almazov V.O. Resistance to progressive fracture: calculations and design actions. *Bulletin CZNIISK Im. V.A. Kucherenko, Studies on the Theory of Structures*. 2009; 1:179-193. (rus.).
15. Petruxin V.P., Koly`bin I. V., Razvodovskij D.E. *Enclosing structures of excavations, methods of construction of underground and buried structures.* 2008; 212-219. (rus.).
16. Kazachenko S. *Evaluation of the impact of excavations on nearby utilities and surrounding buildings for the conditions of the city.* Moscow, 2023; 183. (rus.).
17. Zhang Q., Liu S., Feng R., Li X. Analytical Method for Prediction of Progressive Deformation Mechanism of Existing Piles Due to Excavation Beneath a Pile-Supported Building. *International Journal of Civil Engineering*. 2019; 17(6):751-763. DOI: 10.1007/s40999-018-0309-9
18. Tamrazyan A.G. To the tasks of monitoring the risk of buildings and structures. *Building Materials, Equipment, Technologies of the 21st Century*. 2013; 3(170):19-21. (rus.).
19. Baziar M.H., Ghadamgahi A., Brennan A.J. Numerical analysis of collapse in a deep excavation supported by ground anchors. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers — Geotechnical Engineering*. 2021; 174(3):263-278. DOI: 10.1680/jgeen.19.00122
20. Pospexov V.S. Investigation of the Corner Effect of the Excavation Barrier Structure. *Bulletin of Perm National Research Polytechnic University. Construction and Architecture*. 2014; 2:238-248. (rus.).
21. Pospexov V.S., Shulyat`ev O.A., Baukov A.Yu. Investigation of the Corner Effect of the Experimental Pit Fencing Construction in Sandy Soils. *Geotechnics*. 2020; 12(1):16-30. DOI: 10.25296/2221-5514-2020-12-1-16-30 (rus.).

Received August 28, 2024.

Adopted in revised form on September 20, 2024.

Approved for publication on September 25, 2024.

BIONOTES: Anton V. Isaev — postgraduate student, 2nd category engineer, department of structural systems; Central Research and Design-Experimental Institute of Industrial Buildings and Structures — TsNIIPromzdaniy; build. 2, 46 Dmitrovskoe highway, Moscow, 127238, Russian Federation; isaevav98@yandex.ru.

Решение задачи о распределении температурных полей в грунтовом массиве численными методами

Андрей Будимирович Пономарев¹, Денис Сергеевич Кораблев²,
Вячеслав Михайлович Полунин^{2,3}

¹ Санкт-Петербургский горный университет императрицы Екатерины II; г. Санкт-Петербург, Россия;

² Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет (СПбГАСУ);
г. Санкт-Петербург, Россия;

³ Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры
и строительных наук (НИИСФ РААСН); г. Москва, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. Практически четверть суши земного шара и две трети территории Российской Федерации, включая значительные площади с высокой концентрацией природных ресурсов и полезных ископаемых, находятся в зоне распространения многолетнемерзлых грунтов. Эти грунты обладают структурной неустойчивостью: температурные колебания приводят к радикальному снижению их прочностных характеристик и развитию значительных деформаций, что может критически влиять на безопасность и надежность зданий и сооружений. Географические особенности РФ обуславливают необходимость разработки и уточнения расчетных методов для определения температурных полей в основаниях грунтов криолитозоны. Рассматривается реализация задачи промерзания и оттаивания грунтового массива с использованием численных методов.

Материалы и методы. Представлены основные положения нелинейной математической модели, описывающей температурные превращения в грунтовом массиве с учетом фазового перехода поровой жидкости в лед и соответствующими теплофизическими процессами. Модель реализована в разрабатываемом авторами специализированном программном комплексе, реализующем метод конечных элементов.

Результаты. Проведены численные расчеты температурных воздействий от возводимых зданий и сооружений на грунтовый массив в плоской подстановке. Рассматривались численные модели с учетом воздействия граничных условий различного типа на расчетную область. Результаты численных расчетов подробно сравнивались с результатами аналогичных расчетов, выполненных в апробированных программных комплексах.

Выводы. Сформулированы ключевые механизмы численной модели, описывающей температурные превращения в грунтовом массиве, и предложена их реализация с использованием метода конечных элементов. Дополнительно представлены рекомендации о дальнейшем развитии численной модели, включая решение деформационной задачи об определении осадки оттаивания грунтового массива.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: метод конечных элементов, многолетнемерзлые грунты, промерзание, оттаивание, методы расчета, теплофизические расчеты

Благодарности. Авторы выражают благодарность НИИСФ РААСН за поддержку данного исследования.

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Пономарев А.Б., Кораблев Д.С., Полунин В.М. Решение задачи о распределении температурных полей в грунтовом массиве численными методами // Строительство: наука и образование. 2025. Т. 15. Вып. 1. Ст. 5. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.5

Автор, ответственный за переписку: Денис Сергеевич Кораблев, d.korablv@yandex.ru.

Solution of the problem of temperature field distribution in a soil massif by numerical methods

Andrey B. Ponomarev¹, Denis S. Korablev², Vyacheslav M. Polunin^{2,3}

¹ Empress Catherine II Saint Petersburg Mining University; St. Petersburg, Russian Federation;

² Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering (SPbGASU);
St. Petersburg, Russian Federation;

³ Scientific research institute of building physics of the Russian academy of architecture and building sciences;
Moscow, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. Almost a quarter of the Earth's landmass and two thirds of the territory of the Russian Federation, including significant areas with a high concentration of natural resources and minerals, are located in the permafrost zone. These soils

have structural instability: temperature fluctuations lead to a radical decrease in their strength characteristics and the development of significant deformations, which can critically affect the safety and reliability of buildings and structures. The geographical features of the Russian Federation necessitate the development and refinement of computational methods for determining temperature fields in the bases of cryolithozone soils. This paper discusses the implementation of the problem of freezing and thawing of a soil mass using numerical methods.

Materials and methods. The main provisions of a nonlinear mathematical model describing temperature transformations in a soil body, taking into account the phase transition of a pore liquid into ice and the corresponding thermophysical processes, are presented. The model was implemented in a specialized software package developed by the authors that implements the finite element method.

Results. As part of the study, numerical calculations of the temperature effects of buildings and structures under construction on the soil mass in a flat substitution were carried out. Numerical models were considered taking into account the impact of boundary conditions of various types on the computational domain. The results of numerical calculations were compared in detail with the results of similar calculations performed in proven software packages.

Conclusions. In this paper, the main mechanisms of a numerical model describing temperature transformations in a soil body are formulated and their implementation using the finite element method is proposed. Additionally, recommendations are presented on the further development of the numerical model, including the solution of the deformation problem of determining the precipitation of thawing of a soil body.

KEYWORDS: finite element method, permafrost soils, freezing, thawing, calculation methods, thermophysical calculations

Acknowledgements. The authors express their gratitude to Scientific research institute of building physics of the Russian academy of architecture and building sciences for the support of this study.

FOR CITATION: Ponomarev A.B., Korablev D.S., Polunin V.M. Solution of the problem of temperature field distribution in a soil massif by numerical methods. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2025; 15(1):5. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.5

Corresponding author: Denis S. Korablev, d.korablev@yandex.ru.

ВВЕДЕНИЕ

Примерно четверть поверхности суши земного шара находится в зоне вечной мерзлоты, или так называемой «криолитозоне», характеризующейся наличием многолетнемерзлых грунтов. В Российской Федерации значительные территории, в которых сосредоточены обширные запасы природных ресурсов и полезных ископаемых, также сложены многолетнемерзлыми грунтами. Освоение этих территорий сопряжено с рядом существенных инженерно-технических сложностей: строительство и эксплуатация зданий, сооружений и линейных объектов происходят в условиях потенциальной неустойчивости многолетнемерзлых оснований вследствие теплового воздействия.

В настоящее время применяются два основных принципа строительства на многолетнемерзлых грунтах. Первый принцип заключается в минимизации теплового воздействия возводимого сооружения на грунты основания с целью предотвращения оттаивания многолетнемерзлых грунтов, что способствует сохранению их прочностных и деформационных характеристик на всем сроке эксплуатации сооружения. Второй предполагает управляемое оттаивание многолетнемерзлого основания в процессе строительства или эксплуатации с последующей стабилизацией границы оттаивания, что также обеспечивает безопасность и устойчивость строительных конструкций [1].

При проектировании сооружений с использованием каждого из указанных принципов основополагающей задачей является выполнение теплотехнического расчета, необходимого для оценки величины температурного воздействия на грунты основания в процессе строительства и последующей эксплуа-

тации зданий и сооружений. Оценка температурного режима в основании сооружений позволяет минимизировать риски, связанные с изменением физико-механических свойств многолетнемерзлых грунтов под воздействием тепла [2, 3]. Оттаивание многолетнемерзлых грунтов сопровождается резким снижением их прочностных и деформационных характеристик, а также развитием значительных деформаций, критических для безопасности и надежности возводимых сооружений [4–6]. При наличии в основании талых грунтов, напротив, при их промораживании возникает риск развития деформаций морозного пучения, служащих причиной большинства аварийных ситуаций на объектах строительства в криолитозоне [7, 8]. Сложность прогнозирования и расчетной оценки деформационных превращений в многолетнемерзлых и талых грунтах при их оттаивании и промораживании соответственно, а также их критическая значимость и количественное выражение определяют необходимость совершенствования расчетных методов для оценки температурного режима грунтового основания в процессе строительства и эксплуатации зданий и сооружений [9].

Первые комплексные теоретические, лабораторные и полевые исследования свойств грунтов в процессе их оттаивания и промерзания, послужившие основой для формирования первых математических моделей, описывающих температурно-влажностные и деформационные превращения в промерзающих и оттаивающих грунтах, были произведены М.И. Сумгиным и Н.А. Цытовичем в 30-х гг. XX в. [10, 11]. На ранних этапах исследований определение температурных полей в грунтовом массиве выполнялось с использованием ряда существенных упро-

щений и допущений: в частности, игнорировалась нестационарность тепловых процессов, не учитывались скрытая теплота фазовых переходов при преобразовании поровой жидкости в лед и обратно, а также содержание физически и химически связанной поровой жидкости при отрицательных температурах грунта [12, 13]. В дальнейшем, благодаря совершенствованию математического аппарата и росту производительности электронно-вычислительных машин, а также широкому внедрению компьютеризации расчетов, стала возможной разработка более точных и комплексных математических моделей, учитывающих полный спектр физико-механических процессов в грунтовом массиве в течение промерзания и оттаивания [14–18].

Сегодня наибольшую распространенность в решении задач геотехники получил метод конечных элементов (МКЭ), заключающийся в разбиении непрерывной области на дискретные конечные элементы (КЭ), связанные друг с другом в узлах и имеющие ограниченное количество степеней свободы за счет конечного числа узлов в рамках каждого элемента [19]. Внешнее воздействие на расчетную область при этом задается за счет наложения граничных условий различного вида [20, 21]. С целью оценки распределения температур в грунтовом массиве проводится вычисление температур в узлах КЭ посредством решения составленной системы уравнений, полученной исходя из условий минимизации потенциальной энергии и условия, что взаимодействие между КЭ производится исключительно в узлах.

В практике современного отечественного проектирования широкую применимость получили иностранные программные комплексы (ПК), такие как PLAXIS, MIDAS GTX, Z-Soil, не учитывающие специфику нормативной документации РФ, что приводит к проблеме их адаптации и применения в проектной деятельности. Аналогичные отечественные программные продукты широко не представлены на рынке и, кроме того, зачастую уступают иностранным ПК по функциональным возможностям. В условиях ограничений, накладываемых на использование лицензированных зарубежных ПК, встает важная задача по разработке и внедрению собственного геотехнического программного обеспечения. Это обусловлено необходимостью импортозамещения специализированных программных продуктов, что позволит снизить зависимость от иностранных разработок и обеспечить соответствие расчетных процедур российским стандартам.

Цель настоящего исследования — реализация универсальной теплофизической математической модели промерзающего и оттаивающего грунта в разрабатываемом авторами ПК с использованием МКЭ, с возможностью дальнейшей разработки температурно-деформационной модели на базе представленной, учитывающей процессы морозного пучения и развитие деформаций оттаивания в талых и многолет-

немерзлых грунтах соответственно. В статье приведены методические аспекты численной реализации задачи, включая выбор алгоритмов для решения нелинейных уравнений теплопроводности, а также результаты численных экспериментов и их анализ, сделаны выводы относительно возможностей и ограничений разработанного подхода.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Несмотря на многолетнюю историю развития численных методов в строительной отрасли, научнотехническая и справочная литература не предоставляют возможности подробного изучения математического аппарата, являющегося основой современных геотехнических комплексов, что способствует значительному усложнению разработки даже базовых механизмов поведения грунтовой среды на основании существующих исследований.

В данной статье выполнена реализация математической теплофизической модели промерзающего и оттаивающего грунта с применением языка программирования Python. Модель интегрирована в разрабатываемый авторами специализированный конечно-элементный ПК.

Математическая реализация двумерной задачи промерзания и оттаивания выполнена на основе задачи Стефана. Главная сложность задачи состоит в необходимости описания динамической границы раздела фаз — фронта промерзания (или оттаивания), который изменяет свое положение во времени. Это требует решения сопряженной системы уравнений, включающей уравнение теплопроводности и условия на движущейся границе. В двумерном грунтовом пространстве процессы промерзания-оттаивания в нестационарном режиме описываются уравнением теплопроводности следующего вида:

$$\rho C \frac{\partial T}{\partial t} = \lambda \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} \right) + q, \quad (1)$$

где ρ — плотность сухого грунта, кг/м³; C — удельная теплоемкость грунта (талого или мерзлого), Дж/кг·°C; T — температура, °C; t — время, с; λ — теплопроводность грунта (талого или мерзлого), Вт/м·°C; x, y — координаты, м; q — мощность внутренних источников тепла, Вт/м.

Для стационарного режима (установившиеся условия) уравнение принимает вид:

$$\lambda \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} \right) + q = 0. \quad (2)$$

Скрытая теплота фазовых переходов учитывается в функции теплоемкости:

$$C = C_0 + L_0 \frac{\partial w}{\partial T}, \quad (3)$$

где L_0 — объемная скрытая теплота фазовых переходов, Дж/м³; w — влажность грунта за счет содержания незамерзшей поровой воды.

Использование МКЭ позволяет эффективно дискретизировать пространственное решение, разделяя исследуемую область на КЭ, в которых решаются локальные уравнения теплопроводности. Система конечно-элементных уравнений задачи теплопроводности может быть получена минимизацией соответствующего функционала на множестве функций, удовлетворяющих граничным условиям задачи [22]:

$$[C]\{T\} + [\lambda]\{T\} + [R] = 0, \quad (4)$$

где $[C]$ — матрица теплоемкости грунта; $\{T\}$ — вектор узловых температур; $[\lambda]$ — матрица теплопроводности грунта; $[R]$ — вектор правой части.

Искомая функция температуры T аппроксимируется на момент времени t в элементах и во всей рассматриваемой области функциями формы N :

$$T = \sum_{i=1}^n \{N(x, y)\}_i^T \{T\}_i = [N]\{T\}. \quad (5)$$

В таком случае матрица теплоемкости системы имеет вид:

$$[C] = \sum_{i=1}^n C_p [N]^T [N] dV. \quad (6)$$

Матрица теплопроводности системы при этом имеет вид:

$$[\lambda] = \sum_{i=1}^n \int \lambda [B]^T [B] dV + \int \alpha [N]^T [N] dS, \quad (7)$$

где $[C]$ — матрица теплоемкости; $[N]$ — матрица функций формы конечного элемента; $[\lambda]$ — матрица теплопроводности; $[B]$ — матрица производных функций формы конечного элемента по координатам.

Граничные условия, необходимые для решения уравнения (1), могут представлять собой:

1. Значение температуры на поверхности рассматриваемой области (граничное условие Дирихле):

$$T = T_0. \quad (8)$$

2. Значение теплового потока через границу рассматриваемой области (граничное условие Неймана):

$$q = \frac{\partial T}{\partial n}, \quad (9)$$

где q — плотность теплового потока на рассматриваемой границе, Вт/м²; n — вектор направления внешней нормали к поверхности, м.

3. Значение температуры за пределами рассматриваемой области с учетом коэффициента конвективного теплообмена на границе рассматриваемой области (граничное условие Робена):

$$q = \lambda \frac{\partial T}{\partial n} + \alpha(T - T_a), \quad (10)$$

где q — коэффициент конвективного теплообмена на границе рассматриваемой области, Вт/м²·°С.

Решение нестационарной температурной задачи выполняется путем дискретизации расчетного временного интервала на шаги, в пределах каждого из которых производится решение уравнения (1). Положение границы фазового перехода также обновляется на каждом временном шаге согласно уравнению Стефана. По достижении требуемого расчетного времени решение задачи останавливается, позволяя оценить распределение температур в грунтовом массиве и их изменение во времени.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

В настоящем разделе представлены результаты численного моделирования реализованной температурной задачи. С целью проверки разработанного решения проведено сопоставление результатов численного расчета с результатами решения аналогичных задач в апробированном ПК PLAXIS 2D.

Расчеты производились с использованием треугольных трехузловых КЭ с интерполяционными полиномами первой степени. В ПК PLAXIS 2D использовались треугольные шестиузловые КЭ. Геометрия

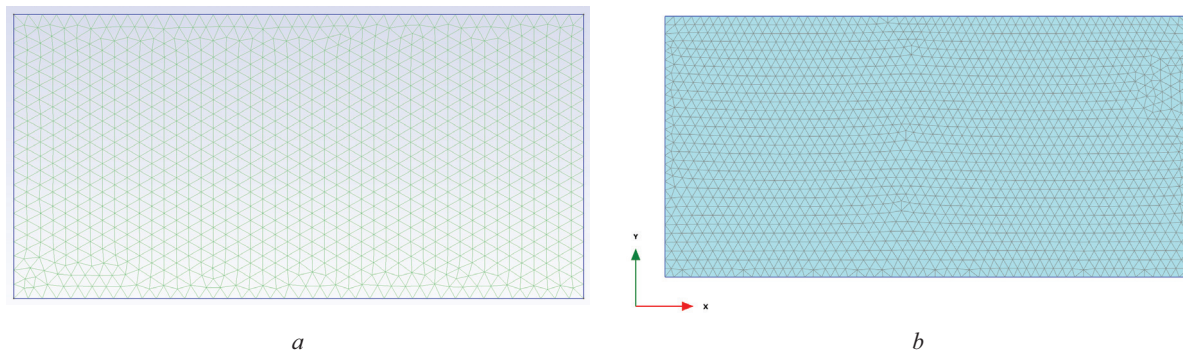


Рис. 1. Общий вид расчетной схемы: *a* — в разработанном ПК; *b* — в PLAXIS 2D Thermal (однородный грунтовый массив, стационарная задача)

Fig. 1. General view of the calculation scheme: *a* — in the developed PC; *b* — in PLAXIS 2D Thermal (homogeneous soil body, steady problem)

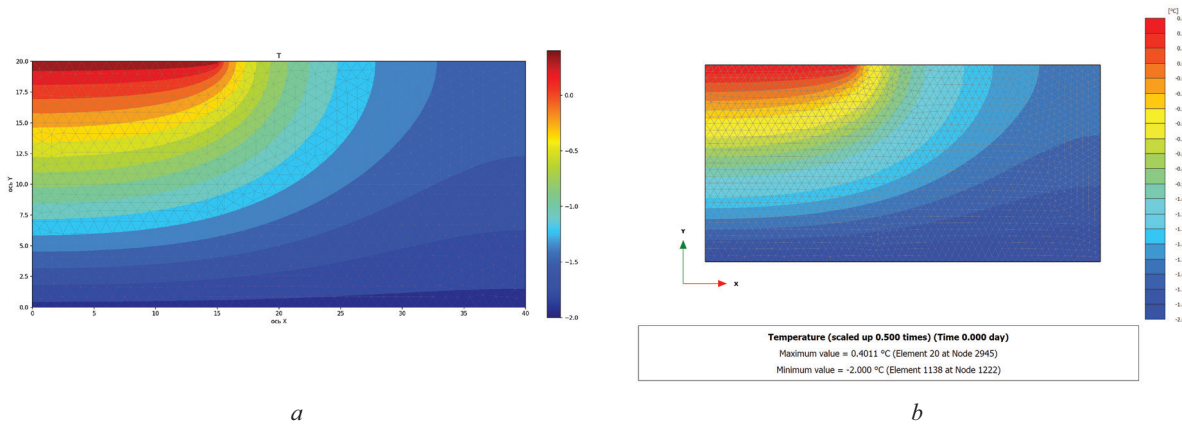


Рис. 2. Изополя распределения температур: *a* — в разработанном ПК; *b* — в PLAXIS 2D Thermal. В расчетной схеме применены граничные условия Дирихле ($T = 0,4$ °C). Расчет выполнялся в стационарной постановке

Fig. 2. Isofields of temperature distribution: *a* — in the developed PC; *b* — in PLAXIS 2D Thermal. Dirichlet boundary conditions are used in the calculation scheme ($T = 0.4$ °C). The calculation was performed in a steady setting

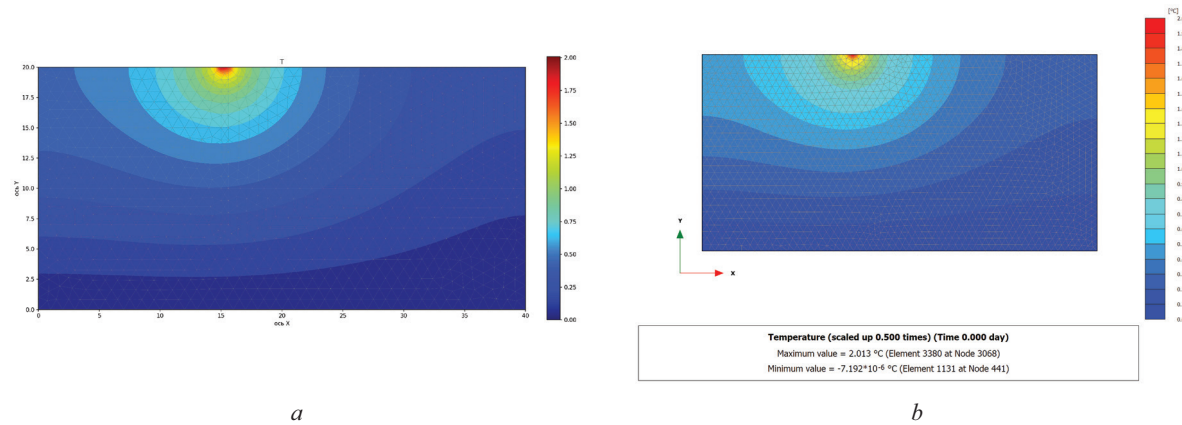


Рис. 3. Изополя распределения температур: *a* — в разработанном ПК; *b* — в PLAXIS 2D Thermal. В расчетной схеме применены граничные условия Неймана ($q = 5$ Вт/м²). Расчет выполнялся в стационарной постановке

Fig. 3. Isofields of temperature distribution: *a* — in the developed PC; *b* — in PLAXIS 2D Thermal. Neumann boundary conditions are used in the calculation scheme ($q = 5$ W/m²). The calculation was performed in a steady setting

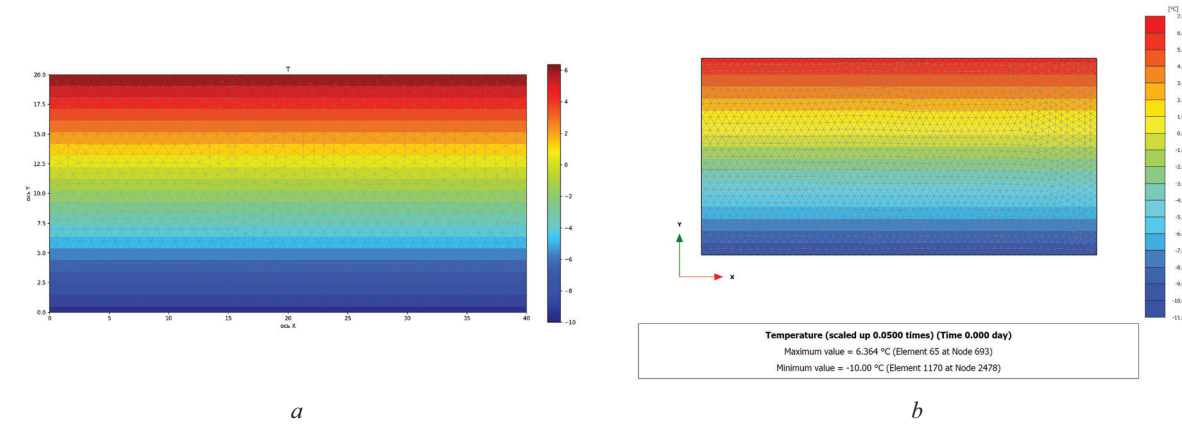


Рис. 4. Изополя распределения температур: *a* — в разработанном ПК; *b* — в PLAXIS 2D Thermal. В расчетной схеме применены граничные условия Робена ($T = 20$ °C, $\alpha = 0,0015$). Расчет выполнялся в стационарной постановке

Fig. 4. Isofields of temperature distribution: *a* — in the developed PC; *b* — in PLAXIS 2D Thermal. Robin boundary conditions are used in the calculation scheme ($T = 20$ °C, $\alpha = 0.0015$). The calculation was performed in a steady setting

Табл. 1. Сравнение результатов стационарных расчетов температурного режима оснований
Table 1. Comparison of the results of steady calculations of the temperature regime of the foundations

Номер	Тип задачи	Значение T , ПО авторов, °C	Значение T , PLAXIS 2D, °C	Несходимость решения, %
1	Стационарная задача, граничные условия Дирихле (заданная температура)	0,4013	0,4011	0,05
2	Стационарная задача, граничные условия Неймана (заданный тепловой поток)	2,002	2,013	0,55
3	Стационарная задача, граничные условия Робена (конвективный теплообмен)	6,632	6,364	1,07

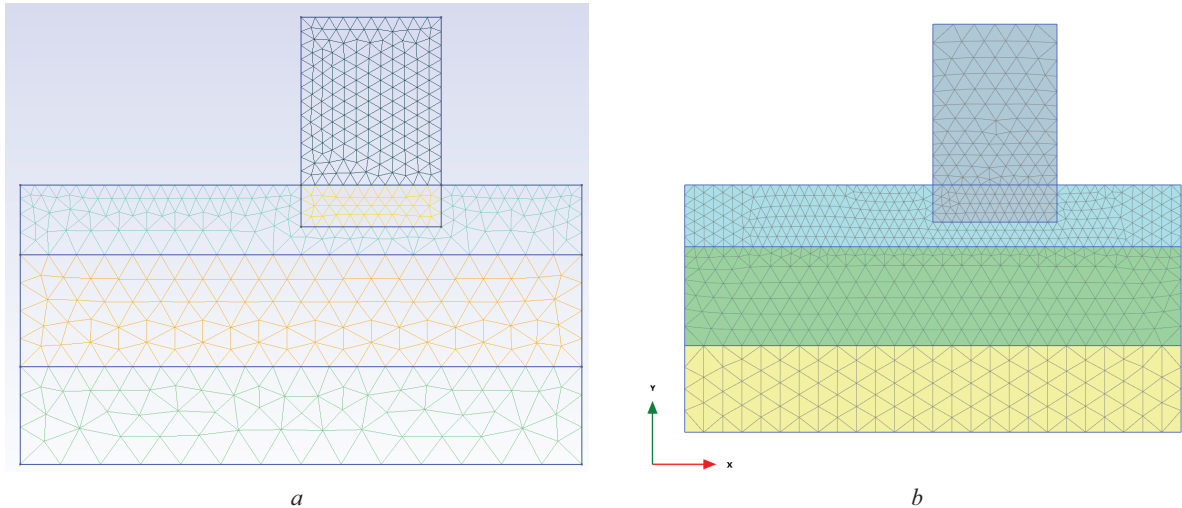


Рис. 5. Общий вид расчетной схемы: a — в разработанном ПК; b — в PLAXIS 2D Thermal (неоднородное грунтовое напластование, нестационарная задача)
Fig. 5. General view of the calculation scheme: a — in the developed PC; b — in PLAXIS 2D Thermal (homogeneous soil massif, non-stationary problem)

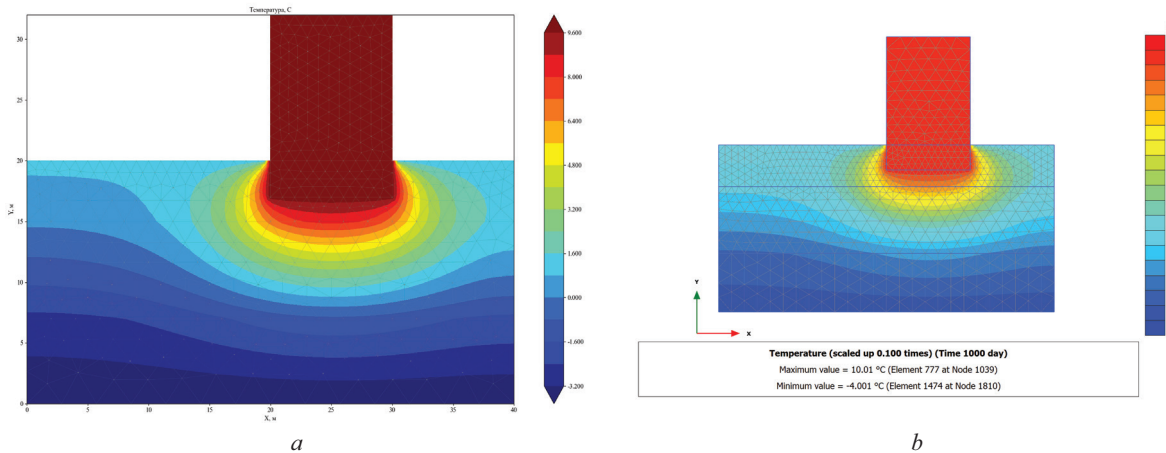


Рис. 6. Изополя распределения температур: a — в разработанном ПК; b — в PLAXIS 2D Thermal. В расчетной схеме применены граничные условия Дирихле ($T = 10\text{ °C}$). Расчет выполнялся в нестационарной постановке, время, приложенное на этапе возведения сооружения, составляет 1000 дней
Fig. 6. Isofields of temperature distribution: a — in the developed PC; b — in PLAXIS 2D Thermal. Dirichlet boundary conditions are used in the calculation scheme ($T = 10\text{ °C}$). The calculation was performed in a non-steady setting, time involved in the construction phase of the structure is 1,000 days

Строительство: Том 15. Выпуск 1 (55)
наука и образование

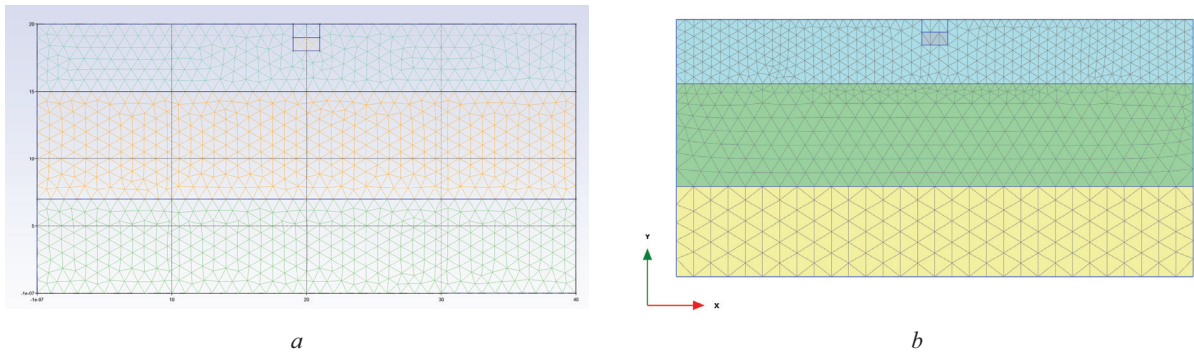


Рис. 7. Общий вид расчетной схемы: *a* — в разработанном ПК; *b* — в PLAXIS 2D Thermal (неоднородное грунтовое напластование, нестационарная задача)

Fig. 7. General view of the calculation scheme: *a* — in the developed PC; *b* — in PLAXIS 2D Thermal (homogeneous soil body, non-steady problem)

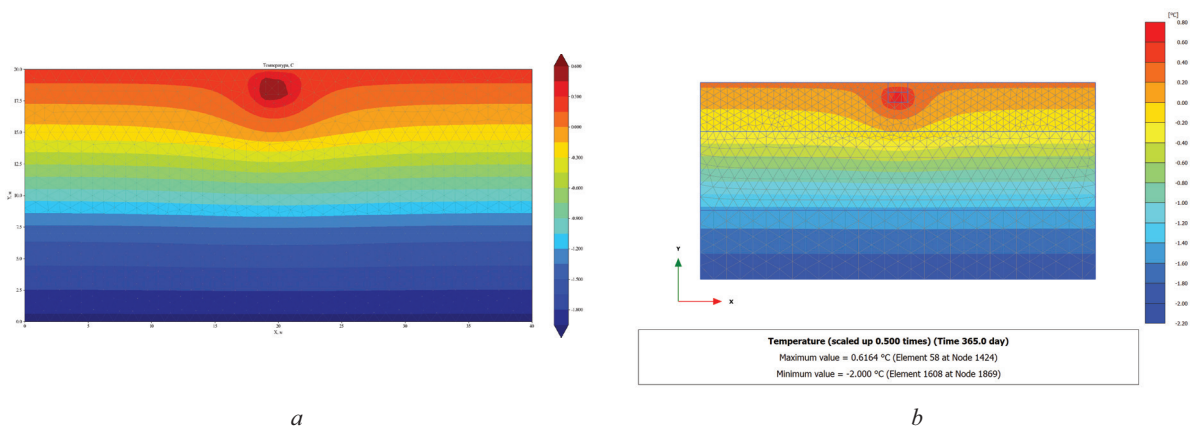


Рис. 8. Изополя распределения температур: *a* — в разработанном ПК; *b* — в PLAXIS 2D Thermal. В расчетной схеме применены граничные условия Неймана ($q = 1 \text{ Вт/м}^2$). Расчет выполнялся в нестационарной постановке, время, приложенное на этапе возведения сооружения, составляет 365 дней

Fig. 8. Isofields of temperature distribution: *a* — in the developed PC; *b* — in PLAXIS 2D Thermal. Neumann boundary conditions are used in the calculation scheme ($q = 1 \text{ W/m}^2$). The calculation was performed in a non-steady setting, time involved in the construction phase of the structure is 365 days

Табл. 2. Сравнение результатов нестационарных расчетов температурного режима оснований

Table 2. Comparison of the results of non-steady calculations of the temperature regime of the foundations

Номер	Тип задачи	Глубина чаши оттаивания, ПО авторов, м	Глубина чаши оттаивания, PLAXIS 2D, м	Несходимость решения, %
1	Нестационарная задача, граничные условия Дирихле (заданная температура)	5,83	5,85	0,3
2	Нестационарная задача, граничные условия Неймана (заданный тепловой поток)	2,31	2,32	0,4

расчетной схемы разработана в ПК Gmsh с открытым исходным кодом.

В первую очередь выполнено решение стационарной теплофизической задачи для однородного грунтового напластования. Общий вид расчетной схемы представлен на рис. 1. Описание граничных условий для каждой задачи приведено в качестве

подписей к рисункам. Распределение температурных полей в грунтовом основании от воздействия внешних условий различного типа показано на рис. 2–6.

Сопоставление результатов численного расчета в различных ПК представлено в табл. 1.

В дальнейшем выполнено решение нестационарной теплофизической задачи для неоднородного

грунтового напластования с моделированием внешнего воздействия от производства строительных работ и эксплуатации возведенных зданий и сооружений. На первом этапе в расчетной схеме моделируется природное распределение температур в грунтовом массиве. На последующих этапах осуществляются моделирование возведения сооружений и нестационарная оценка теплофизического воздействия на грунтовое основание во времени. Общий вид расчетных схем представлен на рис. 5 и 7. Описание граничных условий для каждой задачи приведено в качестве подписей к рисункам. Распределение температурных полей в грунтовом основании от воздействия внешних условий различного типа показано на рис. 6, 8.

Сопоставление результатов численного расчета в различных ПК представлено в табл. 2.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

В настоящем исследовании рассмотрено решение задачи промерзания и оттаивания грунта, математическая реализация которой выполнена на основании нестационарной задачи Стефана с использованием языка программирования Python. Модель интегрирована в разрабатываемый авторами специализированный конечно-элементный (ПК).

С целью апробации разработанного решения проведено сопоставление результатов численного расчета в разработанном авторами ПО с результатами решения аналогичных задач в ПК PLAXIS 2D.

Расчеты производились с использованием треугольных трехузловых КЭ с интерполяционными полиномами первой степени. В ПК PLAXIS 2D применялись треугольные шестиузловые КЭ. Геометрия расчетной схемы разработана в ПК Gmsh с открытым исходным кодом.

Выполнено решение стационарной теплофизической задачи для однородного грунтового напластования с использованием граничных условий Дирихле, Неймана и Робена (заданная температура, заданный тепловой поток, конвективный теплообмен на границе). Конечно-

элементный анализ решения температурной задачи качественно показывает удовлетворительную сходимость с апробированным лицензированным зарубежным программным обеспечением. Расхождение в определении температурных полей и границ зоны оттаивания грунтового массива составляет не более 1 %.

В дополнение осуществлено численное моделирование строительства здания и устройства трубопровода, возводимых на многолетнемерзлых грунтах. С целью оценки величины температурного воздействия выполнено решение нестационарной теплофизической задачи для неоднородного грунтового напластования с использованием граничных условий Дирихле и Неймана. Расчетная модель учитывает этапность возведения строительных конструкций и сооружений. Конечно-элементный анализ решения нестационарной температурной задачи также качественно показывает удовлетворительную сходимость с апробированным лицензированным зарубежным ПО. Расхождение в определении температурных полей и границ зоны оттаивания грунтового массива составляет не более 1 %.

Несмотря на то что решение задачи о распределении температурных полей в грунтовом массиве является основополагающим для оценки безопасности и надежности возводимых конструкций в условиях залегания многолетнемерзлых грунтов, комплексное расчетное обоснование строительства в криолитозоне следует производить с учетом температурно-деформационного анализа системы «основание – здание – сооружение». Для решения задачи об установлении деформаций морозного пучения или осадки оттаивания рационально использовать численные методы. Разработанная и реализованная авторами задача промерзания и оттаивания грунтового массива может служить основанием для создания комплексной деформационной модели промерзающего или оттаивающего грунта, разработка которой позволит повысить точность решения геотехнических и инженерных задач в условиях залегания многолетнемерзлых грунтов.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Карлов В.Д. Принципы проектирования фундаментов при использовании в основаниях сооружений сезоннопромерзающих грунтов // Геотехника. Наука и практика : сб. науч. тр. 2000. С. 15.
2. Qi J., Cheng G., Vermeer P.A. State-of-the-art of influence of freeze-thaw on engineering properties of soils // *Advances in Earth Science*. 2005. Vol. 20. Pp. 887–894.
3. Xiang B., Liu E., Yang L. Influences of freezing–thawing actions on mechanical properties of soils and stress and deformation of soil slope in cold regions // *Scientific Reports*. 2022. Vol. 12. Issue 1. P. 5387.
4. Chamberlain E.J., Gow A.J. Effect of freezing and thawing on the permeability and structure of soils // *De-*

- velopments in Geotechnical Engineering. 1979. Vol. 26. P. 73–92.

5. Liu J., Liu X., Chen J., Zhai Y., Zhu Y., Cui F. Prediction of Permafrost Subgrade Thawing Settlement in the Qinghai–Tibet Engineering Corridor under Climate Warming // *Atmosphere*. 2024. Vol. 15. P. 730.

6. Kotov P.I., Khilimonyuk V.Z. Building stability on permafrost in Vorkuta, Russia // *Geography, Environment, Sustainability*. 2021. Vol. 14. Issue 4. Pp. 67–74.

7. Метелкин С.В., Пармонов В.Н. Морозное пучение и его влияние на распорную систему ограждающих конструкций глубоких котлованов // *Известия Петербургского университета путей сообщения*. 2022. Т. 19. № 1. С. 133–142.

8. Woo H.J., Go G.H. Mechanical behaviour assessment of retaining wall structure due to frost heave of frozen ground // International Journal of Geo-Engineering. 2024. Vol. 15.
9. Teng J., Dong A., Zhang S., Zhang X., Sheng D. Freezing-Thawing Hysteretic Behavior of Soils // Water Resources Research. 2024. Vol. 60.
10. Цытович Н.А., Сумгин М.И. Основания механики мерзлых грунтов. М. : АН СССР, 1937. 432 с.
11. Цытович Н.А. К теории равновесного состояния воды в мерзлых грунтах // Изв. АН СССР. Сер. Геология. 1945. № 5. С. 493–502.
12. Romanovsky V.E., Osterkamp T.E. Effects of unfrozen water on heat and mass transport processes in the active layer and permafrost // Permafrost and Periglacial Processes. 2000. Vol. 11. Issue 3. Pp. 219–239.
13. Chuvilin E., Sokolova N., Bukhanov B. Changes in unfrozen water contents in warming permafrost soils // Geosciences. 2022. Vol. 12. Issue 6. P. 253.
14. Кроник Я.А. Термомеханические модели мерзлых грунтов и криогенных процессов // Реология грунтов и инженерное мерзлотоведение. М. : Наука, 1982. С. 200–211.
15. Сахаров И.И., Кудрявцев С.А., Парамонов В.Н. Промерзающие, мерзлые и оттаивающие грунты как основания зданий и сооружений. М. : АСВ, 2021. 364 с.
16. Васильев В.И., Максимов А.М., Петров Е.Е., Цыпкин Г.Г. Тепломассоперенос в промерзающих и протаивающих грунтах. М. : Наука, 1996.
17. Li S., Sun T., Du Y., Li M. Influence of moisture on heat transfer of ground heat exchangers in unsaturated soils // Renewable Energy. 2022. Vol. 193.
18. Sarsembayeva A., Zhussupbekov A., Collins P. Heat and Mass Transfer in the Freezing Soils // Lecture Notes in Civil Engineering. 2022. Pp. 12–32.
19. Сахаров И.И., Парамонов В.Н., Парамонов М.В. Современный подход к температурным и деформационным расчетам оснований объектов криолитозоны // Геотехника. 2022. Т. 14. № 3. С. 34–43.
20. Кораблев Д.С. Решение температурных задач в современных программных комплексах на примере малых лабораторных образцов // Серия «Строительство» : сб. ст. магистрантов и аспирантов. 2023. С. 452–460.
21. Ozeritskiy K., Hayley J., Gunar A. Understanding the influence of boundary conditions and thermophysical soil parameters on thermal modelling in permafrost regions. 2023.
22. Фадеев А.Б. Метод конечных элементов в геомеханике. М. : Недра, 1987. 221 с.

Поступила в редакцию 28 августа 2024 г.

Принята в доработанном виде 20 сентября 2024 г.

Одобрена для публикации 25 сентября 2024 г.

О Б А В Т О Р А Х : Андрей Будимирович Пономарев — доктор технических наук, профессор, кафедра промышленного и гражданского строительства; Санкт-Петербургский горный университет императрицы Екатерины II; 199106, г. Санкт-Петербург, Васильевский остров, 21 линия, д. 2; andreypab@mail.ru;

Денис Сергеевич Кораблев — ассистент, аспирант, кафедра геотехники; Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет (СПбГАСУ); 190005, г. Санкт-Петербург, 2-я Красноармейская ул., д. 4, d.korablv@yandex.ru;

Вячеслав Михайлович Полунин — кандидат технических наук, доцент, кафедра геотехники; Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет (СПбГАСУ); 190005, г. Санкт-Петербург, 2-я Красноармейская ул., д. 4; старший научный сотрудник; Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук (НИИСФ РААСН); 127238, г. Москва, Локомотивный проезд, д. 21; n1ce2u@yandex.ru.

Вклад авторов:

Пономарев А.Б. — научное руководство, научное редактирование текста.

Кораблев Д.С. — концепция исследования, разработка программного кода специализированного программного комплекса на основе метода конечных элементов, доработка основных алгоритмов решателя, доработка основных математических выкладок математической модели грунта.

Полунин В.М. — корректировка выводов, развитие методологии, доработка текста, подготовка расчетных схем.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

REFERENCES

1. Karlov V.D. Principles of Foundation Design for Structures Based on Seasonally Freezing Soils. *Geotechnics. Science and Practice: collection of scientific papers*. 2000; 15. (rus.).
2. Qi J., Cheng G., Vermeer P.A. State-of-the-art of influence of freeze-thaw on engineering properties of soils. *Advances in Earth Science*. 2005; 20:887-894.
3. Xiang B., Liu E., Yang L. Influences of freezing–thawing actions on mechanical properties of soils and stress and deformation of soil slope in cold regions. *Scientific Reports*. 2022; 12(1):5387.
4. Chamberlain E.J., Gow A.J. Effect of freezing and thawing on the permeability and structure of soils. *Developments in Geotechnical Engineering*. 1979; 26:73-92.
5. Liu J., Liu X., Chen J., Zhai Y., Zhu Y., Cui F. Prediction of Permafrost Subgrade Thawing Settlement in the Qinghai–Tibet Engineering Corridor under Climate Warming. *Atmosphere*. 2024; 15:730.
6. Kotov P.I., Khilimonyuk V.Z. Building stability on permafrost in Vorkuta, Russia. *Geography, Environment, Sustainability*. 2021; 14(4):67-74.
7. Metelkin S.V., Paramonov V.N. Frost Heave and Its Impact on Bracing Systems of Deep Excavation Enclosures. *Proceedings of the Petersburg State Transport University*. 2022; 19(1):133-142. (rus.).
8. Woo H.J., Go G.H. Mechanical behaviour assessment of retaining wall structure due to frost heave of frozen ground. *International Journal of Geo-Engineering*. 2024; 15.
9. Teng J., Dong A., Zhang S., Zhang X., Sheng D. Freezing-Thawing Hysteretic Behavior of Soils. *Water Resources Research*. 2024; 60.
10. Tsytovich N.A., Sumgin M.I. *Fundamentals of frozen soil mechanics*. Moscow, AN USSR, 1937; 432. (rus.).
11. Tsytovich N.A. Towards the theory of the equilibrium state of water in frozen soils. *Izv. AN SSSR. Ser. Geology*. 1945; 5:493-502. (rus.).
12. Romanovsky V.E., Osterkamp T.E. Effects of unfrozen water on heat and mass transport processes in the active layer and permafrost. *Permafrost and Periglacial Processes*. 2000; 11(3):219-239.
13. Chuvilin E., Sokolova N., Bukhanov B. Changes in unfrozen water contents in warming permafrost soils. *Geosciences*. 2022; 12(6):253. (rus.).
14. Kronik Ya.A. Thermomechanical models of frozen soils and cryogenic processes. *Soil geology and engineering permafrost science*. Moscow, Nauka, 1982; 200-211. (rus.).
15. Sakharov I.I., Kudryavtsev S.A., Paramonov V.N. *Freezing, frozen and thawing soils as foundations for buildings and structures*. Moscow, ASV, 2021; 364. (rus.).
16. Vasil'ev V.I., Maksimov A.M., Petrov E.E., Tsytkin G.G. *Heat and mass transfer in freezing and thawing soils*. Moscow, Nauka, 1996. (rus.).
17. Li S., Sun T., Du Y., Li M. Influence of moisture on heat transfer of ground heat exchangers in unsaturated soils. *Renewable Energy*. 2022; 193.
18. Sarsembayeva A., Zhussupbekov A., Collins P. Heat and Mass Transfer in the Freezing Soils. *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2022; 12-32.
19. Sakharov I.I., Paramonov V.N., Paramonov M.V. *Modern approach to temperature and deformation calculations of foundations of cryolithozone objects*. *Geotechnics*. 2022; 14(3):34-43. (rus.).
20. Korablev D.S. Solving Temperature Problems in Modern Software Packages Using Small Laboratory Specimens as an Example. *Series "Construction": collection of articles by master's and postgraduate students*. 2023; 452-460. (rus.).
21. Ozeritskiy K., Hayley J., Gunar A. *Understanding the influence of boundary conditions and thermophysical soil parameters on thermal modelling in permafrost regions*. 2023.
22. Fadeev A.B. *Finite element method in geomechanics*. Moscow, Nedra, 1987; 221. (rus.).

Received August 28, 2024.

Adopted in revised form on September 20, 2024.

Approved for publication on September 25, 2024.

B I O N O T E S: **Andrey B. Ponomarev** — Doctor of Technical Sciences, Professor, Department of Industrial and Civil Engineering; **Empress Catherine II Saint Petersburg Mining University**; build. 2, 21st Line, Vasilevsky Island, Saint Petersburg, 199106, Russian Federation; andreypab@mail.ru;

Denis S. Korablyov — assistant, postgraduate student, Department of Geotechnics; **Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering (SPbGASU)**; 4, 2nd Krasnoarmeyskaya st., St. Petersburg, 190005, Russian Federation; d.korablv@yandex.ru;

Vyacheslav M. Polunin — Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Department of Geotechnics; **Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering (SPbGASU)**; 4, 2nd Krasnoarmeyskaya st., St. Petersburg, 190005, Russian Federation; senior researcher; **Scientific research institute of building physics of the Russian academy of architecture and building sciences**; 21, Locomotive passage, Moscow, 127238, Russian Federation; n1ce2u@yandex.ru.

Contribution of the authors:

Andrey B. Ponomarev — scientific supervision, scientific editing of the text.

Denis S. Korablyov — research concept, development of the program code for a specialized software package based on the finite element method, refinement of the main solver algorithms, refinement of the main mathematical calculations of the mathematical model of the soil.

Vyacheslav M. Polunin — correction of conclusions, development of methodology, revision of text, preparation of calculation schemes.

The authors declare that there is no conflict of interest.

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH PAPER

УДК 624.131.7

DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.6

Влияние механизма упрочнения на результаты расчета ограждений котлована в условиях Санкт-Петербурга

Рашид Абдуллович Мангушев^{1,2}, Иван Павлович Дьяконов^{1,2},
Иван Борисович Башмаков^{1,2}, Дарья Алексеевна Паскачева¹,
Павел Александрович Кравченко³

¹ Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет (СПбГАСУ);
г. Санкт-Петербург, Россия;

² Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры
и строительных наук (НИИСФ РААСН); г. Москва, Россия;

³ Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I (ПГУПС);
г. Санкт-Петербург, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. Исследование посвящено вопросам моделирования и расчета процесса разработки котлованов в условиях г. Санкт-Петербурга, где распространены слабые глинистые грунты различного генезиса. Актуальность рассматриваемой темы обусловлена необходимостью повышения точности и надежности расчетов грунтовых оснований в условиях плотной городской застройки. Особенно важно учитывать специфические свойства слабых глинистых грунтов, такие как их недренированное поведение и преимущественно сдвиговое деформирование. Акцентируется внимание на механизме сдвигового упрочнения — критически важном для предсказания пластических деформаций глинистых грунтов в допредельной стадии нагружения.

Материалы и методы. Представлены ключевые положения ранее предложенной авторами нелинейной математической модели, описывающей поведение слабых глинистых отложений на основании механизма сдвигового упрочнения. Недренированное поведение описывается на базе модифицированной теории мгновенной прочности Ю.К. Соловьева с учетом образования избыточных поровых давлений при девиаторном нагружении в условиях плоского напряженно-деформированного состояния. Модель была численно реализована в разрабатываемом авторами специализированном программном комплексе, реализующем метод конечных элементов на основе метода перемещений.

Результаты. Проведен численный расчет разработки котлована под защитой консольного шпунтового ограждения в условиях плотной городской застройки в Центральном районе Санкт-Петербурга. Приведено подробное сравнение результатов численных расчетов с данными геотехнического мониторинга, включающего измерения деформаций шпунтового ограждения котлована и фундаментов окружающей застройки.

Выводы. Сделаны выводы о прогностических возможностях моделей с механизмом сдвигового упрочнения для расчетов котлованов в условиях слабых глинистых грунтов. Даны рекомендации о дальнейшем развитии предложенной модели, включая улучшения в учете эффекта разгрузки основания и изменения параметров жесткости при деформировании.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: метод конечных элементов, нелинейная модель грунта, сдвиговое упрочнение, недренированное поведение, котлован, слабые грунты

Благодарности. Авторы выражают благодарность НИИСФ РААСН за поддержку данного исследования.

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Мангушев Р.А., Дьяконов И.П., Башмаков И.Б., Паскачева Д.А., Кравченко П.А. Влияние механизма упрочнения на результаты расчета ограждений котлована в условиях Санкт-Петербурга // Строительство: наука и образование. 2025. Т. 15. Вып. 1. Ст. 6. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.6

Автор, ответственный за переписку: Дарья Алексеевна Паскачева, dashap17012000@yandex.ru.

The influence of the hardening mechanism on the results of the calculation of pit fences in the conditions of St. Petersburg

Rashid A. Mangushev^{1,2}, Ivan P. Diakonov^{1,2}, Ivan B. Bashmakov^{1,2},
Daria A. Paskacheva¹, Pavel A. Kravchenko³

¹ Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering (SPbGASU);
St. Petersburg, Russian Federation;

² Scientific research institute of building physics of the Russian academy of architecture and building sciences;
Moscow, Russian Federation;

³ Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University (SPTU); St. Petersburg, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. The study is devoted to the issues of modelling and calculating the process of excavation in the conditions of the city of St. Petersburg, where weak clay soils of various genesis are widespread. The relevance of the topic under consideration is due to the need to improve the accuracy and reliability of calculations of soil foundations in conditions of dense urban development. It is especially important to take into account the specific properties of weak clay soils, such as their undrained behaviour and, mainly, shear deformation. The paper focuses on the mechanism of shear hardening, which is critically important for predicting plastic deformations of clay soils in the pre-limit loading stage.

Materials and methods. The main provisions of the nonlinear mathematical model previously proposed by the authors describing the behaviour of weak clay deposits based on the shear hardening mechanism are presented. The untrained behaviour is described on the basis of the modified theory of instantaneous strength by Yu.K. Solovyov, taking into account the formation of excessive pore pressures under deviatoric loading in a plane stress-strain state. The model was numerically implemented in a specialized software package developed by the authors that implements the finite element method based on the displacement method.

Results. As part of the study, a numerical calculation was carried out for the development of a pit protected by a cantilever tongue-and-groove fence in conditions of dense urban development in the Central District of St. Petersburg. The paper also provides a detailed comparison of the results of numerical calculations with data from geotechnical monitoring, including measurements of deformations of the tongue-and-groove fencing of the excavation and foundations of the surrounding buildings.

Conclusions. Based on this study, conclusions are drawn about the predictive capabilities of models with a shear hardening mechanism for pit calculations in conditions of weak clay soils. Recommendations are given on the further development of the proposed model, including improvements in taking into account the effect of unloading the base and changes in stiffness parameters during deformation.

KEYWORDS: finite element method, nonlinear soil model, shear hardening, undrained behaviour, excavation, soft soils

Acknowledgements. The authors express their gratitude to Scientific research institute of building physics of the Russian academy of architecture and building sciences for the support of this study.

FOR CITATION: Mangushev R.A., Diakonov I.P., Bashmakov I.B., Paskacheva D.A., Kravchenko P.A. The influence of the hardening mechanism on the results of the calculation of pit fences in the conditions of St. Petersburg. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2025; 15(1):6. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.6

Corresponding author: Daria A. Paskacheva, dashap17012000@yandex.ru.

ВВЕДЕНИЕ

Развитие геотехники в Санкт-Петербурге обусловлено особенностями инженерно-геологического строения основания города наряду с высокими темпами строительства. Ее значимость в решении задач городского развития во многом объясняется плотной застройкой городского центра и сложными грунтовыми условиями. Так, в пределах активной зоны основания фундаментов зданий залегают слабые водонасыщенные тиксотропные глинистые грунты, характеризующиеся низкими фильтрационными и деформационными свойствами. При этом остаются мало изученными специфические характеристики этих грунтов: коэффициенты ползучести, угол дилатансии, степень переуплотнения, коэффициент бокового давления и другие параметры. Все перечисленные характеристики влияют на запас несущей способности основания, закладываемый при проектировании. Тем не менее из-за ограниченной точности геотехнических расчетов конкретное значение коэффициента запаса при проектировании остается недостаточно определенным.

Для оценки несущей способности грунтового массива, а также деформаций окружающей застройки зачастую недостаточно строгих или аналитических решений. Мощным инструментом в данном случае выступает численный метод конечных элементов (МКЭ),

позволяющий выполнить расчеты сложных надземных конструкций с учетом разнообразных инженерно-геологических условий. Впервые развитием МКЭ в геотехнике в России занимался А.Б. Фадеев [1].

Метод конечных элементов дает возможность применять для расчетов сложные модели грунта. Однако это вызывает трудности в определении параметров для этих моделей и понимании механизмов их работы.

Наиболее простые линейно-упругие и идеально упругопластические модели ограничены в применении и подходят скорее для предварительных расчетов. Реализация таких моделей представлена во многих программных комплексах (ПК) [2–4].

Нелинейные модели грунта являются распространенными в практической деятельности. Наиболее хорошо зарекомендовала себя модель Hardening Soil, в которой реализованы механизмы сдвигового и объемного упрочнения и зависимости жесткости от уровня напряжений [5–8]. В современных условиях использование этой модели сопряжено с трудностями разного характера: 1) оригинальная модель грунта реализована только в ПК Plaxis; 2) модель была создана на основе многочисленных испытаний песчаных грунтов (поэтому ее применение для глинистых грунтов необходимо подтверждать соответствующими изысканиями); 3) модель требует

Также для описания механической работы глинистых грунтов существует семейство моделей Bounding Surface [16, 17], однако не отмечено его практического применения и определения параметров моделей для условий Санкт-Петербурга. Следует отметить вязкоупругопластическую модель, специально разработанную для слабых глинистых грунтов Санкт-Петербурга [18]. Модель имеет широкий опыт практического использования, но реализована только в одном ПК FEM-Models.

Для достижения поставленной цели проведен ряд численных расчетов, которые впоследствии сопоставлены с результатами геотехнического мониторинга. В ходе исследования использовались методы математического моделирования, адаптированные к инженерно-геологическим условиям исследуемого региона. Полученные данные позволили выявить ключевые параметры, оказывающие наибольшее влияние на точность прогнозирования напряженно-деформированного состояния (НДС) котлована, а также оценить степень согласованности теоретических расчетов с фактическими наблюдениями.

Снижение прочности при лабораторных испытаниях слабых глинистых грунтов зачастую не соответствует значениям, получаемым при использовании идеально упругопластической модели грунта. В современных нелинейных моделях теоретическое описание зависимости траектории напряжений от модели грунта при численном моделировании определяется или изолинией нулевых объемных пла-

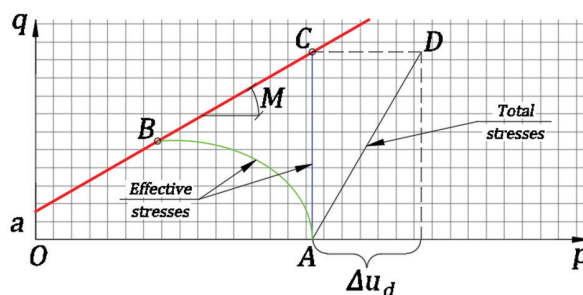


Fig. 1. Stress trajectories: *OA* — trajectory at the stage of comprehensive compression; *AD* — trajectory at full stresses at the stage of deviator loading; *AC* — theoretical trajectory of effective stresses for an ideally elastic plastic body; *AB* — trajectory obtained from experimental data for normally compacted soils

стических деформаций (шатровой поверхностью текучести), или напрямую заданным значением сопротивления недренированному сдвигу. Второй способ не подразумевает дальнейшую возможность расчета консолидации грунта.

Реализация нелинейной модели со сдвиговым упрочнением

Недренированное поведение в модели грунта реализуем с помощью введения критерия прочности Мизеса с предельным касательным напряжением, равным сопротивлению недренированному сдвигу:

$$q_f = 2 \cdot C_u, \quad (1)$$

где q_f — предельный девиатор напряжений; C_u — сопротивление недренированному сдвигу.

Снижение эффективного среднего напряжения при сдвиге можно описать с помощью введенного А. Skempton параметра A_f . В предыдущей статье авторов представлен метод оценки сопротивления недренированному сдвигу в условиях плоской деформации для слабых глинистых грунтов, основанный на теории мгновенной прочности Ю.К. Соловьева [19]. Приведем вариант формулы для случая мгновенного нагружения грунтового массива, где параметр Скемптона для плоского НДС $\beta = 1$:

$$C_u = \frac{\sigma'_0(1 - (\alpha - 1)\frac{1 - K_0}{1 + K_0})\sin(\varphi') + c' \cos(\varphi')}{1 + (\alpha - 1)\sin(\varphi')}, \quad (2)$$

где σ'_0 — природные средние эффективные напряжения в грунте; K_0 — коэффициент бокового давления грунта.

Для описания зависимости напряжение – деформация при девиаторном нагружении в данном исследовании используется выражение, предложенное R.L. Kondner [20]. Стоит отметить, что аналогичное выражение ранее было предложено А.И. Боткиным [21].

Вместо наибольшей главной осевой деформации ε_1 в качестве переменной рассмотрим параметр сдвиговой деформации γ_s :

$$\gamma_s = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_3}{2}, \quad (3)$$

где ε_3 — наименьшая главная относительная деформация.

Тогда зависимость между напряжениями и деформациями можно представить в виде:

$$q = \frac{\gamma_s}{a - b \cdot \gamma_s}, \quad (4)$$

где a — величина, обратная касательному модулю; b — величина, обратная асимптотическому девиатору напряжений.

Пластическую составляющую деформации γ_s^p найдем как разницу между общей деформацией и упругой составляющей:

$$\gamma_s^p = \gamma_s - \gamma_s^e, \quad (5)$$

где γ_s^e — упругая составляющая деформации.

Из обобщенного закона Р. Гука определим γ_s^e :

$$\gamma_s^e = \frac{1 + \nu}{2E} q, \quad (6)$$

где ν — коэффициент Пуассона; E — модуль упругости.

Тогда, подставляя выражение (6) в (5), получим:

$$\gamma_s^p = \frac{q \cdot a}{1 - q \cdot b} - \frac{1 + \nu}{E} q. \quad (7)$$

Определим величину a как величину, обратную модулю упругости и не зависящую от напряжений:

$$a = \frac{1 + \nu}{2 \cdot E}. \quad (8)$$

Величина b рассчитывается как:

$$b = \frac{1}{q_{ult}} = \frac{1}{\frac{g_f}{R_f}} = \frac{R_f}{q_f}, \quad (9)$$

где q_{ult} — асимптотическая величина девиатора напряжений; q_f — предельная величина девиатора напряжений; R_f — коэффициент разрушения.

Заменим отношение девиатора напряжений к девиатору напряжений при разрушении:

$$\frac{q}{q_f} = \frac{C_u^{mob}}{C_u}, \quad (10)$$

где C_u^{mob} — мобилизованное сопротивление недренированному сдвигу.

Подставим выражения (8), (9) и (10) в (7) и определим значение γ_s^p :

$$\gamma_s^p = \frac{1 + \nu}{E} \cdot \frac{q}{\frac{C_u}{C_u^{mob}} \cdot R_f - 1}. \quad (11)$$

В качестве предела текучести примем критерий Треска для описания прочности через сопротивление недренированному сдвигу:

$$f = q - 2 \cdot C_u^{mob}. \quad (12)$$

Тогда C_u^{mob} является параметром упрочнения. Закон пластического течения при сдвиговом упрочнении аналогично модели Hardening Soil принимаем неассоциированным. В качестве пластического потенциала примем закон Кулона – Мора с углом дилатансии $\psi = 0$:

$$g = q + (\sigma_1 + \sigma_3 - 2 \cdot c \cdot \cos(\varphi)) \cdot \sin(\psi) = q. \quad (13)$$

Данных выражений достаточно для реализации модели грунта в численной постановке.

Алгоритм нелинейного решения

Для решения упругопластической задачи используем алгоритм пошагового нагружения с методом начальных напряжений. Этот алгоритм ранее описывался в работах В.Н. Парамонова [22] и А.Б. Фадеева [1].

Для описания работы модели используем упругопластическую матрицу жесткости, зависящую от достигнутого на шаге расчета уровня напряжений.

Табл. 1. Физико-механические характеристики грунтов
Table 1. Physical and mechanical characteristics of soils

№ п/п	Наименование	Геологический индекс	ρ , г/см ³	e , д. ед.	w , д. ед.	I_p	I_L	φ , град.	c , кПа	E , кПа	$E_{ур}$, кПа
2	Пески пылеватые средней плотности неоднородные	m, l IV	2,66	0,706	0,257	Водонасыщенные		40	11	39,5	90,2
6	Суглинки легкие пылеватые текучие, тиксотропные, с примесью органических веществ	m, l IV	2,72	0,798	0,289	0,092	1,10	32	38	9,9	41,0
8	Суглинки тяжелые пылеватые текучие, ленточные, тиксотропные	lg III	2,75	1,198	0,431	0,170	1,12	31	37	8,0	32,1
9	Суглинки тяжелые пылеватые текучепластичные, неяснослоистые, тиксотропные	lg III	2,72	0,898	0,326	0,53	0,80	36	43	11,9	46,7
10	Супеси пылеватые пластичные с гравием и галькой	g III	2,68	0,406	0,149	0,123	0,62	38	26	18,8	59,9
11	Суглинки легкие пылеватые тугопластичные с гравием и галькой	g III	2,71	0,532	0,193	0,045	0,30	34	49	22,9	80,7
15	Суглинки легкие пылеватые мягкопластичные, слоистые, тиксотропные	lg II	2,72	0,779	0,282	0,109	0,59	33	44	18,1	65,2
16	Суглинки легкие пылеватые полутвердые с гравием и галькой	g II	2,72	0,559	0,198	0,107	0,10	31	69	22,9	103,4
18	Глины легкие пылеватые твердые, слоистые	Vkt 2	2,74	0,467	0,162	0,145	-0,40	24	125	29,2	128,7

Примечание: ρ — плотность грунта; e — коэффициент пористости; w — природная влажность; I_p — число пластичности; I_L — показатель текучести; φ — эффективный угол внутреннего трения; c — эффективное сцепление; E — модуль общей деформации; $E_{ур}$ — модуль разгрузки.

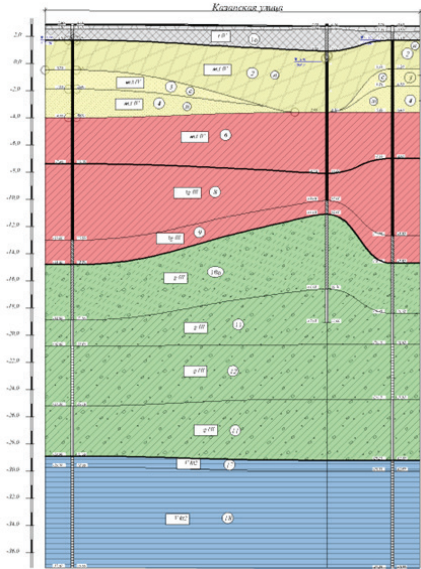


Рис. 2. Инженерно-геологический разрез площадки строительства
Fig. 2. Engineering and geological section of the construction site

Это позволит ускорить сходимость итерационного процесса и уменьшить время решения.

Описание объекта мониторинга

В качестве объекта мониторинга для исследования эффективности механизма сдвигового упрочнения используем котлован под защитой консольного шпунтового ограждения в Адмиралтейском районе г. Санкт-Петербурга. Территория располагается на Казанском острове, который окружен р. Мойкой, каналом Грибоедова и Крюковым каналом. До глубины 40 м геологическое строение представлено классическими для Санкт-Петербурга техногенными (t IV) образованиями; морскими и озерными отложениями (m, l IV), верхнечетвертичными озерно-ледниковыми (lg III) и ледниковыми (g III) отложениями; среднечетвертичными озерно-ледниковыми (lg II) и ледниковыми (g II) отложениями, вендскими отложениями котлинского горизонта (Vkt 2).

Слабые грунты представлены верхнечетвертичными озерно-ледниковыми (lg III) и среднечетвертичными озерно-ледниковыми отложениями. Верхнечетвертичные озерно-ледниковые (lg III) отложения представле-

Строительство: Том 15. Выпуск 1 (55)
наука и образование



Рис. 3. Фотография объекта строительства

Fig. 3. Photo of the construction site

ны: суглинками тяжелыми пылеватými текучими, ленточными, тиксотропными (ИГЭ 8); суглинками легкими пылеватými текучепластичными, неяснослоистыми, тиксотропными (ИГЭ 9). Среднечетвертичные озерно-ледниковые (lg II) отложения представлены суглинками легкими пылеватými мягкопластичными, слоистыми, тиксотропными (ИГЭ 15).

Приведены инженерно-геологический разрез площадки строительства (рис. 2) и физико-механические характеристики наиболее характерных грунтов (табл. 1).

Рассматриваемый котлован прямоугольный в плане, размерами 57×33 м, с частичным раскреплением в угловых зонах. В расчетном сечении центральную нераскрепленную зону будем рассматривать как консольную. Глубина котлована составляет 4,5 м. Ограждение выполнено из шпунта AZ-18 длиной 19 м.

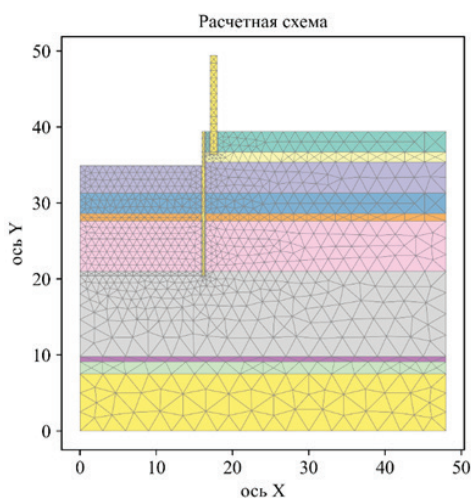


Рис. 4. Общий вид расчетной схемы

Fig. 4. General view of the calculation scheme

Ближайшим объектом окружающей застройки является сохраняемая кирпичная стена, расположенная на расстоянии менее 1 м в свету от шпунтового ограждения.

Геотехнический мониторинг на площадке строительства включал наблюдение за горизонтальными перемещениями ограждающей конструкции с помощью тахеометрической съемки и наблюдения за осадками окружающей застройки с помощью геометрического нивелирования.

Общий вид площадки строительства представлен на рис. 3.

Описание расчетной схемы

Расчетная схема выполнена с использованием ПК GMesh [23] с открытым исходным кодом. С целью моделирования используются шестиузловые треугольные конечные элементы. Расчеты осуществлялись в разработанном авторами ПК, работающем на основе МКЭ. Для проведения сравнения в расчете применялась представленная выше разработанная модель грунта с механизмом сдвигового упрочнения и идеально упругопластическая модель грунта с критерием прочности Мора – Кулона.

Общий вид расчетной схемы на этапе откопки котлована представлен на рис. 4.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Рассмотрим результаты численного моделирования в сопоставлении с результатами геотехнического мониторинга.

Использованы две модели грунтов: модель с механизмом сдвигового упрочнения и идеально упругопластическая модель с критерием прочности Мора – Кулона. Результаты численного расчета котлована на этапе откопки представлены на рис. 5–9.

Анализ данных показывает, что в идеально упругопластической модели с использованием кри-

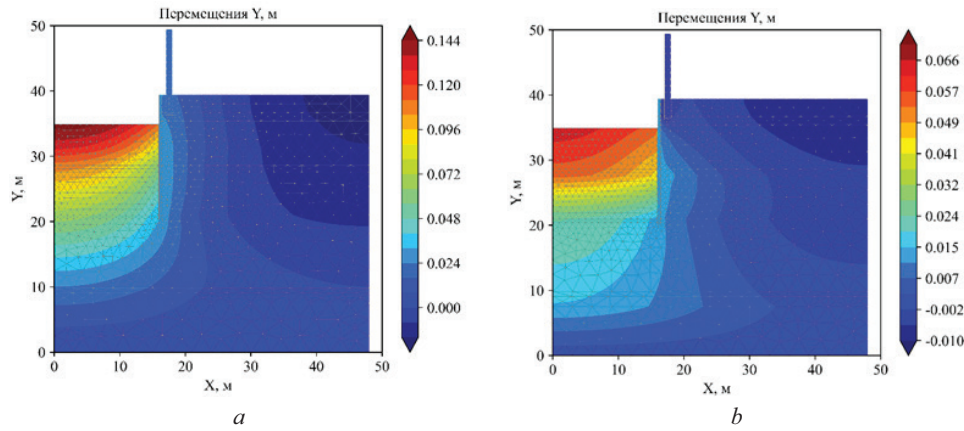


Рис. 5. Изополя вертикальных перемещений расчетной схемы: a — в модели Мора – Кулона; b — в разработанной модели

Fig. 5. Isofields of vertical displacements of the calculation scheme: a — in the Mohr – Coulomb model; b — in the developed model

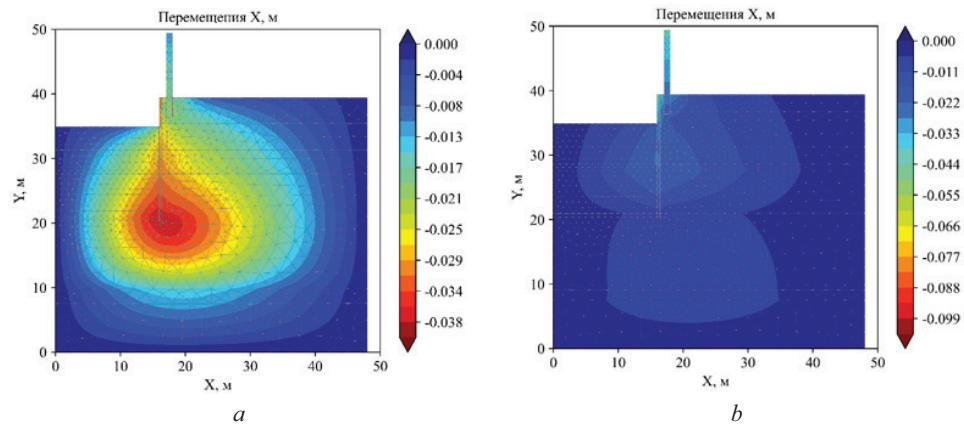


Рис. 6. Изополя горизонтальных перемещений расчетной схемы: a — в модели Мора – Кулона; b — в разработанной модели

Fig. 6. Isofields of horizontal displacements of the calculation scheme: a — in the Mohr – Coulomb model; b — in the developed model

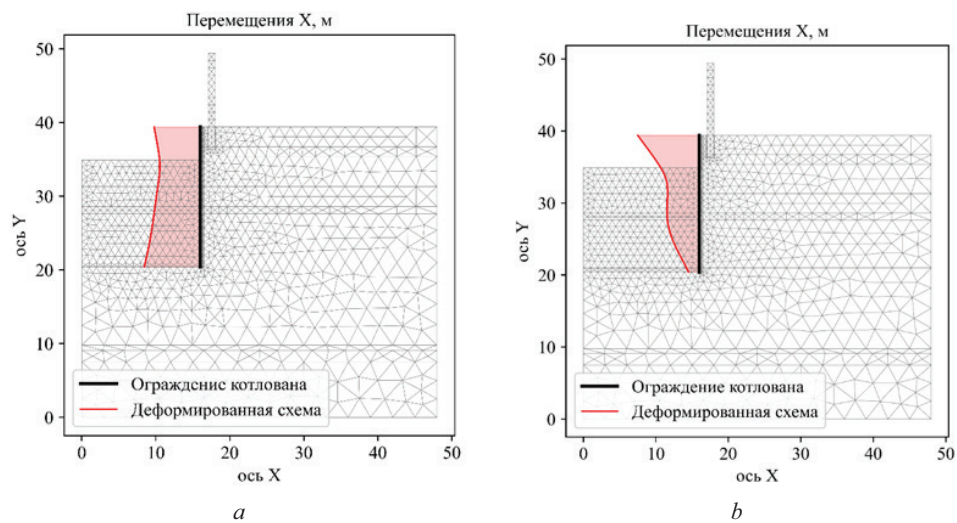


Рис. 7. Эпюры горизонтальных перемещений шпунтового ограждения: a — в модели Мора – Кулона; b — в разработанной модели

Fig. 7. Diagrams of horizontal movements of the tongue-and-groove fence: a — in the Mohr – Coulomb model; b — in the developed model

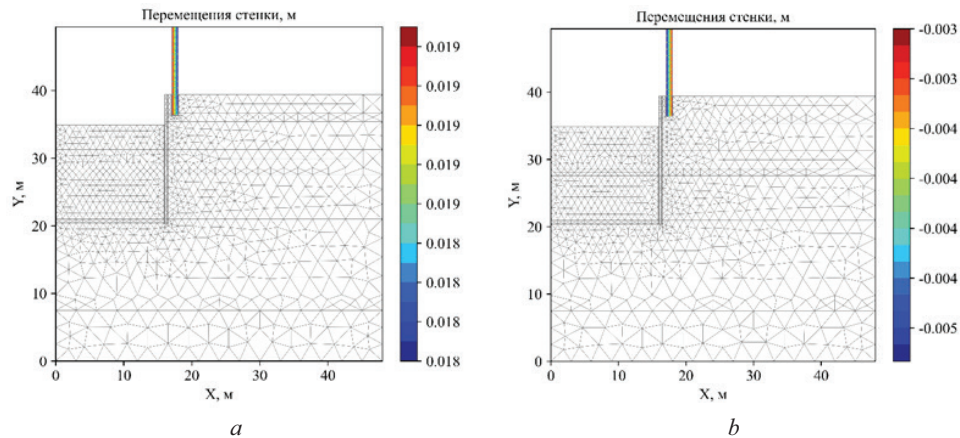


Рис. 8. Изополя вертикальных перемещений кирпичной стенки: *a* — в модели Мора – Кулона; *b* — в разработанной модели

Fig. 8. Isofields of vertical movements of a brick wall: *a* — in the Mohr – Coulomb model; *b* — in the developed model

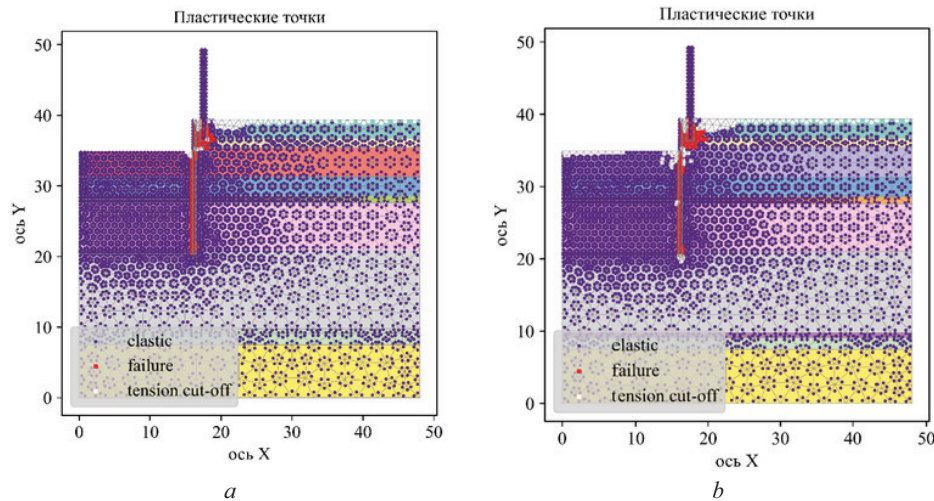


Рис. 9. Распределение пластических точек в расчетной схеме: *a* — в модели Мора – Кулона; *b* — в разработанной модели

Fig. 9. Distribution of plastic points in the calculation scheme: *a* — in the Mohr – Coulomb model; *b* — in the developed model

терия прочности Кулона – Мора характер деформаций ограждения значительно отличается от наблюдаемого на практике. В реальных условиях консольные ограждения котлованов деформируются с незначительным поступательным смещением и прогибом, причем максимальные перемещения отмечаются в верхней части ограждения. В отличие от этого, модель Мора – Кулона, согласно расчетам, может

демонстрировать поступательное смещение всего ограждения в сторону котлована без значительного прогиба. Кроме того, возможно наблюдение подъема ограждения и прилегающего грунтового массива из-за значительной разгрузки дна котлована, что также противоречит реальной картине.

В противоположность этому результаты расчетов, выполненных с использованием модели со сдвиговым

Табл. 2. Сравнение результатов численного расчета с результатами геотехнического мониторинга

Table 2. Comparison of numerical calculation results with geotechnical monitoring results

Контролируемый параметр	Модель Мора – Кулона	Разработанная модель	Результаты мониторинга
Вертикальные перемещения фундамента, мм	+19,0	–5,0	–7,3
Горизонтальные перемещения верха шпунтового ограждения, мм	–30,0	–42,0	–60,0

упрочнением, хотя и демонстрируют количественные расхождения, что обусловлено относительной простотой самой модели, качественно совпадают с результатами натурных наблюдений.

Количественное сравнение результатов расчетов и данных геотехнического мониторинга представлено в табл. 2.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

В заключении представлены основные выводы:

- качественный анализ результатов численных расчетов показывает значительные расхождения деформируемой схемы ограждения котлован в модели Мора – Кулона с наблюдаемой на практике. Количественные значения деформаций верха ограждения в численном расчете занижены относительно результатов мониторинга на 50 %;

- характер деформаций ограждения в расчетах в модели со сдвиговым упрочнением соотносится с наблюдениями и опытом проектирования в условиях Санкт-Петербурга. Недооценка деформаций верха ограждения котлована составляет порядка 30 % относительно результатов мониторинга;

- подъем окружающей застройки, наблюдаемый в модели Мора – Кулона, вызванный значительной нагрузкой дна котлована, ни количественно, ни качественно не соответствует результатам реальных наблюдений;

- деформации окружающей застройки, фиксируемые при расчетах в разработанной модели, носят соотносящийся с реальными наблюдениями характер и недооценивают осадки на 30 % относительно результатов мониторинга.

Полученные результаты подтверждают ключевую роль сдвиговых деформаций при проектировании и расчете котлованов в условиях слабых глинистых грунтов. Для корректного вычисления пластических сдвиговых деформаций целесообразно использовать механизм сдвигового упрочнения в модели грунта.

Для повышения точности прогнозирования деформационных характеристик в дальнейших исследованиях необходимо рассмотреть несколько аспектов: 1) следует учитывать зависимость жесткости грунта от уровня напряжений; 2) важно внимание к процессам объемного упрочнения. Эти аспекты требуется детально анализировать и учитывать в математических моделях.

Неотъемлемой частью последующих исследований является проведение серии лабораторных испытаний слабых глинистых грунтов, выполненных в различных условиях нагружения. Данные испытания позволят детально изучить поведение грунтов. Предварительные исследования в этом направлении были представлены в работе [24].

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. *Фадеев А.Б.* Метод конечных элементов в геомеханике. М. : Недра, 1987. 221 с.

2. *Коложаев И.С.* Численное решение задачи о напряженно-деформированном состоянии склона в упругой и упругопластической постановке // Серия «Строительство» : сб. ст. магистрантов и аспирантов. 2023. Т. 1. № 6. С. 439–451.

3. *Полунин В.М., Коложаев И.С., Кораблев Д.С., Паскачева Д.А.* Реализация идеальной упругопластической модели грунта в деформационной постановке // Геотехника. 2023. Т. 15. № 3. С. 26–42. DOI: 10.25296/2221-5514-2023-15-3-26-42

4. *Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г., Шашкин В.А.* Основы совместные расчетов зданий и оснований. СПб. : Институт «Геореконструкция», 2014. 328 с.

5. *Schanz T., Vermeer P.A., Bonnier P.G.* The hardening soil model: Formulation and verification // Beyond 2000 in Computational Geotechnics. 1999. 16 p.

6. *Мангушев Р.А., Пеньков Д.В.* Сравнение результатов численных расчетов с использованием современных моделей грунта (Hardening Soil, Hardening Soil Small и Generalized Hardening Soil) с результатами мониторинга // Вестник гражданских инженеров. 2021. Т. 85. № 2. С. 85–93. DOI: 10.23968/1999-5571-2021-18-2-85-93

7. *Mussa A., Salah M., Salah L.M.* Practical use of advanced constitutive laws in finite element analysis of underground structures // Scientific Papers — Journal of Civil Engineering. 2022. Т. 17. № 1. С. 1–14. DOI: 10.2478/sspjce-2022-0015

8. *Шарафутдинов Р.Ф.* Нормативное обеспечение определения параметров моделей нелинейного механического поведения грунтов с упрочнением // Construction and Geotechnics. 2023. Т. 14. № 1. С. 33–52. DOI: 10.15593/2224-9826/2023.1.03

9. *Roscoe K., Schofield A., Wroth C.* On the Yielding of Soils // Geotechnique. 1958. Vol. 8. Issue 1. Pp. 22–53. DOI: 10.1680/geot.1958.8.1.22

10. *Burland J.B.* The yielding and dilation of clay // Geotechnique. 1965. Vol. 15. Issue 2. Pp. 211–214. DOI: 10.1680/geot.1965.15.2.211

11. *Mangushev R., Bashmakov I., Paskacheva D., Kvashuk A.* Mathematical modelling of undrained behaviour of soils // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2023. Vol. 19. Issue 1. DOI: 10.22337/2587-9618-2023-19-1-97-111

12. *Grimstad G., Andresen L., Jostad H.P.* NGI-ADP: Anisotropic shear strength model for clay // International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. 2012. Vol. 36. Issue 4. Pp. 483–497. DOI: 10.1002/nag.1016

13. Langford J., Karlsrud K., Bengtsson E., Hof C., Oscarsson R. Comparison between predicted and measured performance of a deep excavation in soft clay in Gothenburg, Sweden // *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*. 2021. DOI: 10.1201/9780429321559-11
14. Ter-Martirosyan A.Z., Ermoshina L.Y., Anzhelo G.O. Viscosity of Clayey Soils: Experimental Studies // *Applied Sciences*. 2024. Vol. 14. Issue 14. P. 5974. DOI: 10.3390/app14145974
15. Ter-Martirosyan A.Z., Manukyan A., Ermoshina L.Y. Experience of determining the parameters of the elastoviscoplastic soil model // *E3S Web of Conferences*. 2021. Vol. 263. Issue 16. P. 02051. DOI: 10.1051/e3sconf/202126302051
16. Nieto-Leal A., Kaliakin V.N. Additional Insight into Generalized Bounding Surface Model for Saturated Cohesive Soils // *International Journal of Geomechanics*. 2021. Vol. 21. Issue 6. DOI: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0002012
17. Kaliakin V.N., Anantanasakul P. Behaviour and modelling of silt-clay transition soils // *Smart Geotechnics for Smart Societies*. CRC Press, 2023. Pp. 253–268. DOI: 10.1201/9781003299127-22
18. Шапкин А.Г. Вязко-упругопластическая модель поведения глинистого грунта // *Развитие городов и геотехническое строительство*. 2011. Т. 2. С. 1–32.
19. Соловьев Ю.И., Караулов А.М., Ваганов П.С. Теория мгновенной прочности и ее применение в расчетах устойчивости консолидирующихся массивов грунта // *Проектирование и исследование оснований гидротехнических сооружений : мат. конф. и совещаний по гидротехнике*. Л. : Энергия, 1980. С. 104–105.
20. Kondner R.L. Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils // *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. 1963. Vol. 89. Issue 1. Pp. 115–143. DOI: 10.1016/0022-4898(64)90153-3
21. Боткин А.И. О прочности сыпучих и хрупких материалов // *Известия НИИ гидротехники*. 1940. Т. 26. С. 205–236.
22. Парамонов В.Н. Метод конечных элементов при решении нелинейных задач геотехники. СПб. : Георекострукция, 2012.
23. Geuzaine C., Remacle J.F. Gmsh: A 3-D finite element mesh generator with built-in pre-and post-processing facilities // *International journal for numerical methods in engineering*. 2009. Vol. 79. Issue 11. Pp. 1309–1331.
24. Жусупбеков А.Ж., Улицкий В.М., Дьяконов И.П., Николаева М.В. Получение физико-механических характеристик лимногляциальных отложений Санкт-Петербурга для математической модели грунта // *Вестник гражданских инженеров*. 2023. № 2 (97). С. 44–55. DOI: 10.23968/1999-5571-2023-20-2-44-55

Поступила в редакцию 28 августа 2024 г.

Принята в доработанном виде 20 сентября 2024 г.

Одобрена для публикации 25 сентября 2024 г.

ОБ АВТОРАХ: Рашид Абдуллович Мангушев — доктор технических наук, профессор, кафедра геотехники, член-корр. РААСН; Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет (СПбГАСУ); 190005, г. Санкт-Петербург, 2-я Красноармейская ул., д. 4; главный научный сотрудник; Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук (НИИСФ РААСН); 127238, г. Москва, Локомотивный проезд, д. 21; ramangushev@yandex.ru;

Иван Павлович Дьяконов — кандидат технических наук, доцент, кафедра геотехники; Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет (СПбГАСУ); 190005, г. Санкт-Петербург, 2-я Красноармейская ул., д. 4; старший научный сотрудник; Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук (НИИСФ РААСН); 127238, г. Москва, Локомотивный проезд, д. 21; idjkanv@yandex.ru;

Иван Борисович Башмаков — ассистент, младший научный сотрудник, аспирант, кафедра геотехники; Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет (СПбГАСУ); 190005, г. Санкт-Петербург, 2-я Красноармейская ул., д. 4; ведущий инженер; Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук (НИИСФ РААСН); 127238, г. Москва, Локомотивный проезд, д. 214; 179bib@gmail.com;

Дарья Алексеевна Паскачева — ассистент, аспирант, кафедра геотехники; Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет (СПбГАСУ); 190005, г. Санкт-Петербург, 2-я Красноармейская ул., д. 4; dashap17012000@yandex.ru;

Павел Александрович Кравченко — кандидат технических наук, доцент, кафедра оснований и фундаментов; Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I (ПГУПС); 190031, г. Санкт-Петербург, Московский пр., д. 9; dr.p.krav@yandex.ru.

Вклад авторов:

Мангушев Р.А. — научное руководство, научное редактирование текста.

Дьяконов И.П. — концепция исследования, развитие методологии, доработка текста.

Башмаков И.Б. — разработка основных математических выкладок математической и численной модели грунта, разработка основного алгоритма решателя специализированного программного комплекса на основе метода конечных элементов, корректировка выводов.

Паскачева Д.А. — разработка программного кода специализированного программного комплекса на основе метода конечных элементов, доработка основных алгоритмов решателя, доработка основных математических выкладок математической модели грунта, калибровка результатов лабораторных испытаний, подготовка расчетных схем, написание исходного текста и выводов.

Кравченко П.А. — обработка результатов геотехнического мониторинга, оформление информации об объекте мониторинга и грунтовых условиях площадки строительства.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

REFERENCES

1. Fadeev A.B. *The finite element method in geomechanics*. Moscow, Nedra, 1987; 221. (rus.).
2. Koljukaev I.S. Numerical solution of the problem of the stress-strain state of a slope in an elastic and elastoplastic formulation. *Series "Construction": collection of articles by master's and postgraduate students*. 2023; 1(6):439-451. (rus.).
3. Polunin V.M., Kolyukayev I.S., Korablev D.S., Paskacheva D.A. Implementation of an ideal elastoplastic soil model in the deformation domain. *Geotechnics*. 2023; 15(3):26-42. DOI: 10.25296/2221-5514-2023-15-3-26-42 (rus.).
4. Ulitsky V.M., Shashkin A.G., Shashkin K.G., Shashkin V.A. *The basics of joint calculations of buildings and foundations*. St. Petersburg, Institute of "Georeconstruction", 2014; 328. (rus.).
5. Schanz T., Vermeer P.A., Bonnier P.G. The hardening soil model: Formulation and verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*. 1999; 16.
6. Mangushev R.A., Penkov D.V. Comparison of the results of numerical calculations using modern soil models (Hardening Soil, Hardening Soil Small and Generalized Hardening Soil) with the geotechnical monitoring results. *Bulletin of Civil Engineers*. 2021; 85(2):85-93. DOI: 10.23968/1999-5571-2021-18-2-85-93 (rus.).
7. Mussa A., Salah M., Salah L.M. Practical use of advanced constitutive laws in finite element analysis of underground structures. *Scientific Papers — Journal of Civil Engineering*. 2022; 17(1):1-14. DOI: 10.2478/sspjce-2022-0015
8. Sharafutdinov R.F. Regulatory provisions for determining parameters of nonlinear mechanical behaviour in hardening soil models. *Construction and Geotechnics*. 2023; 14(1):29-42. DOI: 10.15593/2224-9826/2023.1.03 (rus.).
9. Roscoe K., Schofield A., Wroth C. *On the Yielding of Soils*. *Geotechnique*. 1958; 8(1):22-53. DOI: 10.1680/geot.1958.8.1.22
10. Burland J.B. *The yielding and dilation of clay*. *Geotechnique*. 1965; 15(2):211-214. DOI: 10.1680/geot.1965.15.2.211
11. Mangushev R., Bashmakov I., Paskacheva D., Kvashuk A. Mathematical modelling of undrained behaviour of soils. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2023; 19(1). DOI: 10.22337/2587-9618-2023-19-1-97-111
12. Grimstad G., Andresen L., Jostad H.P. NGI-ADP. Anisotropic shear strength model for clay. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 2012; 36(4):483-497. DOI: 10.1002/nag.1016
13. Langford J., Karlsrud K., Bengtsson E., Hof C., Oscarsson R. Comparison between predicted and measured performance of a deep excavation in soft clay in Gothenburg, Sweden. *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*. 2021. DOI: 10.1201/9780429321559-11
14. Ter-Martirosyan A.Z., Ermoshina L.Y., Anzhelo G.O. Viscosity of Clayey Soils: Experimental Studies. *Applied Sciences*. 2024; 14(14):5974. DOI: 10.3390/app14145974
15. Ter-Martirosyan A.Z., Manukyan A., Ermoshina L.Y. Experience of determining the parameters of the elastoviscoplastic soil model. *E3S Web of Conferences*. 2021; 263(16):02051. DOI: 10.1051/e3sconf/202126302051
16. Nieto-Leal A., Kaliakin V.N. Additional Insight into Generalized Bounding Surface Model for Saturated Cohesive Soils. *International Journal of Geomechanics*. 2021; 21(6). DOI: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0002012
17. Kaliakin V.N., Anantanasakul P. Behaviour and modelling of silt-clay transition soils. *Smart Geotechnics for Smart Societies*. CRC Press, 2023; 253-268. DOI: 10.1201/9781003299127-22
18. Shashkin A.G. Viscoelastic-plastic model of clay soil behaviour. *Urban Development and Geotechnical Construction*. 2011; 2:1-32. (rus.).
19. Solovyov Yu.I., Karaulov A.M., Vaganov P.S. The theory of instantaneous strength and its application in calculations of stability of consolidating soil masses. *Design and research of the foundations of hydraulic structures: materials of the conference and the meeting on hydraulic engineering*. Leningrad, Energy, 1980; 104-105. (rus.).
20. Kondner R.L. Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. 1963; 89(1):115-143. DOI:10.1016/0022-4898(64)90153-3

21. Botkin A.I. The strength of loose and brittle materials. *News of the Research Institute of Hydraulic Engineering*. 1940; 26:205-236. (rus.).
22. Paramonov V.N. *The finite element method for solving nonlinear geotechnical problems*. St. Petersburg, Geo-reconstruction, 2012. (rus.).
23. Geuzaine C., Remacle J.F. Gmsh: A 3-D finite element mesh generator with built-in pre-and post-processing facilities. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*. 2009; 79(11):1309-1331.
24. Zhusupbekov A.Zh., Ulitsky V.M., Diakonov I.P., Nikolaeva M.V. Obtaining physical and mechanical characteristics of limnoglacial deposits of St. Petersburg for a mathematical model of the soil. *Bulletin of Civil Engineers*. 2023; 97(2):44-55. DOI: 10.23968/1999-5571-2023-20-2-44-55. (rus.).

Received August 28, 2024.

Adopted in revised form on September 20, 2024.

Approved for publication on September 25, 2024.

B I O N O T E S: **Rashid A. Mangushev** — Doctor of Technical Sciences, Professor, Department of Geotechnics, Corresponding Member of the RAASN; **Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering (SPbGASU)**; 4, 2nd Krasnoarmeyskaya st., St. Petersburg, 190005, Russian Federation; Chief Researcher; **Scientific research institute of building physics of the Russian academy of architecture and building sciences**; 21 Locomotive passage, Moscow, 127238, Russian Federation; ramangushev@yandex.ru;

Ivan P. Diakonov — Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Department of Geotechnics; **Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering (SPbGASU)**; 4, 2nd Krasnoarmeyskaya st., St. Petersburg, 190005, Russian Federation; Senior Researcher, **Scientific research institute of building physics of the Russian academy of architecture and building sciences**; 21, Locomotive passage, Moscow, 127238, Russian Federation; idjkanv@yandex.ru;

Ivan B. Bashmakov — assistant, junior researcher, postgraduate student, Department of Geotechnics; **Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering (SPbGASU)**; 4, 2nd Krasnoarmeyskaya st., St. Petersburg, 190005, Russian Federation; leading engineer; **Scientific research institute of building physics of the Russian academy of architecture and building sciences**; 21 Locomotive passage, Moscow, 127238, Russian Federation; 179bib@gmail.com;

Daria A. Paskacheva — assistant, postgraduate student, Department of Geotechnics; **Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering (SPbGASU)**; 4, 2nd Krasnoarmeyskaya st., St. Petersburg, 190005, Russian Federation; dashaP17012000@yandex.ru;

Pavel A. Kravchenko — Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Department of Foundations and Foundations; **Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University (SPTU)**; 9 Moskovsky ave., St. Petersburg, 190031, Russian Federation; dr.p.krav@yandex.ru.

Contribution of the authors:

Rashid A. Mangushev — scientific guidance, scientific text editing.

Ivan P. Diakonov — the concept of research, development of methodology, revision of the text.

Ivan B. Bashmakov — development of basic mathematical calculations of the mathematical and numerical soil model, development of the basic algorithm of the solver of a specialized software package based on the finite element method, correction of conclusions.

Daria A. Paskacheva — development of the programme code of a specialized software package based on the finite element method, refinement of the basic algorithms of the solver, refinement of the basic mathematical calculations of the mathematical model of the soil, calibration of laboratory test results, preparation of calculation schemes, writing the source text and conclusions.

Pavel A. Kravchenko — processing the results of geotechnical monitoring, registration of information about the monitoring object and ground conditions of the construction site.

The authors declare that there is no conflict of interest.

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH PAPER

УДК 622.83

DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.7

Оценка деформаций повторно используемых подготовительных выработок на пологозалегающих угольных пластах

Никита Викторович Ягель^{1,2}, Иосиф Михайлович Закоршменный²,
Игорь Леонидович Харитонов³, Дмитрий Иванович Блохин²

¹ Инженерно-консультационный центр проблем фундаментостроения (ИКЦ ПФ); г. Москва, Россия;

² Институт проблем комплексного освоения недр им. академика Н.В. Мельникова
Российской академии наук (ИПКОН РАН); г. Москва, Россия;

³ Воркутауголь; г. Воркута, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. В условиях, когда мощность разрабатываемого пласта не позволяет сформировать выработку требуемого сечения без присечки вмещающих пород, целесообразно применять технологические схемы с повторным использованием подготовительных выработок. Исследования в области разработки эффективных способов оценки устойчивости повторно используемых подготовительных выработок в таких условиях залегания пластов в настоящее время остаются актуальными, в том числе и для шахт Печорского угольного бассейна. Задача описываемых исследований — получить картину изменений напряженно-деформированного состояния рассматриваемой геотехнической системы и оценить величины смещений приконтурных областей подготовительной горной выработки при различных положениях очистного забоя.

Материалы и методы. Для условий одной из действующих шахт Печорского угольного бассейна проведены численные эксперименты методом конечных элементов в программном комплексе Midas GTS NX. Для описания изменений геомеханического состояния описываемой геотехнической системы использован критерий Кулона – Мора. С целью оценки достоверности результатов моделирования выполнено сравнение с результатами инструментальных замеров изменений геометрических параметров сечения, проведенных по длине выработки.

Результаты. В ходе моделирования получены пространственные распределения результирующих деформаций рассматриваемой геотехнической системы. Произведена оценка величины смещений приконтурных областей подготовительной горной выработки по мере подвигания очистного забоя. Расчетные значения вертикальных и горизонтальных деформаций позволяют оценить соответствие применяемых способов крепления и охраны выработки требованиям обеспечения расчетного сечения горной выработки расчетным показателям и могут быть использованы для оценки эффективности принимаемых решений. Результаты модельных расчетов подтверждены данными шахтных инструментальных наблюдений.

Выводы. Результаты исследования демонстрируют, что предложенная геомеханическая модель массива горных пород в полной мере отражает основные особенности его строения и изменения контура подготовительной горной выработки в процессе ее эксплуатации и может быть применена для оценки эффективности различных способов ее поддержания при повторном использовании.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: угольные шахты, подготовительные выработки, геомеханические процессы, напряжения, деформации, численные методы, инструментальные наблюдения

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Ягель Н.В., Закоршменный И.М., Харитонов И.Л., Блохин Д.И. Оценка деформаций повторно используемых подготовительных выработок на пологозалегающих угольных пластах // Строительство: наука и образование. 2025. Т. 15. Вып. 1. Ст. 7. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.7

Автор, ответственный за переписку: Никита Викторович Ягель, nikita.zagel@gmail.com.

Assessment of contour deformations of reused mine workings

Nikita V. Yagel^{1,2}, Iosif M. Zakorshmeny², Igor L. Kharitonov³, Dmitry I. Blokhin²

¹ Engineering and Consulting Center for Foundation Problems; Moscow, Russian Federation;

² Melnikov Institute for Integrated Development of Mineral Resources of the Russian Academy of Sciences;
Moscow, Russian Federation;

³ Vorkutaugol; Vorkuta, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. In conditions when the thickness of the mined seam does not allow to form the required cross-sectional excavation without cutting of the host rocks, it is advisable to apply technological schemes with reuse of preparatory work-

ings. Research in the field of development of effective ways to assess the stability of reused preparatory workings in such conditions of bedding of seams at present remains relevant, including for the mines of the Pechersk Coal Basin. The task of the described research is to obtain a picture of changes in the stress-strain state of the geotechnical system under consideration and to estimate the displacement values of the near-contour areas of the preparatory mine workings at different positions of the face.

Materials and methods. Were used to carry out numerical experiments using the finite element method in the Midas GTS NX software package for the conditions of one of the operating mines in the Pechersk coal basin. The Coulomb – Mohr criterion was used to describe changes in the geomechanical state of the mining system. To assess the reliability of simulation results, comparisons were made with instrumental measurements of geometric parameters along the length of workings.

Results. During the simulation, the spatial distributions of the resulting deformations in the geomechanical system under consideration were obtained. The estimation of the magnitude of displacements in adjacent areas of preparatory mine workings was made as the face moved. The calculated values of vertical and horizontal displacements allow us to assess compliance with the requirements for fastening and protecting workings, as well as design specifications for the mining area. These values can be used to evaluate the effectiveness of decision-making. The results of model calculations are supported by data from mine instrumental observations.

Conclusions. The results of the study demonstrate that the proposed geomechanical model of rock mass fully reflects the main features of its structure and changes in the contours of preparatory mining operations during its operation and can be used to assess the effectiveness of various methods for maintaining it during reuse.

KEYWORDS: coal mines, preparatory workings, geomechanical processes, stresses, deformations, numerical methods, instrumental observations

FOR CITATION: Yagel N.V., Zakorshmeny I.M., Kharitonov I.L., Blokhin D.I. Assessment of contour deformations of reused mine workings. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2025; 15(1):7. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.7

Corresponding author: Nikita V. Yagel, nikita.yagel@gmail.com.

ВВЕДЕНИЕ

Стабильная работа угольных шахт может быть обеспечена только при своевременной подготовке фронта очистных работ, который создается проведением основных и подготовительных выработок [1, 2]. Способ проведения горной выработки, вид крепления и условия ее поддержания в процессе эксплуатации зависят от свойств вмещающих пласт пород, мощности разрабатываемого пласта и глубины ведения работ [2]. В условиях, когда мощность разрабатываемого пласта не позволяет сформировать выработку требуемого сечения без присечки вмещающих пород, целесообразно применять технологические схемы с повторным использованием подготовительных выработок. Такое решение сопровождается необходимостью применения способов снижения величины смещений контура выработок [3–5]. Поэтому оценка эффективности применения инженерных решений по поддержанию повторно используемых выработок особенно важна в постоянно усложняющихся горногеологических условиях.

Представлены результаты численных расчетов смещений контура повторно используемой подготовительной выработки для конкретных горногеологических условий разработки пологозалегающего угольного пласта. Оценка деформаций контура повторно используемой выработки необходима, так как после прохода лавы она предназначена для отвода исходящей струи. В связи с этим поддерживаемая выработка должна иметь определенное сечение для отвода расчетного количества воздуха, что снизит аэрологические риски при отработке выемочного участка [6].

Исследования выполнены для условий отработки пласта «Четвертый» шахты «Комсомольская» АО «Воркутауголь». Конвейерный бремсберг прой-

ден комбайновым способом и закреплен на всем протяжении основной арочной крепью типа АП–3П, устанавливаемой через 0,67 м с затяжкой кровли и боков выработки.

Усиление основной крепи производится:

- на расстоянии не менее 40 м до очистного забоя балками из специального взаимозаменяемого профиля (СВП), которые располагаются в две непрерывные нити, под каждую нить выполняется установка канатных анкеров АК-01 длиной 6 м, плотность их установки — 1,5 анкера на метр, схема установки крепи усиления представлена на рис. 1;
- за лавой путем установки «костров» из бруса размером $1,3 \times 4 \times 3$ м. Допустимое отставание «костров» за секциями механизированной крепи не более 4 м.

На рис. 2 показаны сопряжение лавы с конвейерным бремсбергом и элементы крепления, поддержания и усиления крепления конвейерного штрека по мере перемещения очистного забоя.

Поддержание сопряжения лавы с исследуемой выработкой обеспечивается деревянными стойками, устанавливаемыми под ближнюю к лаве непрерывную нить из балок СВП с плотностью установки 1 стойка на метр. Для предотвращения просыпания пород кровли в лаву производится полная затяжка кровли доской на трех секциях крепи на сопряжении лавы с выработкой.

Длина лавы — 152 м. Лава отрабатывается на глубинах 538–748 м. Угольный пласт имеет простое строение и состоит из крепкого полублестящего угля. Мощность пласта колеблется в пределах от 1,32 до 1,58 м, средняя — 1,5 м.

Задача описываемых исследований — получить картину изменений напряженно-деформированного

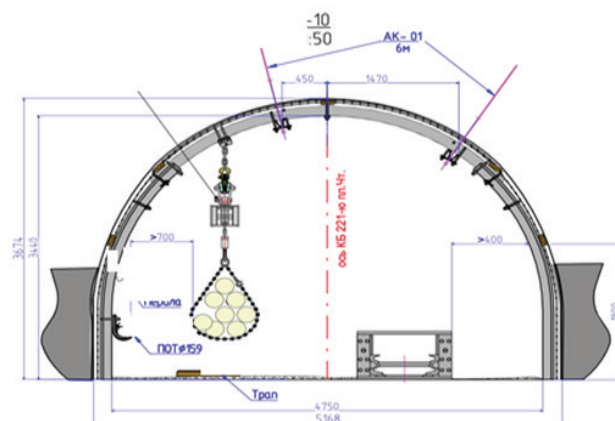


Рис. 1. Схема установки крепи усиления на конвейерном бремсберге

Fig. 1. Diagram of the installation of reinforcement support on the conveyor bremsberg

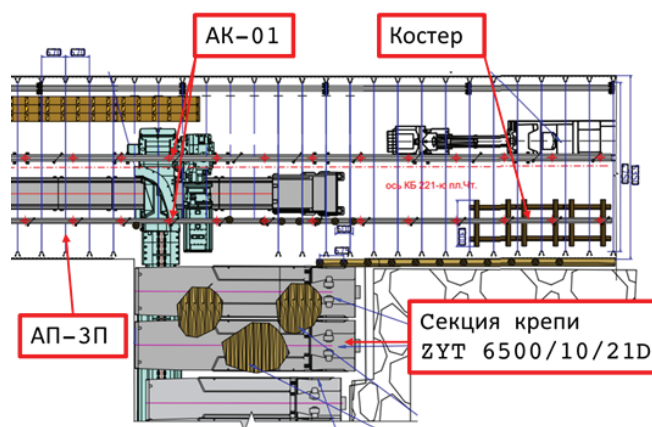


Рис. 2. Сопряжение лавы с конвейерным бремсбергом

Fig. 2. Longwall interface with the conveyor bremsberg

состояния (НДС) рассматриваемого участка углепородного массива и оценить величины смещений при-контурных областей подготовительной горной выработки при различных положениях очистного забоя.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Для решения многих задач прикладной геомеханики, в том числе и для выполнения расчетов по оценке влияния горных работ на существующие выработки различного назначения, эффективно используются подходы численного моделирования [7–10]. Одним из общепринятых подходов являются методы численного моделирования, основанные на использовании нелинейных моделей механики сплошных сред [11–14]. В частности, указанные подходы реализованы в программном комплексе (ПК) Midas GTS NX [15–17].

Рассматриваемая задача решается методом конечных элементов в ПК Midas GTS NX с использованием критерия разрушения Кулона – Мора [10, 18]. Критерий Кулона – Мора:

$$\tau = \sigma \cdot \tan(\varphi) + c$$

отличается своей простотой и может рассматриваться как приближение первого порядка к реальному описанию деформационных процессов в массиве горных пород. Такой подход позволяет дать достаточно реалистичное представление о характере распределения искомых параметров, в том числе при сложном геологическом строении массива.

Общий вид расчетной схемы участка углепородного массива, включающего горные выработки, показан на рис. 3.

Представленная на рис. 3 расчетная схема состоит из двух слоев вмещающих пород, общая толщина которых принимается равной $0,9L = 137$ м [3], где L — длина лавы. Давление вышележащих пород учитывается путем задания нагрузки на верхнюю границу модели [19]. При этом участок моделируемого выемочного столба $L_m = 200$ м. Общая высота модели $h = 144$ м. Расположение оконтуривающих выемочный участок подготовительных выработок и их крепление соответствуют натурным условиям. Вентиляционный бремсберг в процессе продвижения забоя погашается. Конвейерный бремсберг поддерживается и используется для проветривания действу-

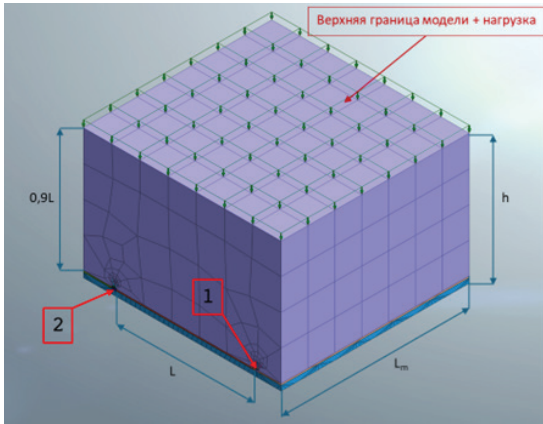


Рис. 3. Общий вид расчетной схемы: 1 — вентиляцион-
ный бремсберг; 2 — конвейерный бремсберг
Fig. 3. General view of the calculation scheme: 1 — ventila-
tion bramsberg; 2 — conveyor bramsberg

ющей лавы и в качестве вентиляционного бремсберга при отработке следующей лавы.

Табл. 1. Свойства пород
Table 1. Properties of rocks

Материал	Плотность ρ, кг/м³	Модуль упругости, E, ГПа	Коэффициент Пуассона, ν · 10³	Сцепление C, кПа	Угол внутреннего трения φ, °
Ослабленные аргиллиты	2200	1	250	1000	25
Песчаник	2600	14	200	6500	50
Уголь	1340	2	200	2600	50

Табл. 2. Этапы моделирования НДС углепородного массива в процессе эксплуатации подготовительной горной
выработки
Table 2. Stages of modeling the stress-strain state of a coal rock massif during the operation of a preparatory mine working

Название элемента	Этапы расчета					
	S.0	S.1	S.2	S.3	...	S.22
Уголь	ВКЛ.	—	—	—	—	—
Вмещающая порода	ВКЛ.	—	—	—	—	—
Конвейерный бремсберг	ВКЛ.	—	ВЫКЛ.	—	—	—
Вентиляционный бремсберг	ВКЛ.	—	ВЫКЛ. 1–20	ВКЛ. 1	...	ВКЛ. 20
Конвейерный бремсберг арочная крепь	ВЫКЛ.	—	ВКЛ.	—	—	—
Вентиляционный бремсберг арочная крепь	ВЫКЛ.	—	ВКЛ. 1–20	ВЫКЛ. 1	...	ВЫКЛ. 20
Конвейерный бремсберг анкерная крепь	ВЫКЛ.	—	ВКЛ.	—	—	—
Вентиляционный бремсберг анкерная крепь	ВЫКЛ.	—	ВКЛ. 1–20	ВЫКЛ. 1	...	ВЫКЛ. 20
Костер	ВЫКЛ.	—	—	ВКЛ. 1	—	ВКЛ. 20
Забой*	ВКЛ.	—	—	—	—	—
Нагрузка**	ВКЛ.	—	—	—	—	—
Граничные условия	ВКЛ.	—	—	—	—	—
Замена***	—	—	—	ВКЛ. 1	...	ВКЛ. 20

Примечание: * — 10-метровые расчетные блоки, отображающие продвижение лавы; ** — задание нагрузки от вы-
шележащих пород к верхней границе модели, а также атмосферного давления; *** — изменение свойств расчетного
блока в модели с продвижением лавы.

- S.1 — обнуление деформаций массива, не подверженного техногенному влиянию (обязательная процедура для данного ПО);
- S.2 — в массиве пройдена подготовительная выработка (конвейерный бремсберг), закрепленная арочной крепью (размеры сечения и способ крепления соответствуют проекту);
- S.3–22 — моделируется перемещение очистного забоя. Перемещение забоя моделируется путем замены свойств, пройденных очистным забоем блоков массива (ослабленные аргиллиты в табл. 1). В процессе моделирования предусмотрен цикл технологических операций от установки крепи усиления основной крепи в конвейерном бремсберге вне зоны влияния лавы до усиления основной крепи за лавой, производится путем установки «костров».

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

На рис. 4 представлены пространственные распределения результирующих деформаций рассматриваемой геомеханической системы, полученные в ходе

моделирования и соответствующие вышеперечисленным этапам обработки угольного пласта.

Для применения полученных результатов с целью разработки инженерных решений по безаварийной эксплуатации повторно используемой горной выработки в течение всего срока службы необходимо выделить вертикальные и горизонтальные деформации. На рис. 5 приведен финальный этап моделирования геомеханического состояния исследуемого массива горных пород в зоне влияния очистного забоя и представлено распределение указанных составляющих деформаций массива, вмещающего повторно используемую подготовительную выработку, закрепленную основной крепью и крепью усиления. Полученные значения вертикальных и горизонтальных деформаций позволяют оценить соответствие применяемых способов крепления и охраны выработки требованиям обеспечения расчетного сечения горной выработки расчетным показателям и могут быть использованы для оценки эффективности принимаемых решений.

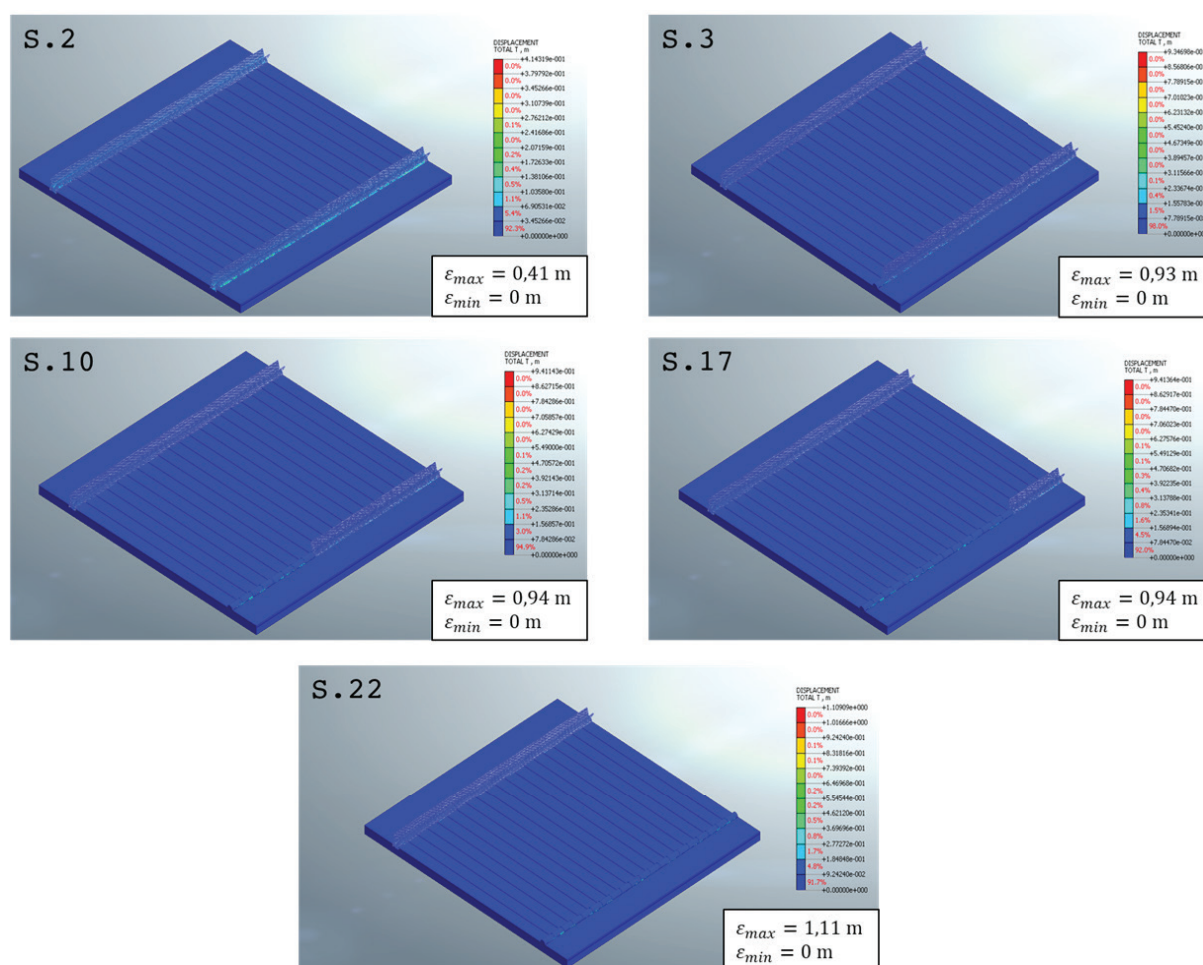


Рис. 4. Результирующие деформации массива, полученные на каждом этапе моделирования: ϵ_{max} — максимальное значение деформации, м; ϵ_{min} — минимальное значение деформации, м

Fig. 4. The resulting deformations of the array obtained at each stage of the simulation: ϵ_{max} — the maximum value of deformation, m; ϵ_{min} — the minimum value of deformation, m

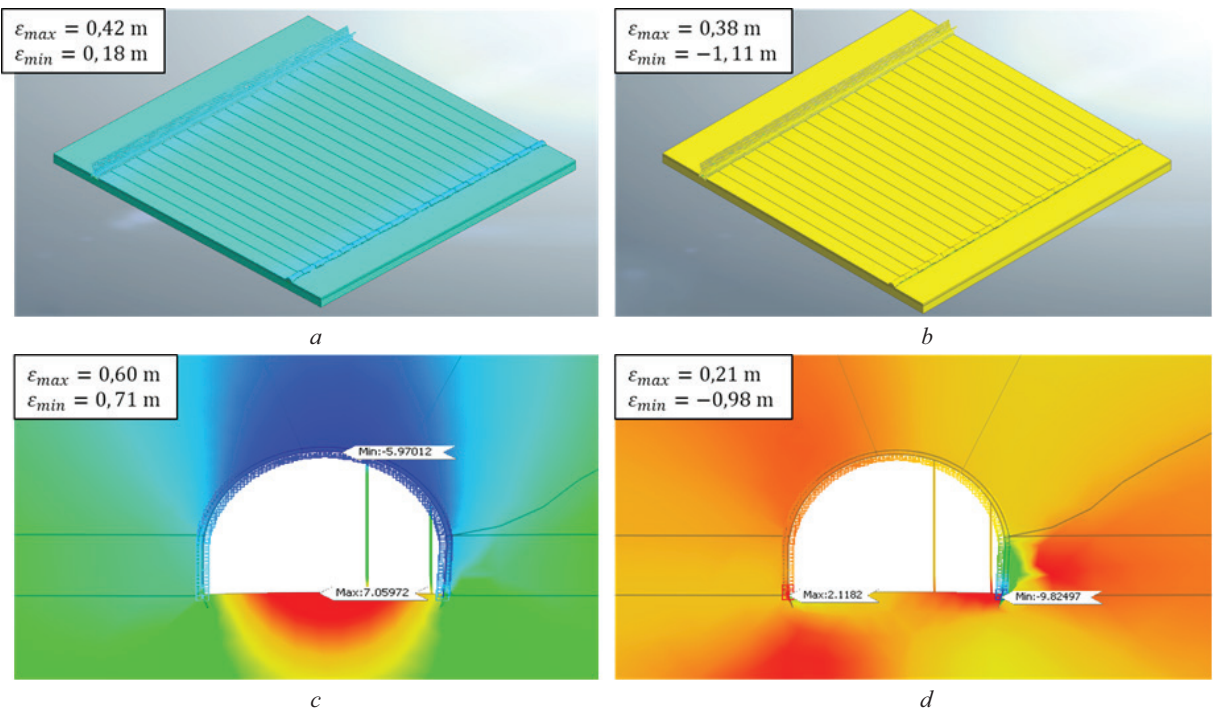


Рис. 5. Распределение деформаций: *a* — вертикальные деформации в пределах очистного забоя; *b* — горизонтальные деформации в пределах очистного забоя; *c* — вертикальные деформации вокруг выработки, закрепленной арочной крепью; *d* — горизонтальные деформации вокруг выработки, закрепленной арочной крепью

Fig. 5. Distribution of deformations: *a* — vertical deformations within the mining face; *b* — horizontal deformations within the mining face; *c* — vertical deformations around the workings with a fixed arch support; *d* — horizontal deformations around the workings with a fixed arch support

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

Для оценки достоверности результатов моделирования проведено сравнение с инструментальными замерами изменений геометрических параметров сечения, выполненными по длине выработки на $N = 11$ измерительных станциях (пикетах). План рассматриваемого выемочного участка с расположением граничных пикетов в контролируемой выработке представлен на рис. 6.

На рис. 7 представлены значения параметров, характеризующих сечение выработки (H — высота; L — ширина) повторно используемого конвейерного бремсберга на 13.01.2023 и 20.04.2023 соответственно. То есть пикет 1 соответствует началу движения забоя, а пикет 11 завершению отработки выемочного столба. При сравнении результатов замеров с результатами моделирования исключены данные измерений в зонах нарушения горных пород [20].

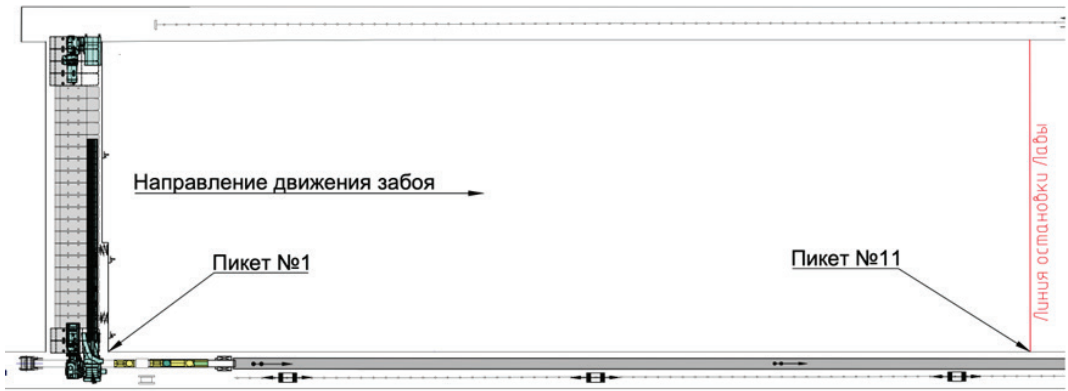


Рис. 6. План выемочного участка с расположением граничных пикетов в контролируемой выработке

Fig. 6. The plan of the excavation site with the location of the boundary pickets in the controlled workings

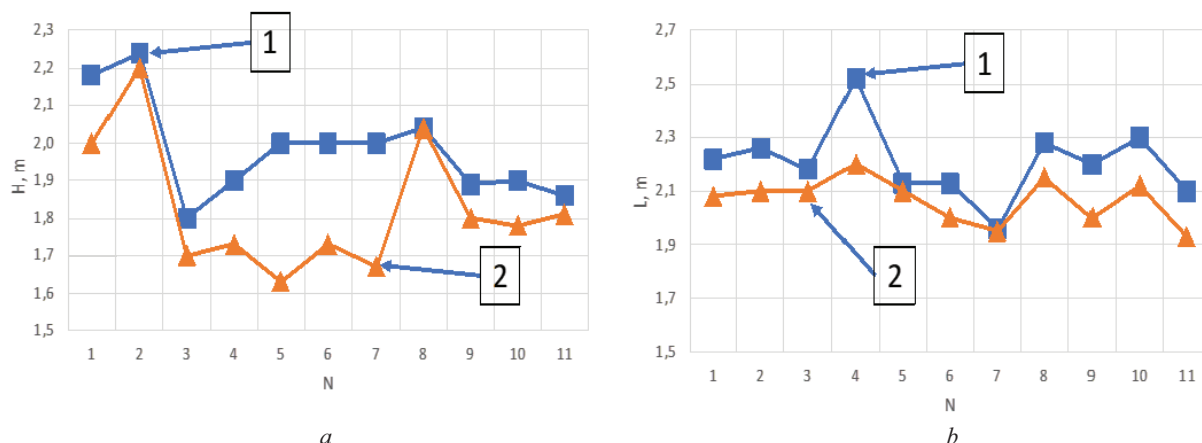


Рис. 7. Результаты инструментальных измерений геометрических параметров горной выработки: *a* — изменение высоты H выработки; *b* — изменение ширины L выработки; 1 — на 13.01.2023; 2 — 20.04.2023

Fig. 7. Results of instrumental measurements of geometric parameters of the mine: *a* — change in height H of the mine; *b* — change in width L of the mine; 1 — on 01/13/2023; 2 — 04/20/2023

Табл. 3. Сравнение деформаций

Table 3. Comparison of deformations

Геометрический параметр	Значения деформаций на основе инструментальных измерений, м	Значения деформаций на основе моделирования, м
Ширина L	0,13	0,11
Высота H	0,16	0,14

Сравнение результатов натурных исследований 13.01.2023 и 20.04.2023 и моделирования соответственно показано в табл. 3. Значения деформаций, полученных инструментальным способом, определялись как разница значений геометрического параметра (ширины L или высоты H) выработки для рассматриваемого временного интервала. В табл. 3 представлены значения деформаций сечения выработки, соответствующие пикету $N = 11$. Для сравнения с данными инструментальных измерений использованы значения деформаций, полученные на финальном этапе моделирования на границе расчетной области, которая соответствует пикету $N = 11$.

Как видно из табл. 3, по вертикали отклонение значений деформации не превышает 13 %, по горизонтали — 15 %. Таким образом, полученные результаты показывают удовлетворительную сходимость результатов моделирования с натурными исследованиями.

В заключение отметим следующее:

1. При отработке пластов, мощность которых не позволяет осуществить формирование подготовительных выработок без присечки боковых пород,

целесообразно применять технологические схемы отработки запасов выемочного участка с повторным использованием горных выработок.

2. Применение моделирования для оценки деформаций повторно используемой выработки дает возможность на стадии проектирования проанализировать изменение геомеханического состояния выработки на всем цикле ее функционирования, что позволяет сократить затраты материальных и трудовых ресурсов.

3. Для оценки достоверности результатов моделирования выполнено сравнение с инструментальными замерами деформаций в повторно используемой выработке, полученные результаты показали удовлетворительную сходимость результатов.

4. Результаты исследования демонстрируют, что предложенная геомеханическая модель массива горных пород в полной мере отражает основные особенности его строения и изменения контура подготовительной горной выработки в процессе ее эксплуатации и может быть применена для оценки эффективности различных способов ее поддержания при повторном использовании.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Казанин О.И. Перспективные направления развития технологий подземной угледобычи в РФ // Горный журнал. 2023. Т. 9. С. 4–11.
2. Каунг П.А., Зотов В.В., Гаджиев М.А., Артемов С.И., Гиреев И.А. Формализация процесса выбора технологий отработки месторождений полезных ископаемых // Горный информационно-аналитический бюллетень. 2022. № 2. С. 124–138. DOI: 10.25018/0236_1493_2022_2_0_124
3. Бажин Н.П., Мельников О.И., Пиховкин В.С., Райский В.В. Охрана подрабатываемых подготовительных выработок. М. : Недра, 1978.
4. Долгий И.Е., Соломойченко Д.А. Обеспечение устойчивости повторно используемых подготовительных выработок // Известия высших учебных заведений. Горный журнал. 2014. № 8. С. 44–47.
5. Луганцев Б.Б., Чавкин А.И., Турук Ю.В. Сохранение горных выработок для повторного использования на больших глубинах // Маркшейдерия и недропользование. 2024. № 3 (131). С. 61–66. DOI: 10.56195/20793332_2024_3_61_66
6. Баловцев С.В., Скотинцева О.В. Оценка влияния повторно используемых выработок на аэрологические риски на угольных шахтах // Горный информационно-аналитический бюллетень. 2021. № 2–1. С. 40–53. DOI: 10.25018/0236-1493-202121-0-40-53
7. Цытович Н.А., Тер-Мартirosян З.Г. Основы прикладной геомеханики в строительстве. М. : Высшая школа, 1981.
8. Власов А.Н., Волков-Богородский Д.Б., Знаменский В.В., Мнушкин М.Г. Конечное-элементное моделирование задач геомеханики и геофизики // Вестник МГСУ. 2012. № 2. С. 52–65.
9. Соломойченко Д.А. Определение величин напряжений и деформаций в окрестностях подготовительных выработок // Известия высших учебных заведений. Горный журнал. 2015. № 1. С. 68–71.
10. Захаров В.Н., Шляпин А.В., Трофимов В.А., Филиппов Ю.А. Изменение напряженно-деформированного состояния угленосного массива при отработке угольного пласта // Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). 2020. № 9. С. 5–24.
11. Brinkgreve R.B.J., Bakker H.L. Non-linear finite element analysis of safety factors // Proceedings of the 7th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics. 1991. Pp. 1117–1122.
12. Мирный А.Ю., Тер-Мартirosян А.З. Область применения современных механических моделей грунтов // Геотехника. 2017. № 1. С. 20–26.
13. Трофимов В.А., Кубрин С.С., Филиппов Ю.А., Харитонов И.Л. Численное моделирование напряженно-деформированного состояния вмещающего массива и пологого мощного угольного пласта при завершении отработки выемочного столба // Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). 2019. № 8. С. 42–56.
14. Блохин Д.И., Закоршменный И.М., Кубрин С.С., Кобылкин А.С., Поздеев Е.Э., Пушилилин А.Н. Численные исследования влияния изменений напряженно-деформированного состояния угленосного массива на устойчивость дегазационных скважин // Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). 2023. № 11. С. 17–32.
15. Zhuo H., Xie D., Sun J., Shi X. Mining hazards to the safety of segment lining for tunnel boring machine inclined tunnels // Frontiers in Earth Science. 2022. Vol. 9. P. 814672.
16. Хамидуллина Н.В., Олейников А.Д., Орел А.Г. Применение программного комплекса MIDAS для моделирования инженерных сооружений // Транспорт: наука, образование, производство : сб. науч. тр. Междунар. науч.-практ. конф. 2023. С. 217–220. EDN AJPLZE.
17. Филиппов А.Н. Модели грунта, представленные в программном комплексе «Ли́ра-САПР» и «Midas GTS NX» // Научные исследования XXI века. 2021. № 2 (10). С. 153–157. EDN RUFZZW.
18. Жабко А.В. Критерии прочности горных пород // Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). 2021. № 11–1. С. 27–45.
19. Mesutoğlu M., Özkan İ., Dono A.R. Determination by numerical modelling of stress-strain variations resulting from gallery cross-section changes in a longwall top coal caving panel // Konya Journal of Engineering Sciences. 2024. Vol. 12. Issue 1. Pp. 231–250.
20. Иофис М.А., Одинцев В.Н., Блохин Д.И., Шейнин В.И. Экспериментальное выявление пространственной периодичности наведенных деформаций массива горных пород // Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых. 2007. № 2. С. 21–27.

Поступила в редакцию 28 августа 2024 г.

Принята в доработанном виде 20 сентября 2024 г.

Одобрена для публикации 25 сентября 2024 г.

ОБ АВТОРАХ: Никита Викторович Ягель — аспирант; Инженерно-консультационный центр проблем фундаментостроения (ИКЦ ПФ); 109428, г. Москва, ул. 2-я Институтская, д. 6, стр. 12; Институт

проблем комплексного освоения недр им. академика Н.В. Мельникова Российской академии наук (ИПКОН РАН); 111020, г. Москва, Крюковский туп., д. 4; nikita.zagel@gmail.com;

Иосиф Михайлович Зако́ршменный — доктор технических наук, ведущий научный сотрудник; **Институт проблем комплексного освоения недр им. академика Н.В. Мельникова Российской академии наук (ИПКОН РАН);** 111020, г. Москва, Крюковский туп., д. 4; zakorshmennyi_i@ipkonran.ru;

Игорь Леонидович Харитонов — кандидат технических наук, первый заместитель генерального директора — технический директор; **Воркутауголь;** 169908, Республика Коми, г. Воркута, ул. Ленина, д. 62; il.kharitonov@vorkutaugol.ru;

Дмитрий Иванович Блохин — кандидат технических наук, старший научный сотрудник; **Институт проблем комплексного освоения недр им. академика Н.В. Мельникова Российской академии наук (ИПКОН РАН);** 111020, г. Москва, Крюковский туп., д. 4; blokhin_d@ipkonran.ru.

Вклад авторов: все авторы сделали эквивалентный вклад в подготовку публикации.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

REFERENCES

1. Kazanin O.I. Promising Directions for the Development of Underground Coal Mining Technologies in the Russian Federation. *Mining Journal*. 2023; 9:4-11. (rus.).
2. Kaung P.A., Zotov V.V., Gadzhiev M.A., Artemov S.I., Gireev I.A. Formalization of the Process of Selecting Technologies for Mineral Deposit Development. *Mining Information and Analytical Bulletin*. 2022; 2:124-138. DOI: 10.25018/0236_1493_2022_2_0_124 (rus.).
3. Bazhin N.P., Melnikov O.I., Pikhovkin V.S., Raisky V.V. *Protection of Undermined Development Workings*. Moscow, Nedra, 1978. (rus.).
4. Dolgiy I.E., Solomoichenko D.A. Ensuring the stability of reused development workings. News of Higher Educational Institutions. *Mining Journal*. 2014; 8:44-47. (rus.).
5. Lugantsev B.B., Chavkin A.I., Turuk Yu.V. Preservation of mine workings for reuse at great depths. *Mine Surveying and Subsoil Use*. 2024; 3(131):61-66. DOI: 10.56195/20793332_2024_3_61_66 (rus.).
6. Balovtsev S.V., Skopintseva O.V. Assessing the impact of reused workings on aerological risks in coal mines. *Mining Information and Analytical Bulletin*. 2021; 2-1:40-53. DOI: 10.25018/0236-1493-202121-0-40-53 (rus.).
7. Tsytoovich N.A., Ter-Martirosyan Z.G. *Fundamentals of Applied Geomechanics in Construction*. Moscow, Higher School, 1981. (rus.).
8. Vlasov A.N., Volkov-Bogorodskij D.B., Znamenskij V.V., Mnushkin M.G. Finite Element Modeling of Problems of Geomechanics and Geophysics. *Vestnik MGSU [Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering]*. 2012; 2:52-65. (rus.).
9. Solomoichenko D.A. Determination of stress and strain values in the vicinity of development workings. News of higher educational institutions. *Mining magazine*. 2015; 1:68-71. (rus.).
10. Zakharov V.N., Shlyapin A.V., Trofimov V.A., Filippov Yu.A. Changes in the stress-strain state of the coal-rock massif during coal seam mining. *Mining Information and Analytical Bulletin (scientific and technical journal)*. 2020; 9:5-24. (rus.).
11. Brinkgreve R.B.J., Bakker H.L. Non-linear finite element analysis of safety factors. *Proceedings of the 7th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics*. 1991; 1117-1122.
12. Mirny A.Yu., Ter-Martirosyan A.Z. Application area of modern mechanical soil models. *Geotechnics*. 2017; 1:20-26. (rus.).
13. Trofimov V.A., Kubrin S.S., Filippov Yu.A., Kharitonov I.L. Numerical modelling of the stress-strain state of the host massif and a flat thick coal seam at the end of mining of an extraction column. *Mining information and analytical bulletin (scientific and technical journal)*. 2019; 8:42-56. (rus.).
14. Blokhin D.I., Zakorshmenny I.M., Kubrin S.S., Kobylkin A.S., Pozdeev E.E., Pushilin A.N. Numerical studies of the influence of changes in the stress-strain state of the coal-rock massif on the stability of degassing boreholes. *Mining Information and Analytical Bulletin (scientific and technical journal)*. 2023; 11:17-32. (rus.).
15. Zhuo H., Xie D., Sun J., Shi X. Mining hazards to the safety of segment lining for tunnel boring machine inclined tunnels. *Frontiers in Earth Science*. 2022; 9:814672.
16. Khamidullina N.V., Oleynikov A.D., Orel A.G. Application of the MIDAS software package for modelling engineering structures. *Transport: science, education, production : collection of scientific papers of the international scientific and practical conference*. 2023; 217-220. EDN AJPLZE. (rus.).
17. Filippov A.N. Soil models presented in the Lira-SAPR and Midas GTS NX software packages. *Scientific research of the XXI century*. 2021; 2(10):153-157. EDN RUFZZW. (rus.).
18. Zhabko A.V. Strength criteria of rocks. *Mining information and analytical bulletin (scientific and technical journal)*. 2021; 11-1:27-45. (rus.).
19. Mesutoğlu M., Özkan İ., Dono A.R. Determination by numerical modelling of stress-strain variations resulting from gallery cross-section changes in a longwall top coal caving panel. *Konya Journal of Engineering Sciences*. 2024; 12(1):231-250.

20. Iofis M.A., Odintsev V.N., Blokhin D.I., Sheinin V.I. Experimental detection of spatial periodicity of induced deformations of a rock mass. *Physical and Technical Problems of Mineral Development*. 2007; 2:21-27. (rus.).

Received August 28, 2024.

Adopted in revised form on September 20, 2024.

Approved for publication on September 25, 2024.

B I O N O T E S: **Nikita V. Yagel** — postgraduate student; **Engineering and Consulting Center for Foundation Problems**; build. 12, 6 2-st Institutskaya st., Moscow, 109428, Russian Federation; **Melnikov Institute for Integrated Development of Mineral Resources of the Russian Academy of Sciences**; 4 Kryukovsky tup., Moscow, 111020, Russian Federation; nikita.zagel@gmail.com;

Iosif M. Zakorshmeny — Doctor of Technical Sciences, Leading Researcher; **Melnikov Institute for Integrated Development of Mineral Resources of the Russian Academy of Sciences**; 4 Kryukovsky tup., Moscow, 111020, Russian Federation; zakorshmenyi_i@ipkonran.ru;

Igor L. Kharitonov — Candidate of Technical Sciences, First Deputy General Director — Technical Director; **Vorkutaugol**; 62 Lenin st., Vorkuta, Komi Republic, 169908, Russian Federation; il.kharitonov@vorkutaugol.ru;

Dmitry I. Blokhin — Candidate of Technical Sciences, Senior Researcher; **Melnikov Institute for Integrated Development of Mineral Resources of the Russian Academy of Sciences**; 4 Kryukovsky tup., Moscow, 111020, Russian Federation; blokhin_d@ipkonran.ru.

Contribution of the authors: all authors made an equivalent contribution to the preparation of the publication.

The authors declare no conflict of interest.

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH PAPER

УДК 624.15

DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.8

Одометр для испытаний торфа и заторфованных грунтов

Галина Юрьевна Ивахнова, Алексей Анатольевич Коршунов,

Александр Леонидович Невзоров

*Северный (Арктический) федеральный университет имени М.В. Ломоносова
(САФУ имени М.В. Ломоносова); г. Архангельск, Россия*

АННОТАЦИЯ

Введение. При компрессионных испытаниях торфа и заторфованных грунтов, продолжительность которых может достигать нескольких месяцев, на контакте между боковой поверхностью образца и металлическим кольцом возникают силы трения, оказывающие существенное влияние на результаты измерений. Разработан одометр, позволяющий повысить достоверность результатов лабораторных испытаний за счет определения характеристик сжимаемости с учетом указанного фактора.

Материалы и методы. Прибор выполнен с применением аддитивной технологии на 3D-принтере, из металла изготовлено только кольцо для образца. Диаметр образца 8,6 см, исходная высота 3 или 5 см. После стабилизации деформаций в основании прибора освобождается полость и на поршень прикладывается монотонно возрастающая нагрузка до момента «срыва» по контакту боковой поверхности с кольцом. При этом с помощью болтов предварительно предотвращается разуплотнение образца. Исследованный торф имел следующие свойства: плотность 0,98–1,02 г/см³, влажность 861–930 %, коэффициент пористости 11,8–14,2, степень разложения 40–45 %. Испытания проводились при нагрузке на образец 50 и 100 кПа.

Результаты. Испытания показали, что на преодоление сил трения уходило до 15–20 % от приложенной к образцу нагрузки. Этот фактор следует учитывать при расчете характеристик сжимаемости, корректируя значение напряжений в образце.

Выводы. Преимуществом представленного одометра является определение характеристик сжимаемости, включая коэффициент консолидации, с учетом погрешности измерений, возникающей из-за сил трения на контакте образца с кольцом. Изготовление геотехнических приборов на 3D-принтере дает возможность существенно сократить затраты времени и средств, облегчает доработку конструкции в ходе испытаний, а также упрощает изготовление запасных деталей.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: одометр, консолидация, пристенное трение, торф, характеристики сжимаемости, 3D-принтер

Благодарности. Исследование выполнено за счет гранта Российского научного фонда № 22-19-20026 (URL: <https://rscf.ru/project/22-19-20026/>).

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Ивахнова Г.Ю., Коршунов А.А., Невзоров А.Л. Одометр для испытаний торфа и заторфованных грунтов // Строительство: наука и образование. 2025. Т. 15. Вып. 1. Ст. 8. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.8

Автор, ответственный за переписку: Галина Юрьевна Ивахнова, g.zinovjeva@narfu.ru.

Oedometer for laboratory test of peat and peaty soil

Galina Yu. Ivakhnova, Alexey A. Korshunov, Alexander L. Nevzorov

Northern (Arctic) Federal University named after M.V. Lomonosov (NArFU); Arkhangelsk, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. Friction forces have a significant impact on results of the long-time compression tests of peat and peaty soils. Forces occur at the contact between the lateral surface of the sample and the metal ring during compression tests. The authors have developed an oedometer that allows to increase the reliability of laboratory test results by determining the compressibility characteristics taking friction impact into account.

Materials and methods. The oedometer was made by plastic additive manufacturing except for bronze ring. The diameter of the sample is 8.6 cm and the initial height of the sample is 3 or 5 cm. After stabilization of deformations void in the base of the oedometer is released and a monotonically increasing load was applied to the upper part of the sample until the “break-down” at the contact between the lateral surface of the peat sample and the ring. At the same time loosening of the sample was prevented by keeping samples with bolts. The studied peat had the following properties: density 0.98–1.02 g/cm³, water content 861–930 %, void ratio 11.8–14.2, decomposition degree 40–45 %. The tests were carried out at vertical stresses equal to 50 and 100 kPa respectively.

Results. Tests showed that up to 15–20 % of the load applied to the sample is required to overcome friction forces. This phenomenon should be taken into account in determining compressibility characteristics by adjusting the current load on the sample.

Conclusions. The advantage of the oedometer is the determination of compressibility characteristics including compression index taking into account the measurement error occurring from the friction forces at the contact of the sample with the ring. The manufacture of geotechnical devices by 3D printing is non-cost and time-consuming. This also makes it easier to modify the design during testing and simplifies the manufacture of spare parts.

KEYWORDS: oedometer, consolidation, sidewall friction, peat, compressibility, deformation characteristics, 3D printing

Acknowledgements. The study was funded by the Russian Science Foundation under the project № 22-19-20026 (URL: <https://rscf.ru/project/22-19-20026/>).

FOR CITATION: Ivakhnova G.Yu., Korshunov A.A., Nevzorov A.L. Oedometer for laboratory test of peat and peaty soil. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2025; 15(1):8. URL: <http://ns-o-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.8

Corresponding author: Galina Yu. Ivakhnova, g.zinovjeva@narfu.ru.

ВВЕДЕНИЕ

В ходе компрессионных испытаний торфа и заторфованных грунтов, продолжительность которых может достигать нескольких месяцев, на контакте между боковой поверхностью образца и металлическим кольцом возникают силы трения, оказывающие существенное влияние на результаты экспериментов [1]. Заметим, что зависимость трения от продолжительности испытаний выявлена и у глинистых грунтов [2]. Для снижения погрешности измерений ограничивают высоту образца, исходя из условия обеспечения отношения диаметра к высоте от 2,5–2,8 до 4 и даже до 6 [3–6]. Однако из-за неоднородности указанных грунтов и, в частности, наличия в них крупных растительных остатков ограничение высоты ведет к снижению достоверности определения характеристик сжимаемости, а увеличение их диаметра — к росту затрат на проходку скважин.

Частично снизить эффект трения позволяет нанесение на поверхность кольца всевозможных покрытий, часто многослойных [7]. Р.К. Kolay, проведя эксперименты со стандартными одометрами и одометрами с тефлоновым покрытием, получил коэффициенты для корректировки результатов испытаний в первых из них [8]. Способ обработки данных испытаний «высоких» образцов с учетом влияния трения был предложен J. Lovisa с соавт. [9].

Широкое распространение получили одометры с так называемыми «плавающими» кольцами, не имеющими жесткого соединения с другими деталями прибора и позволяющими снизить эффект трения [10, 11]. Для измерения силы трения «плавающее» кольцо может подвешиваться к динамометру [12]. При этом следует иметь в виду, что силы трения распределяются по высоте кольца неравномерно, что ведет к неравномерному деформированию по высоте образца [13]. Этот эффект оценивался путем изучения микроструктуры различных частей образца с помощью сканирующего электронного микроскопа после завершения компрессионных испытаний или определением отличий в водопроницаемости [14, 15].

Известны одометры с непрямым измерением сил трения между образцом и обоймой, в которых вели-

чину трения оценивают по разнице усилий, приложенных к штампу и передающихся на размещенный под образцом перфорированный вкладыш. Чаще всего вкладыш под образцом представляет собой подвижный штамп, опирающийся на силоизмерительный датчик [6, 16–19]. В приборе В.И. Крутова и других вкладыш выполнен в виде мембраны с тензорезисторами [20].

Авторами разработан одометр, позволяющий повысить достоверность результатов компрессионных испытаний торфов и заторфованных грунтов за счет определения характеристик сжимаемости с учетом трения на боковой поверхности образца.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Прибор содержит корпус 1 с перфорированным вкладышем 2 и кольцевой прорезью 3, рабочее кольцо 4, опорную пластину 5, крышку 6, служащую для передачи нагрузки на штамп от загрузочного приспособления, полый перфорированный штамп 7 и зажимной хомут 8 (рис. 1). Болты 9 предотвращают разуплотнение образца при снятии нагрузки со штампа. Прибор помещается в загрузочную раму, частью которой является датчик перемещения 10. Конструкция прибора защищена патентом на изобретение [21].

Прибор изготовлен с применением аддитивных технологий путем послойного наплавления пластиковой нити на 3D-принтере Flashforge Adventurer 4 (рис. 2). Принтер обеспечивает возможность изготовления деталей с размерами 200 × 200 × 250 мм со средней скоростью от 10 до 100 мм/с, при этом точность печати деталей составляет до ±0,1 мм. В качестве конструкционного материала изделия использовался полиэтилентерефталат-гликоль. Для обеспечения жесткости элементов прибора плотность заполнения пластиком задавалась 60–75 % в зависимости от назначения детали, а наружные стенки деталей толщиной не менее 1,5 мм выполнялись сплошными. После завершения 3D-печати детали прибора дополнительно шлифовали.

Кольцо 4 высотой 3 или 5 см и диаметром 8,6 см изготовлено из бронзы, болты 9 — из стали.

Работает одометр следующим образом. Поместив образец грунта в кольцо 4, собирают прибор (рис. 3, а). Болты 9 свободно проходят через отвер-

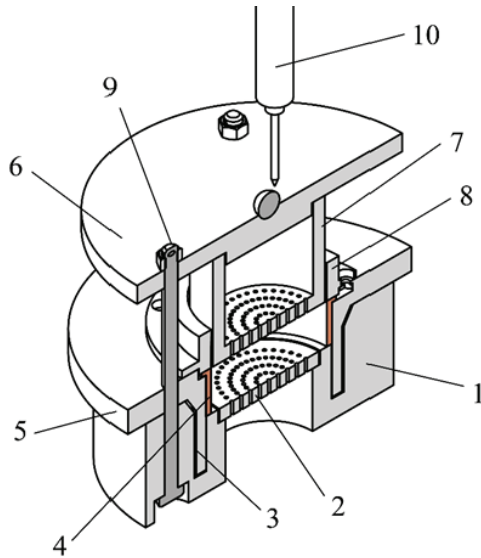


Рис. 1. Конструкция компрессионного прибора: 1 — корпус; 2 — пористый вкладыш; 3 — кольцевая прорезь; 4 — рабочее кольцо; 5 — опорная пластина; 6 — крышка; 7 — полый штамп; 8 — зажимной хомут; 9 — болты; 10 — датчик перемещения

Fig. 1. Oedometer design: 1 — base; 2 — perforated disc; 3 — ring slot; 4 — bronze ring; 5 — supporting plate; 6 — cap; 7 — hollow loading plate; 8 — clamping bracket; 9 — bolts; 10 — displacement sensor

ствия в опорной пластине 5 и крышке 6. Гайки не затягивают во избежание сжатия образца. Прибор размещают в нагрузочной раме и через шток и центрирующий шарик в крышке 6 передают нагрузку на штамп 7 и, измеряя осадку, проводят испытания. Избыточная поровая влага через пористый вкладыш 2



Рис. 2. Детали прибора, изготовленные на 3D-принтере
Fig. 2. Parts manufactured by 3D printing

в корпусе 1 стекает вниз в полость под ним и через перфорацию в днище штампа попадает в полость над ним.

В экспериментах использовались полностью автоматизированные комплексы фирмы GEOTEC Corporation, представляющие собой нагрузочные рамы, оснащенные механизмами нагружения, датчиками перемещений и нагрузки, устройствами микропроцессорного управления испытанием и сбором данных (рис. 4). Датчики перемещений выполняют измерения в диапазоне от 0 до 76 мм с точностью $\pm 0,001$ мм. Максимальное усилие на датчики силы составляет 11 кН, точность измерений до $\pm 0,025$ кН. Специализированное программное обеспечение обрабатывает результаты измерений и формирует паспорт испытаний.

Дождавшись стабилизации осадки, приступают ко второй части испытаний. Предварительно пре-

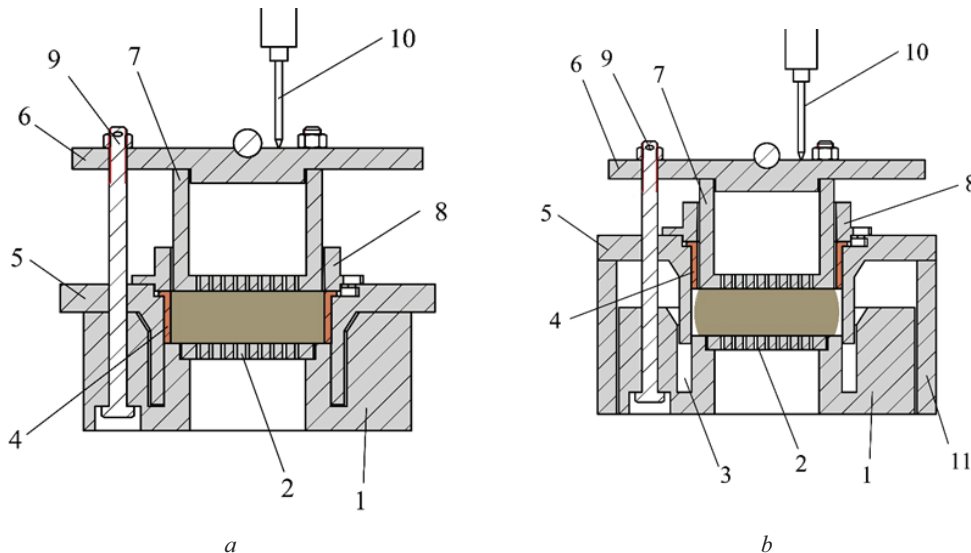


Рис. 3. Этапы проведения испытаний: *a* — стандартные компрессионные испытания; *b* — определение сил трения; обозначения деталей 1–10 совпадают с обозначениями на рис. 1; 11 — опорное кольцо

Fig. 3. Stages of testing: *a* — standard compression tests; *b* — determination of friction forces; the legend is corresponded to description on Fig. 1; 11 — support ring

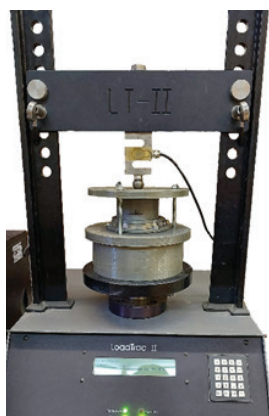


Рис. 4. Прибор в нагрузочной раме

Fig. 4. The oedometer is under pressure

дотвратив разуплотнение образца вращением гаек на болтах 9 до контакта с крышкой 6, приподнимают прибор на высоту, равную высоте образца, и заводят под опорную пластину 5 опорное кольцо 11.

Постепенно увеличивая нагрузку на штамп 7, добиваются его перемещения вниз опорной пластины 5 вместе с образцом и корпусом 1 относительно неподвижного рабочего кольца 4. Суммируя вес названных частей прибора, вес образца и значение приложенной нагрузки, находят усилие, необходимое для преодоления сил трения образца по поверхности рабочего кольца.

После касания корпусом 1 станины образец оказывается в полости 3 под кольцом (рис. 3, б). Внутренний диаметр этой полости задают больше внутреннего диаметра кольца 4. Соотношение указанных диаметров в зависимости от программы испытаний изменяют путем замены детали 5. Если продолжить испытания образца при прежней нагрузке, то по их результатам путем численного моделирования испытаний можно получить коэффициент Пуассона исследуемого грунта.

Исследования выполняли на образцах торфа со степенью разложения 40–45 %, отобранных на не-

освоенном болоте в окрестностях г. Архангельска. Торф имел следующие исходные свойства: плотность 0,98–1,02 г/см³, влажность 861–930 %, коэффициент пористости 11,8–14,2.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Как отмечалось выше, компрессионные испытания проводили при нагрузке на образцы 50 и 100 кПа. По завершении компрессии приступили к определению сил трения на боковой поверхности образцов.

Характерные графики зависимости скорости перемещения образцов от давления под штампом представлены на рис. 5. На графиках выделяются два участка: линейный, отражающий деформирование практически с постоянной скоростью, и нелинейный с прогрессирующим нарастанием скорости перемещения. За искомую величину приложенного усилия принимали произведение давления, соответствующего моменту отклонения графика от линейной зависимости, на площадь штампа. Предельное сопротивление сдвигу находили делением суммы найденного усилия с весом указанных выше деталей прибора на площадь боковой поверхности образца в момент испытаний.

Результаты испытаний 12 образцов с исходной высотой 50 мм показали, что при компрессионном сжатии под нагрузкой 50 кПа предельное сопротивление сдвигу на боковой поверхности образцов торфа в среднем составило 6,7 кПа, а при нагрузке 100 кПа — 16,0 кПа. На преодоление сил трения уходило до 15–20 % от приложенной к образцу нагрузки. Этот фактор следует учитывать при расчете характеристик сжимаемости, корректируя значение давления под поршнем.

Прибор дает возможность определять эту силу дифференцированно по высоте образца, т.е. по мере смещения образца относительно рабочего кольца. В случае, если нагрузка прикладывается ступенями, величину трения, которая устанавливается лишь при максимальной вертикальной нагрузке, сле-



Рис. 5. Кривые сдвига при «срыве» по боковой поверхности

Fig. 5. Stress/shear rate curve to failure on sample

дует снижать на каждой ступени пропорционально нагрузке.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

Преимуществом представленного одометра является определение характеристик сжимаемости, включая коэффициент консолидации, с учетом по-

грешности измерений, возникающей из-за сил трения на контакте образца с кольцом.

Изготовление геотехнических приборов на 3D-принтере позволяет существенно сократить затраты времени и средств, облегчает доработку конструкции в ходе испытаний, а также упрощает изготовление запасных деталей.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Ивахнова Г.Ю., Невзоров А.Л. Особенности интерпретации результатов компрессионных испытаний торфа // Строительство и архитектура. 2020. Т. 8. № 1 (26). С. 26–32. DOI: 10.29039/2308-0191-2020-8-1-26-32
2. Suits L.D., Sheahan T.C., Sirikaya O., Togrol E. Measurement of side friction between specimen and consolidation ring with newly designed oedometer cell // Geotechnical Testing Journal. 2006. Vol. 29. Issue 1. DOI: 10.1520/GTJ12513
3. ГОСТ 12248–2010. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости. МНТКС, 2011. С. 126.
4. ASTM D2435. Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading. DOI: 10.1520/D2435_D2435M-11
5. BS 1377 — part 5 1990. Methods of test for soils for civil engineering purposes — Compressibility, permeability and durability tests.
6. Rosine T.N., Sabbagh T.T. The impact of the diameter to height ratio on the compressibility parameters of saturated fine-grained soils // International Journal of Research in Engineering and Technology. 2015. Vol. 4. Issue 6.
7. Wang L., Zhu J., Yuan J., Lu Y. Development and application of an oedometer with negligible side-wall friction for rockfill materials // Chinese Journal of Geotechnical Engineering. 2022. Vol. 44. Issue 4.
8. Kolay P. Remediation of the side friction in conventional oedometer tests by using large diameter consolidation ring // International Journal of Geotechnical Engineering. 2008. Vol. 2. Issue 2. Pp. 161–167. DOI: 10.3328/IJGE.2008.02.02.161-167
9. Lovisa J., Sivakugan N. Tall Oedometer Testing: Method to Account for Wall Friction // International Journal of Geomechanics. 2014. DOI: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000359
10. Патент RU № 2798607. Одометр для компрессионных испытаний грунта. Заявка № 2022117566. Приоритет изобретения 27.06.2022. Дата государственной регистрации в Государственном реестре изобретений РФ 23.06.2023.
11. Патент RU № 54597. Компрессионно-фильтративный прибор. Заявка № 2005138873/22. Приоритет изобретения 13.12.2005. Дата государственной
- регистрации в Государственном реестре изобретений РФ 10.07.2006.
12. Патент CN 203479609 U. Floating ring type consolidation container for consolidation test. МПК G 01N 3/02. Оpubл. 12.03.2014.
13. Kang X., Xia Z., Chen R. Measurement and Correlations of K_0 and V_s Anisotropy of Granular Soils // Proceedings of the Institution of Civil Engineers — Geotechnical Engineering. 2020. Vol. 173. Issue 6. Pp. 546–561. DOI: 10.1680/jgeen.19.00162
14. Yao W., Li X., Wu Y., Xue Q., Hao Z., Shi J. et al. Effect of height-to-diameter ratio on the compression test results of remodeled loess and its mechanism // Buildings. 2023. Vol. 13. Issue 1. P. 176. DOI: 10.3390/buildings-13010176
15. Karimpour-Fard M., Zarbakhsh S., Soufi G.R., Ahadi A., Naveen B.P. Design, fabrication and calibration of a tall pneumatic oedometer apparatus // Measurement. 2020. Vol. 163. DOI: 10.1016/j.measurement.2020.107985
16. Lodahl M.R., Sørensen K.K., Mortensen N., Trankjær H. Oedometer tests with measurement of internal friction between oedometer ring and clay specimen // Proceedings of the 17th Nordic Geotechnical Meeting. 2016. Pp. 289–298.
17. Watabe Y., Udaka K., Kobayashi M., Tabata T., Emura T. Effects of friction and thickness on long-term consolidation behavior of Osaka bay clays // Soils and foundations. 2008. Vol. 48. Issue 4. Pp. 547–561.
18. O'Kelly B.C. Development of a large consolidation apparatus for testing peat and other highly organic soils // Suoseura — Finnish Peatland Society. 2009. Vol. 60. Issue 1–2. Pp. 23–36.
19. Ahmed M., Beier N.A., Kaminsky H. A comprehensive review of large strain consolidation testing for application in oil sands mine tailings // Mining. 2023. Vol. 3. Issue 1. Pp. 121–150. DOI: 10.3390/mining-3010008
20. Авторское свидетельство СССР № 973702. Прибор для компрессионных испытаний грунта. МПК E02D 1/00. Оpubл. 15.11.82. Бюл. № 42.
21. Патент RU № 2718800. Прибор для компрессионных испытаний грунта. Заявка № 2020104307. Приоритет изобретения 31.01.2020. Дата государственной регистрации в Государственном реестре изобретений РФ 14.04.2020.

Поступила в редакцию 28 августа 2024 г.

Принята в доработанном виде 20 сентября 2024 г.

Одобрена для публикации 25 сентября 2024 г.

ОБ АВТОРАХ: **Галина Юрьевна Ивахнова** — аспирант кафедры инженерной геологии, оснований и фундаментов; **Северный (Арктический) федеральный университет имени М.В. Ломоносова (САФУ им. М.В. Ломоносова)**; 163002, г. Архангельск, наб. Северной Двины, д. 17; РИНЦ ID: 1044892; Scopus: 57219992412, g.zinovjeva@narfu.ru;

Алексей Анатольевич Коршунов — кандидат технических наук, доцент, заведующий кафедрой, кафедра инженерной геологии, оснований и фундаментов; **Северный (Арктический) федеральный университет имени М.В. Ломоносова (САФУ имени М.В. Ломоносова)**; 163002, г. Архангельск, наб. Северной Двины, д. 17; SPIN-код: 1582-6552, Scopus: 56203452100, ResearcherID: ABB-7422-2020, ORCID: 0000-0001-5082-811; a.a.korshunov@yandex.ru;

Александр Леонидович Невзоров — доктор технических наук, профессор, профессор кафедры инженерной геологии, оснований и фундаментов; **Северный (Арктический) федеральный университет имени М.В. Ломоносова (САФУ им. М.В. Ломоносова)**; 163002, г. Архангельск, наб. Северной Двины, д. 17; РИНЦ ID: 393637, Scopus: 7004203097, ResearcherID: J-2809-2012, ORCID: 0000-0002-6547-2741; a.l.nevzorov@yandex.ru.

Вклад авторов: все авторы сделали эквивалентный вклад в подготовку публикации.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

REFERENCES

1. Ivakhnova G.Yu., Nevzorov A.L. Specificities of the interpretation of the oedometer tests data for a peat. *Construction and architecture*. 2020; 8:1(26):26-32. DOI: 10.29039/2308-0191-2020-8-1-26-32 (rus.).
2. Suits L.D., Sheahan T.C., Sirikaya O., Torgrol E. Measurement of side friction between specimen and consolidation ring with newly designed oedometer cell. *Geotechnical Testing Journal*. 2006; 29:1. DOI: 10.1520/GTJ12513
3. GOST 12248–2010. Soils. Methods of laboratory determination of strength and deformability characteristics. MNTKS, 2011; 126. (rus.).
4. ASTM D2435. Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading. DOI: 10.1520/D2435_D2435M-11
5. BS 1377 — part 5 1990. Methods of test for soils for civil engineering purposes — Compressibility, permeability and durability tests.
6. Rosine T.N., Sabbagh T.T. The impact of the diameter to height ratio on the compressibility parameters of saturated fine-grained soils. *International Journal of Research in Engineering and Technology*. 2015; 4(6).
7. Wang L., Zhu J., Yuan J., Lu Y. Development and application of an oedometer with negligible side-wall friction for rockfill materials. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*. 2022; 44(4).
8. Kolay P. Remediation of the side friction in conventional oedometer tests by using large diameter consolidometer ring. *International Journal of Geotechnical Engineering*. 2008; 2(2):161-167. DOI: 10.3328/IJGE.2008.02.02.161-167
9. Lovisa J., Sivakugan N. Tall Oedometer Testing: Method to Account for Wall Friction. *International Journal of Geomechanics*. 2014. DOI: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000359
10. Patent RU No. 2798607. *Oedometer for soil compression tests*. Application No. 2022117566. Priority of the invention 27.06.2022. Date of state registration in the State Register of Inventions of the Russian Federation 23.06.2023. (rus.).
11. Patent RU No. 54597. *Oedometer for compression and filtration*. Application No. 2005138873/22. Priority of the invention 13.12.2005. Date of state registration in the State Register of Inventions of the Russian Federation 10.07.2006. (rus.).
12. Patent CN 203479609 U. *Floating ring type consolidation container for consolidation test*. МПК G 01N 3/02. Publ. 12.03.2014.
13. Kang X., Xia Z., Chen R. Measurement and Correlations of K_0 and V_s Anisotropy of Granular Soils. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers — Geotechnical Engineering*. 2020; 173(6):546-561. DOI: 10.1680/jgeen.19.00162
14. Yao W., Li X., Wu Y., Xue Q., Hao Z., Shi J. et al. Effect of height-to-diameter ratio on the compression test results of remodeled loess and its mechanism. *Buildings*. 2023; 13(1):176. DOI: 10.3390/buildings13010176
15. Karimpour-Fard M., Zarbakhsh S., Soufi G.R., Ahadi A., Naveen B.P. Design, fabrication and calibration of a tall pneumatic oedometer apparatus. *Measurement*. 2020; 163. DOI: 10.1016/j.measurement.2020.107985
16. Lodahl M.R., Sørensen K.K., Mortensen N., Trankjær H. Oedometer tests with measurement of internal friction between oedometer ring and clay specimen. *Proceedings of the 17th Nordic Geotechnical Meeting*. 2016; 289-298.

17. Watabe Y., Udaka K., Kobayashi M., Tabata T., Emura T. Effects of friction and thickness on long-term consolidation behavior of Osaka bay clays. *Soils and foundations*. 2008; 48(4):547-561.

18. O'Kelly B.C. Development of a large consolidation meter apparatus for testing peat and other highly organic soils. *Suoseura — Finnish Peatland Society*. 2009; 60(1-2):23-36.

19. Ahmed M., Beier N.A., Kaminsky H. A comprehensive review of large strain consolidation testing

for application in oil sands mine tailings. *Mining*. 2023; 3(1):121-150. DOI: 10.3390/mining3010008

20. USSR Copyright Certificate No. 973702. Oedometer for soil compression tests. IP. E02D 1/00. Publ. 15.11.82. Byul. No. 42 (rus.).

21. Patent RU No. 2718800. *Oedometer for soil compression tests*. Application No. 2020104307. Priority of the invention 31.01.2020. Date of state registration in the State Register of Inventions of the Russian Federation 14.04.2020. (rus.).

Received August 28, 2024.

Adopted in revised form on September 20, 2024.

Approved for publication on September 25, 2024.

B I O N O T E S: **Galina Yu. Ivakhnova** — postgraduate student of the Department of Geotechnics; **Northern (Arctic) Federal University named after M.V. Lomonosov (NArFU)**; 17 Severnaya Dvina emb., Arkhangelsk, 163002, Russian Federation; ID RSCI: 1044892, Scopus: 57219992412; g.zinovjeva@narfu.ru;

Alexey A. Korshunov — Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Head of Department, Department of Engineering Geology, Foundations and Foundations; **Northern (Arctic) Federal University named after M.V. Lomonosov (NArFU)**; 17 Severnaya Dvina emb., Arkhangelsk, 163002, Russian Federation; SPIN-code: 1582-6552, Scopus: 56203452100, ResearcherID: ABB-7422-2020, ORCID: 0000-0001-5082-811; a.a.korshunov@yandex.ru;

Alexander L. Nevzorov — Doctor of Technical Sciences, Professor, Professor of the Department of Engineering Geology, Foundations and Foundations; **Northern (Arctic) Federal University named after M.V. Lomonosov (NArFU)**; 17 Severnaya Dvina emb., Arkhangelsk, 163002, Russian Federation; ID RSCI: 393637, Scopus: 7004203097, ResearcherID: J-2809-2012, ORCID: 0000-0002-6547-2741; a.l.nevzorov@yandex.ru.

Authors' contribution: all authors have made an equivalent contribution to the preparation of the publication.

The authors declare no conflict of interest.

Разработка новой конструкции стенда в виде геокупола для статических испытаний грунтов сваями нагрузением до 1500 кН

Михаил Александрович Самохвалов¹, Лариса Викторовна Гейдт²,
Лариса Рафаиловна Епифанцева², Юлия Владимировна Наумкина²

¹ Научно-производственная компания «ГЕОТЕХНИКА 72» (НПК «ГЕОТЕХНИКА 72»); г. Тюмень, Россия;

² Тюменский индустриальный университет (ТИУ); г. Тюмень, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. Проведение статических испытаний грунтов сваями является обязательным условием для проектирования свайных фундаментов. Существующие стенды имеют ряд недостатков, главные из которых заключаются в использовании массивных крупногабаритных элементов для создания грузовой платформы и выполнении монтажных операций с привлечением тяжелой грузоподъемной техники, что приводит к значительному увеличению стоимости и продолжительности испытаний. Для исключения данных недостатков предлагается разработать новый тип стенда для испытаний в виде геокупола. Его отличительная особенность — сборно-разборная на болтовых соединениях конструкция, работающая в основном на растягивающие усилия.

Материалы и методы. Осуществлен сравнительный анализ отечественных и зарубежных стендов, в том числе по результатам патентного поиска. Геометрический расчет выполнен по результатам икосаэдрической аппроксимации полусферы с использованием Autodesk Inventor. Статический расчет произведен с помощью метода конечных элементов в STARK ES 2023.

Результаты. Разработана новая конструкция стенда в виде геокупола для статических испытаний грунтов сваями нагрузением до 1500 кН. По результатам опытно-промышленных испытаний доказана работоспособность геокупола для испытания грунтов сваями с нагрузением до 1500 кН. Определены его главные преимущества: легкость — при собственном весе геокупола не более 15 кН можно выполнять испытания с нагрузением до 1500 кН; скорость — для сокращения сроков проведения работ можно выходить на объект по испытаниям с несколькими конструкциями геокуполов одновременно. С целью установления несущей способности анкеров произведены их испытания на выдерживающие нагрузки.

Выводы. Использование геокупола позволит выполнить испытания с максимальной эффективностью путем сокращения до 75 % дополнительных финансовых затрат, в том числе за счет значительного снижения транспортных расходов и исключения монтажных операций по созданию грузовой платформы, а также сокращения общего времени испытаний на объекте благодаря их параллельной организации.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: статические испытания грунтов, стенд для испытаний, геодезический купол, натяжные элементы, анкеры из буровых шнеков, несущая способность

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Самохвалов М.А., Гейдт Л.В., Епифанцева Л.Р., Наумкина Ю.В. Разработка новой конструкции стенда в виде геокупола для статических испытаний грунтов сваями нагрузением до 1500 кН // Строительство: наука и образование. 2025. Т. 15. Вып. 1. Ст. 9. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.9

Автор, ответственный за переписку: Михаил Александрович Самохвалов, info@gt72.ru.

Development of a new stand structure in the form of a geodome for soils static tests by piles with loading up to 1,500 kN

Mikhail A. Samokhvalov¹, Larisa V. Geidt², Larisa R. Epifantseva², Yuliya V. Naumkina²

¹ Scientific and production company "GEOTECHNIKA 72"; Tyumen, Russian Federation;

² Industrial University of Tyumen (IUT); Tyumen, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. The performance of static soil tests with piles is a prerequisite for the design of pile foundations. The existing stands have a number of disadvantages, the main of which are the use of massive large-sized elements for creation of a load platform and performance of installation operations with the involvement of heavy lifting equipment. A number of disadvantages leads to a significant increase in the cost and duration of testing. To exclude these disadvantages, it is proposed to develop a new type of test bench in the form of a geodome. Prefabricated and demountable construction on bolted joints, working mainly on tensile forces will be a distinctive feature of the geodome.

Materials and methods. The comparative analysis of domestic and foreign stands including the results of patent search is carried out. The geometric calculation was performed according to the results of icosahedral approximation of the hemisphere using Autodesk Inventor. Static calculation was performed using the finite element method in STARK ES 2023.

Results. A new design of a stand in the form of a geodome for soils static tests with piles loaded up to 1,500 kN is developed. The performance of the geodome for soils tests by piles with loading up to 1,500 kN was proved according to the results of practice industrial testing. Its main advantages were identified: lightness — with an empty weight of no more than 15 kN, the geodome can be used to perform tests with loading up to 1,500 kN; speed — to reduce the time required to complete the work, several geodome designs can be used for testing. The anchors were tested for pull-out loads to determine their load-bearing capacity.

Conclusions. The use of geodome will allow to perform tests with maximum efficiency by reducing up to 75 % of additional financial costs, including due to a significant reduction of transport costs and exclusion of installation operations for the creation of the load platform, as well as reducing the total time of tests at the site due to their parallel organization.

KEYWORDS: static soil tests, stand of testing, geodesic dome, tensioning elements, anchors from drill screws, bearing capacity

FOR CITATION: Samokhvalov M.A., Geidt L.V., Epifantseva L.R., Naumkina Yu.V. Development of a new stand structure in the form of a geodome for soils static tests by piles with loading up to 1,500 kN. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2025; 15(1):9. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.9

Corresponding author: Mikhail A. Samokhvalov, info@gt72.ru.

ВВЕДЕНИЕ

Проведение статических испытаний грунтов сваями является обязательным этапом инженерно-геологических изысканий при проектировании свайных фундаментов. От результатов данных испытаний будет зависеть безопасность всего строительства и последующая эксплуатация здания или сооружения. Существующие стенды, которые применяют для статических испытаний грунтов сваями, имеют ряд недостатков, главные из которых заключаются в использовании массивных крупногабаритных элементов для создания грузовой платформы и выполнении монтажных операций с привлечением тяжелой грузоподъемной техники. Связанные с этими недостатками дополнительные финансовые расходы могут достигать до 75 % от всех затрат на испытания. С целью создания грузовой платформы используются дорожные плиты, фундаментные блоки, железобетонные противовесы или балласты башенных кранов, стальные двутавровые балки или платформы. Для того чтобы доставить все эти элементы на строительную площадку необходимо нанимать длинномерные грузовые автомобили (полуприцепы, шаланды и т.п.). Для монтажа и демонтажа элементов грузовой платформы на строительной площадке требуется организовывать подъездные пути и места стоянки автомобильного крана. Время испытаний одной сваи при помощи стенда с грузовой платформой может достигать от 2 до 4 суток. Параллельное выполнение сразу нескольких испытаний с применением грузовой платформы, как правило, технически невозможно или сильно затруднено. В связи с этим существенно увеличивается общая продолжительность осуществления работ для оформления итогового отчета по инженерно-геологическим изысканиям и, как следствие, затягиваются сроки проектирования.

Таким образом, разработка нового стенда для статических испытаний грунтов сваями в виде геодезического купола (далее — геокупола), применение которого позволит значительно сократить транспортные расходы и полностью исключить монтажные (демонтажные) операции с привлечением автомо-

бильного крана, при этом одновременно уменьшив общую продолжительность выполнения работ, — актуальная тема исследований [1]. Дополнительные преимущества использования геокупола состоят в его технологичности и универсальности при проведении работ как в сложных грунтовых и стесненных условиях, так и труднодоступных отдаленных районах, благодаря в том числе возможности выполнения монтажных операций ручным способом. Использование утепленного тента, накрывающего геокупол, дает возможность достаточно эффективно и технологично организовать отопление грунта в зимний период времени, а также надежно обеспечивать защиту датчиков измерения перемещений и прочего оборудования от влияния атмосферных воздействий (дождь, снег, ветер, солнечное излучение), которые могут оказать влияние на значения перемещений [2].

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

В нашей стране используются следующие технические решения для испытаний грунтов сваями (рис. 1) [3–9]:

- грузовая платформа, состоящая из стальной рамы, на которую укладывается тарированный груз в виде дорожных плит, фундаментных блоков, железобетонные противовесы или балласты башенных кранов и т.п.;

- схемы испытаний с системой накрест лежащих балок, закрепленных анкерами из дополнительно забитых железобетонных свай;

- схемы испытаний с балкой или системой накрест лежащих балок, закрепленных анкерами из закрученных в грунт буровых шнеков.

В зарубежной практике помимо традиционных стендов для испытаний встречаются также оригинальные инженерные решения, отличительной особенностью которых является использование натяжных элементов и грунтовых анкеров (рис. 2) [10–25].

Главный недостаток применения как российских, так и зарубежных технических решений испытательных стендов заключается в применении тяжелых элементов в виде тарированного груза в со-

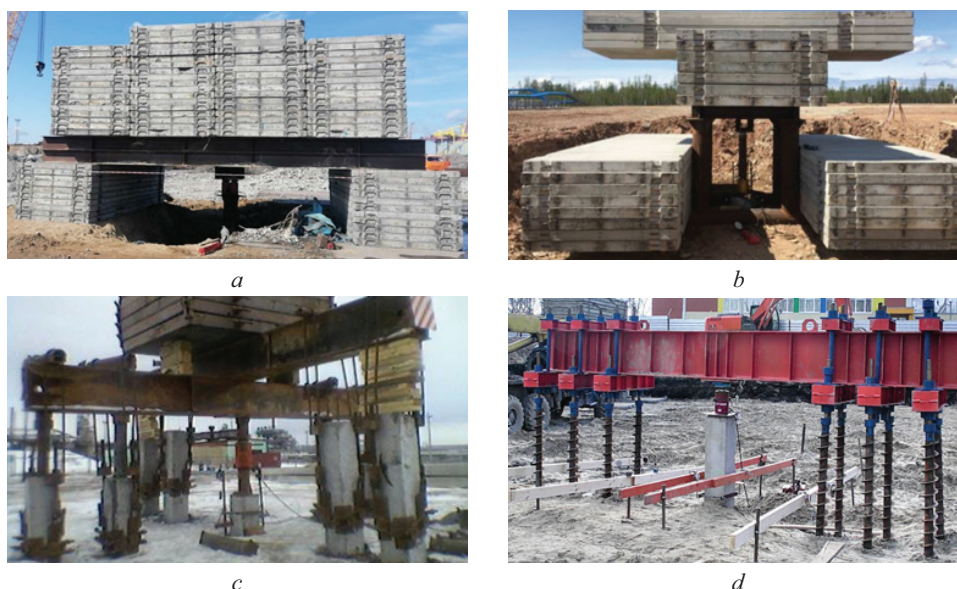


Рис. 1. Схемы и конструкции для проведения статических испытаний грунтов сваями в России: *a* — с тарированным грузом; *b* — со специальной платформой; *c* — с балками и анкерами из железобетонных свай; *d* — с балкой и анкерами из буровых шнеков

Fig. 1. Schemes and designs for static soil tests by piles in Russia: *a* — with a tared load; *b* — with a special platform; *c* — with beams and anchors from reinforced concrete piles; *d* — with a beam and anchors from drill screws



Рис. 2. Различные технические решения испытательных стендов в зарубежной практике с применением натяжных элементов и грунтовых анкеров

Fig. 2. Different technical solutions of test stand in foreign practice with the use of tension elements and ground anchors

ставе грузовой платформы или специальных массивных стальных элементов, дополнительно связанных с грунтовыми анкерами. Использование таких стендов приводит к увеличению стоимости испытаний до 75 %. Время испытаний одной сваи при помощи стенда с грузовой платформой может достигать от 2 до 4 суток. Параллельное проведение сразу нескольких испытаний с применением грузовой платформы, как правило, технически невозможно или сильно затруднено. В связи с этим значительно увеличивается общая продолжительность выполнения работ для оформления итогового отчета по инженерно-геологическим изысканиям и, как следствие, затягиваются сроки проектирования. В свою очередь, осуществление работ существующими стендами в отдаленных и труднодоступных районах, сложных грунтовых и стесненных условиях строительства сильно затруднено или практически невозможно.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

По результатам анализа нормативных документов в строительстве, связанных с испытаниями грунтов, ГОСТ 5686–2020 «Грунты. Методы полевых испытаний сваями», был выполнен геометрический расчет с использованием икосаэдрической аппроксимации полусферы в программном комплексе (ПК) Autodesk Inventor и разработана конструкция геокупола (рис. 3) [1]. В конструкции геокупола можно выделить три основных элемента:

- сборно-разборная на болтовых соединениях конструкция геодезического купола, в состав которой входит два типа размеров стержней и два типа размеров узлов, при этом все стержни и узлы имеют длину не более 1 м и вес не более 20 кгс, что позволяет их компактно складывать при транспортировке и выполнять монтаж (демонтаж), в том числе ручным способом;

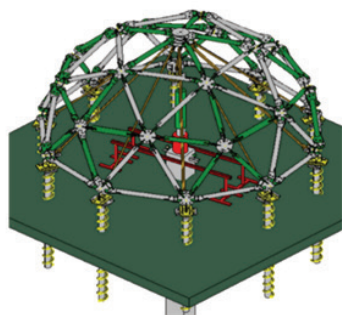


Рис. 3. Конструкция геокупола для статических испытаний грунтов сваями

Fig. 3. Geodome design for static pile soil testing

- анкеры, представляющие собой буровые шнеки длиной по 1,5 м с диаметром лопасти 135 мм и диаметром ствола 89 мм, наращивание анкеров по глубине осуществляется при помощи шестигранных буровых замков Ш55;

- натяжные элементы в виде стальных канатов со стальным сердечником.

Главные преимущества конструкции геокупола заключаются в следующем:

- максимальная нагрузка на сваю до 150 тс при собственном весе геокупола не более 1,5 тс, что позволяет его свободно перемещать по строительной площадке любой строительной техникой (фронтальный погрузчик, манипулятор, экскаватор, башенный кран и т.д.);

- равноудаленность анкеров от центра сваи (точки приложения нагрузки) и, как следствие, равная степень их нагружения и более эффективная работа на выдергивающие нагрузки;

- сочетание формы геодезического купола с утепленным тентом позволяет надежно защитить датчики измерения перемещений и прочее оборудование (гидравлический домкрат, насос, манометр давления и др.) от влияния солнечных лучей и атмосферных воздействий (дождь, снег, ветер и т.д.), эффективно и быстро отогреть грунт возле сваи в зимнее время и продолжать поддерживать положительную температуру воздуха внутри купола на весь период времени испытаний;

- сборно-разборная конструкция на болтовых соединениях геодезического купола дает воз-

можность, с одной стороны, выполнять работы как в сложных грунтовых и стесненных условиях, так и в труднодоступных отдаленных районах с осуществлением всех монтажных и демонтажных операций (при необходимости) ручным способом, с другой стороны — перед транспортировкой компактно складывать и упаковывать все элементы;

- использование натяжных элементов в виде канатов позволяет, с одной стороны, эффективно распределить усилия от гидравлического домкрата по всей конструкции геодезического купола, с другой — увеличивает работу анкеров на выдергивающие усилия не менее чем на 30 % за счет дополнительного бокового прижатия к стенкам скважин со стороны натяжения каната.

Для определения внутренних усилий, возникающих в элементах геокупола при различных этапах нагружения до значения 1500 кН, а также опорных реакций и перемещений верхнего узла проведен статический расчет в ПК STARK ES 2023. Результаты статического расчета сведены в табл. 1.

Расчетная схема, значения растягивающих и сжимающих продольных усилий, значения перемещений и опорных реакций представлены на рис. 4.

С целью обоснования эффективности использования купольной сборно-разборной стальной конструкции для статических испытаний грунтов сваями на строительной площадке в г. Тюмени были проведены испытания с достижением максимального значения нагружения 1500 кН. Для испытания конструк-

Табл. 1. Результаты статического расчета геокупола нагружением 1500 кН

Table 1. Results of static calculation of geodome with 1,500 kN loading

Нагрузка, кН	Продольные усилия, кН		Выгиб, мм	Опорные реакции, кН
	в стержнях, растяжение/сжатие	в канатах, растяжение		
500	118/75	48	4,2	50
700	167/106	67	6,0	70
900	214/135	86	7,7	90
1100	261/165	104	9,4	110
1300	309/196	124	11,1	130
1500	357/226	143	12,8	150

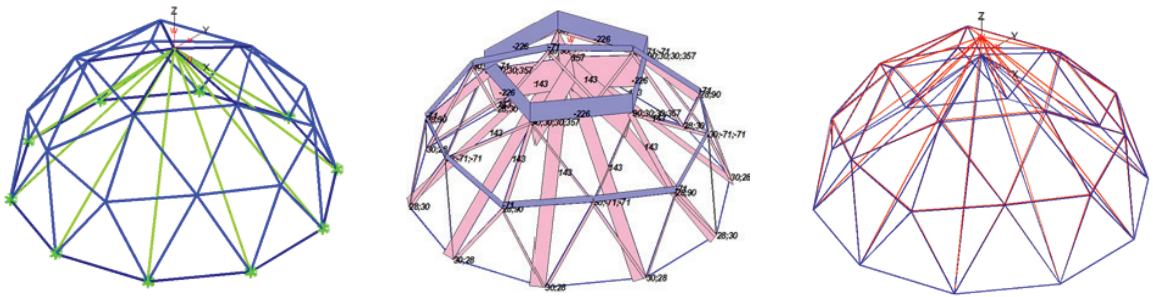


Рис. 4. Расчетная схема, значения растягивающих и сжимающих продольных усилий, значения перемещений и опорных реакций геокупола при нагружении 1500 кН
Fig. 4. Calculation scheme, values of tensile and compressive longitudinal forces, values of displacements and support reactions of the geodome under loading of 1,500 kN

ции геодезического купола с натяжными элементами и анкерами, расположенными по периметру основания купола, выбрана бурунабивная свая диаметром 400 мм длиной 18 м, упирающаяся нижним концом в песок средней плотности. По результатам испытаний максимальное значение нагрузки на сваю составило 150 тс, максимальное значение осадки 14,59 мм (рис. 5).

Для определения несущей способности анкеров длиной 6 м, собранных из наращиваемых по глубине буровых шнеков длиной 1,5 м с шестигранным замковым соединением Ш55, при их работе на выдергивающие нагрузки выполнены испытания. Физико-механические характеристики грунтового основания приведены в табл. 2.

Схема стенда для испытаний анкеров показана на рис. 6. Основными элементами стенда являются стальная балка составного двутаврового сечения, ан-

керы-стойки, гидравлический домкрат с насосом, реперная система с датчиками измерения перемещений.

По результатам серии статических испытаний анкеров на выдергивающие нагрузки построен график зависимости их выхода из грунта. Максимальное значение несущей способности при работе анкера на выдергивающие нагрузки составило 120 кН. Следует отметить, что в процессе проведения испытаний анкеров на стенде анкера воспринимали только выдергивающее значение нагрузки, в отличие от их работы в составе сборно-разборной стальной купольной конструкции. При работе анкера в составе сборно-разборной стальной купольной конструкции растягивающее усилие от каната распределяется на вертикальную составляющую в виде выдергивающего усилия и горизонтальную составляющую в виде бокового прижатия поверхности анкера к скважине во внутреннюю сторону купола. Таким обра-

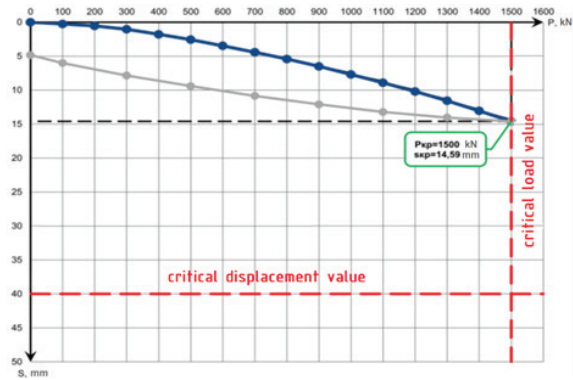


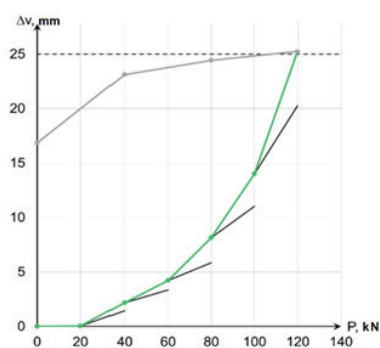
Рис. 5. Фотография статических испытаний и график зависимости осадки от нагрузки для бурунабивной сваи диаметром 400 мм длиной 18 м
Fig. 5. Photo of static tests and graph of dependence of settlement on load for bored pile with a diameter of 400 mm 18 m long

Табл. 2. Физико-механические характеристики грунтов
Table 2. Physical and mechanical characteristics of soils

Номер ИГЭ	h , м	γ_n	e	I_L	E , МПа	ϕ_n , град	C_n , кПа
Суглинок, тугопластичный (ИГЭ 2)	0,4–1,5	18,7	0,81	0,42	9,0	19	27
Суглинок, текучепластичный (ИГЭ 3)	1,5–5,5	17,9	0,98	0,81	5,0	15	18
Глина, полутвердая (ИГЭ 4)	5,5–10,0	17,8	0,95	0,22	10,0	15	35



a



b

Рис. 6. Результаты испытаний анкеров на выдергивающие нагрузки: *a* — стенд для испытаний анкеров; *b* — график зависимости выхода анкеров от нагрузки

Fig. 6. Results of anchors testing for pull-out loads: *a* — anchor test stand; *b* — graph of dependence anchor yield on load

зом, анкер фактически воспринимает выдергивающие нагрузки с одновременным боковым прижатием к боковой поверхности скважины, в результате чего его несущая способность дополнительно увеличивается не менее чем на 30 %.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

По результатам сравнительного анализа российских и зарубежных испытательных стендов для проведения полевых испытаний грунтов выявлен их основной недостаток, связанный с использованием тяжелых элементов в виде грузовой платформы или специальных стальных площадок. В свою очередь, использование данных элементов приводит к увеличению стоимости дополнительных финансовых затрат: расходы на транспорт, монтаж и демонтаж испытательных стендов, складирование, организация подъездных путей для проезда к месту выполнения работ автомобильного крана и т.д. В результате чего дополнительные затраты на организацию испытаний могут достигать до 75 % от всех затрат на выполнение полевых испытаний грунтов в зависимости от удаленности строительной площадки от центральной части городской застройки и ее инфраструктуры. Кроме того, данные дополнительные затраты неизбежно приводят к существенному увеличению сроков выполнения работ по испытаниям.

Разработан новый стенд для испытаний — геокупол с нагружением до 1500 кН, в состав которого входит сборно-разборная на болтовых соединениях конструкция геодезического купола, анкеры из наращиваемых по глубине буровых шнеков и натяжные элементы из канатов со стальным сердечником. Применение в качестве основной упорной конструкции для восприятия реактивного усилия от гидравличе-

ского домкрата купольной сборно-разборной конструкции с натяжными элементами обладает рядом конструктивных преимуществ, выгодно отличающих данное техническое решение от других: позволяет обеспечить пространственную устойчивость нагружающей системы «свая — домкрат — упор», выполнять монтаж и демонтаж конструкции ручным способом в сложных грунтовых условиях (болотистая местность), стесненных условиях (существующее свайное поле), отдаленных регионах строительства, исключение из работы изгибающих усилий и их замены в большей степени на растягивающие усилия дает возможность существенно уменьшить собственный вес конструкции до 1,5 тс, при этом сохранив возможность статического нагружения свай до 1500 кН, равноудаленность анкеров как от центра сваи, так и между соседними анкерами позволяет им эффективно работать на выдергивающие нагрузки.

По результатам статических испытаний грунтов на строительной площадке в г. Тюмени была доказана эффективность использования инновационной технологии — геокупола, позволяющей выполнять испытания грунтов сваями с нагружением до 1500 кН.

По результатам серии статических испытаний анкеров на выдергивающие нагрузки максимальное значение несущей способности анкера составило 120 кН. При работе анкера в составе сборно-разборной стальной купольной конструкции растягивающее усилие от каната распределяется на вертикальную составляющую в виде выдергивающего усилия и горизонтальную составляющую в виде бокового прижатия поверхности анкера к скважине во внутреннюю сторону купола, что позволяет ему более эффективно воспринимать выдергивающие нагрузки, несущая способность дополнительно увеличивается не менее чем на 30 %.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Патент RU № 2800985 C1. Мобильная установка для проведения статических испытаний грунтов сваями / Самохвалов М.А.; заявл. № 2022125432 от 28.09.2022; опубл. 01.10.2023. Бюл. № 22. 9 с.
2. Samokhvalov M., Demin V., Matyukov A., Paronko A. Mobile unit for static testing of soils with piles and stamps // E3S Web of Conferences. 2023. Vol. 363. Pp. 1–8. DOI: 10.1051/e3sconf/202236302009
3. Boldyrev G. Integrated Technology Geological Surveys // Advances in Transportation Geotechnics IV. 2022. Vol. 3. Pp. 691–697. DOI: 10.1007/978-3-030-77238-3_52
4. Савинов А.В., Фролов В.Э., Бровиков Ю.Н., Кожинский М.П. Экспериментальные исследования несущей способности свай Fundex после длительного «отдыха» в глинистых грунтах статическими вдавливающими и выдергивающими нагрузками // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. 2019. Т. 10. № 4. С. 13–29. DOI: 10.15593/2224-9826/2019.4.02
5. Каширский В.И., Дмитриев С.В. Современное состояние и перспективы испытаний грунтов штампами // Инженерные изыскания. 2019. Т. 13. № 1. С. 6–17.
6. Zhussupbekov A., Mangushev R., Omarov A. Geotechnical Piling Construction and Testing on Problematical Soil Ground of Kazakhstan and Russia // Modern Applications of Geotechnical Engineering and Construction. 2020. Pp. 89–107. DOI: 10.1007/978-981-15-9399-4_9. EDN YJMNM.
7. Омаров А.М., Овчинников И.И. Опыт применения технологичных методов полевых испытаний грунтов сваями // Вестник Евразийской науки. 2022. Т. 14. № 3.
8. Тулебекова А.С., Жусупбеков А.Ж., Ашкей Е., Аимбетова Т.С. Особенности проведения статических испытаний грунтов сваями по требованиям ASTM стандарта // Актуальные научные исследования в современном мире. 2019. № 3–1 (47). С. 172–176.
9. Тер-Мартirosян З.Г., Филиппов К.А. Решение задачи осадки сваи под действием вертикальной статической нагрузки с учетом пластических свойств грунтов основания // Вестник МГСУ. 2022. Т. 17. № 7. С. 871–881. DOI: 10.22227/1997-0935.2022.7.871-881
10. Тер-Мартirosян З.Г., Акулецкий А.С. Взаимодействие сваи большой длины с окружающим многослойным и подстилающим грунтами // Вестник МГСУ. 2021. Т. 16. № 2. С. 168–175. DOI: 10.22227/1997-0935.2021.2.168-175
11. Шейнин В.И., Дзагов А.М. Использование логнормального распределения при обработке результатов испытаний грунтов сваями // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2021. Т. 58. № 3. С. 185–189.
12. Al-Suhaily A.S., Abood A.S., Fattah M. Bearing capacity of uplift piles with end gates // Proceedings of China — Europe Conference on Geotechnical Engineering. Springer Series in Geomechanics and Geoengineering (SSGG). 2018. Vol. 2. Pp. 893–897. DOI: 10.1007/978-3-319-97115-5_3
13. Badelow F., Poulos H.G. Geotechnical foundation design for some of the world's tallest buildings // 15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ARC 2015: New Innovations and Sustainability. 2015. Pp. 96–108. DOI: 10.3208/jgssp.ESD-KL-2
14. Basu P., Prezzi M. Design and Applications of Drilled Displacement (Screw) Piles // Final Report, Joint Transportation Research Programmeme. Project No: C-36-45U. File №: 6-18-19. Purdue University, West Lafayette, Indiana, 2009. Pp. 12–13. DOI: 10.5703/1288284314278
15. Valikhah F., Eslami A., Veiskarami M. CPT-Based Approach to Study the Load-Displacement Behaviour of Driven Piles by the New Method of Stress Characteristics // Proceedings of China-Europe Conference on Geotechnical Engineering: Springer International Publishing. 2018. Vol. 2. Pp. 1036–1040. DOI: 10.1007/978-3-319-97115-5_33
16. Fellenius B.H., Terceros H.M., Massarsch K.R. Bolivian experimental site for testing // Proceedings 3rd International Conference on Deep Foundations. Santa Cruz, 2017.
17. Russo G. Analysis and design of pile foundations under vertical load : an overview // Rivista Italiana di Geotecnica. 2018. Vol. 52. Issue 2. Pp. 52–71. DOI: 10.19199/2018.2.0557-1405.52
18. Chatterjee K. Influence of soil type on load carrying capacity of single piles // Arabian Journal of Geosciences. 2022. Vol. 15. Issue 7. DOI: 10.1007/s12517-022-09846-1
19. Sudhi D., Biswas S., Manna B. Development of design charts to predict the dynamic response of pile supported machine foundations // Frontiers of Structural and Civil Engineering. 2024. Vol. 18. Pp. 663–679. DOI: 10.1007/s11709-024-1024-z
20. Ye Z., Yong A.Z. Vertical dynamic response of a pile embedded in layered transversely isotropic unsaturated soils // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2022. Vol. 148. Issue 1. P. 04021169. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002714
21. Mishra A., Venkatesh K., Karumanchi S.R. 3D Numerical Analysis of Single Pile and Pile–Raft Subjected to Vertical Loading // Indian Geotechnical Journal. 2023. Vol. 53. Pp. 686–697. DOI: 10.1007/s40098-022-00707-y
22. Yousheng D., Keqin Z., Zhigang Y., Huiling Z., Wenjie L. Study of the Horizontal Load-Bearing Characteristics of Coupling Beam Pile Structures // Indian

Geotechnical Journal. 2023. Vol. 53. Pp. 1250–126. DOI: 10.1007/s40098-023-00744-1

23. Phung L.D. FEM Simulation of Single Pile Load Tests // Lecture Notes in Civil Engineering. 2023. Vol. 395. Pp. 69–77. DOI: 10.1007/978-981-99-9722-0_3

24. Li Q., Prendergast L.J., Askarinejad A., Gavin K. Influence of vertical loading on behaviour of laterally

loaded foundation piles : a review // Journal of Marine Science and Engineering. 2020. Vol. 8. Issue 12. P. 1029. DOI: 10.3390/jmse8121029

25. Lu W., Zhang G. Influence mechanism of vertical-horizontal combined loads on the response of a single pile in sand // Soils and Foundations. 2018. Vol. 58. Issue 5. Pp. 1228–1239. DOI: 10.1016/j.sandf.2018.07.002

Поступила в редакцию 28 августа 2024 г.

Принята в доработанном виде 20 сентября 2024 г.

Одобрена для публикации 25 сентября 2024 г.

ОБ АВТОРАХ: Михаил Александрович Самохвалов — кандидат технических наук, доцент, директор; Научно-производственная компания «ГЕОТЕХНИКА 72» (НПК «ГЕОТЕХНИКА 72»); г. Тюмень, ул. Ямская, д. 77; info@gt72.ru;

Лариса Викторовна Гейдт — старший преподаватель кафедры строительного производства; Тюменский индустриальный университет (ТИУ); г. Тюмень, ул. Володарского, д. 38; gejdtlv@tyuiu.ru;

Лариса Рафаиловна Епифанцева — кандидат технических наук, доцент кафедры строительных конструкций; Тюменский индустриальный университет (ТИУ); г. Тюмень, ул. Володарского, д. 38; epifantsevalr@tyuiu.ru;

Юлия Владимировна Наумкина — кандидат технических наук, доцент кафедры строительных конструкций; Тюменский индустриальный университет (ТИУ); г. Тюмень, ул. Володарского, д. 38; naumkinajv@tyuiu.ru.

Вклад авторов:

Самохвалов М.А. — научное руководство, концепция исследования, развитие методологии, написание исходного текста, итоговые выводы.

Гейдт Л.В. — сбор и обработка материала.

Епифанцева Л.Р. — обработка материала, доработка текста, подбор литературы.

Наумкина Ю.В. — обработка материала, научное редактирование текста.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

REFERENCES

1. Patent RU No. 2800985 C1. *Mobile unit for static testing of soils by piles* / Samokhvalov M.A.; declared. No. 2022125432 09/28/2022; publ. 10/01/2023. Bulletin No. 22; 9.

2. Samokhvalov M., Demin V., Matyukov A., Paronko A. Mobile unit for static testing of soils with piles and stamps. *E3S Web of Conferences*. 2023; 363:1-8. DOI: 10.1051/e3sconf/202236302009

3. Boldyrev G. Integrated Technology Geological Surveys. *Advances in Transportation Geotechnics IV*. 2022; 3:691-697. DOI: 10.1007/978-3-030-77238-3_52

4. Savinov A.V., Frolov V.E., Brovikov Y.N., Kozhinskiy M.P. Experimental tests of a bearing capacity of “Fundex” piles after the long “relaxation” in clay soils the dead pressing and pulling-out loads. *Construction and Geotechnics*. 2019; 10(4):13-29. DOI: 10.15593/2224-9826/2019.4.02 (rus.).

5. Kashirskiy V.I., Dmitriev S.V. Modern state and perspectives of soil testing by stamps. *Engineering Research*. 2019; 13(1):6-17. (rus.).

6. Zhussupbekov A., Mangushev R., Omarov A. Geotechnical Piling Construction and Testing on Problematical Soil Ground of Kazakhstan and Russia. *Modern Applications of Geotechnical Engineering and Construc-*

tion. 2020; 89-107. DOI: 10.1007/978-981-15-9399-4_9. EDN YJMNM.

7. Omarov A.M., Ovchinnikov I.I. Experience in the application of technological methods of field testing of soils with piles. *The Eurasian Scientific Journal*. 2022; 14(3). (rus.).

8. Tulebekova A.S., Zhussupbekov A.Zh., Ashkei E., Aimbetova T.S. Features of static tests of soils by piles according to ASTM standard requirements. *Topical Scientific Research in the Modern World*. 2019; 3-1(47):172-176. (rus.).

9. Ter-Martirosyan Z.G., Filippov K.A. A solution to the problem of pile settlement caused by vertical static loading with consideration to plastic properties of the foundation soil. *Vestnik MGSU* [Monthly Journal on Construction and Architecture]. 2022; 17(7):871-881. DOI: 10.22227/1997-0935.2022.7.871-881 (rus.).

10. Ter-Martirosyan Z.G., Akuletskii A.S. Interaction between a long pile and multi-layer underlying soils. *Vestnik MGSU* [Monthly Journal on Construction and Architecture]. 2021; 16(2):168-175. DOI: 10.22227/1997-0935.2021.2.168175 (rus.).

11. Sheinin V.I., Dzagov A.M. Use of lognormal distribution for processing the results of soil testing by

piles. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2021; 58(3):185-189. (rus.).

12. Al-Suhaily A.S., Abood A.S., Fattah M. Bearing capacity of uplift piles with end gates. *Proceedings of China — Europe Conference on Geotechnical Engineering. Springer Series in Geomechanics and Geoengineering (SSGG)*. 2018; 2:893-897. DOI: 10.1007/978-3-319-97115-5_3

13. Badelow F., Poulos H.G. Geotechnical foundation design for some of the world's tallest buildings. *15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ARC 2015: New Innovations and Sustainability*. 2015; 96-108. DOI: 10.3208/jgssp.ESD-KL-2

14. Basu P., Prezzi M. Design and Applications of Drilled Displacement (Screw) Piles. *Final Report, Joint Transportation Research Programmeme. Project No: C-36-45U. File №: 6-18-19*. Purdue University, West Lafayette, Indiana, 2009; 12-13. DOI: 10.5703/1288284314278

15. Valikhah F., Eslami A., Veiskarami M. CPT-Based Approach to Study the Load-Displacement Behaviour of Driven Piles by the New Method of Stress Characteristics. *Proceedings of China-Europe Conference on Geotechnical Engineering: Springer International Publishing*. 2018; 2:1036-1040. DOI: 10.1007/978-3-319-97115-5_33

16. Fellenius B.H., Terceros H.M., Massarsch K.R. Bolivian experimental site for testing. *Proceedings 3rd International Conference on Deep Foundations*. Santa Cruz, 2017.

17. Russo G. Analysis and design of pile foundations under vertical load : an overview. *Rivista Italiana di Geotecnica*. 2018; 52(2):52-71. DOI: 10.19199/2018.2.0557-1405.52

18. Chatterjee K. Influence of soil type on load carrying capacity of single piles. *Arabian Journal of Geosciences*. 2022; 15(7). DOI: 10.1007/s12517-022-09846-1

19. Sudhi D., Biswas S., Manna B. Development of design charts to predict the dynamic response of pile supported machine foundations. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*. 2024; 18:663-679. DOI: 10.1007/s11709-024-1024-z

20. Ye Z., Yong A.Z. Vertical dynamic response of a pile embedded in layered transversely isotropic unsaturated soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2022; 148(1):04021169. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002714

21. Mishra A., Venkatesh K., Karumanchi S.R. 3D Numerical Analysis of Single Pile and Pile–Raft Subjected to Vertical Loading. *Indian Geotechnical Journal*. 2023; 53:686-697. DOI: 10.1007/s40098-022-00707-y

22. Yousheng D., Keqin Z., Zhigang Y., Huiling Z., Wenjie L. Study of the Horizontal Load-Bearing Characteristics of Coupling Beam Pile Structures. *Indian Geotechnical Journal*. 2023; 53:1250-126. DOI: 10.1007/s40098-023-00744-1

23. Phung L.D. FEM Simulation of Single Pile Load Tests. *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2023; 395:69-77. DOI: 10.1007/978-981-99-9722-0_3

24. Li Q., Prendergast L.J., Askarinejad A., Gavin K. Influence of vertical loading on behaviour of laterally loaded foundation piles : a review. *Journal of Marine Science and Engineering*. 2020; 8(12):1029. DOI: 10.3390/jmse8121029

25. Lu W., Zhang G. Influence mechanism of vertical-horizontal combined loads on the response of a single pile in sand. *Soils and Foundations*. 2018; 58(5):1228-1239. DOI: 10.1016/j.sandf.2018.07.002

Received August 28, 2024.

Adopted in revised form on September 20, 2024.

Approved for publication on September 25, 2024.

B I O N O T E S: **Mikhail A. Samokhvalov** — Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Director; **Scientific and production company “GEOTECHNIKA 72”**; 77 Yamskaya st., Tyumen, Russian Federation; info@gt72.ru;

Larisa V. Geidt — Senior Lecturer of the Department of Construction Production; **Industrial University of Tyumen (IUT)**; 38 Volodarskogo st., Tyumen, Russian Federation; gejdtlv@tyuiu.ru;

Larisa R. Epifantseva — Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Building Structures; **Industrial University of Tyumen (IUT)**; 38 Volodarskogo st., Tyumen, Russian Federation; epifantsevalr@tyuiu.ru;

Yuliya V. Naumkina — Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Building Structures; **Industrial University of Tyumen (IUT)**; 38 Volodarskogo st., Tyumen, Russian Federation; naumkinajv@tyuiu.ru.

Contribution of the authors:

Mikhail A. Samokhvalov — scientific guidance, research concept, development of methodology, writing the source text, final conclusions.

Larisa V. Geidt — material collection, material processing.

Larisa R. Epifantseva — material processing, text finalization, selection of literature.

Yuliya V. Naumkina — material processing, scientific editing of the text.

The authors declare that they have no conflict of interest.

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH PAPER

УДК 624.152

DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.10

Особенности деформирования глин при блочном ступенчатом статическом трехосном нагружении

Ирина Владимировна Королева

Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КГАСУ); г. Казань, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. При проектировании оснований фундаментов возникают вопросы о деформационных характеристиках грунта в условиях сложного напряженного состояния. В этом случае вопрос качественного моделирования в лабораторных условиях расчетного напряженно-деформированного состояния массива остается наиболее актуальным. Одним из путей решения может быть изучение механических свойств грунтов в условиях блочного трехосного нагружения с независимо регулируемые вертикальными σ_1 и горизонтальными $\sigma_2 = \sigma_3$ напряжениями.

Материалы и методы. Проведены лабораторные трехосные блочные режимные испытания глинистых грунтов нарушенной структуры. Использованы режимы с чередующимися повышающимся и понижающимся блоками девиаторного нагружения, при этом максимальная величина девиатора первого повышающегося блока нагружения и амплитуда разгрузки для всех режимов принята одинаковой. Исследования проведены на образцах кубической формы. Применен прибор с жесткими гранями.

Результаты. Основными результатами выполненных исследований являются новые данные об изменении деформаций и прочности образцов в условиях блочного трехосного режимного нагружения в зависимости от величины всестороннего обжатия. Выполнен анализ полученных результатов. Установлены некоторые закономерности поведения глинистых грунтов. Дано обоснование механизму происходящих в образце процессов.

Выводы. Установлено влияние величины бокового давления на развитие линейных и объемных деформаций образца, предельных значений разрушающей нагрузки с учетом наличия блоков повторного девиаторного нагружения.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: глина, трехосное сжатие, блочное нагружение, девиатор, разгрузка, модуль деформации, прочность

Благодарности. Автор благодарит доктора технических наук, профессора, заведующего кафедрой оснований, фундаментов, динамики сооружений и инженерной геологии Казанского государственного архитектурно-строительного университета Илизара Талгатовича Мирсаяпова за советы и консультации, а также рецензентов за проявленный интерес к работе.

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Королева И.В. Особенности деформирования глин при блочном ступенчатом статическом трехосном нагружении // Строительство: наука и образование. 2025. Т. 15. Вып. 1. Ст. 10. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.10

Автор, ответственный за переписку: Ирина Владимировна Королева, 79178711218@yandex.ru.

Deformation of clay under block step-by-step static triaxial loading

Irina V. Koroleva

Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUAE); Kazan, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. When designing foundation bases, questions arise about the deformation characteristics of soil under complex stress conditions. In this case, the issue of qualitative modelling in laboratory conditions of the calculated stress-strain state of the massif remains the most relevant. One of the solutions may be to study the mechanical properties of soils under block triaxial loading with independently adjustable vertical σ_1 and horizontal $\sigma_2 = \sigma_3$ stresses.

Materials and methods. Laboratory triaxial block regime tests of clayey soils with disturbed structure were carried out. Modes with alternating increasing and decreasing blocks of deviatoric loading were used, with the maximum value of the deviator of the first increasing block of loading and the amplitude of unloading for all modes were assumed to be the same. The studies were carried out on cubic-shaped specimens. A device with rigid edges was used.

Results. The main results of the conducted research are new data on the change in deformations and strength of specimens under block triaxial mode loading conditions depending on the magnitude of all-round compression. The analysis of the obtained results is performed. Some patterns of clayey soil behaviour are established. The mechanism of processes occurring in the specimen is substantiated.

Conclusions. The influence of the magnitude of lateral pressure on the development of linear and volumetric deformations of the specimen, the ultimate values of the destructive load, taking into account the presence of blocks of repeated deviatoric loading, was established.

KEYWORDS: clay, triaxial compression, block loading, deviator, unloading, deformation modulus, strength

Acknowledgements. The author thanks Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of the Department of Foundations, Dynamics of Structures and Engineering Geology of the Kazan State University of Architecture and Civil Engineering Ilizar Talgatovich Mirsayapov for advice and consultations, as well as the reviewers for their interest in the work.

FOR CITATION: Koroleva I.V. Deformation of clay under block step-by-step static triaxial loading. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2025; 15(1):10. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.10

Corresponding author: Irina V. Koroleva, 79178711218@yandex.ru.

ВВЕДЕНИЕ

Современная геотехника — динамично развивающаяся область знаний, так как возведение сложных сооружений [1–3] и устройство глубоких котлованов [4–6] ставят перед ней новые задачи, например, проектирование уникальных объектов требует применения новых расчетных моделей оснований [7–9] и уточнения их параметров [10–12], а также усовершенствования методов проведения лабораторных исследований с целью получения дополнительных данных о грунтах несущего массива [13–15]. Существуют различные виды блочных испытаний, например циклическое, длительное статическое [16–18]. Наиболее часто выполняются трехосные испытания, поскольку именно они позволяют достоверно моделировать напряженно-деформированное состояние (НДС) грунта под фундаментом, устраиваемом в глубоком котловане. В этом случае поведение малых образцов переносят на прогноз величин осадок оснований, учитывая особенности загрузки массива. Испытание состоит из блоков всестороннего обжатия и девиаторного нагружения, при этом принимается, что первый этап моделирует НДС природного массива, а второй — дополнительное нагружение от сооружения. Загружение осуществляется осесимметричным сначала, затем — девиаторным с постепенным увеличением вертикальной нагрузки. Однако, если площадка строительства размещается в стесненных условиях, отрывается котлован с гибкими ограждениями, то напряженное состояние окружающего грунтового массива изменяется и возникает «история загрузки» [19–21]. Этот процесс, по мнению автора, лучше всего моделируется блочным ступенчатым статическим трехосным нагружением.

Цель исследования — проведение трехосных испытаний с разными величинами всестороннего обжатия и повторным нагружением девиатором. Учет

особенностей деформирования глинистых грунтов при режимном блочном трехосном нагружении дает возможность более точно приблизить теоретические прогнозы к реальному поведению грунтов оснований фундаментов. В связи с этим экспериментальное изучение НДС глинистых грунтов в названных условиях загрузки является актуальной задачей.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Глинистые грунты обладают ярко выраженными реологическими свойствами, проявляющимися при трехосном режимном нагружении, однако роль бокового давления на развитие деформаций и прочность образцов недостаточно изучена. Для уменьшения неоднородностей и дефектов в виде хаотично расположенных пор, пустот и включений принято решение использовать грунты нарушенной структуры. Образцы имели форму куба с размером ребра 100 мм и были приготовлены из пасты по методике, разработанной на кафедре оснований, фундаментов, динамики сооружений и инженерной геологии Казанского государственного архитектурно-строительного университета. Измельченный воздушно-сухой грунт увлажнялся и выдерживался в эксикаторе в течение 36 ч, затем послойно отсыпался в форму и уплотнялся. Для частичного восстановления структурных связей в грунте образец после изготовления выдерживался в герметичной форме в течение 6 ч.

Образцы не имели дефектов в виде крупных включений, пор и пустот, были однородны по составу и идентичны по физическо-механическим характеристикам до начала испытания. Грунт можно классифицировать как легкую глину в твердом состоянии. Начальные характеристики образцов глинистого грунта нарушенной структуры приведены в таблице.

Физико-механические характеристики образца глинистого грунта нарушенной структуры до начала испытания
Physicomechanical characteristics of the clay soil specimen with a disturbed structure before testing

Наименование показателей	Обозначение	Единица измерения	Значение
Заданная влажность	W	д. е.	0,22
Влажность на границе текучести	W_L	д. е.	0,41
Влажность на границе раскатывания	W_p	д. е.	0,235
Число пластичности	J_p	д. е.	0,175

Окончание табл. / End of the Table

Наименование показателей	Обозначение	Единица измерения	Значение
Показатель текучести	J_L	д. е	–0,03
Плотность грунта	ρ	г/см ³	1,952
Угол внутреннего трения при W	φ	град	20,556
Удельное сцепление при W	C	кПа	67,467
Модуль общей деформации при W	E	МПа	23,180

Испытания выполнялись в приборе трехосного сжатия с жесткими штампами при различных значениях величины нормального напряжения σ_m , что обеспечивалось независимо регулируемыми вертикальными σ_1 и горизонтальными $\sigma_2 = \sigma_3$ напряжениями, которые изменялись в процессе нагружения образца согласно программе испытаний (рис. 1). Каждое испытание состояло из четырех блоков. К образцу на первом блоке «всестороннее обжатие» прикладывалось $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_m = 80$ кПа (режим 1), $\sigma_m = 160$ кПа (режим 2) и $\sigma_m = 240$ кПа (режим 3), затем следовал блок девиаторного нагружения до $\sigma_1 = 400$ кПа, который сменялся блоком разгрузки до $\sigma_1 = 240$ кПа, после чего образец снова подвергался ступенчатому вертикальному нагружению $\Delta\sigma_1$ до разрушения (рис. 2). Нагружение и разгрузка производились со скоростью 1 ступень каждые 10 мин, всестороннее обжатие выдерживалось 30 мин.

С целью выявления влияния блока девиаторной разгрузки рассматриваемых режимов нагружения проведено кратковременное трехосное нагружение образца по схеме «раздавливания» (рис. 3). Результаты данного испытания были приняты за «эталонные».

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

По результатам экспериментальных исследований построены графические зависимости развития вертикальных и объемных деформаций во времени, изменения модуля деформации на каждом блоке нагружения.

На графиках видно, что линейные деформации развиваются на протяжении всего испытания (рис. 4). Наличие блоков 2 и 3 приводит к увеличению вертикальных деформаций по сравнению с эталонными образцами до 12 %. Следует отметить, что чем меньше

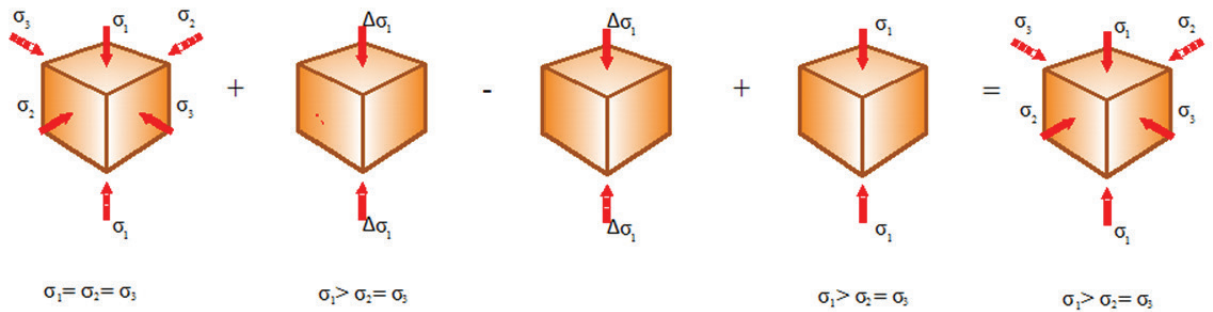


Рис. 1. Схема блочного трехосного нагружения

Fig. 1. Block triaxial loading scheme

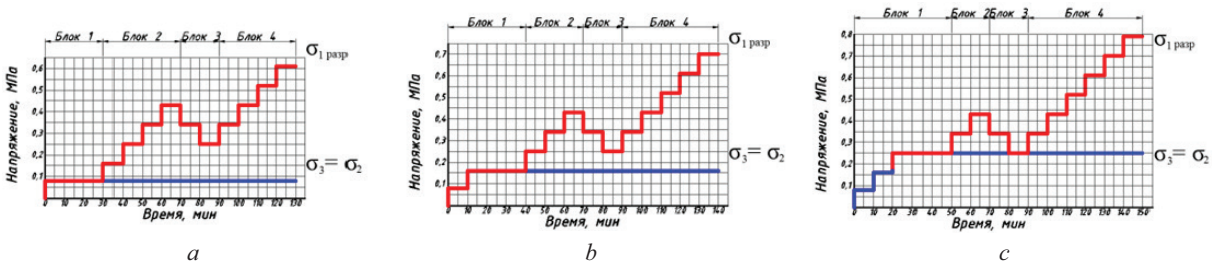


Рис. 2. Режимы нагружения: 1 (a); 2 (b); 3 (c); блок 1 — всестороннее обжатие; блок 2 — девиаторное нагружение; блок 3 — девиаторное разгружение; блок 4 — девиаторное нагружение до разрушения

Fig. 2. Loading modes: 1 (a); 2 (b); 3 (c); block 1 — all-round compression; block 2 — deviatoric loading; block 3 — deviatoric unloading; block 4 — deviatoric loading to failure

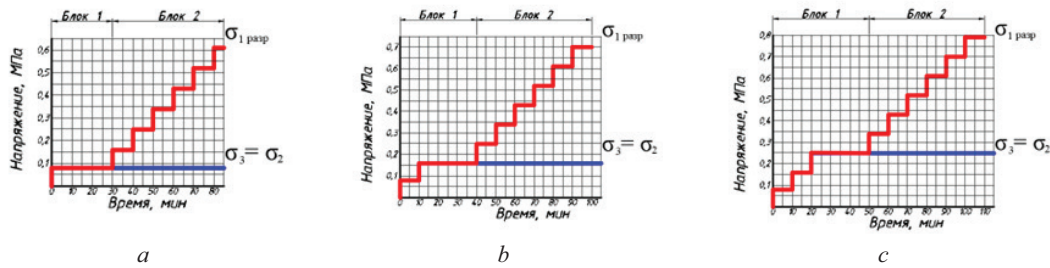


Рис. 3. Режимы «эталонного» нагружения: 1 (a); 2 (b); 3 (c); блок 1э — всестороннее обжатие; блок 2э — девиаторное нагружение до разрушения

Fig. 3. “Reference” loading modes: 1 (a); 2 (b); 3 (c); block 1e — all-round compression; block 2e — deviatoric loading until failure

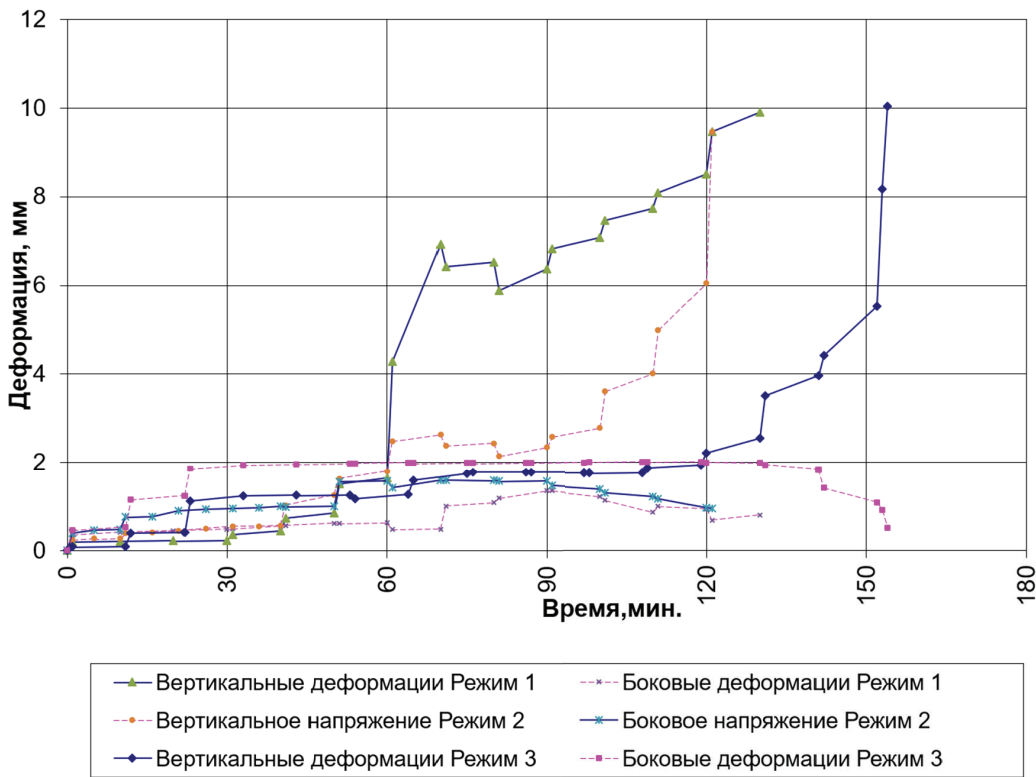


Рис. 4. Сводный график развития линейных деформаций в процессе блочного режимного трехосного нагружения

Fig. 4. Summary graph of the development of linear deformations during block triaxial loading

величина боковых напряжений, тем большее увеличение прочности происходит в случае наличия блоков разгрузки и повторного нагружения. При величине $\sigma_m = 240$ кПа (режим 3) разница в величине разрушающей нагрузки между эталонным и режимным нагружениями составляет менее 5 %. Зафиксированное упрочнение объясняется поворотом площадок главных напряжений на этапе разгрузки образца, а затем их возвращением к первоначальному положению на блоке 3 режимного нагружения. Кроме того, на этом этапе наблюдается перекомпоновка частиц в соответствующих направлениях, что вызывает схлопывание образовавшихся микротрещин в зоне 4 (рис. 5).

Модуль линейных деформаций на этапе повторного нагружения (блок 4 до величины $\sigma_1 = 400$ кПа)

для режима 3 меньше модуля для блока 2 на этом же интервале напряжений в 1,3 раза, хотя для компрессионных испытаний модуль по второй ветви нагружения всегда выше. Вышеизложенное показывает, что влияние величины боковых давлений на развитие деформаций и прочность образцов недостаточно изучены.

Объемные деформации образца увеличиваются на всех блоках нагружения. На блоке всестороннего обжатия при увеличении среднего напряжения в 2 раза до $\sigma_m = 160$ кПа объемные деформации увеличились в 1,067 раза, а при $\sigma_m = 240$ кПа — в 1,98 раза. На первом блоке девиаторного нагружения прирост объемных деформаций составил 44, 25 и 6 % по сравнению с объемными деформациями при всестороннем обжатии для режимов 1, 2 и 3 соответственно.

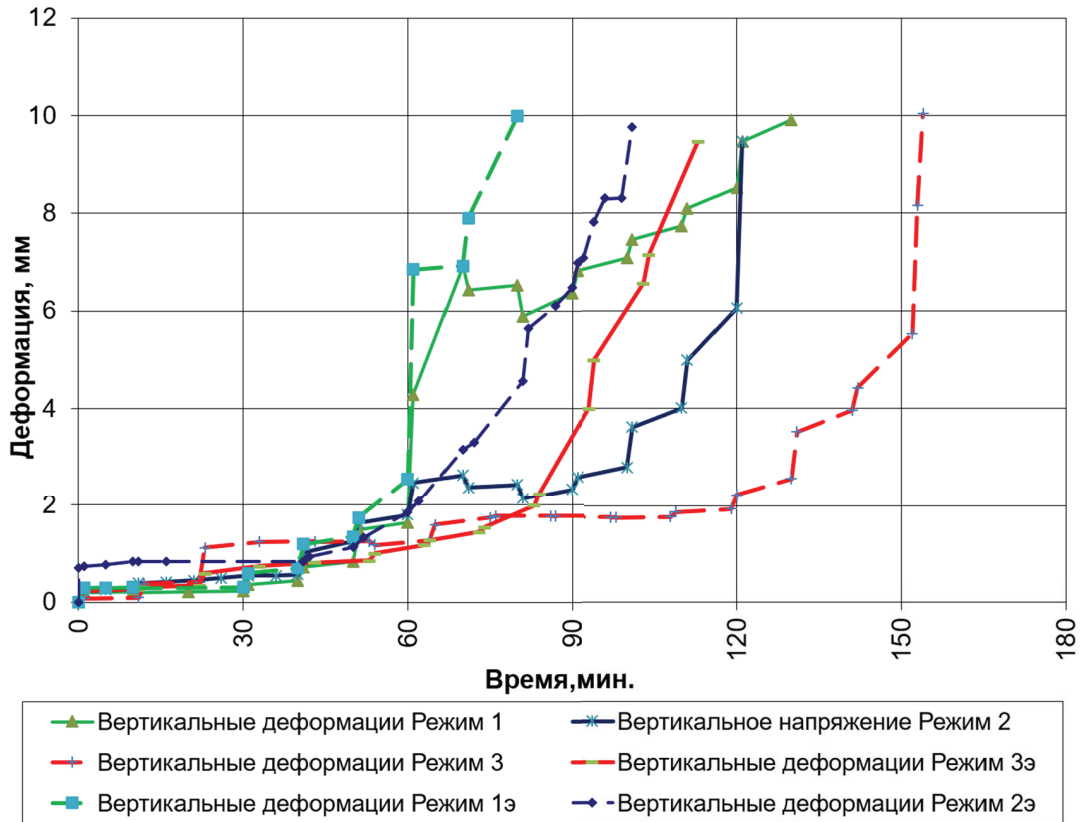


Рис. 5. Сводный график развития вертикальных линейных деформаций в процессе блочного режимного трехосного нагружения и эталонных образцов

Fig. 5. Summary graph of the development of vertical linear deformations during block triaxial loading and reference specimens

Это объясняется продолжающимися процессами уплотнения грунта в образце, начавшимися на этапе всестороннего обжатия, и дальнейшим формированием уплотненных зон у граней (рис. 6). Незначи-

тельный прирост $\sigma_2 = \sigma_3 = 240$ кПа объясняется малой величиной девиатора. Блок девиаторной разгрузки вызвал незначительное уменьшение вертикальных деформаций и увеличение боковых, что в сумме привело к приросту объемных деформаций по сравнению с предыдущим блоком на 4,8 % для режима 1, 0,5 % для режима 2 и 0,4 % для режима 3.

Наличие уплотненных пирамид в образце установлено по результатам отбора проб грунта из характерных зон (рис. 6).

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

Согласно результатам исследования можно сделать некоторые выводы.

При определении механических характеристик грунта следует учитывать НДС в массиве основания как в природном состоянии, так и в процессе строительства и эксплуатации.

Приборы трехосного сжатия с независимым нагружением наиболее достоверно позволяют создать сложное НДС в лабораторных условиях.

Влияние величины боковых напряжений на деформирование грунта изучено недостаточно и требует дальнейшей проработки.

Выявлены графические зависимости развития деформаций грунта в процессе трехосного блочного режимного нагружения.

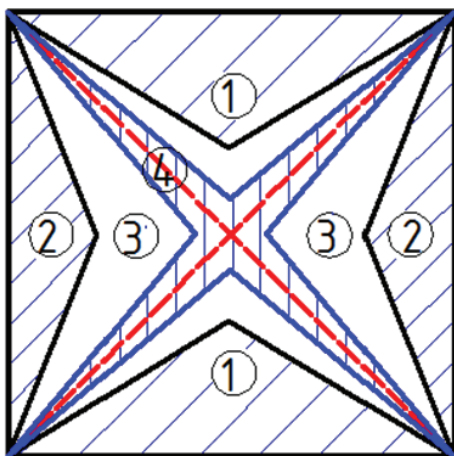


Рис. 6. Зоны различной плотности в образце: 1 — вертикальные уплотненные пирамиды; 2 — уплотненные пирамиды у боковых граней; 3 — зона предельного состояния; 4 — зона дилатансии

Fig. 6. Different density local zone layout under triaxial test: 1 — vertical consolidated pyramids; 2 — side consolidated pyramids; 3 — uniform deflected state zone; 4 — dilatancy zone

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Travush V.I., Shulyat'ev O.A., Shulyat'ev S.O., Shakhraman'yan A.M., Kolotovichev Yu.A. Analysis of the Results of Geotechnical Monitoring of "Lakhta Center" Tower // Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2019. Vol. 56. Pp. 98–106. DOI: 10.1007/s11204-019-09576-9
2. Yang C., Zhu Z., Xiao Y. Bearing capacity of ring foundations on sand overlying clay // Applied Sciences. 2020. Vol. 10. Issue 13. P. 4675. DOI: 10.3390/app10134675
3. Petrukhin V.P. Geotechnical problems of construction in Moscow — the largest metropolis of Russia // Proceedings of the international. Conference — Geotechnical problems of megacities, GEOMOS2010. 2010.
4. Деменков П.А., Комолов В.В. Исследование влияния строительства глубоких котлованов на оседания массива в плоской и пространственной постановке // Горный информационно-аналитический бюллетень. 2023. № 6. С. 97–110. DOI: 10.25018/0236_1493_2023_6_0_97
5. Song D., Chen Z., Dong L. Monitoring analysis of influence of extra-large complex deep foundation pit on adjacent environment: a case study of Zhengzhou City, China // Geomatics, Natural Hazards and Risk. 2020. Vol. 11. Issue 1. Pp. 2036–2057. DOI: 10.1080/19475705.2020.1823492
6. Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З., Ванина Ю.В. Длительная осадка и несущая способность оснований и фундаментов вблизи вертикальной выемки при разных параметрах вязкости грунта // Вестник МГСУ. 2022. Т. 17. № 12. С. 1664–1676. DOI: 10.22227/1997-0935.2022.12.1664-1676
7. Mirsayapov I.T., Koroleva I.V. Strength and deformability of clay soil under different triaxial load regimes that consider crack formation // Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2016. Vol. 53. Issue 1. Pp. 5–11. DOI: 10.1007/s11204-016-9356-x
8. Mirsayapov I.T., Koroleva I.V. Clayey soils rheological model under triaxial regime loading // Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development — Proceedings of the XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ECSMGE 2015. 2015. Pp. 3249–3254.
9. Мирсаяпов И.Т., Шараф Х.М.А. Несущая способность и осадки глинистых оснований при блочных циклических нагружениях // Вестник МГСУ. 2024. Т. 19. № 5. С. 789–799. DOI: 10.22227/1997-0935.2024.5.789-799
10. Тер-Мартirosян З.Г., Мирный А.Ю., Соболев Е.С. Особенности определения параметров современных моделей грунтов при лабораторных испытаниях // Геотехника. 2016. № 1. С. 66–72.
11. Тер-Мартirosян А.З., Сидоров В.В., Ермошина Л.Ю. Определение и верификация параметров модели слабого грунта с учетом ползучести // Вестник МГСУ. 2018. Т. 13. № 6 (117). С. 697–708. DOI: 10.22227/1997-0935.2018.6.697-708.
12. Музейчик А.Ю., Болдырев Г.Г., Арефьев Д.В. Идентификация параметров моделей грунтов // Инженерная геология. 2010. № 3. С. 38–43.
13. Королева И.В. Исследование влияния фактора времени на прочность глин // Известия КГАСУ. 2023. № 4 (66). С. 53–60. DOI: 0.52409/20731523_2023_4_53. EDN EPCSQR.
14. Zhou F., Shao Y., Ahmed M.A.I. An Elastoplastic Constitutive Model for Unsaturated Soils Using the Suction Stress Variable // Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2022. Vol. 59. Pp. 23–31.
15. Lunev A.A., Katsarskii R.S. Influence of Water Content and Degree of Compaction on the Mechanical Properties of Soils of Various Geneses // Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2022. Vol. 59. Pp. 417–421.
16. Mirsayapov I., Sharaf H.M.A. Studies of Clay Soils Under Triaxial Block Cyclic Loading // Lecture Notes in Networks and Systems. 2023. Pp. 2378–2386.
17. Mirsayapov I., Aysin N. Clay Soil Deformations Under Regime Long-Term Triaxial Compression Taking into Account Initial Defects // Lecture Notes in Civil Engineering. 2023. Vol. 291. Pp. 99–108.
18. Wang Y., Wan Y., Wan E., Zhang X., Zhang B., Zhong Y. The pore pressure and deformation behaviour of natural soft clay caused by long-term cyclic loads subjected to traffic loads // Marine Georesources and Geotechnology. 2021. Vol. 39. Issue 4. Pp. 398–407. DOI: 10.1080/1064119X.2019.1707915
19. Ding Z., Jin J., Han T.-C. Analysis of the zoning excavation monitoring data of a narrow and deep foundation pit in a soft soil area // Journal of Geophysics and Engineering. 2018. Vol. 15. Issue 4. P. 1231–1241.
20. Mirsayapov I.T., Aysin N.N. Influence of a deep construction pit on a technical condition of surrounding buildings // Proceedings of the International Conference on Geotechnics Fundamentals and Applications in Construction: New Materials, Structures, Technologies and Calculations. 2019. Pp. 197–201.
21. Yang H.Z., Wang L.A., Zhao J.C. Analysis of the Effects of Rheology on the Band Structures of Periodic Pile Barriers in Cohesive Soils // Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2023. Vol. 60. Pp. 7–14. DOI: 10.1007/s11204-023-09857-4

Поступила в редакцию 28 августа 2024 г.

Принята в доработанном виде 20 сентября 2024 г.

Одобрена для публикации 25 сентября 2024 г.

ОБ АВТОРЕ: **Ирина Владимировна Королева** — кандидат технических наук, доцент, кафедра оснований, фундаментов, динамики сооружений и инженерной геологии; **Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КГАСУ)**; 420043, г. Казань, Республика Татарстан, ул. Зеленая, д. 1; 2-110; SPIN-код: 3700-4070, Scopus: 54403079700, ORCID: 0000-0003-4475-988X; 79178711218@yandex.ru.

REFERENCES

1. Travush V.I., Shulyat'ev O.A., Shulyat'ev S.O., Shakhraman'yan A.M., Kolotovichev Yu.A. Analysis of the Results of Geotechnical Monitoring of "Lakhta Center" Tower. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2019; 56:98-106. DOI: 10.1007/s11204-019-09576-9
2. Yang C., Zhu Z., Xiao Y. Bearing capacity of ring foundations on sand overlying clay. *Applied Sciences*. 2020; 10(13):4675. DOI: 10.3390/app10134675
3. Petrukhin V.P. Geotechnical problems of construction in Moscow — the largest metropolis of Russia. Proceedings of the international. *Conference — Geotechnical problems of megacities, GEOMOS2010*. 2010.
4. Demenkov P.A., Komolov V.V. Investigation of the influence of the construction of deep pits on the subsidence of the massif in a flat and spatial formulation. *Mining Information and Analytical Bulletin*. 2023; 6:97-110. DOI: 10.25018/0236_1493_2023_6_0_97 (rus.).
5. Song D., Chen Z., Dong L. Monitoring analysis of influence of extra-large complex deep foundation pit on adjacent environment: a case study of Zhengzhou City, China. *Geomatics, Natural Hazards and Risk*. 2020; 11(1):2036-2057. DOI: 10.1080/19475705.2020.1823492
6. Ter-Martirosyan Z.G., Ter-Martirosyan A.Z., Vanina Yu.V. Long-term settlement and bearing capacity of foundations adjacent to vertical excavation at various parameters of soil viscosity. *Vestnik MGSU* [Monthly Journal on Construction and Architecture]. 2022; 17(12):1664-1676. DOI: 10.22227/1997-0935.2022.12.1664-1676 (rus.).
7. Mirsayapov I.T., Koroleva I.V. Strength and deformability of clay soil under different triaxial load regimes that consider crack formation. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2016; 53(1):5-11. DOI: 10.1007/s11204-016-9356-x
8. Mirsayapov I.T., Koroleva I.V. Clayey soils rheological model under triaxial regime loading. *Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development — Proceedings of the XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ECSMGE 2015*. 2015; 3249-3254.
9. Mirsayapov I.T., Sharaf H.M.A. Bearing capacity and settlement of clay foundations under block cyclic loading. *Vestnik MGSU* [Monthly Journal on Construction and Architecture]. 2024; 19(5):789-799. DOI: 10.22227/1997-0935.2024.5.789-799
10. Ter-Martirosyan Z.G., Mirnyj A.Yu., Sobolev Ye.S. Features of determining the parameters of modern soil models during laboratory tests. *Geotekhnika*. 2016; 1:66-72.
11. Ter-Martirosyan A.Z., Sidorov V.V., Ermoshina L.Yu. Determination and verification of parameters of the soft soil model with account for creep. *Vestnik MGSU* [Proceedings of the Moscow State University of Civil Engineering]. 2018; 13(6):697-708. DOI: 10.22227/1997-0935.2018.6.697-708 (rus.).
12. Muizemnik A.Yu., Boldyrev G.G., Arefiev D.V. Identification of soil model parameters. *Engineering Geology*. 2010; 3:38-43. (rus.).
13. Koroleva I.V. Study of the time factor influence on the strength of clays. *News KSUA*. 2023; 4(66):53-60. DOI: 10.52409/20731523_2023_4_53. EDN EPCSQR. (rus.).
14. Zhou F., Shao Y., Ahmed M.A.I. An Elastoplastic Constitutive Model for Unsaturated Soils Using the Suction Stress Variable. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2022; 59:23-31.
15. Lunev A.A., Katsarskii R.S. Influence of Water Content and Degree of Compaction on the Mechanical Properties of Soils of Various Geneses. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2022; 59:417-421.
16. Mirsayapov I., Sharaf H.M.A. Studies of Clay Soils Under Triaxial Block Cyclic Loading. *Lecture Notes in Networks and Systems*. 2023; 2378-2386.
17. Mirsayapov I., Aysin N. Clay Soil Deformations Under Regime Long-Term Triaxial Compression Taking into Account Initial Defects. *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2023; 291:99-108.
18. Wang Y., Wan Y., Wan E., Zhang X., Zhang B., Zhong Y. The pore pressure and deformation behaviour of natural soft clay caused by long-term cyclic loads subjected to traffic loads. *Marine Georesources and Geotechnology*. 2021; 39(4):398-407. DOI: 10.1080/1064119X.2019.1707915
19. Ding Z., Jin J., Han T.-C. Analysis of the zoning excavation monitoring data of a narrow and deep foundation pit in a soft soil area. *Journal of Geophysics and Engineering*. 2018; 15(4):1231-1241.
20. Mirsayapov I.T., Aysin N.N. Influence of a deep construction pit on a technical condition of surrounding buildings. *Proceedings of the International Conference on Geotechnics Fundamentals and Applications in Construction: New Materials, Structures, Technologies and Calculations*. 2019; 197-201.
21. Yang H.Z., Wang L.A., Zhao J.C. Analysis of the Effects of Rheology on the Band Structures of Periodic Pile Barriers in Cohesive Soils. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2023; 60:7-14. DOI: 10.1007/s11204-023-09857-4

Received August 28, 2024.

Adopted in revised form on September 20, 2024.

Approved for publication on September 25, 2024.

B I O N O T E S: **Irina V. Koroleva** — Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Department of Bases, foundations, building dynamics and engineering geology; **Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUAE)**; 2-110, 1 Zelenaya st., Kazan, 420043, Republic of Tatarstan, Russian Federation; SPIN-code: 3700-4070, Scopus: 54403079700, ORCID: 0000-0003-4475-988X; 79178711218@yandex.ru.

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH PAPER

УДК 624.152

DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.11

Моделирование работы грунтового основания фундамента здания вблизи глубокого котлована

Илизар Талгатович Мирсаяпов, Нияз Наилович Айсин

Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КАСУ);
г. Казань, Республика Татарстан, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. Уплотнение городской застройки вызывает необходимость в строительстве зданий с развитым подземным объемом. При этом на бровке глубокого котлована находятся фундаменты существующих зданий. Задача по оценке влияния строительства глубоких фундаментов на окружающую застройку является актуальной. Выполнен анализ данных по осадкам фундаментов вблизи бортов глубоких котлованов по результатам численного моделирования и геотехнического мониторинга в исследованиях российских и зарубежных авторов.

Материалы и методы. Для оценки дополнительных осадок фундаментов зданий вблизи глубоких котлованов проведено исследование напряженно-деформированного состояния (НДС) основания вблизи глубокого котлована на модели, созданной в лабораторных условиях в плоском лотке с прозрачными стенками. Значения перемещений отмечались с помощью видеофиксации и электронных датчиков, затем обрабатывались.

Результаты. Результаты эксперимента согласовываются с результатами других авторов. Определена закономерность распределения горизонтальных напряжений и перемещений в массиве грунта за пределами модели глубокого котлована. На базе выявленных закономерностей предложен метод расчета осадок оснований фундаментов вблизи глубоких котлованов с учетом изменения НДС в окружающем грунтовым массиве.

Выводы. Установлена закономерность неравномерного изменения НДС грунтов в основании фундаментов зданий на бровке котлованов. Деформирование грунтового массива в основании фундаментов зданий, расположенных в призме обрушения, происходит нелинейно и неравномерно. Устройство глубоких котлованов приводит к изменению НДС грунтового массива основания фундаментов, расположенных на бровке котлована. Это ведет к изменению соотношения вертикальных и горизонтальных напряжений, что вызывает изменение деформационных характеристик грунта, вследствие чего происходит увеличение осадки.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: котлован, осадки, фундамент, основание, глинистый грунт, ограждение котлована, взаимовлияние

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Мирсаяпов И.Т., Айсин Н.Н. Моделирование работы грунтового основания фундамента здания вблизи глубокого котлована // Строительство: наука и образование. 2025. Т. 15. Вып. 1. Ст. 11. URL: <http://nsjournal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.11

Автор, ответственный за переписку: Илизар Талгатович Мирсаяпов, mirsayapov1@mail.ru.

Modelling of the soil base of a building foundation near a deep excavation

Ilizar T. Mirsayapov, Niyaz N. Aysin

Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUAE);
Kazan, Republic of Tatarstan, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. The densification of urban development necessitates the construction of buildings with a developed underground volume. At the same time, the foundations of existing buildings are located on the edge of the deep excavation. The task of assessing the impact of the construction of deep foundations on the surrounding buildings is important and relevant. The analysis of data on foundation settlements near the sides of deep excavations was carried out based on the results of numerical modelling and geotechnical monitoring in the studies of Russian and foreign authors.

Materials and methods. To assess additional settlements of building foundations near deep excavations, research of the stress-strain state of the foundation near a deep excavation was carried out using a model created in laboratory in a flat tray with transparent walls. The displacement values were recorded using video recording and electronic sensors, then processed.

Results. The results of the experiment are consistent with the results of other authors. A law was established for the distribution of horizontal stresses and displacements in the soil mass outside the deep excavation model. Based on the identified patterns, a method was proposed for calculating the settlement of foundations near deep excavations, taking into account changes in the stress-strain state in the surrounding soil.

Conclusions. Based on the results of the study, a pattern of uneven changes in the stress-strain state of soils at the base of building foundations on the edge of excavations was established. The deformation of the soil mass at the base of the foundations of buildings located in the collapse prism occurs nonlinearly and unevenly. The construction of deep excavations leads to a change in the stress-strain state of the soil mass of the base of the foundations located on the edge of the excavation. This leads to a change in the ratio of vertical and horizontal stresses, which causes a change in the deformation characteristics of the soil, resulting in an increase in settlement.

KEYWORDS: excavation, settlements, foundation, base, clay soil, excavation shoring, mutual influence

FOR CITATION: Mirsayapov I.T., Aysin N.N. Modelling of the soil base of a building foundation near a deep excavation. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2025; 15(1):11. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.11

Corresponding author: Ilizar T. Mirsayapov, mirsayapov1@mail.ru.

ВВЕДЕНИЕ

Уплотнение городской застройки вызывает необходимость в строительстве зданий с развитым подземным объемом. При этом на бровке глубокого котлована находятся фундаменты существующих зданий. Оценка влияния строительства глубоких фундаментов на окружающую застройку — актуальная задача.

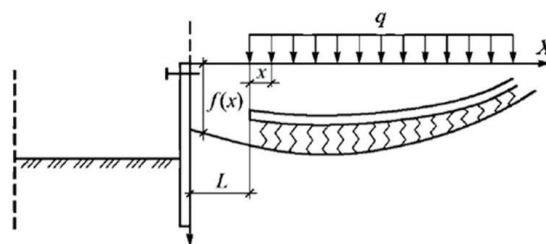
Напряженно-деформированное состояние (НДС) грунтового основания фундамента зданий вблизи бортов котлована является чрезвычайно сложным. В таком основании происходит деформирование грунта в зависимости от воздействия деформации ограждающей конструкции котлована, дефектов и повреждений в грунте, возникающих в процессе устройства ограждающей конструкции, и экскавация грунта из котлована [1]. Значительное влияние оказывает также расстояние от фундамента здания до ограждающей конструкции котлована, вид и жесткость фундаментной конструкции и здания в целом, суммарная нагрузка от здания на грунтовое основание.

В работе Jiang и соавт. [2] отмечается, что при откопке котлована глубиной 18 м максимальные осадки поверхности грунта наблюдались на расстоянии 8 м и равнялись 9,5 мм при максимальном смещении ограждения котлована на 13,9 мм. При этом коэффициент, характеризующий максимальную осадку за пределами котлована $s_{\max}$, отнесенную к глубине котлована H , равен $f_1 = s_{\max}/H \cdot 100\% = 0,05\%$. В исследованиях Dong и соавт. [3] при глубине котлована 12 м максимальные осадки точки на расстоянии 10 м от края котлована на поверхности равны 7,5 мм, горизонтальные перемещения — 5,6 мм при максимальном смещении стенки 14 мм. При этом $f_1 = 0,075\%$.

Результаты мониторинга, приведенные в труде Н.С. Никифоровой [4], показывают, что вблизи котлована на объекте ТРК «Охотный ряд» в г. Москве максимальные осадки достигали значений 13 мм при глубине котлована 16 м. Горизонтальные перемещения этой же точки составляли 10 мм. При этом $f_1 = 0,2\%$.

В исследованиях З.Г. Тер-Мартirosяна и соавт. [5] максимальная осадка фундамента вблизи глубокого котлована при недеформируемом ограждении равна 44 мм при глубине котлована 15 м. При этом

$f_1 = 0,29\%$. В публикации М.Г. Зерцалова и соавт. [6] при глубине котлована 9 м максимальная осадка поверхности грунта на расстоянии 0,5 от края котлована составляла 16 мм, тогда $f_1 = 0,18\%$. Однако коэффициент f_1 находится в пределах от 0,1 до 10,1 % и в среднем составляет 1,1 % [7].



Согласно работе Н.С. Никифоровой и соавт. [8], в инженерно-геологических условиях г. Москвы для снижения дополнительных осадок фундаментов зданий окружающей застройки до нормативных недостаточно применения отсечного экрана без дополнительных мероприятий. В других исследованиях (В.А. Ильичев и соавт. [9, 10], Н.С. Никифорова и соавт. [11], В.Я. Шишкин и соавт. [12]) при строительстве в котлованах глубиной 10–20 м в условиях Москвы и Санкт-Петербурга отсечные экраны, выполненные из буроинъекционных свай, не всегда обеспечивали достаточную защиту грунтов оснований зданий окружающей застройки [13].

Объект исследования — основания фундаментов зданий вблизи глубоких котлованов на глинистых грунтах. Предмет исследования — НДС глинистых грунтов в основании фундаментов зданий, расположенных на бровке котлована. Цель исследования — моделирование деформирования основания фундамента здания, расположенного на бровке котлована, для оценки дополнительных осадок оснований фундаментов. Задачи исследования:

- анализ состояния вопроса в научной литературе;
- моделирование в лабораторных условиях НДС глинистых грунтов в основании фундаментов зданий на бровке котлована;
- обработка результатов исследований;

- разработка методики расчета осадок оснований с учетом изменения НДС грунта основания фундамента здания вблизи глубокого котлована.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

При определении деформаций (вертикальных и горизонтальных) грунта оснований фундаментов зданий, расположенных на бровке котлована, в основном рассматривается теория Кулона. Она основана на ряде допущений:

1. Система рассматривается в состоянии предельного равновесия (рис. 1), т.е. в тот момент, когда начинается перемещение стены и оползание призмы разрушения.

2. Призма обрушения оползает по прямолинейной плоскости скольжения по грунту и задней поверхности ограждающей конструкции.

3. Призма обрушения принимается абсолютно твердым телом.

4. В классической теории Кулона рассмотрен только насыпной грунт.

При деформациях ограждающей конструкции давление перераспределяется, уменьшаясь в зоне мак-

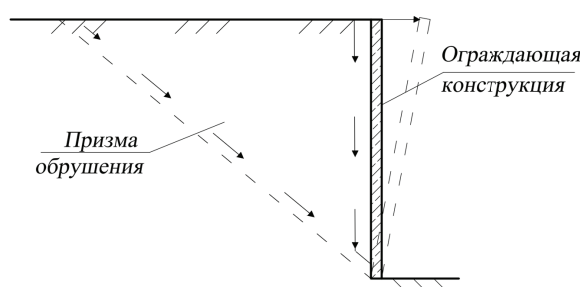


Рис. 1. Предельное состояние по теории Кулона

Fig. 1. Limit state according to Coulomb theory

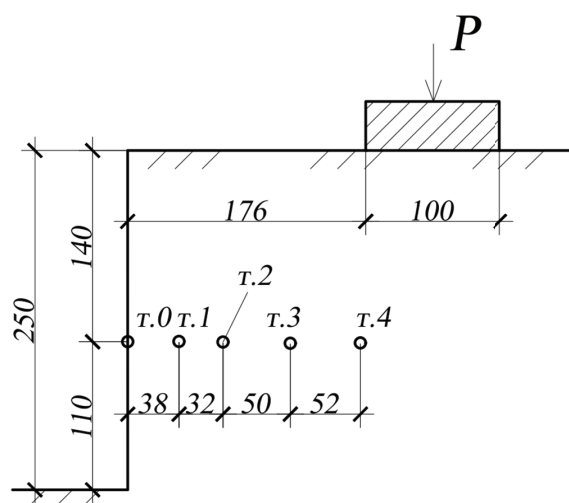


Рис. 2. Схема испытания и расположение рассматриваемых точек

Fig. 2. Test scheme and location of points under consideration

симальных перемещений, возрастает в месте устройства анкерной опоры, а также ниже дна котлована.

Результаты экспериментальных исследований показывают, что грунт в пределах призмы обрушения деформируется, возникают горизонтальные и вертикальные деформации. Для установления закономерности деформирования грунта в пределах призмы обрушения проведены численные и экспериментальные исследования.

Моделирование основания проводилось в плоском лотке с прозрачными вертикальными стенками АСИС 0.7.1. производства НПП «Геотек». Схема испытания приведена на рис. 2.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Выполненные экспериментальные и численные исследования поведения грунтового основания фундаментов здания, расположенных на бровке котлована, показывают неравномерность распределения горизонтальных напряжений и деформаций, а также вертикальных деформаций (осадок) на участке между котлованом и фундаментом здания в зависимости от жесткости ограждающей конструкции (рис. 3).

Максимальная величина вертикальных и горизонтальных перемещений наблюдается у ограждающей конструкции, и они равняются друг другу. Затем по мере удаления от бровки котлована уменьшаются как горизонтальные, так и вертикальные перемещения.

На рис. 4, 5 представлены графики развития вертикальных перемещений (осадок), горизонтальных перемещений, полученные с помощью экспериментальных и численных исследований.

Анализ полученных результатов позволяет установить закономерности изменения ключевых параметров НДС грунтового основания фундаментов здания, расположенного на бровке котлована.

На основании приведенных графиков можно заключить, что происходит уменьшение горизонтальных напряжений и, как следствие, коэффициента бокового давления грунта в пределах рассматриваемого массива. Следовательно, в зоне влияния котлована отмечается уменьшение прочности и модуля деформации грунта и увеличение вертикальных деформаций грунта и, как следствие, общих осадок с учетом влияния сдвиговых и вертикальных деформаций.

Для установления дополнительных горизонтальных перемещений грунта в пределах призмы активного давления грунта поступаем следующим образом:

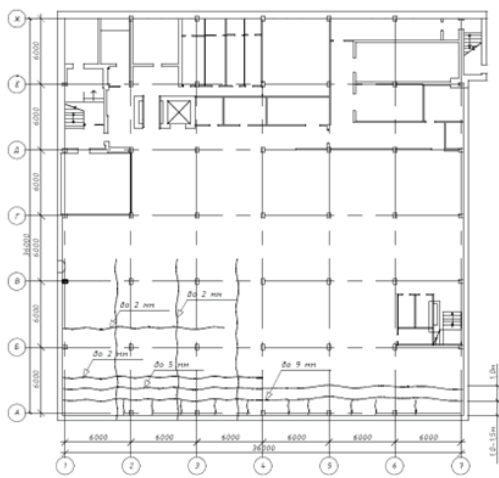
1. Определяются крайние значения горизонтальных перемещений у ограждения котлована Δ (рис. 6):

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3, \quad (1)$$

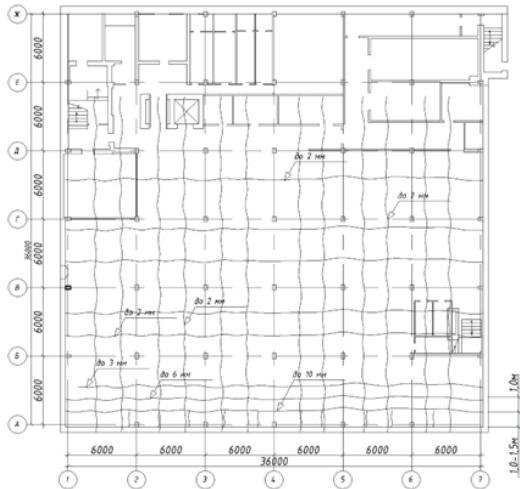
где Δ_2 — смещение сечения стены у дна котлована; Δ_3 — смещение, образующееся вследствие поворота сечения стены у дна котлована; Δ_1 — прогиб стены на участке свободной длины, при трапециoidalной



a



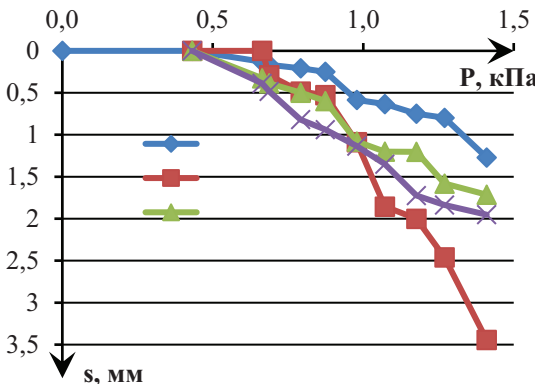
b



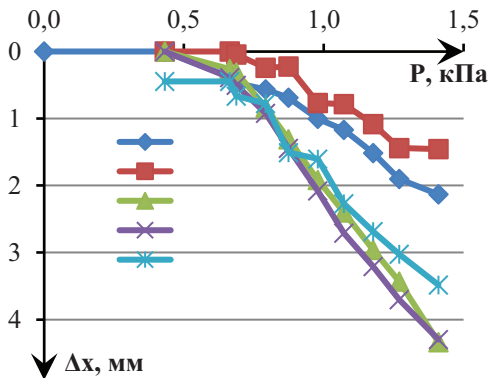
c

Рис. 3. Рассматриваемое здание на бровке котлована (a); схема образования трещин в бетонном полу подвала здания на момент начала обследования (b); схема образования и развития трещин в бетонном полу подвала здания через три месяца с момента начала обследования (c)

Fig. 3. The building in question is on the edge of the excavation (a); scheme of the formation of cracks in the concrete floor of the basement of the building at the time of the start of the survey (b); scheme of the formation and development of cracks in the concrete floor of the basement of the building three months from the start of the survey (c)



a



b

Рис. 4. Осадки рассматриваемых точек по результатам лабораторных испытаний (a); горизонтальные перемещения точек по результатам лабораторных испытаний (b)

Fig. 4. Settlement of the points under consideration according to the results of laboratory tests (a); horizontal movements of the points under consideration according to the results of laboratory tests (b)

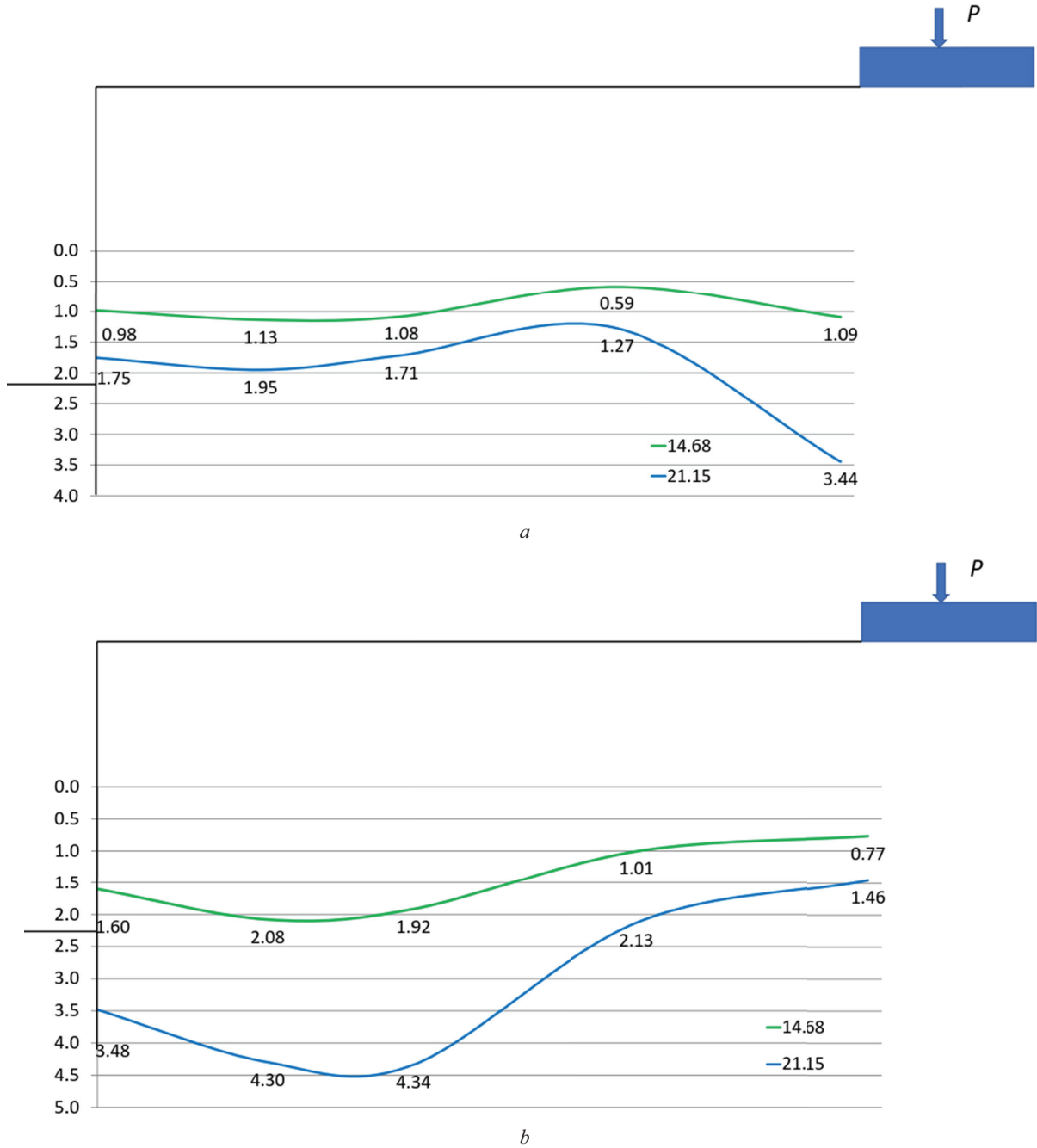


Рис. 5. Смещения рассматриваемых точек по результатам лабораторных испытаний на относительной глубине $z/H = 0,56$ при давлении 14,68 и 21,15 кПа: *a* — горизонтальные; *b* — вертикальные

Fig. 5. Displacements of the points under consideration according to the results of laboratory tests at a relative depth of $z/H = 0.56$ at a pressure of 14.68 and 21.15 kPa: *a* — horizontal; *b* — vertical

эпюре нагрузки при глубине котлована H с верхней ординатой эпюры σ_{ah1} и нижней σ_{ah2} при жесткости ограждения EI равен:

$$\Delta_1 = \frac{H^4}{120EI} (11\sigma_{ah1} + 4\sigma_{ah2}).$$

2. Исходя из графиков, приведенных на рис. 4, устанавливаются дополнительные значения горизонтальных перемещений между котлованом и фундаментом.

3. На основе результатов экспериментальных исследований выявляется неравномерность распределения абсолютных горизонтальных перемещений Δ_{xi} и относительных горизонтальных перемещений ϵ_{xi} в пределах призмы активного давления грунта L (рис. 7):

$$L = k \cdot H \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right). \quad (2)$$

4. В пределах длины призмы активного давления в разных зонах сжимаемой толщи определяется изменение горизонтального давления по формуле:

$$\Delta\sigma_{xi} = \varepsilon_{xi} \cdot E_0; \quad (3)$$

$$\varepsilon_{xi} = \frac{\Delta x_i}{L}. \quad (4)$$

Тогда величина полного горизонтального давления равна:

$$\sigma_{xi} = \sigma_{x1} - \Delta\sigma_{xi}; \quad (5)$$

$$\xi_{xi} = \frac{\sigma_{xi}}{\sigma_{zi}} = \frac{\sigma_{x1} - \Delta\sigma_{xi}}{\sigma_{zi}}, \quad (6)$$

где σ_{x1} — горизонтальное давление в грунте основания после приложения нагрузки.

5. Определяется значение вертикального напряжения от действия собственного веса глинистого грунта $\sigma_{zg} = \gamma_i \cdot h_i$.

6. Внешняя нагрузка на основание P делится на ступени, учитывается время и длительность ее приложения.

7. Высота сжимаемой толщи устанавливается по СП 22.13330.2016:

$$H_S = Z; \sigma_{zp} = 0,5 \cdot \sigma_{zg}, \quad (7)$$

где H_S — мощность сжимаемой толщи, принимаемой на глубине Z ; σ_{zp} — вертикальное нормальное напряжение на глубине Z от дополнительной нагрузки на основание по вертикальной оси сооружения; σ_{zg} — вертикальное нормальное напряжение от собственного веса грунта основания на глубине Z .

8. Активная зона сжатия делится по глубине основания на отдельные слои с учетом грунтовых напластований.

9. Определяется природное напряженное состояние от действия собственного веса глинистого грунта. На уровне подошвы фундамента и в середине каждого слоя ниже уровня подошвы вычисляются вертикальные σ_{zg} и горизонтальные напряжения σ_{xgi} , σ_{ygi} от собственного веса грунта. Величина бокового давления σ_{xgi} и σ_{ygi} составляет долю ξ_{xg} и ξ_{yg} от величины вертикального давления σ_{zgi} соответственно. Значения ξ_{xg} и ξ_{yg} приняты равными друг другу и численно равны 0,25.

10. Дополнительные вертикальные напряжения σ_{zpi} устанавливаются с использованием модели основания в виде линейно-деформируемого однородного изотропного полупространства $\sigma_{zpi} = P \cdot \alpha$, где α — коэффициент рассеивания напряжений.

11. Дополнительные горизонтальные напряжения σ_{xpi} и σ_{ypi} определяются из условия одномерного уплотнения с коэффициентом бокового давления $\xi = 0,5$.

12. Вычисляются суммарные значения напряжений от собственного веса грунта и дополнительной нагрузки на основание (рис. 8):

$$\sigma_{zi} = \sigma_{zgi} + \sigma_{zpi}; \quad (8)$$

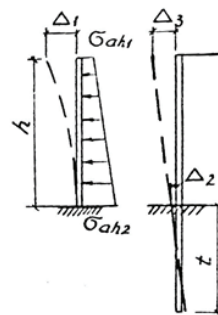


Рис. 6. Схема к расчету деформаций консольной стены

Fig. 6. Scheme for calculating the deformations of a cantilever wall

$$\sigma_{xi} = \sigma_{xgi} + \sigma_{xpi} - \Delta\sigma_{xi}; \quad (9)$$

$$\sigma_{yi} = \sigma_{ygi} + \sigma_{ypi} - \Delta\sigma_{yi}. \quad (10)$$

13. Вычисляются среднее нормальное напряжение и интенсивность напряжений:

$$\sigma = \frac{\sigma_{xi} + \sigma_{yi} + \sigma_{zi}}{3}; \quad (11)$$

$$\sigma_i = \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_{xi} - \sigma_{yi})^2 + (\sigma_{yi} - \sigma_{zi})^2 + (\sigma_{xi} - \sigma_{zi})^2} + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2). \quad (12)$$

14. При совпадении осей главных напряжений и деформаций с центральной осью фундамента устанавливаются значения объемных деформаций и интенсивности деформаций:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3; \quad (13)$$

$$\Delta\varepsilon_v(t) = \Delta\varepsilon_1 + \Delta\varepsilon_2 + \Delta\varepsilon_3;$$

$$\varepsilon_i = \frac{2}{3}(\varepsilon_3 - \varepsilon_1); \quad (14)$$

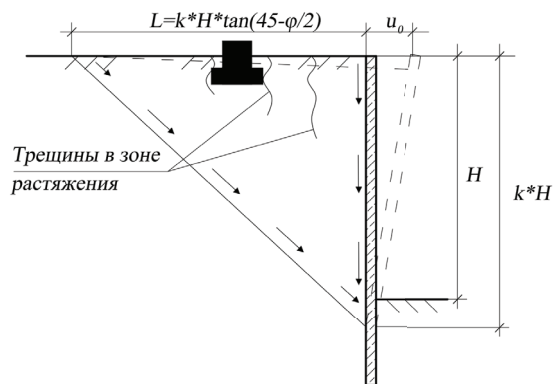


Рис. 7. Схема к определению осадок и горизонтальных перемещений фундаментов вблизи котлованов

Fig. 7. Scheme for determining settlements and horizontal movements of foundations near excavations

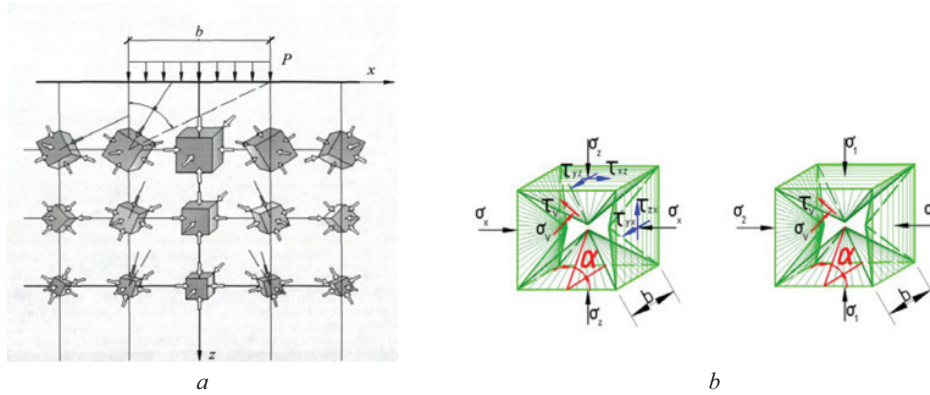


Рис. 8. Схема напряженно-деформированного состояния грта под подошвой фундамента (а); схема напряженно-деформированного состояния в элементарном объеме грта (b)

Fig. 8. Scheme of the stress-strain state of the soil under the base of the foundation (a); scheme of the stress-strain state in an elementary volume of soil (b)

$$\Delta \varepsilon_i = \frac{2}{3}(\Delta \varepsilon_3 - \Delta \varepsilon_1).$$

В иных случаях используем условие соосности тензоров приращений напряжений и деформаций:

$$\Delta \tau = \Delta \sqrt{I_{2\sigma}};$$

$$\begin{aligned} \frac{\Delta(\varepsilon_x - \varepsilon_y)}{\Delta(\sigma_x - \sigma_y)} &= \frac{\Delta(\varepsilon_y - \varepsilon_z)}{\Delta(\sigma_y - \sigma_z)} = \\ &= \frac{\Delta(\varepsilon_z - \varepsilon_x)}{\Delta(\sigma_z - \sigma_x)} = \frac{\Delta \varepsilon}{\Delta \sigma_i} = \chi. \end{aligned}$$

Значения $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ принимаются по результатам лабораторных испытаний, которые соответствуют напряжениям в грте в каждой точке по паспорту грта и паспорту ползучести.

15. Определяются условные мгновенные модули: K_V — объемный модуль и G_V — модуль сдвига, характеризующие переход из природного состояния основания в состояние после приложения местной нагрузки. Мгновенные модули K_V и G_V учитывают переход в момент приложения дополнительной вертикальной нагрузки:

$$K_V(t) = \frac{\Delta \sigma}{\Delta \varepsilon_V + \Delta \varepsilon_V(t)}; \quad (15)$$

$$G_V(t) = \frac{\Delta \sigma_i}{3(\Delta \varepsilon_i + \Delta \varepsilon_i(t))}. \quad (16)$$

16. Приращение осевой деформации i -го слоя после горизонтального перемещения грта в пределах призмы обрушения рассчитывается по формуле:

$$\Delta \varepsilon_{zi} = \frac{\Delta \sigma_z(t)}{G_V(t)} - \Delta \sigma \frac{3K_V(t) - G_V(t)}{3K_V(t) \cdot G_V(t)}. \quad (17)$$

17. Осадка основания, разделенного на равные слои до условной глубины сжимаемой толщи, в момент времени t вычисляется следующим образом:

$$S = \sum_{i=1}^n (\varepsilon_{z0} + \varepsilon_{zpl} + \Delta \varepsilon_{zi}) \Delta h_i, \quad (18)$$

где n — количество слоев; ε_{z0} — приращение осевой деформации в момент приложения внешней нагрузки; ε_{zpl} — приращение осевой деформации вследствие ползучести; $\Delta \varepsilon_{zi}$ — приращение осевой деформации i -го слоя с учетом горизонтального перемещения грта в пределах призмы активного давления грта; h_i — толщина i -го слоя.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

По результатам исследования установлена закономерность неравномерного изменения НДС гртв в основании фундаментов зданий на бровке котлованов. Деформирование гртв в основании фундаментов зданий, расположенных в призме обрушения, происходит нелинейно и неравномерно. Устройство глубоких котлованов приводит к изменению НДС гртв в основании фундаментов, расположенных на бровке котлована. Это ведет к изменению соотношения вертикальных и горизонтальных напряжений, что вызывает изменение деформационных характеристик грта, вследствие чего происходит увеличение осадки.

В работах Д.Р. Сафина и соавт. [14], Д.М. Нуриева и соавт. [15] также отмечается, что на определенных участках в грте за пределами котлована происходит неравномерное распределение дополнительных горизонтальных напряжений. Характер развития горизонтальных перемещений в массиве грта вблизи котлована в труде Y. Sanqiang и соавт. [16] согласуется с результатами проведенного лабораторного эксперимента, однако авторы сдела-

ли вывод о том, что модель деформирования нужно создавать не напрямую по результатам мониторинга, а по результатам численного моделирования, который в свою очередь корректируется согласно данным мониторинга. В случае глинистых грунтов,

которые ярко проявляют реологические свойства, в дальнейшем необходимо учитывать фактор времени, оказывающий существенное влияние на деформационные и прочностные характеристики грунтов (И.В. Королева [17], М.И. Шакиров [18]).

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. *Mirsayapov I.T., Aysin N.N.* Evaluation of Subgrade Vertical Deformations of the Building with the Influence of a Deep Excavation // *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2021. Vol. 126. Pp. 51–58. DOI: 10.1007/978-3-030-64518-2_7
2. *Jiang X., Lu Q., Chen X., Liu J., Li P.* Numerical Analysis of Deep Foundation Pit Excavation Process // *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*. 2021. Vol. 719. P. 032051. DOI: 10.1088/1755-1315/719/3/032051
3. *Dong Y.P., Burd H.J., Houlsby G.T.* Finite element parametric study of the performance of a deep excavation // *Soils and Foundations*. 2018. Vol. 58. Pp. 729–743. DOI: 10.1016/j.sandf.2018.03.006
4. *Никифорова Н.С.* Корректировка метода расчета осадок зданий при подземном строительстве на основе экспериментальных исследований // *Вестник МГСУ*. 2010. № 4. С. 293–300. EDN RTSQTP.
5. *Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З., Ванина Ю.В.* Осадка и несущая способность оснований и фундаментов вблизи вертикальной выемки // *Вестник МГСУ*. 2022. Т. 17. № 4. С. 443–453. DOI: 10.22227/1997-0935.2022.4.443-453. EDN GULRMX.
6. *Зерцалов М.Г., Казаченко С.А.* Численно-аналитический метод инженерной оценки влияния разработки котлована на перемещения прилегающего к нему грунтового массива с учетом жесткости ограждающей конструкции // *Механика композиционных материалов и конструкций*. 2021. Т. 27. № 3. С. 396–409. DOI: 10.33113/MKMK.RAS.2021.27.03.396_409.07. EDN FPQJTC.
7. *Мангушев Р.А., Ильичев В.А., Никифорова Н.С., Сатин Д.А.* Устройство и проектирование котлованов // *Справочник геотехника*. М. : АСВ, 2016. С. 675–758.
8. *Никифорова Н.С., Внуков Д.А.* Защита зданий вблизи глубоких котлованов геотехническими экранами // *Вестник МГСУ*. 2011. № 5. С. 108–112.
9. *Ильичев В.А., Мангушев Р.А., Никифорова Н.С.* Опыт освоения подземного пространства российских мегаполисов // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 2012. № 2. С. 15–17.
10. *Ильичев В.А., Никифорова Н.С., Готман Ю.А., Туников М.М., Трофимов Е.Ю.* Анализ применения активных и пассивных методов защиты существующей застройки при подземном строительстве // *Жилищное строительство*. 2013. № 6. С. 25–27.
11. *Никифорова Н.С., Коновалов П.А., Зехниев Ф.Ф.* Геотехнические проблемы при строительстве уникальных объектов // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 2010. № 5. С. 2–8.
12. *Шишкин В.Я., Позорелов А.Е., Макеев В.А.* Усиление существующей застройки при строительстве здания с котлованом 18–20 м // *Жилищное строительство*. 2011. № 1. С. 32–38.
13. *Снитко Н.К.* Статическое и динамическое давление грунтов и расчет подпорных стенок. Л. : Госстройиздат, 1963. 297 с.
14. *Safin D.R., Zainullin R.T., Safina A.D.* Experimental Study of Deformation of Soil Berms Retaining Excavation Fence // *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2022. Vol. 168. Pp. 200–210. DOI: 10.1007/978-3-030-91145-4_20. EDN CADJVV.
15. *Нуриева Д.М., Агафонов И.В.* Анализ опыта проектирования и строительства подземных сооружений с применением «стены в грунте» // *Известия КГАСУ*. 2023. № 4 (66). С. 61–72. DOI: 10.52409/20731523_2023_4_61
16. *Sanqiang Y., Zhenyu Y., Leifeng Z., Yapeng G., Ju W., Jingyong H.* Research on deformation prediction of deep foundation excavation excavation based on GWO-ELM model // *Electronic Research Archive*. 2023. Vol. 31. Pp. 5685–5700. DOI: 10.3934/era.2023288
17. *Королева И.В.* Исследование влияния фактора времени на прочность глин // *Известия КГАСУ*. 2023. № 4 (66). С. 53–60. DOI: 10.52409/20731523_2023_4_53
18. *Шакиров М.И.* Деформации грунтовых оснований плитно-свайных фундаментов при циклическом нагружении // *Известия КГАСУ*. 2022. № 1 (59). С. 19–28. DOI: 10.52409/20731523_2022_1_19

Поступила в редакцию 28 августа 2024 г.

Принята в доработанном виде 20 сентября 2024 г.

Одобрена для публикации 25 сентября 2024 г.

ОБ АВТОРАХ: **Илизар Талгатович Мирсаяпов** — доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой оснований, фундаментов, динамики сооружений и инженерной геологии; **Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КГАСУ)**; 420043, г. Казань, Республика Татарстан, ул. Зеленая, д. 1; ORCID: 0000-0002-6193-0928; mirsayapov1@mail.ru;

Нияз Наилович Айсин — старший преподаватель кафедры оснований, фундаментов, динамики сооружений и инженерной геологии; **Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КГАСУ)**; 420043, г. Казань, Республика Татарстан, ул. Зеленая, д. 1; ORCID: 0000-0002-8776-768X; zarejay@kgasu.ru.

Вклад авторов: все авторы сделали эквивалентный вклад в подготовку публикации.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

REFERENCES

1. Mirsayapov I.T., Aysin N.N. Evaluation of Subgrade Vertical Deformations of the Building with the Influence of a Deep Excavation. *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2021; 126:51-58. DOI: 10.1007/978-3-030-64518-2_7
2. Jiang X., Lu Q., Chen X., Liu J., Li P. Numerical Analysis of Deep Foundation Pit Excavation Process. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*. 2021; 719:032051. DOI: 10.1088/1755-1315/719/3/032051
3. Dong Y.P., Burd H.J., Houlsby G.T. Finite element parametric study of the performance of a deep excavation. *Soils and Foundations*. 2018; 58:729-743. DOI: 10.1016/j.sandf.2018.03.006
4. Nikiforova N.S. Adjustment of the method for calculating settlements of buildings during underground construction based on experimental studies. *Vestnik MGSU* [Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering]. 2010; 4:293-300. EDN RTSQTP. (rus.).
5. Ter-Martirosyan Z.G., Ter-Martirosyan A.Z., Vanina Yu.V. Settlement and bearing capacity of bases and foundations near a vertical excavation. *Vestnik MGSU* [Monthly Journal on Construction and Architecture]. 2022; 17(4):443-453. DOI: 10.22227/1997-0935.2022.4.443-453. EDN GULRMX. (rus.).
6. Zertsalov M.G., Kazachenko S.A. Numerical-analytical method for engineering assessment of the influence of excavation development on the movements of the adjacent soil mass, taking into account the rigidity of the enclosing structure. *Mechanics of composite materials and structures*. 2021; 27(3):396-409. DOI: 10.33113/MKMK.RAS.2021.27.03.396_409.07. EDN FPQJTC. (rus.).
7. Mangushev R.A., Ilyichev V.A., Nikiforova N.S., Sapin D.A. Construction and design of excavations. *Handbook of geotechnics*. Moscow, ASV, 2016; 675-758. (rus.).
8. Nikiforova N.S., Vnukov D.A. Protection of buildings near deep excavations with geotechnical screens. *Vestnik MGSU* [Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering]. 2011; 5:108-112. (rus.).
9. Ilyichev V.A., Mangushev R.A., Nikiforova N.S. Experience in the development of underground space in Russian megacities. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2012; 2:15-17. (rus.).
10. Ilyichev V.A., Nikiforova N.S., Gotman Yu.A., Tupikov M.M., Trofimov E.Yu. Analysis of the use of active and passive methods for protecting existing buildings during underground construction. *Housing Construction*. 2013; 6:25-27. (rus.).
11. Nikiforova N.S., Konovalov P.A., Zekhniev F.F. Geotechnical problems in the construction of unique objects. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2010; 5:2-8. (rus.).
12. Shishkin V.Ya., Pogorelov A.E., Makeev V.A. Strengthening existing buildings during the construction of a building with a foundation excavation of 18–20 m. *Housing Construction*. 2011; 1:32-38. (rus.).
13. Snitko N.K. *Static and dynamic soil pressure and calculation of retaining walls*. Leningrad, Gosstroyizdat, 1963; 297. (rus.).
14. Safin D.R., Zainullin R.T., Safina A.D. Experimental Study of Deformation of Soil Berms Retaining Excavation Fence. *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2022; 168:200-210. DOI: 10.1007/978-3-030-91145-4_20. EDN CADJVV.
15. Nurieva D.M., Agafonov I.V. Analysis of experience in design and construction of underground structures using “diaphragm wall”. *News KSUAE*. 2023; 4(66):61-72. DOI: 10.52409/20731523_2023_4_61. EDN EREYGS. (rus.).
16. Sanqiang Y., Zhenyu Y., Leifeng Z., Yapeng G., Ju W., Jingyong H. Research on deformation prediction of deep foundation excavation excavation based on GWO-ELM model. *Electronic Research Archive*. 2023; 31:5685-5700. DOI: 10.3934/era.2023288
17. Koroleva I.V. Study of the time factor influence on the strength of clays. *News KSUAE*. 2023; 4(66):53-60. DOI: 10.52409/20731523_2023_4_53. EDN EPCSQR. (rus.).
18. Shakirov M.I. Raft-pile foundation ground base deformation under cyclic loading. *News KSUAE*. 2022; 1(59):19-28. DOI: 10.52409/20731523_2022_1_19 (rus.).

Received August 28, 2024.

Adopted in revised form on September 20, 2024.

Approved for publication on September 25, 2024.

B I O N O T E S: **Ilizar T. Mirsayapov** — Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of the Department of Bases, foundations, building dynamics and engineering geology; **Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUAE)**; 1 Zelenaya st., Kazan, 420043, Republic of Tatarstan, Russian Federation; ORCID: 0000-0002-6193-0928; mirsayapov1@mail.ru;

Niyaz N. Aysin — senior lecturer of the Department of Bases, foundations, building dynamics and engineering geology; **Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUAE)**; 1 Zelenaya st., Kazan, 420043, Republic of Tatarstan, Russian Federation; ORCID: 0000-0002-8776-768X; zarejay@kgasu.ru.

Contribution of the authors: all authors made an equivalent contribution to the preparation of the publication.

The authors declare no conflict of interest.

RESEARCH PAPER / НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

UDC 69.051

DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.12

Bearing capacity of precast concrete joint pile foundations embedded layer predicted using dynamic and static load test by ASTM

Abdulla R. Omarov¹, Askar Zh. Zhussupbekov^{1,2}

¹ L.N. Gumilyov Eurasian National University; Astana, Kazakhstan;

² Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU);
Moscow, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. This is the first investigation of the behaviour of precast concrete joint piles utilized in challenging soil conditions on a construction site in Kazakhstan.

Materials and methods. The following techniques were applied: evaluation of the bearing capacity of SCLT using field test data interpretation techniques and the ASTM's dynamic DLT method for driving precast concrete joint piles.

Results. Only 7 % separated the dynamic DLT-PDA approach from the static approach. This implies that, in comparison to other current methods, the alternative dynamic DLT-PDA method is highly precise and effective. Dynamic tests were conducted by PDA (Pile Dynamic Analyzer) and static tests by the requirements of the American Society for Testing Materials (ASTM).

Conclusions. According to the test results have been made design changes in the pile foundation. Static tests (SLT) were carried out on 16-meter piles and precast concrete joint piles with a total length of 25.5 and 27.5 m cross-section 40 × 40 cm. SCLT is a highly accurate and robust system that enables you to monitor static pile tests whilst also ensuring the safety of site operatives. Featuring a cable, users are able to monitor safely and accurately from distance, eliminating the need for personnel to enter potentially dangerous testing zones. This study examined joint piles with a 400 × 400 mm cross section and a pin-joined connection, as well as their relationship with the soil of Western Kazakhstan will be analyzed.

KEYWORDS: PDA, SCLT, DLT, precast concrete joint piles

Acknowledgements. This research was funded by the Science Committee of the Ministry of Science and Higher Education of the Republic of Kazakhstan (AP13268718).

FOR CITATION: Omarov A.R., Zhussupbekov A.Zh. Bearing capacity of precast concrete joint pile foundations embedded layer predicted using dynamic and static load test by ASTM. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2025; 15(1):12. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.12

Corresponding author: Abdulla R. Omarov, omarov_01@bk.ru.

Несущая способность заглубленных сборных железобетонных свайных фундаментов, прогнозируемая с помощью динамических и статических нагрузочных испытаний по методике Американского общества испытания материалов

Абдулла Рахметович Омаров¹, Аскар Жагпарович Жусупбеков^{1,2}

¹ Евразийский национальный университет имени Л.Н. Гумилева; г. Астана, Казахстан;

² Национальный исследовательский Московский государственный строительный
университет (НИУ МГСУ); г. Москва, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. Это первое исследование сборных железобетонных свай в сложных грунтовых условиях строительной площадки в Казахстане.

Материалы и методы. Применены следующие методы: оценка несущей способности методом статического сжатия с использованием методов интерпретации данных полевых испытаний и метод динамического нагружения при забивании готовых железобетонных свай.

Результаты. Результаты метода динамического нагружения отличаются от результатов метода статического сжатия всего на 7 %. Это означает, что по сравнению с другими существующими методами альтернативный метод динами-

ческого нагружения является высокоточным и эффективным. Динамические испытания проводились с использованием анализатора забивки свай, статические — в соответствии с требованиями Американского общества испытания материалов.

Выводы. По итогам испытаний были внесены конструктивные изменения в свайный фундамент. Статические испытания выполнялись на 16-метровых сваях и составных железобетонных сваях общей длиной 25,5 и 27,5 м сечением 40 × 40 см. Метод статического сжатия — это высокоточная надежная система, которая позволяет контролировать статические испытания свай, обеспечивая при этом безопасность персонала на стройплощадке. Благодаря наличию кабеля пользователи могут осуществлять безопасный и точный мониторинг на расстоянии без необходимости входить в потенциально опасные зоны испытаний. В данном исследовании рассмотрены составные сваи с сечением 400 × 400 мм и шарнирным соединением, также проанализирована их применимость на грунтах Западного Казахстана.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: анализатор динамики свай, метод статического сжатия, метод динамического нагружения, сборные железобетонные сваи

Благодарности. Данное исследование финансировалось Комитетом науки Министерства науки и высшего образования Республики Казахстан (AP13268718).

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Омаров А.Р., Жусупбеков А.Ж. Несущая способность заглубленных сборных железобетонных свайных фундаментов, прогнозируемая с помощью динамических и статических нагрузочных испытаний по методике Американского общества испытания материалов // Строительство: наука и образование. 2025. Т. 15. Вып. 1. Ст. 12. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.12

Автор, ответственный за переписку: Абдулла Рахметович Омаров, omarov_01@bk.ru.

INTRODUCTION

In Kazakhstan, pile foundations are currently the most crucial component of large-scale construction progress, particularly in Astana, the country’s relatively new capital, where high-rise construction is moving quickly forward. The viability of pile foundations is explained by the need to provide great bearing capacity for high-rise buildings and structures. Because they enable data to be gathered on the relationship between the stress-strain state and the pile’s bearing capacity, field methods of soil testing with piles are pertinent in this context. When design modifications are made in response to the data, these data are especially crucial in the initial phases of construction. One of the primary approaches to optimizing the choice of pile length and diameter in the pertinent engineering and geological conditions is a preliminary joint experimental and theoretical study, including analytical and numerical methods, of the interaction of long piles with surrounding and underlying soils. It should be kept in mind that the interaction of the pile with the surrounding and underlying soil is one of the trickiest problems in applied soil mechanics and structure. Significant contribution to pile foundation construction was made by: M.Y. Abelev, P.A. Abbasov, A.A. Bartolomei, N.M. Gersevanov, B.I. Dalmatov, R.A. Mangushev, E.A. Sotnikov, Z.G. Ter-

Martirosyan, S.B. Ukhov, A.B. Fadeev, N.A. Tsytovich, C. Terzaghi, A.J. Zhussupbekov, T.M. Baitasov, B.A. Bazarov, R.K. Bazilov, S.B. Yenkebaev, R.E. Lukpanov, E. Ashkey, R. Frank and many others [1–10]. The bearing capacity of precast concrete joint pile foundations embedded in a layer is a crucial topic in geotechnical engineering, particularly when assessing their performance under dynamic and static loads. The analysis and prediction of this bearing capacity are typically approached using both dynamic and static load tests. Here’s a general outline of how these tests and methods might be used to evaluate such foundations (Fig. 1).

1. *Static Load Test (SLT).* This is a common method used to determine the ultimate bearing capacity of piles. It involves applying a gradually increasing load to the pile until it reaches a predefined settlement or failure point. The test provides direct measurements of pile settlement and load capacity. Procedure: A static load is applied to the pile, and the resulting settlements are recorded. This helps in determining the pile’s load-settlement behaviour. Data Analysis: The results are used to assess the ultimate bearing capacity, settlement under design loads, and the load distribution along the pile shaft and tip [11–20].

2. *Dynamic Load Test (DLT).* This method evaluates the behaviour of piles under dynamic loads, such as those

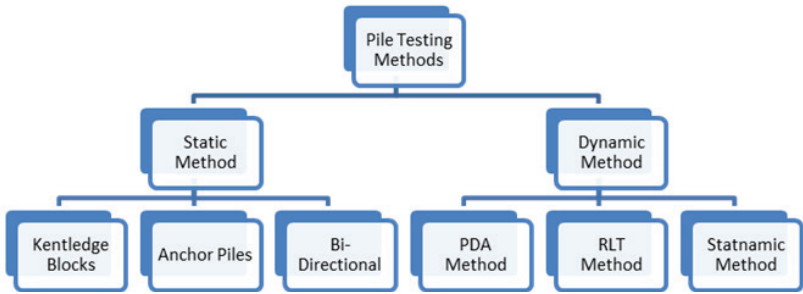


Fig. 1. Pile testing methods

Рис. 1. Методы испытания свай

caused by construction activities or seismic events. Dynamic load tests can provide information about the pile's ability to withstand short-term, high-intensity loads. Procedure: A dynamic load is applied to the pile, typically using a drop hammer or a similar device. The response of the pile to this dynamic load is measured. Data Analysis: Dynamic load tests use principles such as the case method or wave equation analysis to estimate pile capacity and analyze dynamic behaviour [20–25].

3. *Combined Analysis*. Using both dynamic and static load tests can provide a more comprehensive understanding of the pile's performance. The dynamic tests might be used to estimate the pile's behaviour under rapid loading conditions, while static tests provide insight into its performance under sustained loads. Prediction of Bearing Capacity: Static load tests generally provide more reliable estimates of the ultimate bearing capacity. Dynamic tests are useful for understanding the pile's response to dynamic loads and validating the results obtained from static tests. In research literature, studies often combine these testing methods to improve accuracy and reliability in predicting the bearing capacity of precast concrete joint pile foundations.

Precast joint piles are multi-section reinforced concrete structures consisting of several connecting elements. Such piles make it possible to create supports of maximum length (up to 36 m), which is impossible to do with solid piles due to the limited capacity of the pile driving equipment. Any reinforced concrete piles used to support the foundation must be deepened to the level of high-density soils. If the bottom of the pile is in soil with insufficient bearing capacity, the house foundation will not have the necessary stability, causing it to shrink under the weight of the building. The need to use composite piles arises when the top layer of unstable soil on the construction site is thicker than the maximum length of solid reinforced concrete piles. Precast Concrete Joint Piles: These piles are designed with specific joints that can affect their load-bearing behaviour. Both static and dynamic tests help in understanding how these joints influence overall performance. Embedded Layer: The bearing capacity can be influenced by the soil or rock layer into which the pile is embedded. The interaction between the pile and the layer is crucial for accurate bearing capacity predictions. "Dynamic Testing and Static Analysis of Pile Foundations": This paper would discuss methodologies and findings related to combining dynamic and static testing approaches [25–29].

MATERIALS AND METHODS

SCLT testing of precast concrete piles

Due to the widespread use of pile foundations in soft soil conditions, as well as with the increase in the number of stories in construction, it becomes necessary to install composite piles longer than 12 m. There are many ways to connect piles, and it is difficult to determine which method is the most effective. Fig. 2 shows a structural diagram of the work performed using the technology for

constructing composite pile foundations. It is obvious that the processes of engineering and geological surveys of the construction site and the design of pile foundations are practically independent of the manufacture of composite piles and their delivery to construction sites. This indicates that a flexible technological process has been obtained, where independent stages of work are carried out aimed at obtaining a single final product. Manufacturing plants, regardless of the design solutions for pile foundations of a specific facility, and taking into account the plan for the release of reinforced concrete products, can manufacture composite piles and have a certain stock of products. A contractor to obtain the required volume of composite piles, indicating their specific dimensions and curing the product until it gains the strength specified in the project. With the new technology of erecting pile foundations, in addition to the above-described advantages, their design is significantly simplified. Factory technology for the manufacture of prefabricated piles can be carried out using automated technological lines, and special vehicles equipped with equipment for loading and unloading operations can be used to deliver them to construction sites. The use of prefabricated piles for the construction of pile foundations will improve labor safety and ensure compliance with technical requirements for delivery, storage and execution of works [5–8].

Static and dynamic tests were carried out on precast reinforced concrete composite piles with a total length of 27.5 m. They consist of two sections with a cross-section of 40×40 cm: a lower section 16.0 m long and upper sections 9.5 to 11.5 m long (Fig. 2). When constructing a pile foundation, each driven pile can be subject to control, which provides very valuable information that, in our opinion, must be used from calculation, design and ending with the production of pile work. In addition, to obtain an effective type of pile foundation, as noted repeatedly, it is necessary to strive for maximum use of the bearing capacity of the piles on the soil, bringing it closer to the bearing capacity of the piles on the material. Static compression tests were performed on precast concrete composite piles No. TP-03, No. TP-02, No. TP-01.5, and No. K-3, which are moved under the control of the cargo unloading facility (COF) area with a depth of 23 and 26.75 m, and pre-drilled with an auger with a diameter of 330 mm, depth of 11.40 m. The platform is made of steel, which consists of a metal beam and two platforms located at equal distances from the center of the main beams (Fig. 3).

Concrete blocks are used for platforms, and one platform can accommodate a total weight of 200–205 tons. The vertical loading is created by a DG500 G250 hydraulic jack. The pressure in the jack was created using an NER-1.6A40T1 electrohydraulic pump with a manual distributor. For the support beams, two H-shaped beams with a height of $h = 20$ cm and a length of 5.3 m were used, which were fastened with bolts with a BAU 114 $\times$ 4 $\times$ 2,000 clamp. During the tests, the benchmarks and



Fig. 2. SCLT static load testing of precast concrete joint piles

Рис. 2. Испытание методом статического сжатия сборных железобетонных свай с шарнирным соединением



Fig. 3. Equipment for loading precast concrete joint piles

Рис. 3. Оборудование для нагружения сборных железобетонных свай

deflection gauges were protected from the effects of wind, temperature and other negative effects (Fig. 2, 3).

For composite pile No. K-3, the load was 1,639 kN (this is equal to 125 %), and for other piles, the maximum load was 3,278 kN (this is equal to 250 %) of the working load [6–14].

Testing of precast concrete piles using the PDA method

Despite its name, this test using an oscillographic pile driving analyzer (PDA) can be performed on any type of deep foundation. Dynamic pile testing is based on the theory of stress wave propagation on piles and includes the following:

- installation of accelerometers and stress sensors on the pile or bored column;
- recording and transmission to the PDA of acceleration and stress signals at each impact of the ram or hammer on the pile;
- computer processing, reproduction and storage of signals, as well as performing automatic calculations.

Pile dynamic tests were performed on precast concrete piles No. TR-1.02, No. TR-1.03, No. TR-1.05 and No. TR-02. The piles were tested using a PDA (Pile Driving Analyzer — Model PAX) using a JUNTAN PM25LC hammer with a 9 ton HHK-9A hydraulic hammer and a 990 kg head attachment. The sensors are connected to the analyzer (PDA) which internally performs all the necessary signal conditioning and processing to obtain output results during the drive for each hammer blow and an immediate display on the screen of the measured force on the pile head ($v_{meas(t)}$) and the speed of the pile head movement ($v_{meas(t)}$) as a function of time [6–14].

The test results obtained by this method, when processed using the wave theory of impact, make it possible to approximately estimate the effective resistance of the soil along the lateral surface and the heel of the pile, and to model the “load – settlement” relationship.

Determining the specified values over time during the impact allows plotting graphs of the dependence

of the pile settlement on the dynamic forces acting in it, which can be recalculated for the corresponding static loads.

Signals from the sensors are transmitted to the measuring computer using a cable. Signals from the sensors must be recorded in digital form on a hard disk.

Determination of the bearing capacity of a pile on the soil is carried out using specialized software developed based on the principles of the wave theory of impact [25].

When using wave calculation to determine the resistance of single piles working to press the piles into the soil, the reliability of the calculation must be confirmed by the available positive results of static tests of piles of the same cross-section in similar soil conditions.

The results we obtain are as follows:

- load-settlement graph (Pile Top);
- total bearing capacity of the pile;
- bearing capacity along the lateral surface of the pile;
- bearing capacity across four piles;
- load-settlement graph four piles (Bottom);
- presence of any significant discontinuities in the shaft.

RESULTS OF THE RESEARCH

Results of field tests using the SCLT method

Fig. 4 shows the results of testing by the SCLT method. According to the results of composite piles No. TR-03, No. TR-02 and No. TR-01.5, the curved line in the “settlement – load” graph shows that the convergence of the graphs is observed only at the initial stage of loading, and then there is a change in the trajectory of the curve of composite piles No. TR-02 and No. TR-03, characteristic of the stage of resistance to creeping soil, while the curve of composite pile No. TR-01.5 (at this stage of loading) is more characteristic of the elastic resistance of the soil [9–11].

The Davisson Limit Value (Ultimate Load) Method offers the advantage of allowing the engineer, when checking a pile for a given allowable load, to determine in advance the maximum allowable displacement for that load, given the pile length and size. Pile section area, $A = 0.16 \text{ m}^2$; Pile diameter approximation, $D = 45.0 \text{ cm}$; Load, $P = 3,000 \text{ kN}$; Pile number TR-02; Pile length $L = 26.75 \text{ m}$; Young’s modulus (B40), $E_{con} = 45,000,000 \text{ kPa}$; Elastic line $= (P \cdot L)/(A \cdot E) = 0.011 \text{ m} = 11 \text{ mm}$; Davisson line (ASTM): $\Delta = D/120 + 0.4 = 0.78 \text{ cm} = 7.8 \text{ mm}$; the ultimate pile capacity (pile number TR-02) $F_u = 2,480 \text{ (Fig. 5)}$.

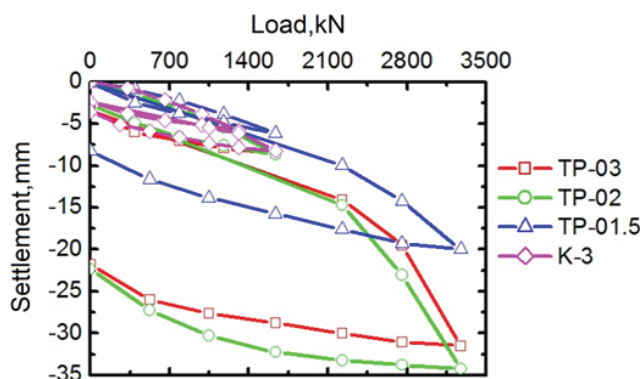


Fig. 4. Load calculation graphs from SCLT methods

Рис. 4. Графики расчета нагрузки по методу статического сжатия

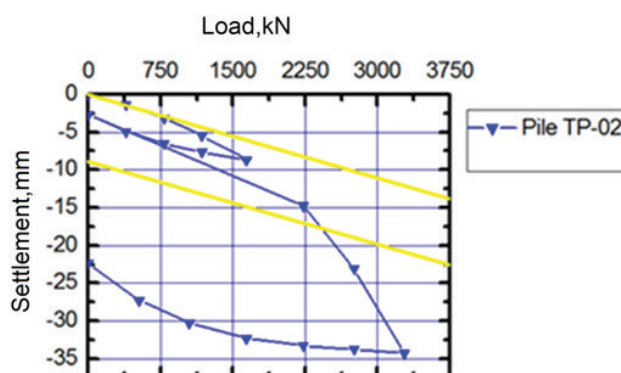


Fig. 5. Load-settlement graph for pile No. TR-02

Рис. 5. График изменения нагрузки для сваи № TR-02

The main advantage of this method is that the actual limit line can be drawn on the load flow diagram before the test begins. The limit load displacement criterion is primarily intended for the interpretation of fast testing methods, but it can also be used to interpret the results of slow methods [9–11].

The ultimate bearing capacity of the pile (pile No. TR-02) $F_u = 2,450$ kN (Fig. 4). In Kazakhstan, the safety factor for static tests of piles is 1.2. Therefore, the calculated value of the permissible pile capacity, Q_d , was estimated as $Q_d = 2,480/1.2 = 2,067$ kN (pile No. TR-02) and $2,450/1.2 = 2,042$ kN (pile No. TR-03).

Results of field tests using PDA and DLT methods

When constructing a pile foundation, each driven pile can be subject to control, which provides very valuable information that, as we believe, must be used starting from calculation, design and ending with the production of pile works. In addition, to obtain an effective type of pile foundation, as noted repeatedly, it is necessary to strive for maximum use of the bearing capacity of piles on the soil, bringing it closer to the bearing capacity of piles on the material.

Fig. 6, 7 show the results obtained by the PDA method when driving precast concrete joint piles [9–11].

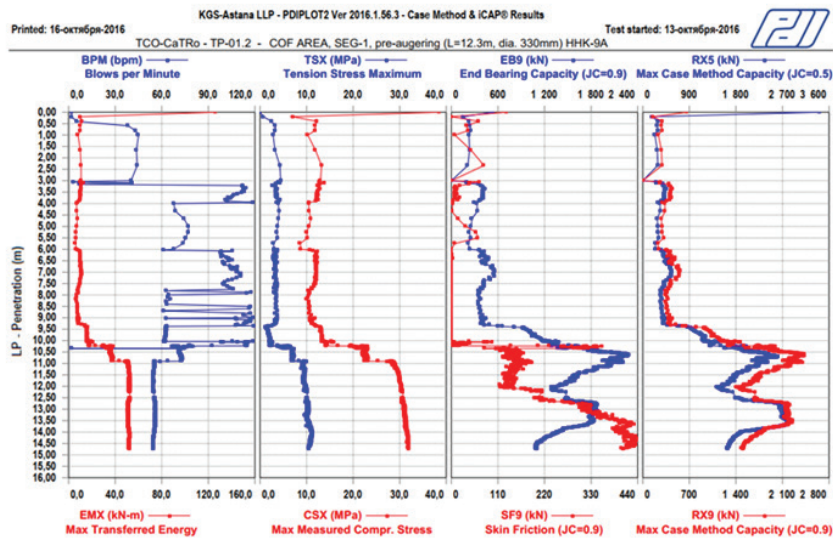


Fig. 6. Graphic results of driving precast concrete joint piles using the PDA method, TR-01.2, depth from the beginning of driving to 14.8 m

Рис. 6. Графические результаты забивания сборных железобетонных свай, полученные с помощью анализатора забивки свай, TP-01.2, глубина от начала забивки до 14,8 м

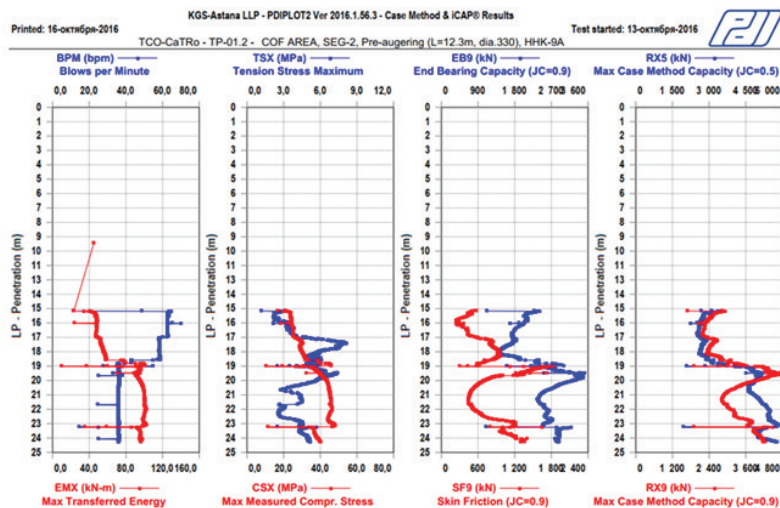


Fig. 7. Graphic results of driving precast concrete joint piles using the PDA method, TR-01.2, Depth from 14.8 to 24.3 m

Рис. 7. Графические результаты забивки сборных железобетонных свай, полученные с помощью анализатора забивки свай, TR-01.2, глубина от 14,8 до 24,3 м

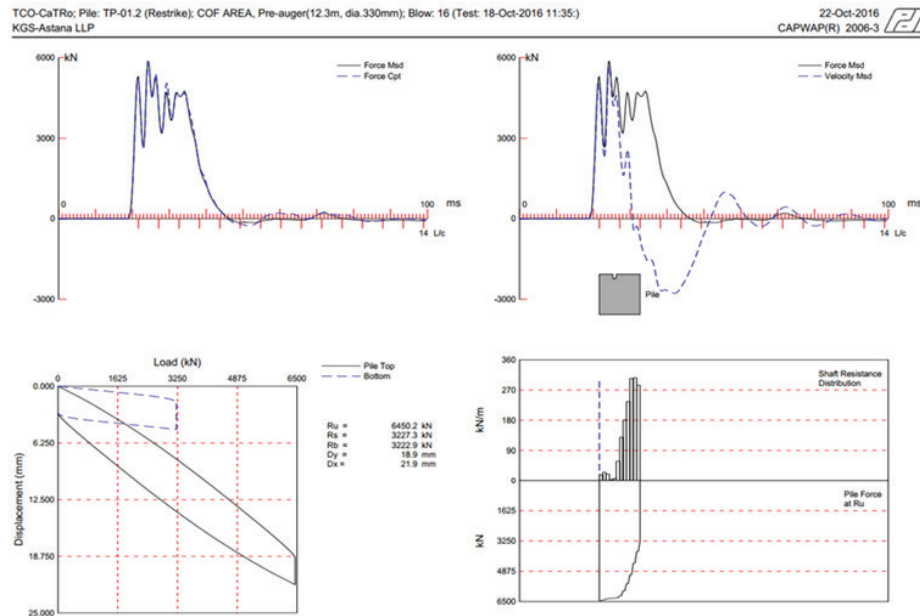


Fig. 8. Test results of composite piles by DLT method, TR-01.2, depth 24.70 m

Рис. 8. Результаты испытаний комбинированных свай методом динамического нагружения, TR-01.2, глубина 24,70 м

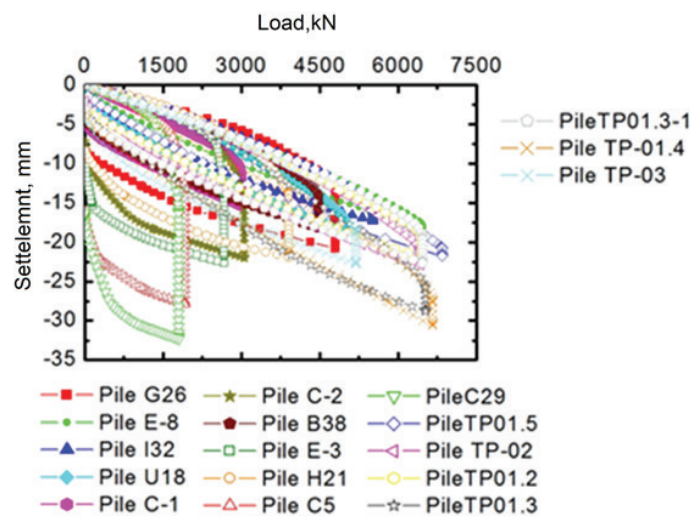


Fig. 9. Results of DLT test results for precast concrete joint piles

Рис. 9. Результаты испытаний методом динамического нагружения готовых сборных железобетонных свай

According to DLT methodology, the pile is driven into the ground until it reaches the value of the pile's pliability parameter in the ground from one impact of the pile driving equipment, corresponding to the value of the effective load carried by the pile. In cases where it is impractical to take the pile's load-bearing capacity in the soil equal to the load-bearing capacity in the material (due to the design features of the pile foundation), the effective load carried by one pile is determined by means of technical and economic calculations. It must not exceed the design resistance of the pile material to axial compression [9–11].

Fig. 8, 9 show the results obtained by the DLT method after resting the composite piles.

$$SCLT_{ave}(ASTM) = \frac{2,067 + 2,042 + 2,333}{3} = 2,148 \text{ kN} = 104 \%;$$

$$PDA_{ave}(ASTM) = \frac{2,859 + 2,235 + 2,245}{3} = 2,447 \text{ kN} = 119 \%;$$

$$DLT_{ave} (ASTM) = \frac{2,400 + 2,485 + 2,236 + 1,952}{4} = 2,366 \text{ kN} = 111 \text{ \%};$$

$$DLT_{ave} (ASTM) - SCLT_{ave} (ASTM) = 2,366 \text{ kN} - 2,148 \text{ kN} = 218 \text{ kN} = 7 \text{ \%};$$

$$PDA_{ave} (ASTM) - SCLT_{ave} (ASTM) = 2,447 \text{ kN} - 2,148 \text{ kN} = 299 \text{ kN} = 15 \text{ \%}.$$

CONCLUSION AND DISCUSSION

In this paper, according to the analysis, it is possible to observe the similarity of the obtained data from the SCLT and DLT methods (after CAPWAP inter-

pretation). Minor deviations from SCLT equal to 7 % (218 kN) depending on the DLT method are revealed. The Davisson limit method was used as a determinant of the maximum bearing capacity.

In this section, the calculation of the pile bearing capacity is made based on the results of PDA tests of composite piles (40 × 40 cm cross-section and lengths from 23 to 26.75 m) and the bearing capacity of the piles was 2,447 kN, according to the results of SCLT data interpretation, the bearing capacity of the piles on average was 2,148 kN.

The simulation of static load tests with CAPWAP (DLT method) does not include long-term effects such as creep or long-term calculations. According to this reason, in almost all cases the CAPWAP load curve is slightly higher than the static load curve in the static load test, especially for higher loads.

REFERENCES / СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. ASTM D1143/D1143M-07. Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Compressive Load. ASTM International, West Conshohocken, PA, 2013. DOI: 10.1520/D1143_D1143M
2. ASTM D1143-81. Standard Test Method for Piles Under Static Axial Compressive Load. ASTM International, West Conshohocken, PA, 1994.
3. ASTM D 3689-90. Standard Test Method for Individual Piles Under Static Axial Tensile Load. ASTM International, West Conshohocken, PA, 1995. DOI: 10.1520/D3689-90R95
4. ASTM D3966/D3966M-07. Standard Test Methods for Deep Foundations Under Lateral Load. ASTM International, West Conshohocken, PA, 2013. DOI: 10.1520/D3966_D3966M
5. GOST 5686-94. Methods for Field Testing by Piles. Gersevanov Research Institute of Bases and Underground Structures (NIIOSP), Moscow. 1994.
6. Omarov A., Zhussupbekov A., Kaliakin V. Investigations of piles by bidirectional static loading test in Astana soils. *E3S Web of Conferences*. 2023; 457:02057.
7. Omarov A., Zhussupbekov A., Kaliakin V., Chang D.-W., Dhanya J.S. Comparison of the results of different types of testing piles with static load to predict the load capacity of piles. *Journal of Applied Science and Engineering (Taiwan)*. 2025; 28(1):163-174.
8. Omarov A.R., Zhussupbekov A.Zh., Sarsembayeva A.S., Issakulov A.B., Buranbayeva A.M. Numerical modelling micro piles and evaluation of the o-cell test results. *News of the National Academy of Sciences of the Republic of Kazakhstan, Series of Geology and Technical Sciences*. 2023; 5(461):190-201.
9. Omarov A.R., Zhussupbekov A.Z., Mussakhanova S.T., Issakulov A.B. Analysis of interaction of precast concrete joint piles with problematic soil conditions Prorva. *Smart Geotechnics for Smart Societies*. 2023; 1385-1394.
10. Omarov A., Sarsembayeva A., Zhussupbekov A., Nurgozhina M., Yeleussinova A., Isakulov B. Bearing Capacity of Precast Concrete Joint Micropile Foundations in Embedded Layers: Predictions from Dynamic and Static Load Tests according to ASTM Standards. *Infrastructures*. 2024; 9(7):104.
11. Zhussupbekov A.Zh., Lukpanov R.E., Omarov A.R. Bi-directional static load testing. *Proceedings of the fourth Geo-China International Conference*. 2016; 35-42. DOI: 10.1061/9780784480083.005
12. Zhussupbekov A.Zh., Lukpanov R.E., Omarov A.R. Experience in Applying Pile Static Testing Methods at the Expo 2017 Construction Site. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2016; 53(4):251-256.
13. Zhussupbekov A.Zh., Omarov A.R. Modern advances in the field geotechnical testing investigations of pile foundations. The 15th Word Conference of Associated Research Centers for the Urban Underground Space. Saint Petersburg, Russia. *Procedia Engineering*. 2016; 88-95.
14. Zhussupbekov A.Zh., Omarov A.R. Geotechnical and construction considerations of pile foundations in problematical soils. *Proceedings of the 8th Asian Young Geotechnical Engineers Conference (8 AYGEC)*. Astana, Kazakhstan, 2016; 27-32.
15. Mussakhanova S., Zhussupbekov A., Omarov A., Abilmazhenov T., Issakulov A. Features of testing piles for high-rise buildings in difficult soil conditions in Astana. *International Journal of Geomate*. 2023; 25(110):106-113.
16. Omarov A.R., Zhussupbekov A.Zh., Tulegulov A.D., Zhukenova G.A., Tanyrbergenova G.K. The analysis of the piling tests on construction site "The future of the free country". *Challenges and Innovations in Geotechnics — Proceedings of the 8th Asian Young Geotechnical Engineers Conference, 8AYGEC*. 2016; 127-130.

17. Buranbayeva A., Zhussupbekov A., Sarsembayeva A., Omarov A. Evaluation of the Structural Health Monitoring Results of the Applied Fiber Optics in the Pile-Raft Foundations of a High-Rise Building. *Applied Sciences (Switzerland)*. 2022; 12(22):11728.
18. Zhussupbekov A., Morev I., Omarov A., Borgekova K., Zhukenova G. Geotechnical considerations of piling testing in problematical soils of West Kazakhstan. *International Journal of Geomate*. 2018; 15(47):111-117.
19. Zhussupbekov A., Omarov A., Tanyrbergenova G. Design of anchored diaphragm wall for deep excavation. *International Journal of Geomate*. 2019; 16(58):139-144.
20. Zhussupbekov A., Chang D.-W., Uteпов Y., Borgekova K., Omarov A. Estimating the Driven Pile Capacities for COF Project in West Kazakhstan. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2019; 56(2):121-127.
21. Zhussupbekov A., Mangushev R., Omarov A. Geotechnical Piling Construction and Testing on Problematical Soil Ground of Kazakhstan and Russia. *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2021; 112:89-107.
22. Zhussupbekov A., Omarov A., Morev I., Ashkey E., Borgekova K., Popov V. Analysis results of static and dynamic loads tests of pile foundations in constructions site of Expo-2017, Astana, Kazakhstan. *ICSMGE 2017 — 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. 2017; 3079-3082.
23. Issakulov A., Omarov A., Zhussupbekov A., Mussakhanova S., Issakulov B. Investigation of the interaction of the bored micro pile by dds (fdp) technology with the soil ground. *International Journal of Geomate*. 2023; 24(105):11-17.
24. Buranbayeva A.M., Zhussupbekov A., Omarov A.R. Numerical analysis and geomonitoring of behaviour of foundation of Abu-Dhabi Plaza in Nur-Sultan. *Journal of Physics: Conference Series*. 2021; 1928(1):012033.
25. Zhussupbekov A., Kaliakin V., Chang D.-W., Omarov A. Investigation of Interaction of Piles at New Cargo Sea Transportation Route and LRT Projects with Problematical Soils of Kazakhstan. *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2022; 164:945-957.
26. Omarov A.R., Kuderin M., Zhussupbekov A., Kaliakin V.N., Iskakov S. Vibration measurements at a new monument in Nursultan city. *International Journal of Geomate*. 2021; 21(85):24-31.
27. Zhussupbekov A., Lukpanov R., Omarov A. The Results of Dynamic (Pile Driving Analysis) and Traditional Static Piling Tests in Capital of Kazakhstan. *13th Baltic sea region geotechnical conference — historical experience and challenges of geotechnical problems in Baltic sea region*. 2016; 201-205.
28. SNiP RK 5.01-03-2002. Pile Foundation. 2002.
29. SNiP RK 5.01-01-2002 (2002). Soil Basement and Foundations.

Received August 28, 2024.

Adopted in revised form on September 20, 2024.

Approved for publication on September 25, 2024.

BIONOTES: **Abdulla R. Omarov** — PhD, Associate Professor of the Department of “Civil Engineering”; **L.N. Gumilyov Eurasian National University**; 2 Satpayeva st., Astana, 010008, Kazakhstan; omarov_01@bk.ru;

Askar Zh. Zhussupbekov — Doctor of Technical Sciences, Professor of the Department of “Civil Engineering”; **L.N. Gumilyov Eurasian National University**; 2 Satpayeva st., Astana, 010008, Kazakhstan; consultant; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; astana-geostroi@mail.ru.

Contribution of the authors:

Abdulla R. Omarov — conceptualization, methodology, writing, visualization, observation, editing, writing, preparation of the initial draft.

Askar Zh. Zhussupbekov — resources, data processing.

The authors declare that there is no conflict of interest.

Поступила в редакцию 28 августа 2024 г.

Принята в доработанном виде 20 сентября 2024 г.

Одобрена для публикации 25 сентября 2024 г.

ОБ АВТОРАХ: **Абдулла Рахметович Омаров** — PhD, доцент кафедры «Строительство»; **Евразийский национальный университет им. Л.Н. Гумилева**; 010008, г. Астана, ул. Сатапаева, д. 2, Казахстан; omarov_01@bk.ru;

Аскар Жагпарович Жусупбеков — доктор технических наук, профессор кафедры «Строительство»; **Евразийский национальный университет им. Л.Н. Гумилева**; 010008, г. Астана, ул. Сатапаева, д. 2, Казахстан; консультант; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ)**; 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; astana-geostroi@mail.ru.

Вклад авторов:

Омаров А.Р. — концептуализация, методология, написание.

Жусупбеков А.Ж. — ресурсы, обработка данных.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

The effects of low-rise building mat on liquefiable site

Der-Wen Chang¹, Xiang-Jun Lian¹, Shih-Hao Cheng², Ting-Lun Hsu¹, Diyar Mukhanov³

¹ Tamkang University; Taiwan;

² National Taiwan University of Science and Technology; Taiwan;

³ L.N. Gumilyov Eurasian National University; Astana, Kazakhstan

ABSTRACT

Introduction. The effects of low-rise building mat on liquefiable site were investigated in this study.

Materials and methods. One-dimensional ground response analyses of a layered sand model profile were conducted using Midas. The UBCS and soil model was used.

Results. The excess pore water pressure and the stress/strain time histories as well as the ground deformation of the numerical model were examined.

Conclusions. With the comparison of the free-field solutions, if the liquefaction occurred, the mat can cause the subsoils to settle more and push the side soils to move laterally, which will yield sway motions of the mat. The deeper embedment of the mat sometimes would help to minimize such phenomenon.

KEYWORDS: low rise building, mat foundation, free field, layered sand, soil liquefaction

Acknowledgements. The paper presents the partial results of research grant NSTC-112-2625-M-032-005. The financial support of this study is sincerely appreciated by the authors.

FOR CITATION: Chang D.-W., Lian X.-J., Cheng Sh.-H., Hsu T.-L., Mukhanov D. The effects of low-rise building mat on liquefiable site. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2025; 15(1):13. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.13

Corresponding author: Der-Wen Chang, dwchang@mail.tku.edu.tw.

Влияние плит оснований малоэтажных зданий на разжижаемость грунтов

Дер-Вен Чанг¹, Сян-Цзюнь Лянь¹, Ши-Хао Чэнг², Тин-Лун Су¹, Дияр Муханов³

¹ Тамканский университет; Тайвань;

² Национальный Тайваньский университет науки и технологий; Тайвань;

³ Евразийский национальный университет имени Л.Н. Гумилева; г. Астана, Казахстан

АННОТАЦИЯ

Введение. Изучается влияние плит оснований малоэтажных зданий на разжижаемость грунтов.

Материалы и методы. С помощью ПО Midas проведен одномерный анализ реакции слоистой песчаной модели. Использовались модель UBCS и модель грунта.

Результаты. Исследованы избыточное давление поровой воды, временные зависимости напряжений и деформаций, а также деформации грунта в условиях численной модели.

Выводы. При сравнении решений в свободном пространстве в случае разжижения наличие плиты основания может привести к большему оседанию грунтов основания и боковому смещению, что приведет к раскачиванию основания. Более глубокое заглубление основания иногда помогает минимизировать это явление.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: малоэтажное здание, плитный фундамент, свободное пространство, слоистый песок, разжижаемость грунта

Благодарности. В статье представлены некоторые результаты исследования по гранту NSTC-112-2625-M-032-005. Авторы искренне признательны за финансовую поддержку данного исследования.

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Чанг Д.-В., Лянь С.-Ц., Чэнг Ш.-Х., Су Т.-Л., Муханов Д. Влияние плит оснований малоэтажных зданий на разжижаемость грунтов // Строительство: наука и образование. 2025. Т. 15. Вып. 1. Ст. 13. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.13

Автор, ответственный за переписку: Дер-Вен Чанг, dwchang@mail.tku.edu.tw.

INTRODUCTION

This study is a pilot study for investigations of the influences of foundation type in liquefiable sites. It aims to understand the impact of liquefied ground on the mat foundation of low-rise building. The study uses two-dimensional finite element analysis to simulate the response of free-site ground and the same site with the existence of mat under the shakings of one-dimensional horizontal earthquakes. The changes of the shear stress and strain, the excess pore water pressure and the permanent displacement under the earthquakes affected by the seismic intensities, the design geometry of the mat as well as the dead load applied onto the mat will be discussed [1–5].

MATERIALS AND METHODS

Numerical model and seismic concerns

In this study, the finite element software MIDAS-GTS NX (Midas, 2014) was used to simulate the seismic behavior of the soil-raft foundation, whereas the UBCS and model (Byrne et al., 2004) was used to simulate the possible liquefaction of the sands. For comparison, the free-field solution was obtained first, and the analysis of the mat at the same site was monitored. The study was following the site example revealed at the National Science Council’s joint research project, and then taking the soil parameters as the basis. The numerical model was planned as a layered sand profile, which has a depth

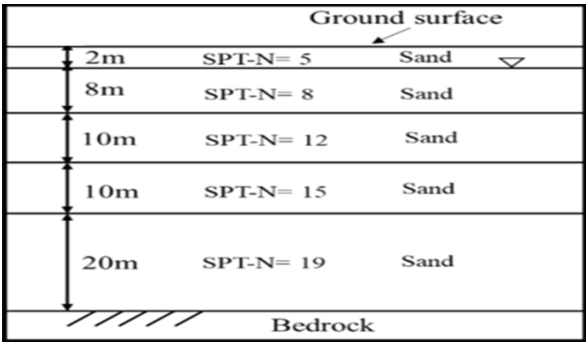


Fig. 1. Layout of the numerical model of layered sands
Рис. 1. Макет численной модели слоистых песков

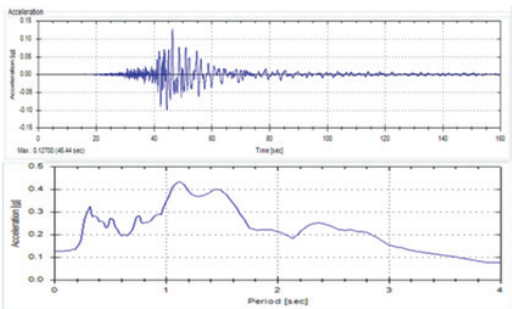


Fig. 2. Record from TAP003 station in Chi Chi earthquake
Рис. 2. Запись со станции ТАР003 во время землетрясения в Чи-Чи

Table 1. Material parameters of the numerical model

Табл. 1. Параметры материала численной модели

Depth (m)	r_d (kN/m ³)	r_{sat} (kN/m ³)	V_s (m/s)	N	$(N_1)_{60}$	ϕ (°)	G (kPa)	E (kPa)	ν
0-2	18	20	144	5	10	28	38000	99000	0.3
2-10	18	20	165	8	10	30	55000	155000	0.4
10-20	18	20	186	12	12	32	71000	199000	0.4
20-30	18	20	201	15	12	33	82000	230000	0.4
30-50	18	20	215	19	12	35	94000	264000	0.4

Table 2. Model parameters of UBCSand model

Табл. 2. Параметры модели UBCSand

Parameter	Symbol	Midas (Byrne, 1998)
Elastic (Power Law)		
Elastic shear modulus number	K_g^s	$K_g^s = 21.7 \times 20.0 \times (N_1)_{60}^{0.232}$
Elastic shear modulus exponent	ne	0.5
Plastic / Shear		
Peak Friction Angle	ϕ_p	$\phi_p = \phi_{cv} + (N_1)_{60} / 10.0 + \max(0.0, (N_1)_{60}^{-1.5} / 5)$
Constant Volume Friction Angle	ϕ_{cv}	$30^\circ < \phi_{cv} < 34^\circ$
Plastic shear modulus number	K_g^p	$K_g^p = K_g^s (N_1)_{60}^2 \times 0.003 + 100.0$
Plastic shear modulus exponent	np	0.4
Failure ratio	R_f	$R_f = 1.1 \times (N_1)_{60}^{0.15}$ $0.7-0.98 (< 1)$
Post Liquefaction Calibration Factor	F_{post}	0.1
Soil Densification Calibration Factor	F_{dens}	0.45

of 50 m. Fig. 1 and Table 1 illustrate the numerical model. In order to include the influence of seismic forces, the seismic record during 1999 Chi-Chi earthquake in zone-1 of Taipei basin was adopted. The record was selected and examined to ensure that its main frequency is similar to the natural frequency of the site (Fig. 2). The original earthquake records are calibrated through the scaling method for the target motion, and the baseline correction was used to eliminates the source error. The peak ground acceleration (PGA) used in the study is corresponding to the levels of seismic intensity at IV, V-, V+ and VI- issued by the Central Weather Administration in Taiwan, which is 0.08, 0.11, 0.195 and 0.25 g respectively. The UBCS and mode parameters are organized as shown in Table 2. The mat foundations were mainly assumed with the embedment depths of 2 and 5 m, and the width of the foundation was 20 and 30 m. The load applied at the mat was 30 and 60 kPa to simulate the low-rise building weights. The boundary conditions on both sides of the finite element model are set to Free Field, in which the infinite boundary condition is set up on the XY plane to eliminate the reflected waves from the boundaried. The bottom node of the model is set as the hinge support to simulate the rigid base of the underlain bedrock. From the examination of the stability of the solutions, the overall analysis width of the model was set to 300 m.

Interface element

In the MIDAS-GTS NX program, the interface elements are defined using the Coulomb friction method. The stresses at the interface elements are mainly

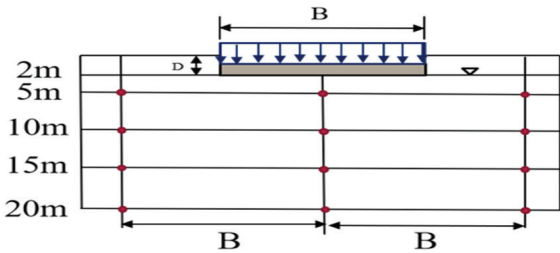


Fig. 3. Observation zone in this study

Рис. 3. Зона наблюдений в исследовании

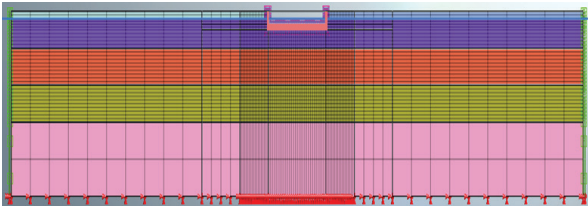


Fig. 4. Layout of the FE Mesh used in this study

Рис. 4. Схема используемой в исследовании сетки конечных элементов

the friction between the concrete and the soils. According to such type of mechanism, the interface element parameters will be dominated by the weaker material which is the soil. With the suggestions from Midas Manual, the spring coefficient k_n in the normal direction and the spring coefficient k_t in the shearing direction at the contact face were set to $10 E_s$ (Young's coefficient of the soil) and E_s respectively, and the ultimate shear stress τ_{max} is computed as $\sigma \tan \delta$, where δ is the friction angle between the two materials (taking as $2/3$ of the friction angle ϕ of sand), and σ is the normal stress acting upon the contact plane.

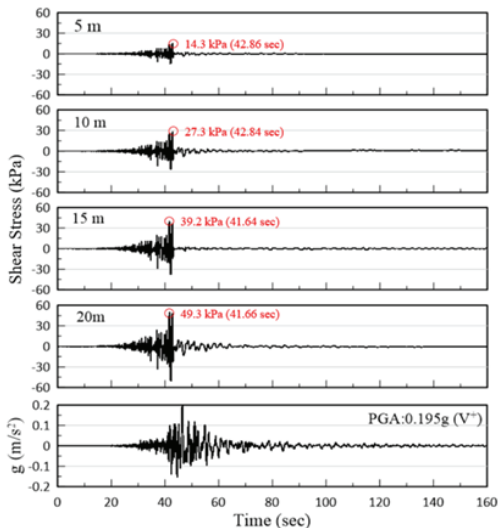


Fig. 5. Shear stress time-histories at the free-field site

Рис. 5. Временные зависимости напряжений сдвига на участке свободного пространства

Elements and mesh

Four-node supralateral elements were adopted in this study. The finite element mesh was determined with the concern that the aspect ratio of element length-width should be 1:1. Since the main observation in the study is the physical quantities at the centre part of the soil profile and the mat with the nearby soils around the mat (which can be taken with a spacing distance of $1B$ from the centre line) as shown in Fig. 3, the elements close to the centre were kept smaller, whereas the farther out elements were expanded with larger aspect ratios to reduce the computation time. Fig. 4 shows an example of foundation mesh.

RESULTS

Free-field observations

1. The shear stress of the soil layer will increase with the increase of earthquake intensity, and the deeper the depth, the greater the shear stress; the shear stress will be eliminated by the generation of EPWP.

2. The permanent shear strain of the soil layer increases with the earthquake intensity. At the intensities studied, the maximum shear strain of the soil layer can reach 2.5 %.

3. The permanent ground displacement also increases with the earthquake intensity. When $PGA = 0.195 g$, the permanent horizontal and vertical ground displacements are 18 and 25 cm; when $PGA = 0.25 g$, the permanent horizontal and vertical ground displacements reach 27 and 47 cm. Fig. 5–7 show the changes in shear stress, shear strain, and excess pore water pressure of the model site with depth when $PGA = 0.195 g$. Fig. 8 shows the surface horizontal and vertical displacement time histories of the site.

4. The soil liquefaction will become more severe as the earthquake intensity increases. Comparing with

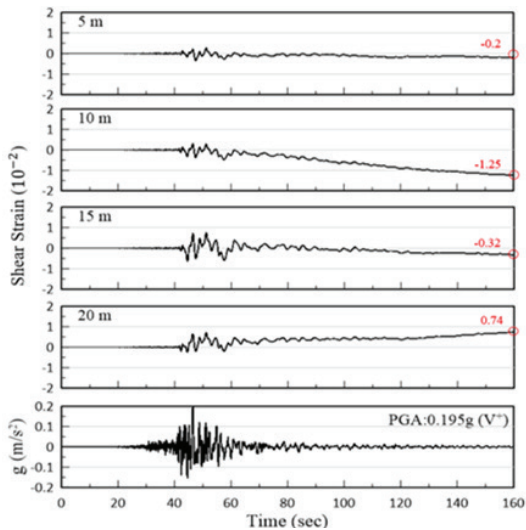


Fig. 6. Shear strain time-histories at the free-field site

Рис. 6. Временные зависимости сдвиговых напряжений на участке свободного пространства

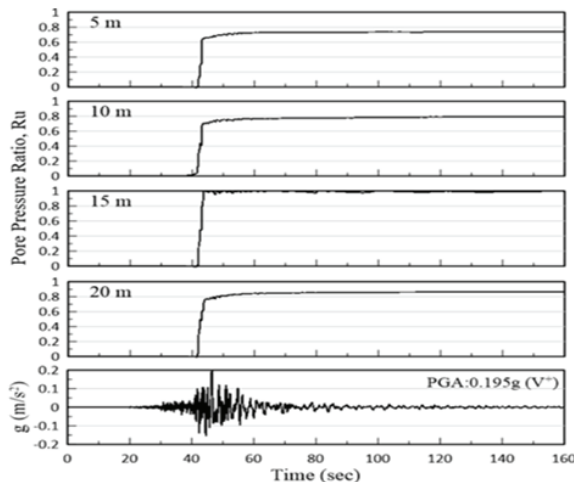


Fig. 7. Time histories of the ratios of excess pore water pressures at the free-field site

Рис. 7. Временные зависимости соотношений избыточных давлений поровой воды на участке свободного пространства

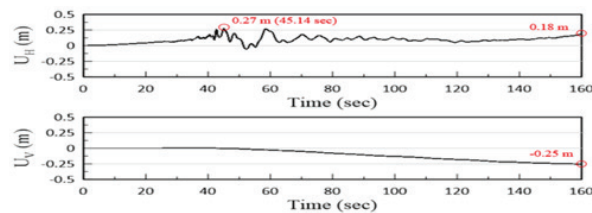


Fig. 8. Horizontal and vertical displacement time histories at the free-field ground surface

Рис. 8. Временные зависимости горизонтальных и вертикальных перемещений на поверхности земли в свободном пространстве

the empirical analysis of the liquefaction potential assessment suggested in Taiwan, the results showed that if $PGA < 0.195$ g, the safety factor suggested by the empirical method would be higher; if $PGA \geq 0.195$ g, the safety factor of the empirical method can approximate the results of 1D ground response analysis.

5. By computing the ground settlement from the empirical methods and treating the vertical strain of the soils as $1/3$ of the volumetric strain or $1/2$ of the volumetric strain (assuming $\nu = 0.5$), the settlements were compared with those obtained from the FE analyses. It was found that the results from Tokimatsu and Seed (1987) are higher than FE solutions; while those from Ishihara and Yoshimine (1992) are smaller than FE solutions when $PGA < 0.195$ g and higher than FE when $PGA \geq 0.195$ g.

Mat foundation

1. Comparing with the free-field responses, the mat will increase the shear stress and decrease the shear strain of the soils underneath it, however the side soils will be pushed out by the mat. The mat will decrease the liquefaction potential of the soils underneath it due

to the influences of overburden pressures, however if the surrounding soils were tending to liquefy during the ground shaking, the mat will easily trigger unbalanced ground motions which could cause the mat to sway during the seismic impact. The mat could also accelerate the EPWP dissipations during the excitations. Fig. 9–11 depict the comparison of mat foundation and free field responses when $PGA = 0.195$ g.

2. When the PGA remains unchanged, reducing the size of mat will reduce the shear stress increment of the underlying soil layer (compared with the free field one), and the soil strain remains similar to the free field. The horizontal displacements of the soils below the foundation were suppressed and similar to the free field, and the vertical displacements were larger than the free field. The soils aside the smaller size mat had less displacements com-

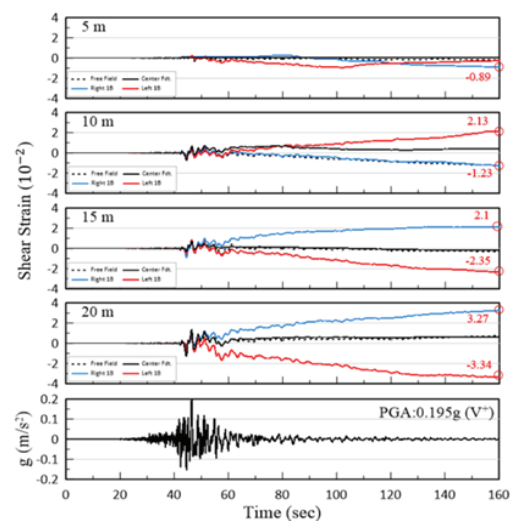


Fig. 9. Effects of the mat to shear strain time histories

Рис. 9. Влияние основания на временные зависимости деформации сдвига

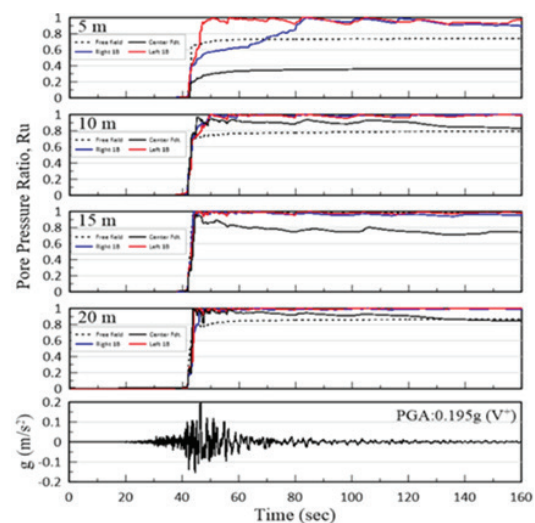


Fig. 10. Effects of the mat to Ru time histories

Рис. 10. Влияние основания на временные зависимости коэффициента порового давления

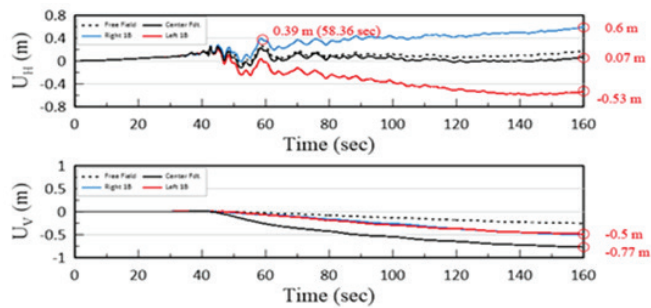


Fig. 11. Effects of the mat to the surface ground displacement time histories
Рис. 11. Влияние плиты основания на динамику смещения поверхности грунта

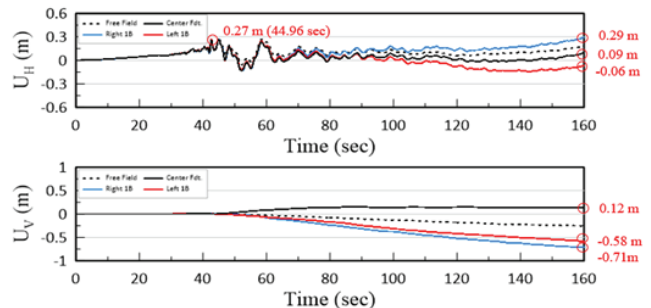


Fig. 12. Effects of embedment depth at 5 m to the surface ground displacement time histories
Рис. 12. Влияние глубины заложения на 5 м на временные зависимости смещений грунта на поверхности

pared to those found at larger size, but much larger than those found at the free field site.

3. By putting the low-rise building mat deeper will increase the maximum shear stress of the soil layer. The increase in embedment depth of the mat (2~5 m from the ground surface) will push the side soils move outwards during the earthquake, which will cause easily the foundation to tilt and collapse. Although the seismic resistance of mat increases with depth, the possible destructiveness of the low rise building mat foundation may be intensified. This deserves the engineer’s attention. Fig. 12 shows the impact of increase the embedment depth.

4. The increase in foundation load will increase the maximum shear stress of the shallow soil layer; the permanent shear strain of the soil layer will decrease. Comparing the duration of the excess pore water pressure ratio, it can be found that the excess pore water

pressure ratio under the foundation is suppressed and the dissipation situation becomes more obvious.

5. The effects of shear stress, shear strain, excess pore water pressure ratio, and horizontal and vertical displacements with respect to the mat width, embedment depth, and load of foundation are summarized in Table 3.

More details of the observations and discussions can be found in Lian (2024).

CONCLUSIONS

Free-field response

The study focuses on layered sand profile where low to medium strength parameters were selected to yield conservative results for the liquefaction influences on low-rise building mat foundation. The study was mainly conducted using 2D Midas analysis. Each case study can be accomplished within three hours. The re-

Table 3. The effects on mat on the measures affected by soil liquefaction

Табл. 3. Влияние показателей, затронутых разжижением грунта, на плиту основания

Measures	Influence factors	Increase <i>B</i> (20~30 m)	Increase <i>D</i> (2~5 m)	Increase load (30~60 kPa)
Max. shear stress		Increased	Increased	Increased
Max. shear strain		Increased	Increased	Increased
Max. <i>R_u</i>		Decreased	Increased	Decreased
<i>U_H</i> at fdt. centre		Decreased	Decreased	Increased
<i>U_V</i> at fdt. centre		Decreased	Decreased	Increased
<i>U_H</i> outsides fdt.		Increased	Increased	Increased
<i>U_V</i> outsides fdt.		Decreased	Increased	Increased

sults were compared with those from empirical liquefaction potential analysis and the seismic settlement prediction methods. The study found that seismic intensities PGA at 0.08 and 0.11 g will not induce the soil liquefaction, while intensity PGA larger than 0.195 g will cause the soil liquefaction to occur especially for the sand layers at shallower depth from the ground surface.

Mat foundation response

The analysis of the mat at the same profile reveals that the mechanism became quite complex when

the foundation exists. The liquefaction potentials of the soils right below the mat can be reduced, but the corresponding influences in the side soils around the mat may cause the foundation to tilt and sway. The embedment depth indeed provides the advantage to resist the liquefaction induced damages. However, for low rise building foundation, the embedment depth of the mat is maximum up to 5 m. Therefore, the mat foundation for low-rise building has its limited strength to overcome the soil liquefaction induced damages.

REFERENCES / СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Byrne P.M., Park S.-S., Beaty M., Sharp M., Gonzalez L., Abdoun T. Numerical modeling of liquefaction and comparison with centrifuge tests. *Canadian Geotechnical Journal*. 2004; 41(2):193-211.
2. Ishihara K., Yoshimine M. Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes. *Soils and Foundations*. 1992; 32(1):173-188.
3. Lian X. *Effects of light-weight structure direct foundation on earthquake induced soil liquefaction : Master Thesis*. Department of Civil Engineering, Tamkang University, New Taipei City, Taiwan, 2024.
4. *Midas GTS NX User Manual*. 2014.
5. Tokimatsu K., Seed H.B. Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking. *Journal of Geotechnical Engineering*. 1987; 113:861-878.

Received August 28, 2024.

Adopted in revised form on September 20, 2024.

Approved for publication on September 25, 2024.

BIONOTES: **Der-Wen Chang** — Professor; **Tamkang University**; Taiwan; dwchang@mail.tku.edu.tw;
Xiang-Jun Lian — research assistant; **Tamkang University**; Taiwan; 611380063@o365.tku.edu.tw;
Shih-Hao Cheng — assistant professor; **National Taiwan University of Science and Technology**; Taiwan; shcheng@mail.ntust.edu.tw;
Ting-Lun Hsu — research assistant; **Tamkang University**; Taiwan;
Diyar Mukhanov — doctoral student; **L.N. Gumilyov Eurasian National University**; 2 Satpayeva st., Astana, 010008, Kazakhstan; diyar.m.m.98@gmail.com.

Contribution of the authors:

Der-Wen Chang — principle investigator of this research study who supervised graduate students and wrote this paper.

Xiang-Jun Lian — graduate research assistant who conducted this study and fulfilled his Master thesis.

Shih-Hao Cheng — co-investigator of the research project for liquefaction effects on mat and piled raft foundation.

Ting-Lun Hsu — helped to prepare the editorial work of this paper.

Diyar Mukhanov — help to prepare and translate work of this paper.

The authors declare no conflict of interest.

Поступила в редакцию 28 августа 2024 г.

Принята в доработанном виде 20 сентября 2024 г.

Одобрена для публикации 25 сентября 2024 г.

ОБ АВТОРАХ: **Дер-Вен Чанг** — профессор; **Тамканский университет**; Тайвань; dwchang@mail.tku.edu.tw;
Сян-Цзюнь Лянь — ассистент-исследователь; **Тамканский университет**; Тайвань; 611380063@o365.tku.edu.tw;
Ши-Хао Чэнг — ассистент профессора; **Национальный Тайваньский университет науки и технологий**; Тайвань; shcheng@mail.ntust.edu.tw;
Тин-Лун Су — ассистент-исследователь; **Тамканский университет**; Тайвань;
Дияр Муханов — докторант; **Евразийский национальный университет им. Л.Н. Гумилева**; 010008, г. Астана, ул. Сатапаева, д. 2, Казахстан; diyar.m.m.98@gmail.com.

Вклад авторов:

Дер-Вен Чанг — главный исследователь, руководство аспирантами, написание статьи.

Сян-Цзюнь Лянь — проведение исследования, защита магистерской диссертации.

Ши-Хао Чэнг — исследование проекта по изучению эффектов разжижения грунта на фундаментах из свай и ростверков.

Тин-Лун Су — помощь в подготовке редакционной работы.

Дияр Муханов — помощь в подготовке и переводе статьи.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

RESEARCH PAPER / НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

UDC 625.7/.8

DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.14

Design and construction of roads in difficult soil conditions: practical recommendations

Assel S. Tulebekova¹, Askar Zh. Zhussupbekov^{1,2}, Aizhan K. Zhankina¹,
Dana G. Bakirova¹, Amina Ilyubaeva¹

¹ L.N. Gumilyov Eurasian National University; Astana, Kazakhstan;

² Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU);
Moscow, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. Designing and constructing highways in difficult soil conditions is a significant engineering objective that requires a comprehensive approach. Traditional design and construction methods may not be effective in unstable or heterogeneous soils, such as subsidence soils. This article discusses key aspects of highway design in complex soil conditions, including geotechnical analysis methods, material selection and application, and soil reinforcement techniques.

Materials and methods. Plate load tests and static pile tests of soils have provided a detailed assessment of soils' mechanical characteristics and bearing capacity in the project area. These tests provide accurate data on the resistance coefficient and deformation properties, facilitating the adjustment of design solutions and selecting optimal strengthening and stabilization methods.

Results. The test results showed that the soil-bearing capacity of the pile is sufficient to support the maximum indentation design load. The authors also discuss a modern stabilization method, such as the use of geosynthetics, which was applied in the study and improves the bearing capacity and durability of the roadway.

Conclusions. An analysis of successful case studies of projects in difficult soil conditions highlights effective strategies and methods that can be adapted for different geological conditions. The results of the study emphasize the importance of a multidisciplinary approach and the application of modern technologies to ensure the stability and reliability of roadways in difficult soil conditions.

KEYWORDS: road, pavement, design, strength, soil, test

FOR CITATION: Tulebekova A.S., Zhussupbekov A.Zh., Zhankina A.K., Bakirova D.G., Ilyubaeva A. Design and construction of roads in difficult soil conditions: practical recommendations. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2025; 15(1):14. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.14

Corresponding author: Assel S. Tulebekova, krasavka5@mail.ru.

Проектирование и строительство дорог в сложных грунтовых условиях: практические рекомендации

Асель Сериковна Тулебекова¹, Аскар Жагпарович Жусупбеков^{1,2},
Айжан Курайышевна Жанкина¹, Дана Габдуалиевна Бакирова¹, Амина Илюбаева¹

¹ Евразийский национальный университет имени Л.Н. Гумилева; г. Астана, Казахстан;

² Национальный исследовательский Московский государственный строительный
университет (НИУ МГСУ); г. Москва, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. Проектирование и строительство автомобильных дорог в сложных грунтовых условиях — важная инженерная задача, требующая комплексного подхода. Традиционные методы проектирования и строительства могут оказаться неэффективными в условиях нестабильности или неоднородности грунтов, например при просадочных грунтах. Рассматриваются ключевые аспекты проектирования автомобильных дорог в сложных грунтовых условиях, включая методы геотехнического анализа, выбор и применение материалов, а также методы укрепления грунта.

Материалы и методы. Штамповые и статические свайные испытания грунтов позволили подробно оценить их механические характеристики и несущую способность в условиях стройплощадки. Такие испытания дают возможность получить точные данные о коэффициенте сопротивления и деформационных свойствах, что облегчает корректировку проектных решений и выбор оптимальных методов укрепления и стабилизации.

Результаты. Результаты испытаний показали, что несущая способность достаточна для восприятия максимальной расчетной нагрузки при вдавливании. Авторы также обсуждают такой современный метод стабилизации, как использование геосинтетических материалов, который применен в исследовании. Данный метод также повышает несущую способность и долговечность дорожного покрытия.

Выводы. Анализ успешных примеров реализации проектов в сложных грунтовых условиях позволяет выделить эффективные стратегии и методы, которые могут адаптироваться к различным геологическим условиям. Результаты исследования подчеркивают важность междисциплинарного подхода и применения современных технологий для обеспечения устойчивости и надежности автомобильных дорог в сложных грунтовых условиях.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: дорога, дорожное покрытие, проектирование, прочность, грунт, испытание

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Тулебекова А.С., Жусупбеков А.Ж., Жанкина А.К., Бакирова Д.Г., Илюбаева А. Проектирование и строительство дорог в сложных грунтовых условиях: практические рекомендации // Строительство: наука и образование. 2025. Т. 15. Вып. 1. Ст. 14. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.14

Автор, ответственный за переписку: Асель Сериковна Тулебекова, krasavka5@mail.ru.

INTRODUCTION

The distribution of loess rocks occupies a considerable part of the land, in Kazakhstan, loess, and loess rocks are distributed mainly in the south and east of the country, which were formed under the influence of cryogenesis processes in the periglacial conditions of the mountain glaciations of the Tien Shan and Pamir [1]. A distinctive feature of collapsible soils is their ability when stressed by their weight or the foundation's external load, to give additional settlements, called collapses, when moisture increases — soaking [2]. Collapsible soils include loess, loess-like sand-clays, loams, and clays, some types of head loams and sand-clays, as well as, in some cases, fine and dusty sands with high structural strength, bulk clay soils, industrial wastes (grate dust, ash, ash deposits, etc.) [3]. Indirect methods [4] of determining collapsibility are used at the earliest stages of the investigation of loess soils in the territory under study to determine the propensity of soils to collapse. Based on their assessment of the choice of methods of further research of soils and justification of appointments of field and laboratory tests [5], the approximate evaluation of the volume of work unlike direct methods, doesn't allow for estimating the numerical collapsibility value of loess soils.

The indirect methods of investigation of collapsibility use the so-called “visual indicators” and indirect indicators. Visual indicators include the following already mentioned signs: climate and topography, thickness of loess rocks, and depth of occurrence of ground waters [6], loess rocks also have characteristic mineral and granulometric composition and appearance of rocks. The indirect indicators include calculated indicators [7]. The main ones are the coefficient of soil porosity, the dry density of the soil, water saturation ratio, and collapsing index, as well as the reduction coefficient of structural strength when wetting, macroporosity index, moisture deficit ratio, and collapsing index [8]. In difficult soil conditions before constructing structures, it is necessary to apply various methods to increase collapsible soil's bearing capacity and stability [9]. The bearing capacity of such soils is low, so before making foundations on them, applying different soil stabilization methods is necessary. Three groups of methods are used for the improvement of soil bases: constructive methods of base improvement; compaction of soil bases; and consolidation of soil bases [10].

Today the practice shows different methods and ways of eliminating subsidence properties of soils by their compaction or consolidation; the device of soil cushions is used. To consolidate the subsidence soils, use the methods of one-solution silicification or thermal firing [11–13]. The device of ground cushions creates a layer of non-subsidence soil in the foundation base. Another practice presented the construction of fixed soil columns and piles in weak dusty-clayey soils when combinations of jetting and boring methods or combination of jetting technology with the immersion of ready-reinforced concrete elements are also promising [14]. Also, one of the effective methods of designing structures on subsidence soils is the reinforcement of foundation soils. One of the basic concepts of soil reinforcement is reduced to the scheme when the weak soil mass is reinforced with high-strength elements and diaphragms placed in the ground [15]. In this case, both vertical and horizontal reinforcement is possible, which in each case has a different effect on the stress-strain state of foundation soils and the operation of foundations. The improvement of ground and soil base reinforcement is directly related to the materials used for reinforcement [16, 17].

MATERIALS AND METHODS

The projected section of the highway is in Almaty region [18]. The “Zero end of the survey” is located on the western side of Almaty city. The road is designed for traffic speeds up to 150 km/h [19]. Geomorphologically, the development site is located within a sloping plain in the foothills, extending northward from the foot of the Zailiyskiy Alatau. The climate of the district is sharply continental. The climate features of the district are determined by the latitude of orographic elements on its surface. The combination of climate-forming factors leads to the prevalence of hot, dry weather with sharp seasonal and daily fluctuations in air temperature. Summers are hot, winters are moderately cold and mild [20]. It rains in spring and summer.

The Tien-Shan region is a complex mountainous country formed because of repeated changes in the tectonic regime. The oldest geosynclinal period of tectonic development extended from the Archean to the Ordovician. From the orographic point of view, the region is represented by a complex system of ridges and depressions. The Tien Shan region is formed by

the structure of Precambrian and Caledonian folds. The Alpine folding began in the Upper Cretaceous and continues to this day with interruptions.

The relief was formed because of the active activity of debris flows and river waters and represents a weak hilly plain with river valleys, where remnants of floodplain terraces I and II are observed. There is a general northward slope of the relief.

Hydrographically, the study area is located between the Kaskelen and Talgar rivers, through which the project route passes.

The project road directly crosses a network of watercourses. Because the route of the projected road passes through these watercourses, they will have a direct impact on the formation of engineering and geological conditions of the projected object.

The geological structure of the area involves friable Quaternary sediments overlying the basic rocks of the Paleozoic era. Local deposits are represented by granitoid, granodiorite, and porphyry intrusions in the river basins crossing the Zailiyskiy Alatau ridge. These rocks do not have a determining influence on the engineering-geological conditions of construction, so a detailed description of the bedrock is not given. Loose sediments of the middle and modern Quaternary periods form a complex of alluvial-pluvial rocks.

For detailed determination of the geological and lithological cross-section along the route axis 51 exploration boreholes with a depth of up to 6.0 m, totaling 1.0 m, were drilled. Absolute marks of the boreholes are 631.59–680.70 m. The section of the route is represented by a soil and vegetation layer from the surface of the Earth, with a thickness of 0.2 m. Below lie loams with a thickness of up to 6.0 m, uncovered from hard-liquid consistency, as well as hard sandy loam with a thickness of up to 1.5 m. Below are layers of medium-coarse and coarse sand with a thickness of 0.6 m.

Embankment occurs on existing highways where soil has been cross-cut. It is represented by a semi-hard loam containing crushed stone. The maximum exposed thickness is 3.2 meters. During the study period, groundwater was opened at a depth of 1.0–7.8 m. Physical and mechanical properties of soil are given in Table 1, 2.

Calculated values of soil characteristics are given considering the soil reliability coefficient. According to the degree of frost hazard, the soils are hard loam, semi-hard and hard sandy loam — not granular, medium coarse sand, coarse sand — slightly granular, dense plastic loam — moderately granular, soft plastic and liquid plastic loam — strongly granular. During search wells up to 6.0 m, groundwater was uncovered at a depth of 1.0–7.8 m seasonal amplitude of age fluctuations +1.0–1.5 m. Groundwater-fresh water to slightly brackish, bicarbonate, sodium-calcium. The degree of sulfate-aggressive impact of groundwater on concrete according to the permeability of Portland cement W4 is non-aggressive and very aggressive. The degree of aggressive impact of groundwater on the reinforcement of reinforced concrete structures (by chloride content) under periodic wetting is slightly aggressive.

Investigation of the bearing capacity of the foundation soil under the overpass was carried out at 3 points of plate loading tests [21]. Tests were carried out at air temperature +8 °C. Values of Eu, U, and Ks are defined because of the cameral processing of sizes of loadings and deposits corresponding to them received during static plate tests. Plate-bearing tests are the most reliable method of the deformation module definition, module of elasticity, coefficient of soil bed, natural bases, and constructive layers of pavement surfacing [18]. The plate installation with the rotary console operating by the balance beam principle was used for tests.

To determine the bearing capacity and deforming capacity of piles in the ground with the establishment of the pile

Table 1. Physical and mechanical properties of soil [18]

Табл. 1. Физико-механические свойства почвы [18]

Parameter name	EGE-2a	EGE-2b	EGE-2v	EGE-2d	EGE-3a	EGE-4v	EGE-4g
Liquid limit, %	26.9	26.3	27.1	27.3	20.7	–	–
Plastic limit, %	18.8	18.7	18.9	19.0	16.9	–	–
Plasticity index, %	8.1	7.6	8.2	8.3	3.8	–	–
Index of liquidity, %	<0	0.38	0.62	0.94	<0	–	–
Natural humidity, %	12.2	21.6	24.0	26.7	4.6	–	–
Soil particles density, g/sm ³	2.71	2.70	2.71	2.71	2.69	–	–
Soil density, g/sm ³	1.61	1.91	1.94	1.84	1.61	1.62	1.88
Dry soil density, g/sm ³	1.45	1.57	1.57	1.45	1.54	–	–
Void ratio	0.86	0.72	0.73	0.87	0.74	–	–
Degree of humidity	–	–	–	0.97	–	–	–
Coefficient of permeability, m/d	–	–	–	–	–	7.4	–
The natural angle of slope in the dry state, deg.	–	–	–	–	–	35	38
Soil resistance, kPa	318.0	145	98	98	294	400	500

Table 2. Normative and calculated values of soil characteristics

Табл. 2. Нормативные и расчетные значения характеристик почвы

EGE	Unit weight of soil, kN/m ³			Intercept cohesion, kPa			Angle of internal friction, deg.			Modulus of deformation, MPa
	norm	PII	PI	norm	CII	CI	norm	γII	γI	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
2a	1.61	1.61	1.58	22.0 16.0*	22.0 16.0*	15.0 11.0*	22.0 16.0*	22.0 16.0*	19.0 14.0*	13.7 7.8*
2b	1.91	1.91	1.87	25.0	25.0	17.0	21.0	21.0	18.0	15.5* 13.5*
2v	1.94	1.94	1.90	21.0	21.0	14.0	18.0	18.0	16.0	13.0* 12.2*
2d	20.3	20.3	20.1	13.0	13.0	8.7	5.0	5.0	4.3	7.7
3a	1.61	1.61	1.58	13.0 11.0*	13.0 11.0*	9.0 7.0*	24.0 21.0*	24.0 21.0*	21.0 18.0*	10.6 7.0*
4v	1.62	1.62	1.59	1.0	1.0	0.7	35.0	35.0	32.0	30.0
4g	1.88	1.88	1.84	1.0	1.0	0.7	38.0	38.0	34.0	30.0

Note: * — the denominator shows the characteristics of soils in the water-saturated state.



Fig. 1. Hydraulic pump with pressure gauge for pressure monitoring

Рис. 1. Гидравлический насос с манометром для контроля давления



Fig. 2. System of experimental and anchor piles

Рис. 2. Система экспериментальных и анкерных свай

motion dependence in the ground, static tests [22] were carried out with a backward load of the bored pile No. 3 of the support No. 3 of the track bridge (Fig. 1, 2). Loading device and measuring instruments consist of a power stand, jack DG200P250, hydraulic pump, deflection meters 6PAO-0.01, tape measure, WIKA monometer.

At each stage of pile loading calculations were obtained on all devices with an interval of the first hour 15 min, with a further interval of 30 min until the weakening of displacement (shrinkage) of the pile, which is called conditional stabilization. For conditional stabilization of the pile by the pile design, the rate of displacement (shrinkage) of the pile in the soil, according to GOST 5686–2012 [23, 24], not more than 0.1 mm for the last 60-minute observations at this stage of loading was adopted. The zero readout was obtained from the instruments before loading the pile. The first readout was taken

immediately after the load was applied. The dwell time for each stage, from the first to the eighth stage, was 120 minutes for each pressurized stage. In the ninth stage, time amounted to 270 minutes.

RESULTS OF THE RESEARCH

The results of the plate-bearing tests are shown in Table 3 and Fig. 3.

The following conclusions can be drawn based on the results of tests carried out on km P 1 on the study of the bearing capacity of the artificial soil of the base under the pipe:

- the average modulus of deformation of the structure at 3 test points makes the following: $E_d = 16.43$ MPa;
- the average modulus of elasticity of the structure at all 3 test points is: $E_e = 60.68$ MPa;

Table 3. Plate-bearing test results

Табл. 3. Результаты штамповых испытаний

Location	Soil	Deformation modulus E_{def} , MPa	Elastic modulus E_{elas} , MPa	Coefficient of compaction K
P 1	Point 1	11.4	57.0	≈ 0.88
	Point 2	16.5	65.4	≈ 0.92
	Point 3	21.4	59.64	≈ 0.96
P 2	Point 1	27.54	58.50	~ 0.98
	Point 2	22.85	70,76	~ 0.95
	Point 3	11.70	—	<0.9
P 3	Point 1	30.4	116.65	0.94–0.98
	Point 2	18.34	84.77	<0.94
	Point 3	20.38	85.35	0.945–0.95

Note: * — characteristics are given for soil at a water-saturated state.

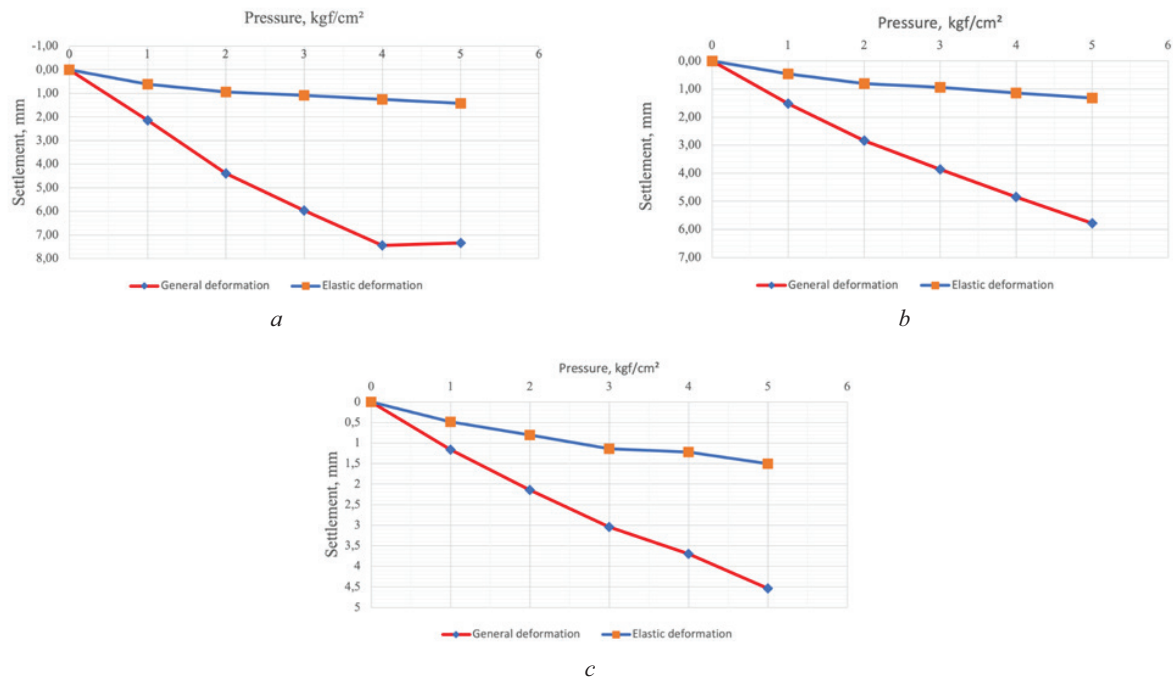


Fig. 3. Plate-bearing test results: a — point 1; b — point 2; c — point 3

Рис. 3. Результаты штамповых испытаний: a — точка 1; b — точка 2; c — точка 3

• the compaction factor of artificial base layers ranges from $K \approx 0.88\text{--}0.99$.

The following conclusions can be drawn based on the results of the tests carried out on km P 2 in the study of the bearing capacity of the artificial soil of the base under the pipe.

About the 1st and 2nd points:

- the average modulus of deformation of the structure at 2 test points is the following: $E_d = 25.20$ MPa;
- the average modulus of elasticity of the structure for 2 test points is the following: $E_e = 64.63$ MPa;
- the average compaction factor of the structure for the 2nd test point follows $K \sim 0.97$.

About the 3rd point:

- structural deformation modulus $E = 11.70$ MPa.

The modulus of structure elasticity is not considered correctly in the 3rd point due to extremely small elastic deformations and accumulation of residual deformations. During the tests, it was seen that the 3rd point is in the local depression area with standing water, respectively, due to the presence of standing water, friction forces and interlocking between crushed stone particles do not occur. This leads to a low compaction factor of the artificial base $K < 0.9$, extremely low elastic deformations, and an accumulation of residual deformations under the plate during testing.

The following conclusions can be drawn based on the results of the test for (km P 2) on the study of the bearing capacity of the artificial base soil under the pipe:

- the average compaction factor of the natural base at 3 points varies within the range: at a depth of about 10–30 cm from the surface of the K plate of the soil ≈ 0.956 — at a depth of more than 40 cm from the plate surface, where K soil is < 0.945 ;
- the average modulus of structure deformation at 3 test points is the following: $E_d = 23.04$ MPa;
- the average modulus of structure elasticity for all 3 test points is $E_e = 95.57$ MPa.

The following conclusions can be drawn based on the results of the tests performed (km P 3) on the study of the bearing capacity of the artificial base soil under the pipe:

- the average compaction factor of the natural base at 3 points varies within the following: at a depth of about

10–30 cm from the surface of the K plate of the soil ≈ 0.955 — at a depth of more than 40 cm from the plate's surface, where K soil is < 0.945 ;

- the average modulus of structure deformation at 3 test points is the following: $E_d = 23.04$ MPa;
- the average modulus of the structure elasticity for all 3 test points is $E_e = 95.57$ MPa.

The test results showed that the load-carrying capacity of pile No. 3 at support No. 3 is sufficient to take the design load with maximum soil pressure. The test results are presented in Table 4 and Fig. 4. Unloading was carried out in stages of 212, 159, 106, 53 t.

The maximum displacement of the pile when reaching the ninth stage of loading, when averaging the indicators (GOST 5686) control devices deflection meters when reaching the load — 239.0 tons, at the 9th stage of loading on the tested pile was 1.48 mm. The number of control devices for the analysis of settlement — 2, which meets the minimum requirements of standard GOST 5686. The test results showed that the bearing capacity of pile No. 3 at support No. 3, on soil is sufficient to support the maximum indentation design load.

The design of road pavement structures consists of two sequentially performed stages — design and calculation, which are interrelated and should not be opposed to each other. The design of the pavement consists of the selection of the most suitable materials based on local resources and the organization of the work, in the appropriate dimensioning of the individual layers and their placement in depth. Construction solutions for the embankment are presented in Fig. 5. The drainage layer by the principle of volumetric absorption is built in a situation where water, which will enter the layer, will be able to be placed in its pores at full volume. In this case, no release is made from these layers, and the layers are placed only under the road pavement.

Water in the drainage layer with some reserve in its thickness for the height of capillary rise does not harm the road surface. The choice of drainage design should be selected based on a technical and economic comparison of options. Geogrid provides a strong mattress foundation that significantly increases the stability of the soil.

Table 4. Design loading scheme

Табл. 4. Расчетная схема нагружения

Location	Load No.	Pile No.	Maximum load, t	Average settlement, mm
P 1	1	3	27	0.00
	2	3	53	0.04
	3	3	80	0.05
	4	3	106	0.09
	5	3	133	0.15
	6	3	159	0.26
	7	3	186	0.49
	8	3	212	0.78
	9	3	239	1.47
	10	3	265	—

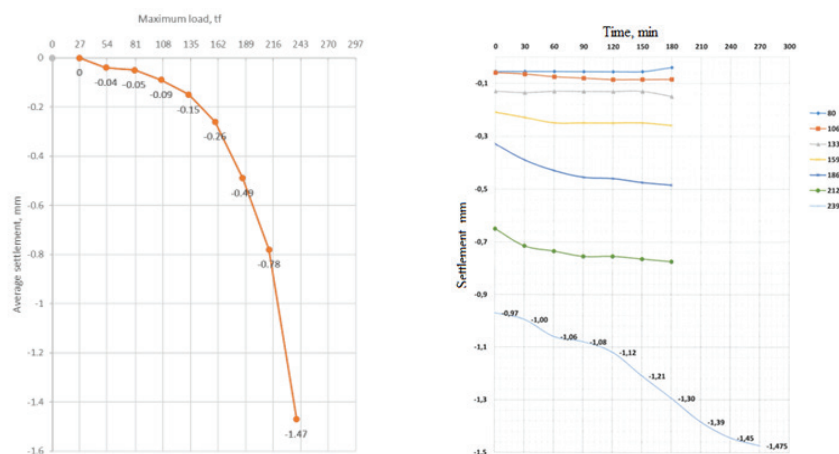


Fig. 4. Results of static load test

Рис. 4. Результаты испытания статической нагрузкой

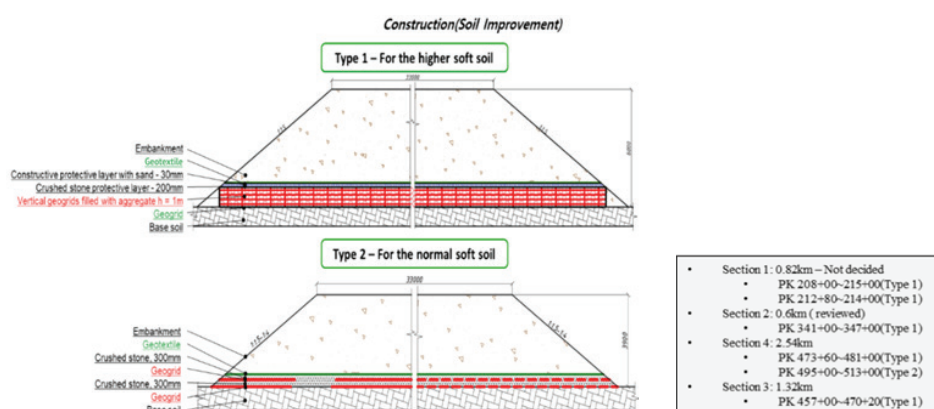


Fig. 5. General design solution

Рис. 5. Общее проектное решение

The effect of geogrid generated in the embankment body and the geogrid layer.

CONCLUSION AND DISCUSSION

The study presents the features of the design of structures in difficult soil conditions and when designing roads, it is necessary to:

1. When designing structures on collapsing soils, the possibility of increasing their moisture content due to soaking the soil from external sources (rainwater, meltwater) from above should be considered. It is necessary to provide a set of measures, including the elimination of collapsible properties (water protection and structural measures).

2. Provide measures to prevent the penetration of surface and anthropogenic water into the foundations.

3. Provide runoff and channel-regulating structures and measures to prevent flooding adjacent to unregulated

medium and small rivers and protect crossings under highways.

4. It is necessary to apply to the pavement “capping layer” structure in areas where the groundwater level is close to the bottom of the embankment for a more rigid resistance to loads from the above structure. It also reduces the chance of differential settlement in the slab by supporting it more homogeneously than an unimproved subgrade. It is also much easier to compact a subbase on a capping layer than on saturated clay, meaning that by installing a capping layer, delays in constructing the subbase due to wet weather can be reduced.

5. To determine the bearing capacity of the soil foundations of the road highway under construction, one should rely on the results of the field tests.

6. Application of a comprehensive approach to improving soil bases.

REFERENCES

1. Bayramukov S.Kh. Mutual influence of prestress losses and ways for their accounting. *Concrete and Reinforced Concrete*. 2001; 2:13-15. (rus.).
2. Zhussupbekov A., Zhankina, A., Tulebekova A., Yessentayev A., Zhumadilov I. Features of the bearing capacity estimation of the collapsing soil bases. *International Journal of Geomate*. 2022; 92(22):32-40. DOI: 10.21660/2022.92.1656
3. Pshembayev M., Kiyalbay S., Yessentay D., Tleulenova G. Regulation of the water-heat regime of the subgrade of cement-concrete road. *International Journal of Geomate*. 2023; 111(25):145-152. DOI: 10.21660/2023.111.4035
4. Zhu Y., Chen Z. A new method of studying collapsibility of loess. *Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China*. 2009; 3(3):305-311.
5. Lei B., Kong L., Guo Y., Sun B., Li X., Wu K. et al. Optimizing decarbonation and sustainability of concrete pavement : a case study. *Case Studies in Construction Materials*. 2024; 21:e03574. DOI: 10.1016/j.cscm.2024.e03574
6. Zhussupbekov A., Tulebekova A., Zhumadilov I., Zhankina A. Tests of Soils on Triaxial Device. *Key Engineering Materials*. 2020; 857:228-233. DOI: 10.4028/www.scientific.net/KEM.857.228
7. Utepov Y.B., Aldungarova A.K., Mkilima T., Pidal I.M., Tulebekova A.S., Zharassov S.Z. et al. Dynamics of Embankment Slope Stability under Combination of Operating Water Levels and Drawdown Conditions. *Infrastructures*. 2022; 5(7):65. DOI: 10.3390/infrastructures7050065
8. Houston S.L., Houston W.N., Lawrence C.A. Collapsible soil engineering in highway infrastructure development. *Journal of Transportation Engineering*. 2002; 128(3):295-300. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-947X(2002)128:3(295)
9. Lv Q., Wang S., Wang D., Wu Z. Water stabilization mechanism of silicification grouted loess. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*. 2014; 73(4):1025-1035. DOI: 10.1007/s10064-014-0646-0
10. Niu L., Ren W., Zhang A., Wang Y., Liang Z., Han J. Experimental study on the influence of soluble salt content on unsaturated mechanical characteristics of undisturbed Illi loess. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*. 2021; 9(80):6689-6704.
11. Hameedi M.K. Field study on soft soil improvement using continuous flight auger (CFA) piles. *International Journal of Geomate*. 2021; 21(86). DOI: 10.21660/2021.86.j2329
12. Tamara A., Nina L. Methods to Increase Effectiveness of Injective Chemical Stabilisation of Loess Soils. *Engineering Geology for Society and Territory*. 2015; 5:1289-1292. DOI: 10.1007/978-3-319-09048-1_246
13. Jian T., Kong L., Bai W. Investigation on Compressibility and Microstructure Evolution of Intact Loess at Different Wetting States. *Frontiers in Earth Science*. 2022; 10:923358.
14. White J.L. Characteristics and Susceptibility of Collapsible Soils in Colorado: Results of a Statewide Study. *GEO-Volution*. 2006; 86-98.
15. Dong L. Numerical model for the settlement of loess subgrade in operation period reinforced by rotary jet grouting pile. *Vibroengineering Procedia*. 2022; 48-53. DOI: 10.21595/vp.2022.22400
16. Chindaprasirt P., Sriyorch A., Arngbunta A. Estimation of modulus of elasticity of compacted loess soil and lateritic-loess soil from laboratory plate bearing test. *Case Studies in Construction Materials*. 2022; 16:e00837
17. Tulebekova A., Zhussupbekov A., Zhankina A., Aldungarova A., Mamyrbekova G. Practical experience in the construction of roads in difficult soil conditions. *Journal of Water and Land Development*. 2024; 60:138-148. DOI: 10.24425/jwld.2024.149115
18. Pershakov V., Bieliatynskiy A., Akmaldinova O. Geosynthetic reinforced interlayers application in road construction. *Advances in Intelligent Systems and Computing*. 2021; 94-103.
19. Working Project "Road Construction". KGS, LTD (a) Technical report. Astana, KGS, LTD, 2020.
20. SP RK 3.03-101-2013. *Automobile roads*. Astana, KazNIISA JSC, 2015; 74.
21. Yessentay D.E., Kiyalbaev A.K., Kiyalbay S.N., Borisuk N.V. Reliability criterion and a model for determining the optimal speed of movement on automobile roads in winter sliding conditions. *News of National Academy of Sciences of the Republic of Kazakhstan*. 2020; 444(6):119-125. DOI: 10.32014/2020.2518-170X.138
22. GOST 20276.1-2020. Soils. Stamp test method. Moscow, Standartinform, 2020; 22. (rus.).
23. Tulebekova A., Zhussupbekov A., Zhumadilov I., Nurakov S., Kudaibergen A. Geotechnical issues of testing piles on construction site of Astana. *Proceedings of the 16th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. 2020.
24. GOST 5686-2012. Soils. Methods of field testing with piles. Moscow, Standartinform, 2012. (rus.).

Received August 28, 2024.

Adopted in revised form on September 20, 2024.

Approved for publication on September 25, 2024.

B I O N O T E S: **Assel S. Tulebekova** — PhD, Professor of the Department of “Civil Engineering”; **L.N. Gumilyov Eurasian National University**; 2 Satpayeva st., Astana, 010008, Kazakhstan; krasavka5@mail.ru;

Askar Zh. Zhussupbekov — Doctor of Technical Sciences, Professor of the Department of “Civil Engineering”; **L.N. Gumilyov Eurasian National University**; 2 Satpayeva st., Astana, 010008, Kazakhstan; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; astana-geostroi@mail.ru;

Aizhan K. Zhankina — PhD; **L.N. Gumilyov Eurasian National University**; 2 Satpayeva st., Astana, 010008, Kazakhstan; zhankina90@mail.ru;

Dana G. Bakirova — master, senior lecturer of the Department of the Department of “Civil Engineering”; **L.N. Gumilyov Eurasian National University**; 2 Satpayeva st., Astana, 010008, Kazakhstan; trelec6767@mail.ru;

Amina Ilyubaeva — master; **L.N. Gumilyov Eurasian National University**; 2 Satpayeva st., Astana, 010008, Kazakhstan; amina-bidaik@mail.ru.

Contribution of the authors:

Assel S. Tulebekova — conceptualization, methodology, writing.

Askar Zh. Zhussupbekov — resources, data processing.

Aizhan K. Zhankina — visualization, observation.

Dana G. Bakirova — editing.

Amina Ilyubaeva — writing, preparation of the initial draft.

The authors declare no conflict of interest.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Байрамуков С.Х. Взаимное влияние потерь предварительного напряжения и способы их учета // Бетон и железобетон. 2001. № 2. С. 13–15.
2. Zhussupbekov A., Zhankina, A., Tulebekova A., Yessentayev A., Zhumadilov I. Features of the bearing capacity estimation of the collapsing soil bases // International Journal of Geomate. 2022. Vol. 92. Issue 22. Pp. 32–40. DOI: 10.21660/2022.92.1656
3. Pshembayev M., Kiyalbay S., Yessentay D., Tleulenova G. Regulation of the water-heat regime of the subgrade of cement-concrete road // International Journal of Geomate. 2023. Vol. 111. Issue 25. Pp. 145–152. DOI: 10.21660/2023.111.4035
4. Zhu Y., Chen Z. A new method of studying collapsibility of loess // Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China. 2009. Vol. 3. Issue 3. Pp. 305–311.
5. Lei B., Kong L., Guo Y., Sun B., Li X., Wu K. et al. Optimizing decarbonation and sustainability of concrete pavement : a case study // Case Studies in Construction Materials. 2024. Vol. 21. P. e03574. DOI: 10.1016/j.cscm.2024.e03574
6. Zhussupbekov A., Tulebekova A., Zhumadilov I., Zhankina A. Tests of Soils on Triaxial Device // Key Engineering Materials. 2020. Vol. 857. Pp. 228–233. DOI: 10.4028/www.scientific.net/KEM.857.228
7. Uteпов Y.B., Aldungarova A.K., Mkilima T., Pidal I.M., Tulebekova A.S., Zharassov S.Z. et al. Dynamics of Embankment Slope Stability under Combination of Operating Water Levels and Drawdown Conditions // Infrastructures. 2022. Vol. 5. Issue 7. P. 65. DOI: 10.3390/infrastructures7050065
8. Houston S.L., Houston W.N., Lawrence C.A. Collapsible soil engineering in highway infrastructure development // Journal of Transportation Engineering. 2002. Vol. 128. Issue 3. Pp. 295–300. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-947X(2002)128:3(295)
9. Lv Q., Wang S., Wang D., Wu Z. Water stability mechanism of silicification grouted loess // Bulletin of Engineering Geology and the Environment. 2014. Vol. 73. Issue 4. Pp. 1025–1035. DOI: 10.1007/s10064-014-0646-0
10. Niu L., Ren W., Zhang A., Wang Y., Liang Z., Han J. Experimental study on the influence of soluble salt content on unsaturated mechanical characteristics of undisturbed Ili loess // Bulletin of Engineering Geology and the Environment. 2021. Vol. 9. Issue 80. Pp. 6689–6704.
11. Hameedi M.K. Field study on soft soil improvement using continuous flight auger (CFA) piles // International Journal of Geomate. 2021. Vol. 21. Issue 86. DOI: 10.21660/2021.86.j2329
12. Tamara A., Nina L. Methods to Increase Effectiveness of Injective Chemical Stabilisation of Loess Soils // Engineering Geology for Society and Territory. 2015. Vol. 5. Pp. 1289–1292. DOI: 10.1007/978-3-319-09048-1_246
13. Jian T., Kong L., Bai W. Investigation on Compressibility and Microstructure Evolution of Intact Loess at Different Wetting States // Frontiers in Earth Science. 2022. Vol. 10. P. 923358.
14. White J.L. Characteristics and Susceptibility of Collapsible Soils in Colorado: Results of a Statewide Study // GEO-Volution. 2006. Pp. 86–98.
15. Dong L. Numerical model for the settlement of loess subgrade in operation period reinforced by rotary jet grouting pile // Vibroengineering Procedia. 2022. Pp. 48–53. DOI: 10.21595/vp.2022.22400
16. Chindaprasirt P., Sriyorch A., Arngbunta A. Estimation of modulus of elasticity of compacted

loess soil and lateritic-loess soil from laboratory plate bearing test // *Case Studies in Construction Materials*. 2022. Vol. 16. P. e00837.

17. Tulebekova A., Zhussupbekov A., Zhankina A., Aldungarova A., Mamyrbekova G. Practical experience in the construction of roads in difficult soil conditions // *Journal of Water and Land Development*. 2024. Vol. 60. Pp. 138–148. DOI: 10.24425/jwld.2024.149115

18. Pershakov V., Bieliatynskiy A., Akmalidina O. Geosynthetic reinforced interlayers application in road construction // *Advances in Intelligent Systems and Computing*. 2021. Pp. 94–103.

19. Working Project “Road Construction”. KGS, LTD (a) Technical report. Astana : KGS, LTD, 2020.

20. SP RK 3.03-101–2013. Automobile roads. Astana : KazNPIISA JSC, 2015. 74 с.

21. Yessentay D.E., Kiyalbayev A.K., Kiyalbay S.N., Borisyuk N.V. Reliability criterion and a model for determining the optimal speed of movement on automobile roads in winter sliding conditions // *News of National Academy of Sciences of the Republic of Kazakhstan*. 2020. Vol. 444. Issue 6. Pp. 119–125. DOI: 10.32014/2020.2518-170X.138

22. GOST 20276.1–2020. Грунты. Метод испытания штампом. М. : Стандартинформ, 2020. 22 с.

23. Tulebekova A., Zhussupbekov A., Zhumadilov I., Nurakov S., Kudaibergen A. Geotechnical issues of testing piles on construction site of Astana // *Proceedings of the 16th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. 2020.

24. GOST 5686–2012. Грунты. Методы полевых испытаний сваями. М. : Стандартинформ, 2012.

Поступила в редакцию 28 августа 2024 г.

Принята в доработанном виде 20 сентября 2024 г.

Одобрена для публикации 25 сентября 2024 г.

ОБ АВТОРАХ: Асель Сериковна Тулебекова — PhD, профессор кафедры «Строительство»; Евразийский национальный университет им. Л.Н. Гумилева; 010008, г. Астана, ул. Сатапаева, д. 2, Казахстан; krasavka5@mail.ru;

Аскар Жагпарович Жусупбеков — доктор технических наук, профессор кафедры «Строительство»; Евразийский национальный университет им. Л.Н. Гумилева; 010008, г. Астана, ул. Сатапаева, д. 2, Казахстан; Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ); 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; astana-geostroi@mail.ru;

Айжан Курайышевна Жанкина — PhD; Евразийский национальный университет им. Л.Н. Гумилева; 010008, г. Астана, ул. Сатапаева, д. 2, Казахстан; zhankina90@mail.ru;

Дана Габдуалиевна Бакирова — магистр, старший преподаватель кафедры «Строительство»; Евразийский национальный университет им. Л.Н. Гумилева; 010008, г. Астана, ул. Сатапаева, д. 2, Казахстан; strelec6767@mail.ru;

Амина Илюбаева — магистр; Евразийский национальный университет им. Л.Н. Гумилева; 010008, г. Астана, ул. Сатапаева, д. 2, Казахстан; amina-bidaik@mail.ru.

Вклад авторов:

Тулебекова А.С. — концептуализация, методология, написание.

Жусупбеков А.Ж. — ресурсы, обработка данных.

Жанкина А. — визуализация, наблюдение.

Бакирова Д. — редактирование.

Илюбаева А. — написание, подготовка первоначального проекта.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

RESEARCH PAPER / НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

UDC 624

DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.15

Complex analysis of bored piles on light rail rapid transit system construction site in Astana, Kazakhstan

Askar Zh. Zhussupbekov^{1,2}, Nurgul U. Shakirova¹, Abdulla R. Omarov¹

¹ L.N. Gumilyov Eurasian National University; Astana, Kazakhstan;

² Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU);
Moscow, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. Light railway transport (LRT) is the name of the public transportation system that Astana is currently building. The LRT project on Astana's difficult soils is discussed in the article. Due to problematic foundation soils, both of these larger projects employed piled foundations.

Materials and methods. The bridge's foundation was built using bored piles that ranged in length from 8 to 55 m and had a cross-section diameter of 1.0 to 1.5 m. Every bored pile has a design bearing capacity ranging from 4,500 to 9,500 kN.

Results. The integrity test (ASTM D6760–08) and static load test (GOST 5686–94) findings for bored piles are presented in this study. Under those circumstances, maintaining the integrity of each bored pile's concrete body is crucial. Use the cross-hole sonic logging method to verify integrity. At the moment, the most trustworthy approach available for evaluating the integrity of a dug deep pile foundation on a building site is cross-hole acoustic logging, a non-destructive testing technique. After installation, integrity examinations are frequently the most practical way to evaluate the condition of the shaft.

Conclusions. The real site provided the results that were interpreted. Lastly, a few suggestions for testing procedures appropriate for Kazakhstan's challenging ground conditions are made.

KEYWORDS: deep foundation, instrumented test pile, cross-hole test, PIT

Acknowledgements. This research was funded by the Science Committee of the Ministry of Science and Higher Education of the Republic of Kazakhstan (AP13268718).

FOR CITATION: Zhussupbekov A.Zh., Shakirova N.U., Omarov A.R. Complex analysis of bored piles on light rail rapid transit system construction site in Astana, Kazakhstan. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2025; 15(1):15. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.15

Corresponding author: Askar Zh. Zhussupbekov, astana-geostroi@mail.ru.

Комплексный расчет буронабивных свай на участке строительства системы скоростного легкорельсового транспорта в Астане, Казахстан

Аскар Жагпарович Жусупбеков^{1,2}, Нургуль Ударбековна Шакирова¹,
Абдулла Рахметович Омаров¹

¹ Евразийский национальный университет имени Л.Н. Гумилева; г. Астана, Казахстан;

² Национальный исследовательский Московский государственный строительный
университет (НИУ МГСУ); г. Москва, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. Легкорельсовый транспорт (ЛРТ) — система общественного транспорта, строительство которого ведется в г. Астане в настоящее время. Рассматривается проект ЛРТ на сложных грунтах Астаны. Из-за проблемных грунтов в обоих крупных проектах использовались свайные фундаменты.

Материалы и методы. Фундамент моста был построен с использованием буронабивных свай длиной от 8 до 55 м и диаметром сечения от 1,0 до 1,5 м. Каждая буронабивная свая имеет расчетную несущую способность от 4500 до 9500 кН.

Результаты. Представлены результаты испытаний буронабивных свай на сплошность (стандарт Американского общества испытания материалов D6760–08) и статическую нагрузку (ГОСТ 5686–94). В этих условиях обеспечение сплошности бетонной части каждой буронабивной сваи имеет решающее значение. Для проверки сплошности следует использовать метод межсважинного акустического каротажа. Сегодня наиболее надежным методом оценки сплошности глубокого свайного фундамента на строительной площадке является метод межсважинного акустиче-

ского каротажа, представляющий собой метод неразрушающего контроля. После установки обследование сплошности часто служит лучшим практическим способом оценки состояния ствола.

Выводы. Проанализированные результаты получены на реальном объекте. Приведены предложения по проведению испытаний в условиях сложных грунтов Казахстана.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: глубокий фундамент, испытываемая свая с контрольно-измерительной аппаратурой, межсваяжное испытание, испытание свай на сплошность

Благодарности. Данное исследование финансировалось Комитетом науки Министерства науки и высшего образования Республики Казахстан (AP13268718).

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Жусупбеков А.Ж., Шакирова Н.У., Омаров А.Р. Комплексный расчет буронабивных свай на участке строительства системы скоростного легкорельсового транспорта в Астане, Казахстан // Строительство: наука и образование. 2025. Т. 15. Вып. 1. Ст. 15. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.15

Автор, ответственный за переписку: Аскар Жагпарович Жусупбеков, astana-geostroi@mail.ru.

INTRODUCTION

Timely quality control of the foundation ensures the safety of construction work and operation of the facility. One of the most popular control methods is non-destructive quality control of bored piles. The fact is that a violation of this continuity significantly reduces the bearing capacity of the pile as a whole. However, it is very difficult, sometimes even almost impossible, to detect discontinuities. Today, there are several methods for monitoring the integrity of piles; non-destructive testing methods are the most widely used.

Thus, an urgent task is to resolve the problem of using foundation bases that, on the one hand, have a high specific bearing capacity, and on the other, ensure the structural safety of buildings and structures throughout the entire standard service life. A package of application programmes allows you to determine the nature of the defect, as a result of working with which you can get the reduced pile profile and a table with the processing results.

The article used field tests of pile soils by non-destructive methods of Pile Integrity Testing (PIT method) and the cross-hole flaw detection method (Cross-hole method). The testing methods have been widely developed in America, China and Europe, and today it is one of the advanced methods of testing piles, assessing the quality of bored piles. The research work compared the PIT method and the cross-hole flaw detection method (Cross-hole method), used at the LRT (Light Rail Transport) construction sites in Astana with the aim of further adapting this method in Kazakhstan. The PIT method allows for an expert assessment of the actual condition of the pile, that is, to determine its length, as well as to analyze the integrity of the pile structure. This method is an express control and does not destroy the pile concrete. It can be used to test any type of pile, regardless of the technology used for its installation. The PIT method allows obtaining data on the bearing capacity of the pile with a significant degree of reliability in a relatively short time. The CSL method of monitoring the continuity of a concrete structure is based on the difference in the speed of ultrasonic waves in environments that differ in structure, mechanical and physical properties [1–10].

The aim of the work is to develop practical recommendations for the application of modern express methods for studying the performance of bored piles in complex soil conditions of Kazakhstan. To achieve this goal, the following tasks were solved: testing soils with piles using static load test methods (SLT); testing soils with piles using express methods (cross-hole flaw detection (Cross-hole method) and PIT method); analysis of experimental results of the bearing capacity of defective piles.

The first published report on defective piles described unusual piles in South Africa with loose sand beneath artesian water. Seki describes a project in Budapest where underwater piles were damaged and could not support the design loads. Since then, the issue of pile integrity has gradually become an increasingly important part of quality assurance programmes for construction projects. Pile integrity corresponds to the design requirements, in particular physical dimensions, material properties, and verticality. Failure to comply with the above requirements is a failure.

For a long time, piles were driven manually. The first description of a simple model with manual control dates back to 1,660. The invention of a frame with instructions and various devices for its lifting allowed to increase the power of the projectile. An undoubted achievement of the technological revolution is the invention of the steamship Nasmet (Great Britain). In 1889, this project was developed by the Russian engineer S.A. Artsish, which allowed to significantly increase its productivity. The first diesel floor devices appeared in the 30–40s of the last century, and in the 50s — electric vibrators. At the beginning of the XIX–XX centuries, the first monolithic piles appeared on the ground, in the scientific literature of that time about twenty. Today, the technology of making piles in the ground allows us to solve the most complex geotechnical problems: the construction of buildings and the development of underground structures in populated areas with existing infrastructure.

Currently, large-scale construction is being carried out everywhere, which is characterized by a significant increase in the number of floors in buildings and structures. Their uniqueness, the complexity of geological conditions and the need to resolve various issues related

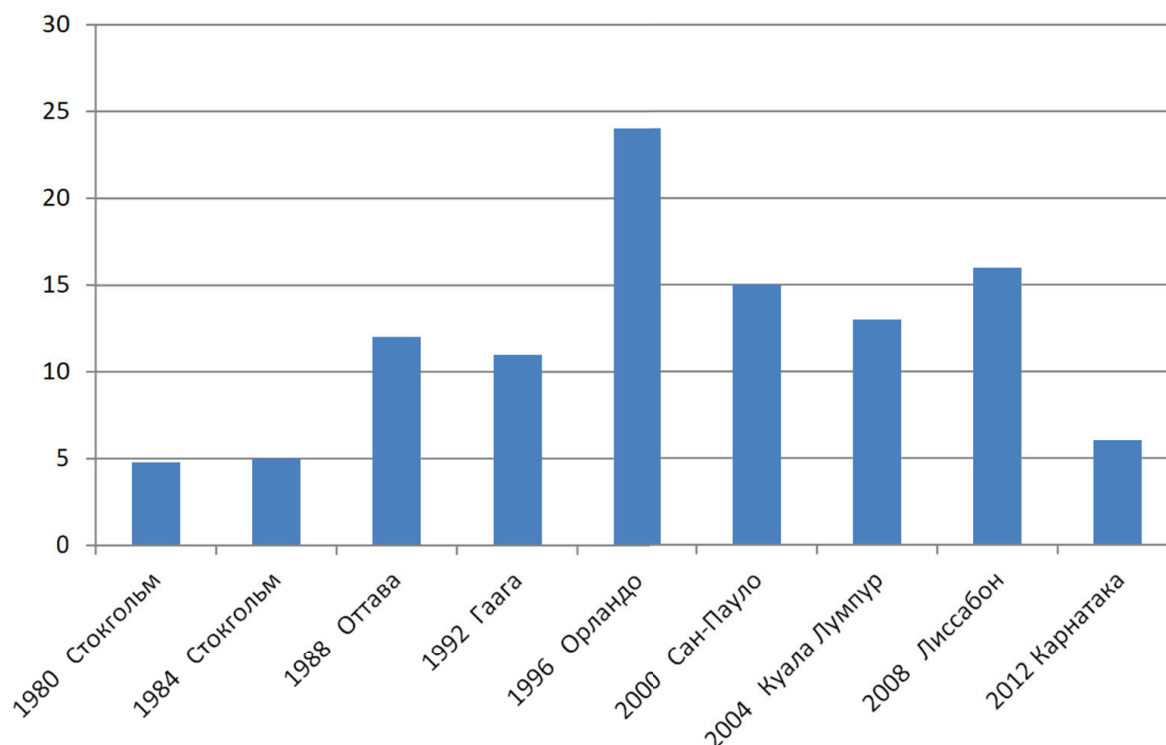


Fig. 1. Statistics of international geotechnical conferences "Stress – Wave"

Рис. 1. Статистика международных геотехнических конференций «Напряжение – Волна»

to compliance with existing norms and standards are also important. As a result, there is a significant increase in the load that must be transferred to the bearing layers of the soil.

The widespread use of bored piles in the construction of structures in confined urban areas has both advantages and disadvantages. One of the main disadvantages is the lack of sufficient information on the bearing capacity of defective bored piles.

At the same time, the normative recommendations continue to consider as the main task the maximally loaded single pile, the ultimate resistance of which is determined by experience or calculation, and the transition to the bearing capacity of the foundation is made by simply summing up the bearing capacity of the piles in the foundation. This approach is not always suitable for improving the reliability and cost-effectiveness of design solutions for pile foundations.

After more than fifty years of evolution, integrity inspections of deep piles has become commonplace. In addition, the industry is still looking for an experimental, cost-effective test method that can accurately create the internal and external geometry of a pile and determine its material characteristics. Unfortunately, pile integrity testing does not solve the problem, as evidenced by the statistics from the International Stress – Wave Geotechnical Conferences (Fig. 1). These events are probably the main forum for pile testing — the number of integrity testing activities grew steadily until 1996, and

then there was a significant decline in production, a sign of stagnation [11–27].

The analysis of all existing non-intrusive methods is a classic inverse problem that still does not have a unique solution. To find a possible solution, you need to look at some assumptions and check them using a suitable model. For example, given a reflectometer trace, we usually make four main assumptions:

1. The tested element is a body.
2. The 1D wave equation is valid.
3. The wave velocity in the body is X , m/s.
4. The friction distribution on the surface is known

(or ignored).

The first hypothesis is trivial, but the second is not. The 1D wave equation can be used for tested steel piles to check the integrity of all the assumptions on which it is based or incorrect. For example, imperfect piles are not prismatic and homogeneous, and the soil profile of a particular pile is approximately known. The best we can offer in these cases is to consciously estimate the pile length. It is clear that the wave equation method does not give results, and the most complex analysis is little more than an asymmetric pile profile, without directly affecting the construction properties of the pile (Fig. 2).

By definition, existing methods are more informative than non-intrusive ones, but they also have disadvantages. Therefore, the engineer determining the testing must evaluate the type of pile, the availability of equipment and the budget. In case of uncertainty, a prudent engineer has several advantages: to hire another laboratory

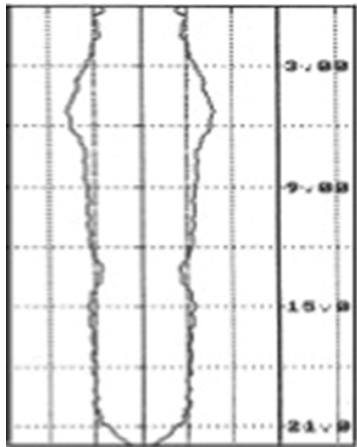


Fig. 2. Proposed pile profile
Рис. 2. Предлагаемое сечение сваи

to repeat the test (an experiment was adopted in Hong Kong in 1999) or to test with other methods. For example, the ultrasonic test can be supplemented by a single-hole test to check the outside of the pile. Fig. 3 shows the condition of a pile with a 15 % defect at a depth of 4 m, tested in a single borehole without anomalies and an ultrasonic echo, which clearly shows an increase in the first arrival velocity and attenuation rate. Of course, savings can lead to contradictory results when the correct technical solution is needed.

Occurrence of defects. The manufacturing process of compacted piles is not visible. It is therefore advisable to wait for a certain percentage of defective piles, especially when installing in difficult terrain and in the presence of groundwater. Fleming et al. describe many cases that lead to defects in driven and bored piles. A study of 49,000 piles tested in five countries showed that 1.85 % were found to be defective, with 6 % of very short ones being 20 % or more, with an overall defect of about 8 %. The defects are much higher, i.e. 76 %, with several areas below the norm. Such high error rates are inconve-

nient and can be prevented by checking the integrity as early as possible.

MATERIALS AND METHODS

Nowadays, non-destructive methods have become an effective technique for testing the integrity of deep concrete foundations. The results of non-destructive tests carried out using rapid method technology on bored piles located at 18 stations and sections were analyzed. In total, 1896 bored piles were tested between February and October 2018. Fig. 4–6 show some general characteristics of the tested piles in relation to each of the two groups (diameter and length of piles; number of piles and type of tests performed by PIT and CSL methods).

“Pile Integrity Testing — PIT” acoustic pile testing method

- The following instruments are required for testing:
- a stock hammer to strike the impact;
 - a transducer of the received signal (accelerometer) and a connecting element;
 - instrument for data acquisition, visualization, recording and processing of fast signals;
 - software for decoding the recorded and processed signals.

The work also uses highly sensitive sensors-accelerometers installed on the pile head, as well as a separate analog-digital instrument that includes a computer with a display and a programme that processes the information from the accelerometers.

The test instruments perform the functions of signal detection, filtering, amplification, reproduction, storage and processing and analysis. As for the exciter, a mechanical hammer, rod hammer or hand hammer with different sizes, lengths and weights and with different heads made of different material is selected, depending on the type of pile and the purpose of the test to meet the required excitation frequency and impact energy. The signal detection and processing instrument meets the regulatory requirements.

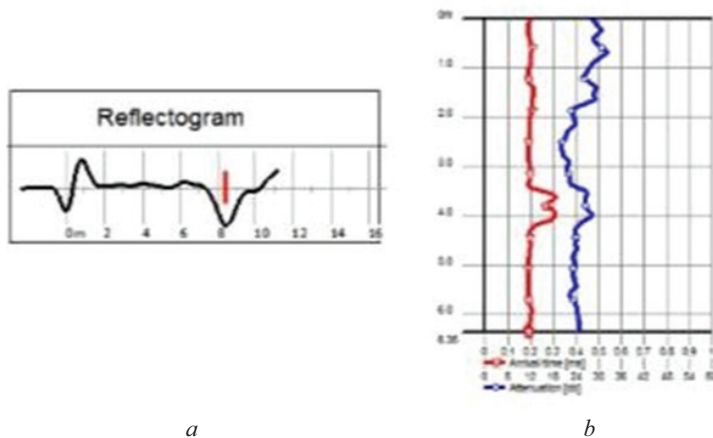


Fig. 3. Pile with a 15 % defect at a depth of 4 m: a — impact echo; b — ultrasonic hole with one hole
Рис. 3. Свая с 15%-ным дефектом на глубине 4 м: а — ударное эхо; b — ультразвуковое отверстие с одним отверстием

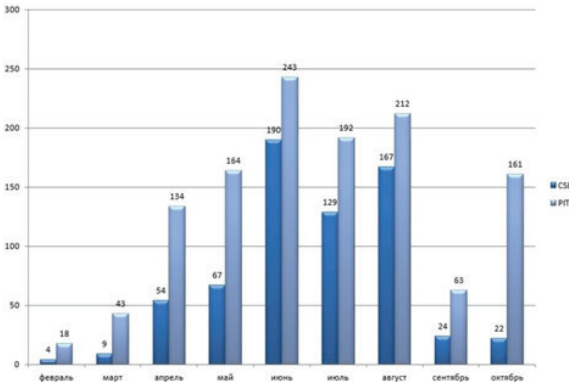


Fig. 4. Number of piles tested between February and October 2018 for Lot 1 and Lot 2.

Рис. 4. Количество свай в группах 1 и 2, испытанных в период с февраля по октябрь 2018 г.

Testing of piles by ultrasonic method “Ultrasonic Crosshole Testing — CSL”

Non-destructive testing of the continuity of concrete in deep foundations using the ultrasonic method (Ultrasonic, cross-hole ultrasonic flaw detection, ultrasonic diagnostics of piles, CSL (Fig. 7), ultrasonic testing of pile integrity, UT) is based on determining the parameters of ultrasonic waves (propagation velocity and attenuation) propagating between access pipes installed as part of the reinforcement cage, in order to obtain conclusions about the continuity of the concrete of the structure.

Defect zones, if any, in the tested pile are displayed on the above diagrams and described in the text of the report. Defect zones are determined by the increased first impulse arrival time (FAT) by more than 20 % depending on the first impulse arrival time in the nearby zone

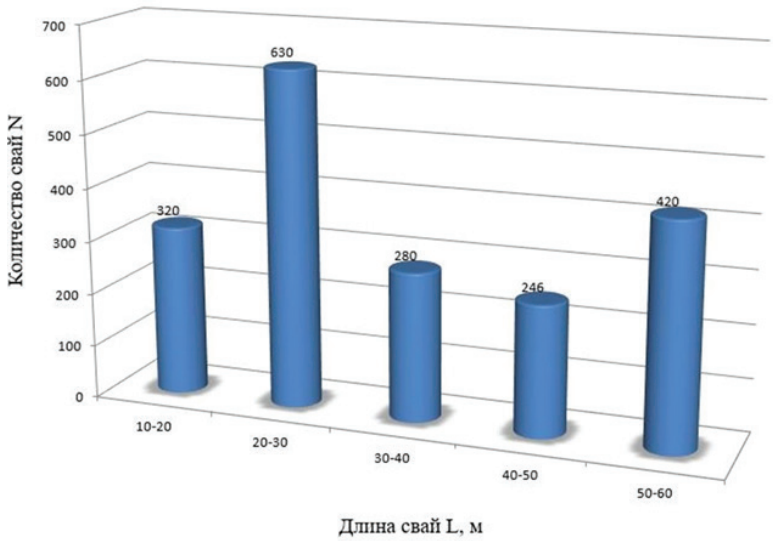


Fig. 5. Distribution of pile lengths

Рис. 5. Распределение свай по длине

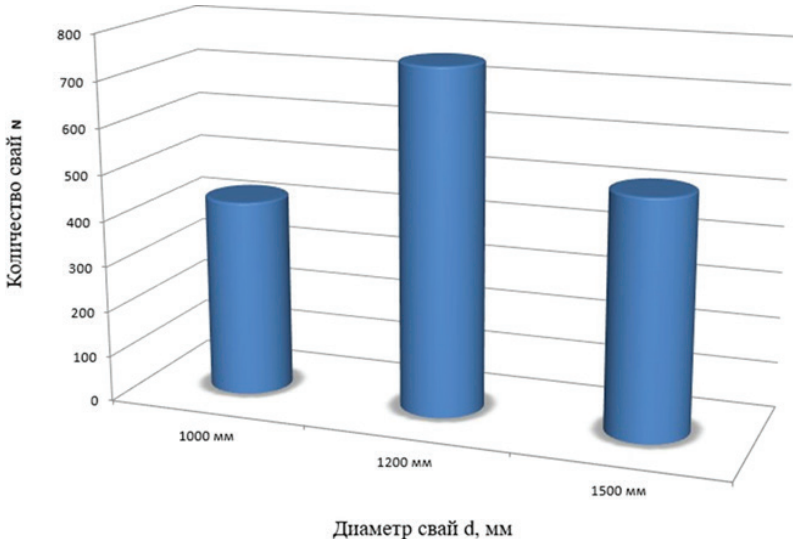


Fig. 6. Distribution of pile diameters

Рис. 6. Распределение свай по диаметру

with normal concrete quality, and also in the defect zone the impulse energy and the speed of sound wave propagation are reduced.

The concrete of the tested pile is sounded in vertical planes passing through the geometric centers of the access pipes. To test the integrity of the pile, the ultrasonic wave source is immersed in one access pipe up to the lower mark, and the ultrasonic wave receiver is immersed in the other.

The source and receiver are synchronously raised and ultrasonic signals are excited and recorded at a given step. Analog signals recorded by the receiver (the dependence of the ultrasonic signal amplitude on time) are converted into a digital signal and stored in the device memory. Concrete integrity testing is performed from the lower elevation of the access pipes to the upper elevation of the structure concrete for each pair of access pipes installed in the structure.

After testing, the measurement results are analyzed, processed and interpreted. The measurement results are presented as graphs of the propagation velocity of ultrasonic waves and the attenuation of the recorded signals depending on the depth and, if necessary, as “waterfall” diagrams.

The tests are performed in accordance with GOST and the international standard ASTM D6760–16 Standard Test Method for Integrity Testing of Concrete Deep Foundations by Ultrasonic Crosshole Testing.

The crosshole ultrasonic flaw detection method allows for ultrasonic testing of the integrity of bored piles,

diaphragm walls and other underground reinforced concrete structures.

RESULTS OF THE RESEARCH

Results of the analysis of the tested piles in the CHA-W programme

Testing of bored piles by the method of inter-borehole flaw detection at the construction site of the object: “New transport system of Astana. LRT. 1st stage” (section from the airport to the new railway station), sections 101–118 were carried out by KGS-Astana LLP in 2018 on the instructions of the Branch of China Railway Asia-Europe Construction Investment Co., LTD in the Republic of Kazakhstan. During the test work, 1896 bored piles were tested with the participation of the author. The work carried out on testing bored piles by the method of borehole flaw detection using the CHAMP device was carried out in accordance with the methodology set out in the TB 10218–2008 standard. The pile testing distance is less than the free length of the test tubes, since the tubes protrude above the surface of the pile concrete by 5 cm, and also due to the fact that the sensitive part of the receiving (recording) probe is located in its central part. The test tube data are presented in Table 1.

Table 2 summarizes the test results for each of the piles tested and each of the available pairs of test tubes to the probes’ possible penetration depths.

The pile testing involved obtaining three depth measurement profiles and processing the results using the specialized programme CHA-W (Fig. 7) and

Table 1. Example of information about piles tested in 2018

Табл. 1. Пример данных о сваях, испытанных в 2018 г.

Pile number	Date of manufacture of the pile	Length of pile, m	Diameter of the pile, m	Number of test tubes/diameter, –/mm	Height of test tubes above concrete piles, sm
Track 109-110, pillar IR-21, pile No. 4	5.10.2017	15.6	1.0	3/42	5

Table 2. Test results for each tested pile

Табл. 2. Результаты испытаний по каждой испытанной свае

Pile number	Test tube pair number, s	Distance between test tubes, m	Available test tube lengths, m	Pile type by continuity	Test results/comments
Track 109-110, pillar IR-20, pile No. 1	1–2	0.760	14,10/14,10	Type I	Homogeneous concrete, no anomalies detected
	2–3	0.800	14,10/14,10		
	3–1	0.730	14,10/14,10		
Track 109-110, pillar IR-20, pile No. 3	1–2	0.780	14,10/14,10	Type I	Homogeneous concrete, no anomalies detected
	2–3	0.720	14,10/14,10		
	3–1	0.790	14,10/14,10		
	3–1	0.490	15,90/16,10		

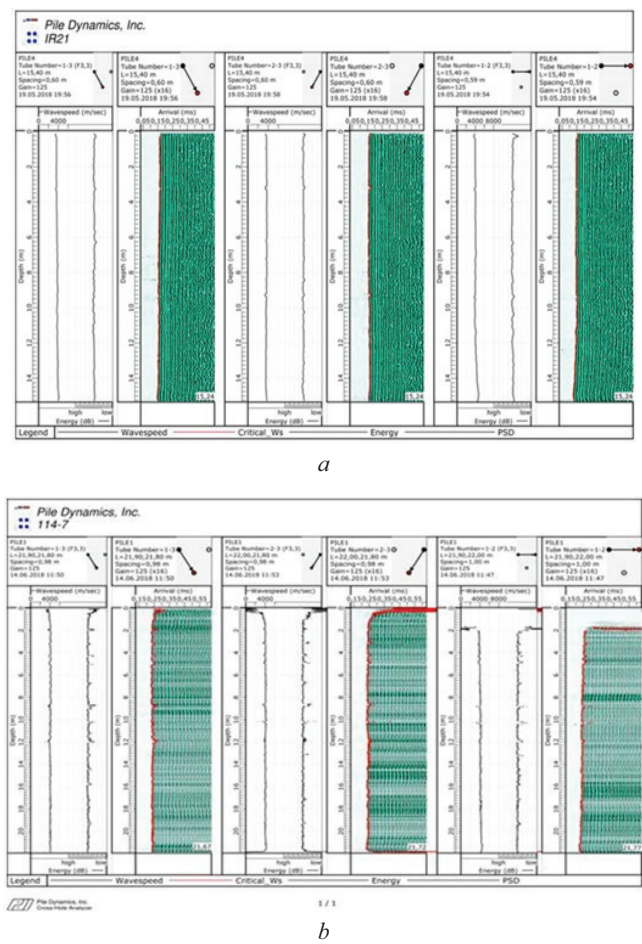


Fig. 7. Results of analysis of tested piles in the CHA-W programme: *a* — “good” piles; *b* — “bad” piles
Рис. 7. Результаты анализа испытанных свай в программе CHA-W: *a* — «хорошие» сваи; *b* — «плохие» сваи

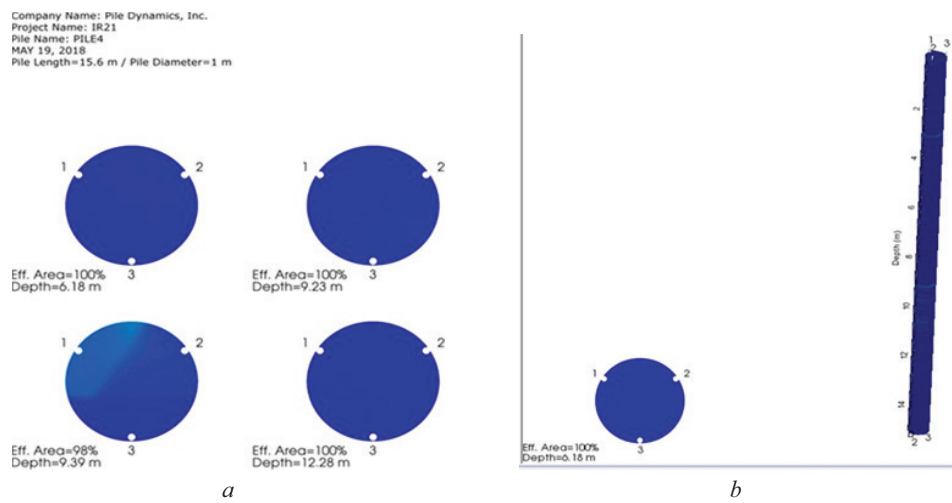


Fig. 8. Results of analysis of tested piles in the PDI-TOMO programme (“good” piles): *a* — cross-section of piles; *b* — 3D view of piles
Рис. 8. Результаты анализа испытанных свай в программе PDI-TOMO («хорошие» сваи): *a* — поперечное сечение свай; *b* — трехмерное изображение свай

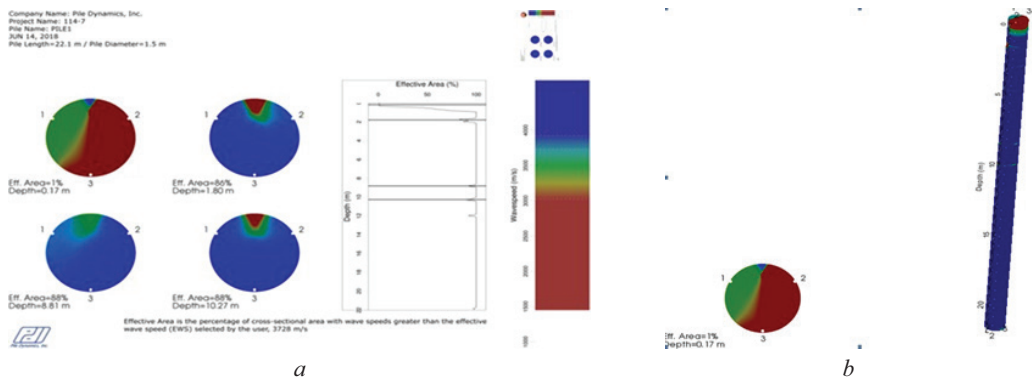


Fig. 9. Results of analysis of tested piles in PDI-TOMO programme (“bad” piles): *a* — cross-section of piles; *b* — 3D view of piles

Рис. 9. Результаты анализа испытанных свай в программе PDI-TOMO («плохие» сваи): *a* — поперечное сечение свай; *b* — трехмерное изображение свай

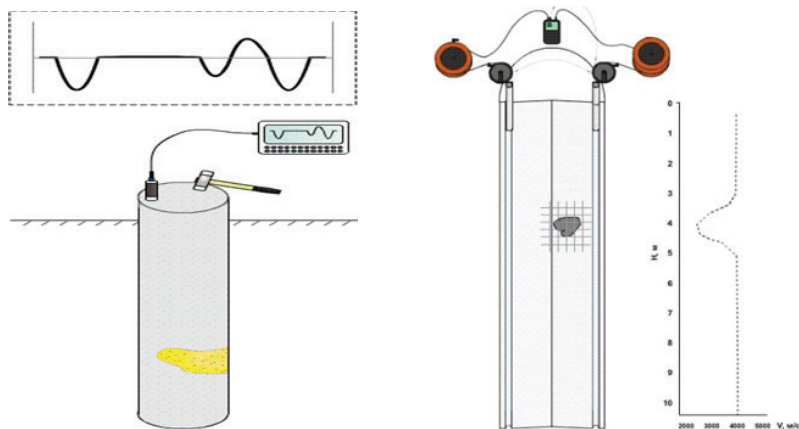


Fig. 10. Ultrasonic and Low Strain Test

Рис. 10. Ультразвуковое испытание при низкой деформации

PDI-TOMO (Fig. 8), the results of processing the obtained information are presented to this conclusion.

The test method identifies deviations in the propagation of ultrasonic waves in the homogeneous concrete of the piles under test. The defect zones are identified by an increased first impulse arrival time (FAT) of more than 20 %, relative to the first arrival time in a nearby zone of a pile with normal concrete quality, indicating a lower

ultrasonic wave propagation velocity in the concrete of the pile. Direct interwall flaw detection tests were also performed in the pipes near the defects to better determine the position and nature of the defects (Fig. 9).

Acoustics in geotechnics is widely used in two types — Ultrasonic (Chum, Pulsar, Concrete) and Low Strain Test (PET, SIT, etc.), High Strain Test (DLT). They are used in construction geotechnics, from soil (bearing capacity) to

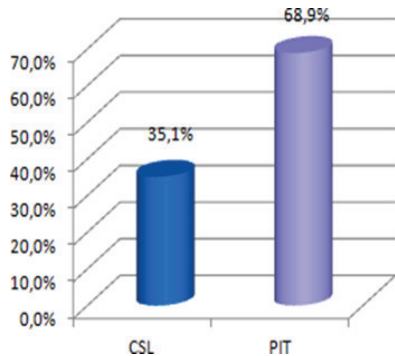


Fig. 11. Comparison of tested piles by number

Рис. 11. Сравнение испытанных свай по количеству

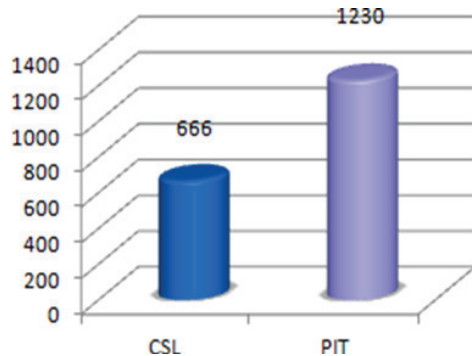


Fig. 12. Percentage comparison of tested piles

Рис. 12. Процентное сравнение испытанных свай

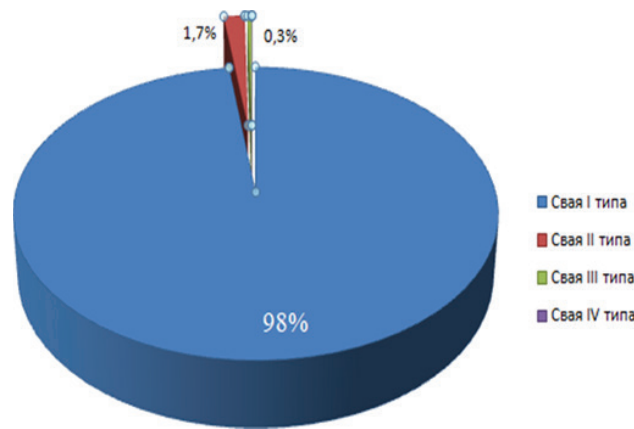


Fig. 13. Distribution by integrity classification of bored piles

Рис. 13. Распределение буронабивных свай по сплошности

foundation quality. Ultrasonic and Low Strain Test tests were conducted within the framework of one-dimensional wave theory, analytical and experimental studies that provide more detailed information about the integrity, strength and geometry of the foundation. Comparison of Ultrasonic and Low Strain Test results (Fig. 10) yields identical results with respect to the basic parameter C.

Comparison of test results obtained by the two methods. In 2018, more than 1,896 bored piles at the LRT Astana construction site were tested for integrity using two methods: 35.1 % by the inter-well flaw detection method and the other 68.9 % by the low strain test method (Fig. 11–13).

CONCLUSION AND DISCUSSION

The following conclusions can be drawn based on the results of continuity studies of bored piles using PIT and CSL methods:

1. Literature review has shown that the use of pile foundations is necessary in connection with the construction of industrial facilities and residential and civil buildings that transmit heavy loads, especially in areas composed of weak soils.

2. PIT method and CSL method allow to obtain data on the quality of piles with a significant degree of reliability in a relatively short time. This methodology is new for the domestic construction market. To date, there is no document regulating the use of this technology neither in Kazakhstan nor in the CIS countries.

3. In conclusion, the following diagrams are presented for each tested pile and each pair of test tubes:

- diagram of the dependence of the signal peak function on the depth;
- calculated pulse first arrival time (FAT) as a function of depth;
- calculated relative pulse energy as a function of depth.

Analysis of the test pile in the PDI-TOMO programme with geometric sections of the pile along its length and three-dimensional display of the pile with defects, if any.

The following data were obtained from the test results: defects due to various problems, as well as poor concrete quality (design strength is not possible), non-compliance with production technology or soil penetration into the concrete injected into the bored shaft. The condition of the soil at the construction site affects the test data. The cross-hole Sonic Logging method is the most accurate and qualitative test for field observation of deep pile foundations.

The defect zones, if present in the pile under test, are shown in the above diagrams and described in the text of the report. The defect zones are identified by an increased first impulse arrival time (FAT) of more than 20 %, depending on the first impulse arrival time in a nearby zone with normal concrete quality, and the pulse energy and sound wave velocity are reduced in the defect zone.

REFERENCES / СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Zhussupbekov A., Omarov A., Shakirova N., Razueva D. Complex analysis of bored piles on LRT construction site in astana. *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2020; 49:461–471.
2. Zhussupbekov A., Omarov A., Shakirova N., Abdrakhmanova B., Razueva D. The experience of piling tests on Astana LRT construction site. *16th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. 2019.
3. Zhussupbekov A., Kaliakin V., Chang D.-W., Omarov A. Investigation of Interaction of Piles at New Cargo Sea Transportation Route and LRT Projects with Problematic Soils of Kazakhstan. *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2022; 164:945–957.
4. Zhussupbekov A., Mangushev R., Omarov A. Geotechnical Piling Construction and Testing on Problematical Soil Ground of Kazakhstan and Russia. *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2021; 112:89–107.

5. Zhussupbekov A., Shakirova N. Detection of Defects in Bored Piles by Non-Destructive Methods on LRT Construction Site. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*. 2021; 727(1):012026.
6. Omarov A., Zhussupbekov A., Kaliakin V. Investigations of piles by bidirectional static loading test in Astana soils. *E3S Web of Conferences*. 2023; 457:02057.
7. Omarov A., Zhussupbekov A., Kaliakin V., Chang D.-W., Dhanya J.S. Comparison of the results of different types of testing piles with static load to predict the load capacity of piles. *Journal of Applied Science and Engineering (Taiwan)*. 2025; 28(1):163-174.
8. Omarov A.R., Zhussupbekov A.Zh., Sarsembayeva A.S., Issakulov A.B., Buranbayeva A.M. Numerical modelling micro piles and evaluation of the o-cell test results. *News of the National Academy of Sciences of the Republic of Kazakhstan, Series of Geology and Technical Sciences*. 2023; 5(461):190-201.
9. Omarov A.R., Zhussupbekov A.Z., Mussakhanova S.T., Issakulov A.B. Analysis of interaction of precast concrete joint piles with problematic soil conditions Prorva. *Smart Geotechnics for Smart Societies*. 2023; 1385-1394.
10. Omarov A., Sarsembayeva A., Zhussupbekov A., Nurgozhina M., Yeleussinova A., Isakulov B. Bearing Capacity of Precast Concrete Joint Micropile Foundations in Embedded Layers: Predictions from Dynamic and Static Load Tests according to ASTM Standards. *Infrastructures*. 2024; 9(7):104.
11. Zhussupbekov A.Zh., Lukpanov R.E., Omarov A.R. Bi-directional static load testing. *Proceedings of the fourth Geo-China International Conference*. 2016; 35-42. DOI: 10.1061/9780784480083.005
12. Zhussupbekov A.Zh., Lukpanov R.E., Omarov A.R. Experience in Applying Pile Static Testing Methods at the Expo 2017 Construction Site. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2016; 53(4):251-256.
13. Zhussupbekov A.Zh., Omarov A.R. Modern advances in the field geotechnical testing investigations of pile foundations. The 15th Word Conference of Associated Research Centers for the Urban Underground Space. *Saint Petersburg, Russia. Procedia Engineering*. 2016; 88-95.
14. Zhussupbekov A.Zh., Omarov A.R. Geotechnical and construction considerations of pile foundations in problematical soils. *Proceedings of the 8th Asian Young Geotechnical Engineers Conference (8 AYGEC)*. 2016; 27-32.
15. Mussakhanova S., Zhussupbekov A., Omarov A., Abilmazhenov T., Issakulov A. Features of testing piles for high-rise buildings in difficult soil conditions in Astana. *International Journal of Geomate*. 2023; 25(110):106-113.
16. Omarov A.R., Zhussupbekov A.Zh., Tulegulin A.D., Zhukonova G.A., Tanyrbergenova G.K. The analysis of the piling tests on construction site “The future of the free country”. *Challenges and Innovations in Geotechnics — Proceedings of the 8th Asian Young Geotechnical Engineers Conference*. 2016; 127-130.
17. Buranbayeva A., Zhussupbekov A., Sarsembayeva A., Omarov A. Evaluation of the Structural Health Monitoring Results of the Applied Fiber Optics in the Pile-Raft Foundations of a High-Rise Building. *Applied Sciences*. 2022; 12(22):11728.
18. Zhussupbekov A., Morev I., Omarov A., Borgekova K., Zhukonova G. Geotechnical considerations of piling testing in problematical soils of West Kazakhstan. *International Journal of Geomate*. 2022; 15(47):111-117.
19. Zhussupbekov A., Omarov A., Tanyrbergenova G. Design of anchored diaphragm wall for deep excavation. *International Journal of Geomate*. 2019; 16(58):139-144.
20. Zhussupbekov A., Chang D.-W., Utegov Y., Borgekova K., Omarov A. Estimating the Driven Pile Capacities for COF Project in West Kazakhstan. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2019; 56(2):121-127.
21. Zhussupbekov A., Mangushev R., Omarov A. Geotechnical Piling Construction and Testing on Problematical Soil Ground of Kazakhstan and Russia. *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2021; 112:89-107.
22. Zhussupbekov A., Omarov A., Morev I., Ashkey E., Borgekova K., Popov V. Analysis results of static and dynamic loads tests of pile foundations in constructions site of Expo-2017, Astana, Kazakhstan. *ICSMGE 2017 — 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. 2017; 3079-3082.
23. Issakulov A., Omarov A., Zhussupbekov A., Mussakhanova S., Issakulov B. Investigation of the interaction of the bored micro pile by dds (fdp) technology with the soil ground. *International Journal of Geomate*. 2023; 24(105):11-17.
24. Buranbayeva A.M., Zh Zhussupbekov A., Omarov A.R. Numerical analysis and geomonitoring of behaviour of foundation of Abu-Dhabi Plaza in Nur-Sultan. *Journal of Physics: Conference Series*. 2021; 1928(1):012033.
25. Zhussupbekov A., Kaliakin V., Chang D.-W., Omarov A. Investigation of Interaction of Piles at New Cargo Sea Transportation Route and LRT Projects with Problematical Soils of Kazakhstan. *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2022; 164:945-957.
26. Omarov A.R., Kuderin M., Zhussupbekov A., Kaliakin V.N., Iskakov S. Vibration measurements at a new monument in nursultan city. *International Journal of Geomate*. 2021; 21(85):24-31.
27. Zhussupbekov A., Lukpanov R., Omarov A. The Results of Dynamic (Pile Driving Analysis) and Traditional Static Piling Tests in Capital of Kazakhstan. *13th Baltic sea region geotechnical conference — historical experience and challenges of geotechnical problems in Baltic sea region*. 2016; 201-205.

Received August 28, 2024.

Adopted in revised form on September 20, 2024.

Approved for publication on September 25, 2024.

B I O N O T E S: **Askar Zh. Zhussupbekov** — Doctor of Technical Sciences, Professor of the Department of “Civil Engineering”; **L.N. Gumilyov Eurasian National University**; 2 Satpayeva st., Astana, 010008, Kazakhstan; consultant; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; astana-geostroi@mail.ru;

Nurgul U. Shakirova — PhD, Associate Professor of the Department of Construction; **L.N. Gumilyov Eurasian National University**; 2 Satpayeva st., Astana, 010008, Kazakhstan; nur_shakirova77@mail.ru;

Abdulla R. Omarov — PhD, Associate Professor of the Department of “Civil Engineering”; **L.N. Gumilyov Eurasian National University**; 2 Satpayeva st., Astana, 010008, Kazakhstan; omarov_01@bk.ru.

Contribution of the authors:

Askar Zh. Zhussupbekov — resources, data processing.

Nurgul U. Shakirova — methodology, writing, visualization, observation, editing, writing, preparation of the initial draft.

Abdulla R. Omarov — conceptualization.

The authors declare that there is no conflict of interest.

Поступила в редакцию 28 августа 2024 г.

Принята в доработанном виде 20 сентября 2024 г.

Одобрена для публикации 25 сентября 2024 г.

О Б А В Т О Р А Х: **Аскар Жагпарович Жусупбеков** — доктор технических наук, профессор кафедры «Строительство»; **Евразийский национальный университет им. Л.Н. Гумилева**; 010008, г. Астана, ул. Сатапаева, д. 2, Казахстан; консультант; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ)**; 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; astana-geostroi@mail.ru;

Нургуль Ударбековна Шакирова — PhD, доцент кафедры «Строительство»; **Евразийский национальный университет им. Л.Н. Гумилева**; 010008, г. Астана, ул. Сатапаева, д. 2, Казахстан; nur_shakirova77@mail.ru;

Абдулла Рахметович Омаров — PhD, доцент кафедры «Строительство»; **Евразийский национальный университет им. Л.Н. Гумилева**; 010008, г. Астана, ул. Сатапаева, д. 2, Казахстан; omarov_01@bk.ru.

Вклад авторов:

Жусупбеков А.Ж. — ресурсы, обработка данных.

Шакирова Н.У. — концептуализация, методология.

Омаров А.Р. — написание статьи.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Recent development of advanced monitoring technologies in geotechnical engineering

Dong-Sheng Xu¹, Yi-Ding Liu¹, Askar Zhussupbekov², Yue Qin¹, Gulnaz Zhairbayeva²

¹ Wuhan University of Technology; Wuhan, China;

² L.N. Gumilyov Eurasian National University; Astana, Kazakhstan

ABSTRACT

Introduction. The increasing demand for green and intelligent civil infrastructures necessitates high-precision Internet of Things (IoT) monitoring systems. Given the high sensitivity of geotechnical engineering to soil strains, it is essential to develop precise measurement approaches that can accurately capture soil strains ranging from micro-strain to large strains. In recent years, advancements in fibre optic sensing technology have enabled accurate measurements within geotechnical engineering. However, there is still a need to enhance measurement approaches for fibre optic sensing technologies across various strain levels. This study investigates several fibre optic sensing technologies, including point-distributed, array sensing, and distributed fibre optic sensors, and provides a comprehensive review of recent advancements in fibre optic sensing for the field of geotechnical engineering.

Materials and methods. Innovative methods and devices for high-precision small-strain fibre optic sensing are detailed. Additionally, a novel integrated fibre optic sensor device capable of measuring water pressure and total soil pressure using a signal transducer is introduced.

Results. The study also explores the use of 3D printing technology in fabricating these transducers. A fibre optic sensing method for monitoring cracks is presented, encompassing physical fabrication, calibration tests, and field engineering application verification.

Conclusions. The fibre optic sensing methods proposed in this study offer effective solutions for accurate measurement in geotechnical engineering across different environmental and disaster conditions.

KEYWORDS: fibre optic sensors, instrumentations, structure health monitoring, infrastructures

FOR CITATION: Xu D.-Sh., Liu Yi.-D., Zhussupbekov A., Qin Yu., Zhairbayeva G. Recent development of advanced monitoring technologies in geotechnical engineering. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2025; 15(1):16. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.16

Corresponding author: Gulnaz Zhairbayeva, gulnaz.W@mail.ru.

Последние разработки передовых технологий мониторинга в области инженерной геологии

Дун-Шен Сюй¹, Ю-Дин Лю¹, Аскар Жусупбеков², Юэ Цинь¹, Гульназ Жаирбаева²

¹ Уханьский технологический университет; г. Ухань, Китайская Народная Республика;

² Евразийский национальный университет имени Л.Н. Гумилева; г. Астана, Казахстан

АННОТАЦИЯ

Введение. Возрастающий спрос на экологичную и «умную» гражданскую инфраструктуру требует высокоточных систем мониторинга Интернета вещей (IoT). Учитывая важность вопросов деформаций грунта для инженерной геологии, необходимо разработать методы измерения, способные точно фиксировать деформации грунта, начиная от микродеформаций и заканчивая существенными деформациями. В последние годы достижения в сфере волоконно-оптических технологий зондирования позволили проводить точные измерения в области инженерной геологии. Однако по-прежнему имеется необходимость усовершенствовать подходы к измерениям с использованием технологий волоконно-оптического зондирования различных деформаций. Рассматриваются несколько технологий волоконно-оптического зондирования, в том числе точечно-распределенные, массивные и распределенные волоконно-оптические датчики.

Материалы и методы. Приведен полный обзор последних достижений в области волоконно-оптических датчиков для целей инженерной геологии. Подробно описаны инновационные методы и устройства высокоточного измерения малых деформаций с помощью волоконно-оптических датчиков.

Результаты. Показан новый интегрированный волоконно-оптический датчик, способный измерять давление воды и общее давление грунта с помощью преобразователя сигнала. Проанализировано использование технологии 3D-печати для изготовления таких преобразователей.

Выводы. Представлен метод волоконно-оптического мониторинга трещин, включающий физическое изготовление, калибровочные испытания и верификацию в полевых инженерных условиях. Предложенные методы волоконно-

оптического мониторинга основаны на эффективных способах точных измерений в области инженерной геологии для различных экологических и аварийных условий.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: волоконно-оптические датчики, приборы, мониторинг состояния конструкций, инфраструктура

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Сюй Д.-Ш., Лю Ю-Д., Жусупбеков А., Цинь Ю., Жаирбаева Г. Последние разработки передовых технологий мониторинга в области инженерной геологии // Строительство: наука и образование. 2025. Т. 15. Вып. 1. Ст. 16. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.16

Автор, ответственный за переписку: Гульназ Жаирбаева, gulnaz.W@mail.ru.

INTRODUCTION

Given the extended duration of infrastructure construction and usage, structural health monitoring (SHM) has emerged as a critical measure to ensure the stability and integrity of facilities [1–4]. Traditionally, electronic sensors have been predominantly utilized for monitoring purposes; however, these sensors often exhibit several limitations, such as vulnerability to electromagnetic interference, complex wiring requirements, and constrained timeliness. In contrast, fibre-optic sensors present significant advantages, including compact size, high sensitivity, and immunity to electromagnetic interference. These attributes render fibre-optic sensors highly suitable for specialized monitoring needs, and their application in engineering has become increasingly widespread [5–7].

Fibre optic sensors are principally categorized into two types: fibre Bragg grating (FBG) sensors and distributed fibre-optic sensors [8–11]. FBG sensors are typically employed to measure pressure, displacement, and temperature at specific locations within a building structure. Due to the thermal expansion and contraction effects inherent in optical fibres, FBG sensors exhibit high sensitivity to temperature fluctuations, facilitating precise and low-loss temperature monitoring. For instance, Hsiao et al. [12] measured extremely cold temperatures using metal-coated FBG sensors, while Liu et al. [13] enhanced the thermal expansion and contraction effects of optical fibres to enable real-time temperature measurement in high-temperature environments. Compared to conventional pressure measurement sensors, FBG pressure sensors demonstrate superior durability and stability. Li et al. [14] designed an FBG pressure sensor based on a cantilever beam structure, whereas Yang et al. [15] developed an FBG sensor utilizing an isosceles triangular cantilever beam structure for accurate pressure determination. Displacement in engineering is typically indicated by phenomena such as cracks, settlements, and misalignments, necessitating highly sensitive measurement tools. FBG displacement sensors are capable of accurately and in real-time monitoring such displacements. For instance, Shi et al. [16] proposed a compact FBG displacement sensor with robust micro-displacement measurement capability using a hyperbolic flexible hinge structure, and Ng et al. [17] developed a highly sensitive FBG displacement sensor based on the monitoring of FBG backward reflective power.

Given the intrinsic fragility of FBG sensors, encapsulation and protection are essential to ensure their reliability [18–20]. The advent and development of 3D printing technologies, especially fused deposition modeling

(FDM), have introduced innovative methods for sensor fabrication and production [21, 22]. In FDM technology, a printer nozzle, guided by computer modeling, heats and melts the print material, depositing it layer by layer until the final product is formed [23]. For example, Hong et al. [24] designed an FBG-embedded pressure sensor utilizing FDM technology, while Hassan et al. [25] demonstrated the potential of 3D printing technology in designing soft pressure sensors, thereby highlighting the flexibility of 3D printed production.

Distributed fibre-optic sensors are classified based on their measurement principles into point-distributed, quasi-distributed, and fully distributed systems [26–28]. Point-distributed and quasi-distributed sensors usually employ FBGs as the measurement unit [29, 30]. For instance, Pei et al. [31] developed a sensor based on point-distributed fibre optics specifically designed for monitoring landslide displacements; Xu et al. [32] proposed a novel sensor based on quasi-distributed fibre optics for soil pressure measurements of earth slopes; and Luo et al. [33] proposed an ultra-weak FBG (WFBG) array sensing system for long-distance monitoring. In fully distributed fibre measurements, the entire fibre serves as the sensing element [34–36]. Li et al. [37] used an optical backscatter meter for concrete crack monitoring, confirming the effectiveness of distributed fibre optics in this application; Wang et al. [38] implemented distributed temperature measurements (DTS) for real-time monitoring based on the Brillouin scattering slow-light delay time; Ravet et al. [39] monitored continuous tunnel displacement using distributed fibre-optic strain sensing, highlighting the potential of distributed fibre optics in tunnel detection; and Prabodh et al. [40] proposed dynamic strain measurements using Brillouin optical time domain analyzer (BOTDA), providing a reference for the measurement of vibration-based physical quantities such as sound.

In summary, fibre-optic sensing exhibits substantial developmental potential in the realm of structural health monitoring. It is adaptable to a variety of monitoring conditions and is suitable for monitoring temperature, strain, and stress at structural vulnerable points, as well as for long-distance real-time monitoring. This study elucidates the measurement principles of various fibre-optic sensors and, in conjunction with FDM technology, details the production, calibration, and application of two types of FBG sensors. Furthermore, it analyzes the application of a distributed fibre-optic sensing system, offering guidance for the implementation of fibre-optic sensing systems in engineering.

Working principle of fibre optic sensors

Fig. 1 shows structure of the optical fibre and the working principle of the fibre optical sensors. The core, being the innermost component, is responsible for light transmission. The outer protective layers safeguard the optical fibre from environmental damage and mechanical stress, thereby enhancing its durability and performance. The FBG sensor exhibit a high sensitivity to variations in external environmental conditions. When broadband light is incident upon a FBG, the FBG selectively reflects a specific wavelength while transmitting all other wavelengths. This particular reflected wavelength, known as the Bragg wavelength, is sensitive to variations in temperature and strain. The relationship between the Bragg wavelength and these external factors can be expressed as follows:

$$\frac{\Delta\lambda_B}{\lambda_B} = (1 - P_{eff})\varepsilon + (\alpha + \xi)\Delta T, \tag{1}$$

where $\Delta\lambda_B$ is the center wavelength drift of the FBG due to stress strain or temperature change; λ_B is the initial wavelength of the FBG without external influence; P_{eff} is the optical elasticity coefficient, for the commonly used quartz optical fibre to take 0.22; ε is the fibre grat-

ing strain; α and ξ are the coefficient of thermal expansion of the optical fibre grating and the thermo-optical coefficient, generally take $\alpha + \xi = 6.67 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$; ΔT is the temperature change.

Distributed sensing technology can be categorized into three distinct types based on the underlying monitoring principles. Fig. 2 provides a comprehensive overview of the various types of distributed fibre optic sensors, categorizing them into point-distributed, quasi-distributed, and fully distributed. Point-distributed sensors measure strain and temperature variations by detecting changes in reflected wavelength. Quasi-distributed sensors utilize multiple measurement points along the fibre, each corresponding to a distinct wavelength shift, thereby enabling long-distance monitoring across multiple locations. Fully distributed sensors use the entire optical fibre as a continuous measurement point, allowing for the measurement of physical quantities along the entire length of the fibre.

The principles underlying point-distributed and quasi-distributed sensors align with those used in FBG monitoring systems, which are not reiterated here. In the upper right corner of the figure, the internal structure of the optical fibre and FBG details, such as the core,

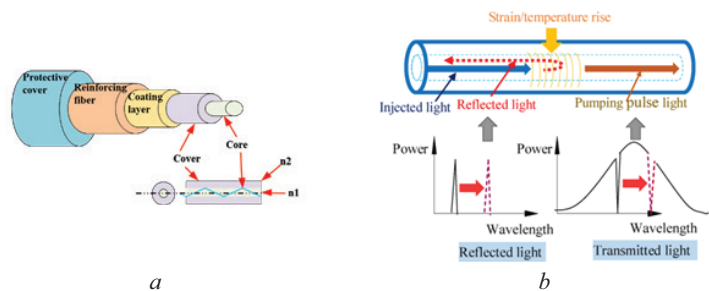


Fig. 1. Structure of the optical fibre (a); working principle of fibre optic sensors (b)

Рис. 1. Состав оптического волокна (a); принцип работы волоконно-оптических датчиков (b)

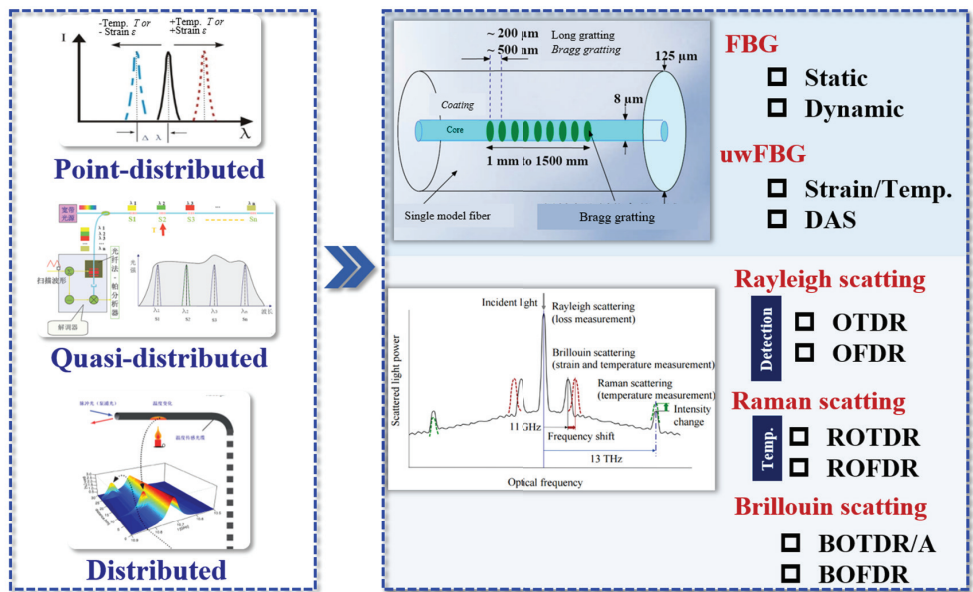


Fig. 2. Distributed fibre optic measurement principle and application

Рис. 2. Принцип и применение распределенных волоконно-оптических измерений

cladding, and various grating periods, are depicted. FBGs are widely utilized for both static and dynamic measurements, with ultra-weak FBGs (uwFBGs) being particularly effective for monitoring strain, temperature, and distributed acoustic sensing (DAS).

Distributed measurement techniques are further classified based on their underlying monitoring principles, such as Rayleigh Scattering-Based Sensors, which is primarily used for high-resolution strain; the optical time domain reflectometry (OTDR) and optical frequency domain reflectometry (OFDR) are used for temperature measurement; the Brillouin Scattering-Based Sensors of Brillouin optical time domain reflectometry/analyzers (BOTDR/A) and Brillouin optical frequency domain reflectometry (BOFDR) are commonly used to measure distributed strains and temperatures.

Newly designed effective soil stress transducer

In engineering applications, FBGs are frequently affixed to sensing units to measure various parameters. Given the complexity of the operational environment, it is often necessary to monitor multiple variables simultaneously. To address this challenge, the encapsulation and integration of FBGs is essential. In this study, an FBG sensor capable of simultaneously measuring earth pressure and water pressure was developed. As illustrated in Fig. 3, the FBGs for measuring earth and water pressures were embedded into the grooves of the upper and lower layers of the sensor, respectively. The upper structure is completely sealed, while the lower structure contains micropores that permit only water or air to pass through, ensuring measurement accuracy. The sensors were fabricated using the 3D FDM method, which allows the fibre grating sensing unit to be embedded directly during the printing process, thus preserving the sensor's integrity and sealing. FDM-fabricated sensors can be better matched to the modulus of the soil, ensuring synchronized deformation with the soil. Additionally, the flexibility of FDM enables

the design of package structures that can integrate various measurement functions within a single sensor, thereby simplifying the measurement process.

Prior to deployment, the sensor must be calibrated to determine its static coefficient. As depicted in Fig. 4, the upper right part of the figure demonstrates the setup for the calibration test. The sensor's soil pressure measurement was calibrated using overlying pressure with a gradient of 0.01 MPa, applying corresponding weights to the sensor's sensing surface. The sensitivity of the sensor to soil pressure was calculated to be 12.633 nm/MPa through linear fitting. For the calibration of water pressure, air pressure was used in place of water pressure with a gradient of 0.05 MPa. The corresponding air pressure was increased in the water pressure sensor chamber, and the sensitivity of the sensor to water pressure was calculated to be 6.282 nm/MPa, also through linear fitting. These findings confirm that the sensor possesses sufficient sensitivity to both earth and water pressures to meet the necessary engineering specifications.

Newly designed crack measurement sensors

Engineering structures are often susceptible to small cracks, necessitating the use of sensors with high measurement accuracy to monitor these small displacements. To meet this requirement, a high-accuracy, small-range FBG displacement sensor was developed and packaged using FDM technology. The design and structure of the sensor are shown in Fig. 5, with the sensor designed to have an overall length of 10 cm and a cross-sectional dimension of 8 mm.

The newly designed crack measurement sensors can measure micro-cracks under various conditions. The relationship between the slit displacement Δx and the FBG wavelength drift $\Delta\lambda_B$ is shown in Eq. (2), where K_e is the fibre grating strain sensitivity coefficient, K_1 and K_2 are the elasticity coefficients of the fibre grat-

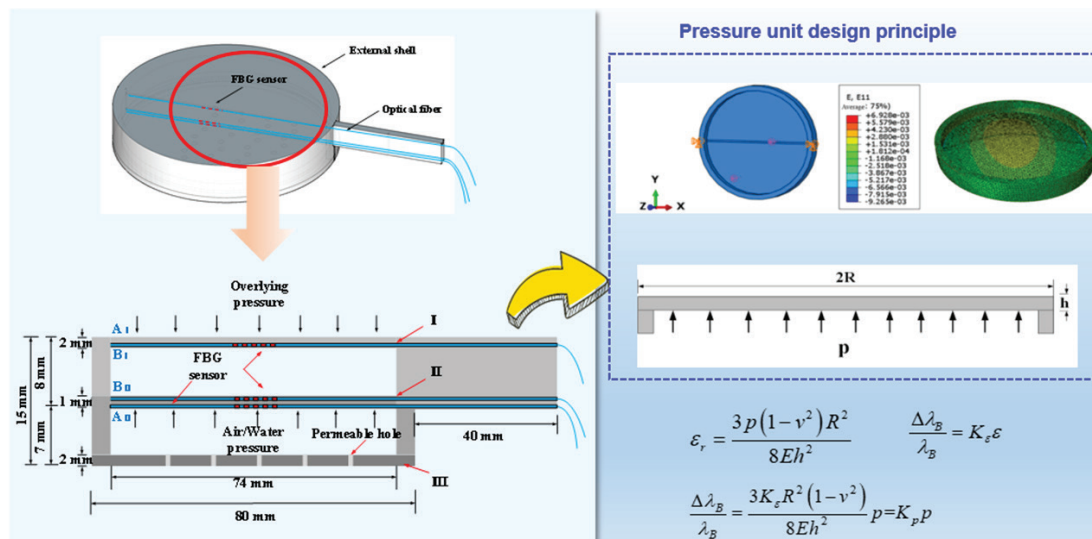


Fig. 3. Structure of soil – water pressure sensor

Рис. 3. Схема датчика давления грунт – вода

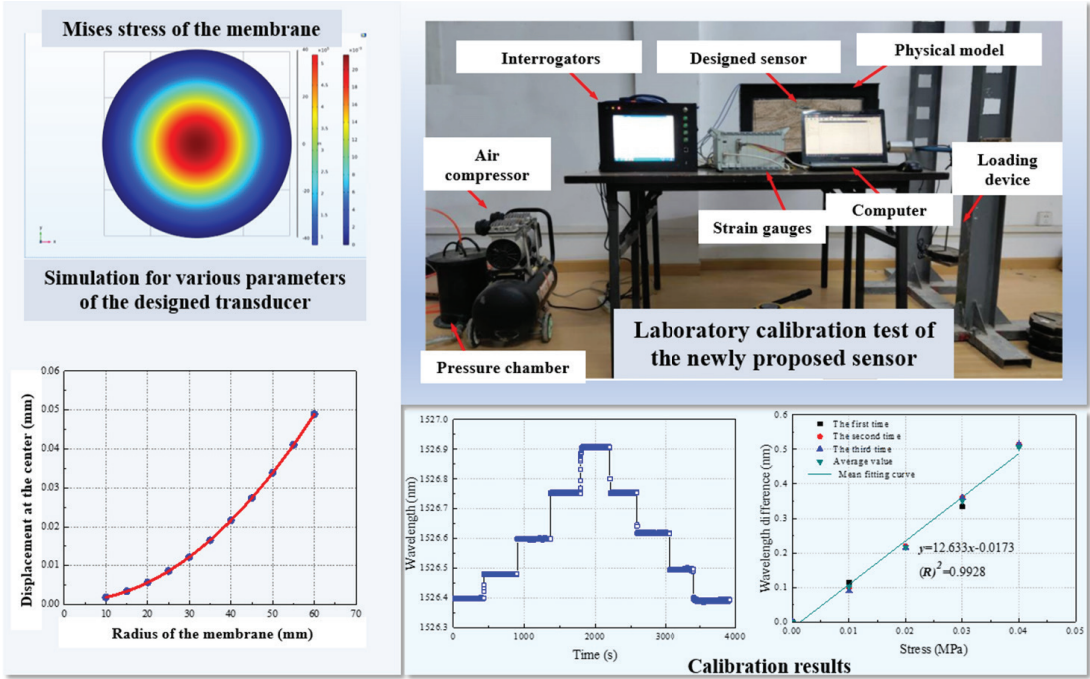


Fig. 4. Calibration of soil – water pressure sensor

Рис. 4. Калибровка датчика давления грунт – вода

ing and the spring, respectively, and L is the length of the stretched fibre:

$$\Delta\lambda_B \approx K_e \frac{K_2}{K_1} \frac{\Delta x}{L}. \tag{2}$$

The calibration tests were carried out in laboratory. The results are depicted in Fig. 5. It can be found that the displacement sensitivity of the proposed transducer was 2.301 nm/mm with a fitting coefficient of 0.992. The temperature sensitivity was 0.0208 nm/°C with a fitting coefficient of 0.9917. Based on the small-range FBG displacement measurement device, a hardware and

software system was developed for long-term stable real-time monitoring of geotechnical bodies.

Field application cases of newly designed fibre optic sensors

Structural damage in engineering typically begins with the initiation of cracks, followed by crack propagation and eventual structural failure. High-accuracy, small-range sensors with high sensitivity are suitable for real-time monitoring of crack propagation. In this study, newly designed fibre-optic sensors were applied to monitor crack displacement in rock bodies at the top of caves.

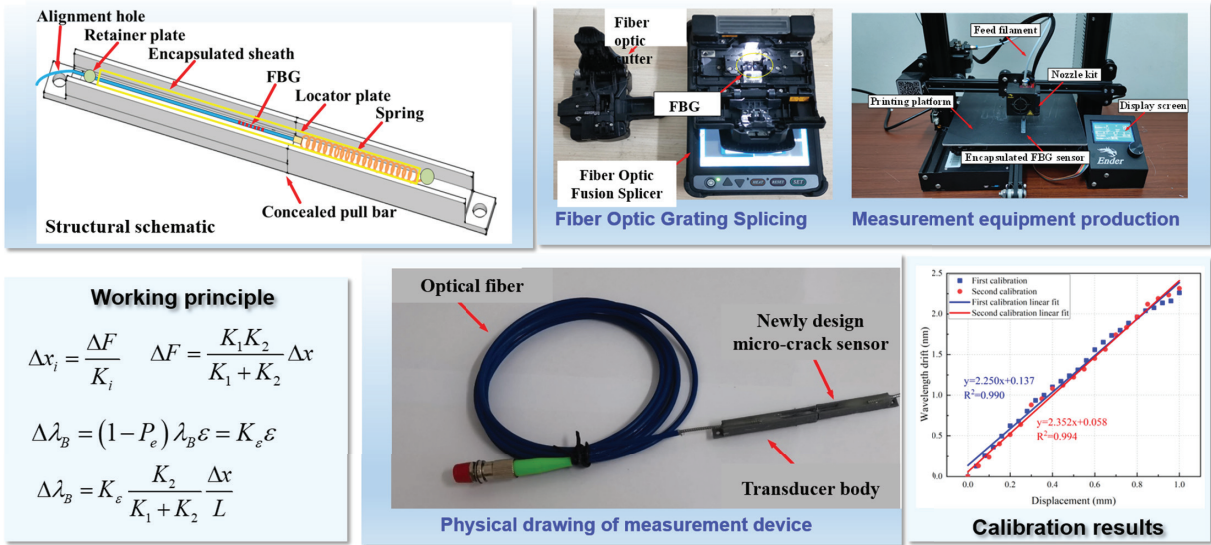


Fig. 5. Structure and object of sensor with high-precision, small-range

Рис. 5. Схема датчика с высокой точностью и малым радиусом действия

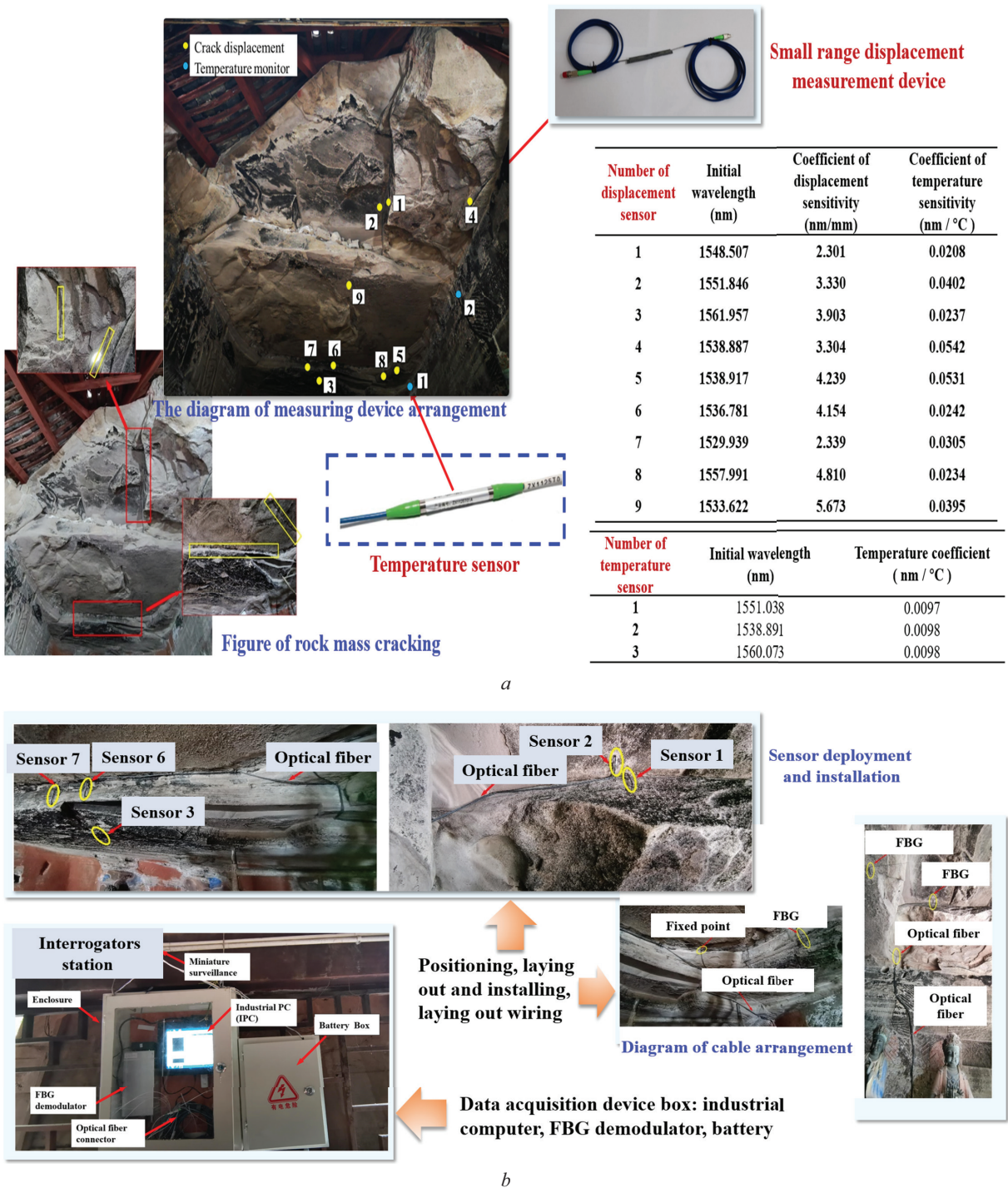


Fig. 6. Field application of newly designed fibre optical sensors: *a* — sensor arrangement; *b* — field instrumentation system
Рис. 6. Применение в полевых условиях новых волоконно-оптических датчиков: *a* — расположение датчиков; *b* — система полевых приборов

These rock bodies are subjected to significant bearing pressure and are disturbed by water spray erosion, wind, and seismic activities, all of which exacerbate crack propagation. To maintain the stability of the top rock body of the cave, real-time monitoring of crack displacement is essential. The arrangement of the top rock body and sensors is shown in Fig. 6. To ensure the accuracy of crack displacement monitoring, temperature sensors

were also installed around the displacement sensors to compensate for temperature variations. Cracks in the rock at the top of the cave were monitored over a one-year period, with time as the intermediate variable. Fig. 7 illustrates the results of crack displacement monitoring at point 1. Fig. 7, *a*, *c* show the temperature variations over the year, indicating a fluctuating pattern that aligns with seasonal atmospheric tem-

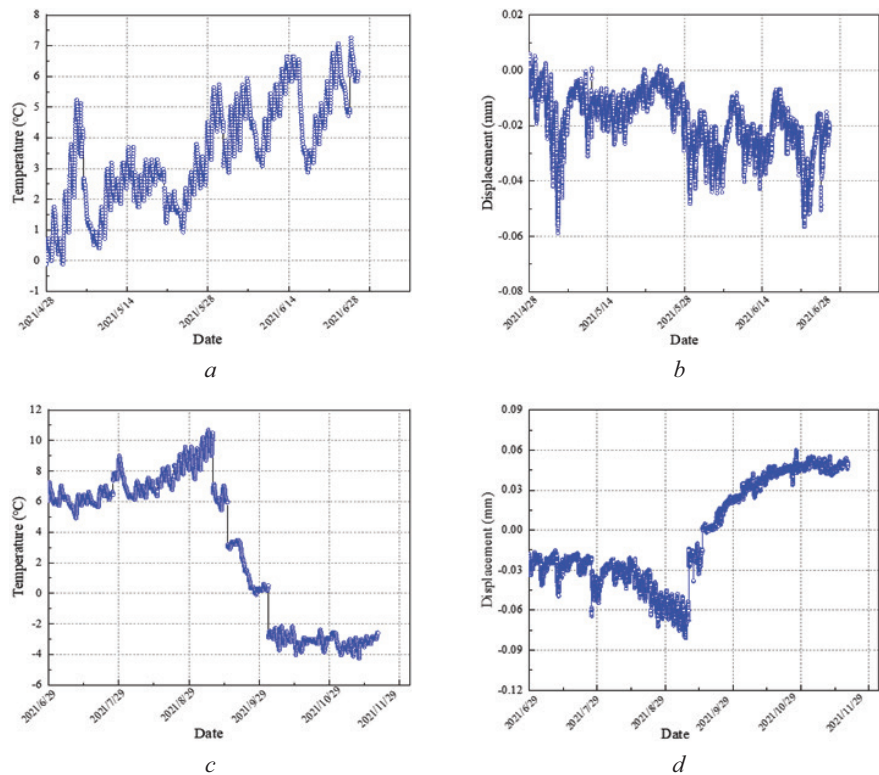


Fig. 7. Typical results of field cracks: *a* — April – June temperature monitor; *b* — April – June crack displacement monitor; *c* — June – November temperature monitor; *d* — June – November crack displacement monitor

Рис. 7. Стандартные варианты трещин, образовавшихся в полевых условиях: *a* — монитор температуры апрель – июнь; *b* — монитор смещения трещин апрель – июнь; *c* — монитор температуры июнь – ноябрь; *d* — монитор смещения трещин июнь – ноябрь

perature changes. The monitoring data reveal significant daily temperature variations, reflecting large diurnal temperature differences. Fig. 7, *b*, *d* depict the changes in crack displacement. After removing the effect of temperature on the wavelength, a positive increase indicates crack expansion, while a negative increase may be due to minor sensor rebound and the thermal expansion and contraction of the cracks due to temperature changes.

CONCLUSIONS

This study provides a comprehensive discussion on the current state of optical fibre sensing technology. Some newly designed optical fibre sensors for effective stress and micro-cracks measurement in geotechnical engineering were also presented. The working principle, sensor design and advanced 3D FDM fabrication approach were elaborated. A typical field application case of the newly designed optical fibre sensors was discussed. Major conclusions are summarized as follows:

1. Optical fibre sensing technology could offer a new approach for health monitoring in civil engineering in good accuracy and long-term stability especially in harsh

environment, such as low temperature, electro magnetic interference conditions and corrosion environment.

2. The proposed fibre optic transducer could measure the effective stress of earth pressure in high accuracy. The pressure sensitivity of the soil pressure diaphragm is 12.633 nm/MPa with a linear fitting coefficient of 0.9928. The pressure sensitivity coefficient of the water pressure diaphragm is 6.282 nm/MPa with a fitting coefficient of 0.992. The physical model results proved the accuracy of the newly designed fibre optical sensor.

3. A high-precision small range FBG displacement measurement device was proposed to measure micro-cracks in different conditions. The sensitivity of the proposed transducer was 2.301 nm/mm with a fitting coefficient of 0.992; the temperature sensitivity is 0.0208 nm/°C with a fitting coefficient of 0.9917. In addition, a hardware and software system was developed for long-term stable real-time monitoring of geotechnical bodies, which could provide beneficial guidance for actual engineering displacement, temperature changes, and disaster warning.

4. The outcome of this study provides newly approach investigating the displacement and strain patterns of models after stress deformation, offering practical monitoring means for subsequent engineering applications.

REFERENCES / СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Wu T.G., Liu G.W., Fu S.G., Xing F. Recent Progress of Fibre-Optic Sensors for the Structural Health Monitoring of Civil Infrastructure. *Sensors*. 2020; 20(16):4505-4525.
2. Soman R., Wee J., Peters K. Optical Fibre Sensors for Ultrasonic Structural Health Monitoring : a Review. *Sensors*. 2021; 21(21):6571-6592.
3. Chen S.M., Wang J.H., Zhang C., Li M.Q., Li N., Wu H.J. et al. Marine Structural Health Monitoring with Optical Fibre Sensors : a Review. *Sensors*. 2023; 23(4):1085-1105.
4. Wild G., Hinckley S. Distributed Optical Fibre Smart Sensors for Structural Health Monitoring. *Structural Health Monitoring 2011: Condition-Based Maintenance and Intelligent Structures*. 2013; 2:2050-2057.
5. Xu D.S., Zhao Y.M., Liu H.B., Zhu H.H. Deformation Monitoring of Metro Tunnel with a New Ultrasonic-Based System. *Sensors*. 2017; 17(8):1739-1753.
6. Xu D.S., Zhu F.B., Lalit B., Fan X.C., Liu Q.B. Construction Solid Waste Landfills: Risk Assessment and Monitoring by Fibre Optic Sensing Technique. *Geomatics Natural Hazards & Risk*. 2021; 12(1):63-83.
7. Tian H.M., Li D.Q., Cao Z.J., Xu D.S., Fu X.Y. Reliability-Based Monitoring Sensitivity Analysis for Reinforced Slopes Using BUS and Subset Simulation Methods. *Engineering Geology*. 2021; 293:105792-105792.
8. Xu Z.D., Liu M., Li A.Q., Yuan F., Li Z. Application of Fibre Optic Sensors for Health Monitoring of Civil Engineering. *Proceedings of International Conference on Health Monitoring of Structure, Materials and Environment*. 2007; 464-471.
9. Kirkendall C.K., Dandridge A. Overview of High Performance Fibre-Optic Sensing. *Journal Of Physics D-Applied Physics*. 2004; 37(18):R197-R216.
10. Kumari C.R.U., Samiappan D., Kumar R., Sudhakar T. Fibre Optic Sensors in Ocean Observation : a Comprehensive Review. *Optik*. 2019; 179:351-360.
11. Li T.L., Wu D.J., Khyam M.O., Wu D.J., Guo J.X., Tan Y.G. et al. Recent Advances and Tendencies Regarding Fibre Optic Sensors for Deformation Measurement : a Review. *IEEE Sensors Journal*. 2022; 22(4):2962-2973.
12. Hsiao T.C., Hsieh T.S., Chen Y.C., Huang S.C., Chiang C.C. Metal-Coated Fibre Bragg Grating for Dynamic Temperature Sensor. *Optik*. 2016; 127(22):10740-10745.
13. Liu Y.C., Fang J., Jia D.Y., Li W.L. Temperature Characteristics of FBG Sensors with Different Coatings for High Temperature Superconductor Application. *Proceedings of 2019 IEEE 3rd International Electrical and Energy Conference (CIEEC)*. 2019; 1546-1550.
14. Li Q., Liu Y.M., Hong C.Y., Xiong L., Guo Y.X. A Comparative Investigation on Performance of Fibre Bragg Grating Soil Pressure Sensors With Different Configurations. *IEEE Sensors Journal*. 2023; 23(22):27397-27405.
15. Yang J., Zhao Y., Peng B.J., Wan X. Temperature-Compensated High Pressure FBG Sensor with a Bulk-Modulus and Self-Demodulation Method. *Sensors And Actuators A-Physical*. 2005; 118(2):254-258.
16. Shi Y., Wang C.X., Cai J.X., Gao Z.T., Zhang Y.Z. FBG Displacement Sensor with Hyperbolic Flexible Hinge Structure. *Measurement Science and Technology*. 2023; 34(12).
17. Ng J.H., Zhou X.Q., Yang X.F., Hao J.Z. A Simple Temperature-Insensitive Fibre Bragg Grating Displacement Sensor. *Optics Communications*. 2007; 273(2):398-401.
18. Gao L., Wang X. *Acta Materiae Compositae Sinica*. 2016; 33(11):2485-2492.
19. Kesavan K., Ravisankar K., Parivallal S., Sreeshylam P., Sridhar S. Experimental Studies on Fibre Optic Sensors Embedded in Concrete. *Measurement*. 2010; 43(2):157-163.
20. Fajkus M., Nedoma J., Mec P., Jargus J., Svoboda L., Skapa J. FBG Strain Sensor Mounted on Plastic Carrier. *Fibre Optic Sensors and Applications XV*. 2018.
21. Xu D.S., Su Z.Q., Lalit B., Qin Y. A Hybrid FBG-Based Load and Vibration Transducer with a 3D Fused Deposition Modelling Approach. *Measurement Science and Technology*. 2022; 33(6).
22. Bas J., Dutta T., Llamas Garro I., Velázquez-González J.S., Dubey R., Mishra S.K. *Embedded Sensors with 3D Printing Technology : a Review*. *Sensors*. 2024; 24(6).
23. Ahn S.H., Baek C., Lee S., Ahn I.S. Anisotropic Tensile Failure Model of Rapid Prototyping Parts — Fused Deposition Modeling (FDM). *International Journal of Modern Physics B*. 2003; 17(8-9):1510-1516.
24. Hong C.Y., Yuan Y., Yang Y.Y., Zhang Y.F., Abro Z.A. A Simple FBG Pressure Sensor Fabricated Using Fused Deposition Modelling Process. *Sensors and Actuators A-Physical*. 2019; 285:269-274.
25. Hassan M.S., Zaman S., Dantzer J.Z.R., Leyva D.H., Mahmud M.S., Ramirez J.M. *3D Printed Integrated Sensors: From Fabrication to Applications : a Review*. *Nanomaterials*. 2023; 13(24).
26. Feng F., Qin L. Research Progress of Distributed and Quasi Distributed Optical Fibre Sensors. *Optical Communication Technology*. 2021; 45(3):10-16.
27. Kuang Y., Wu H., Zhang J. et al. Advances of Key Technologies on Distributed Fibre System for Multi-Parameter Sensing. *Opto-Electronic Engineering*. 2018; 45(9):170678-170678.
28. Quinn M.C., Baxter C.D.P., Winters K.E., Picucci J.R. Geotechnical Effects on Fibre Optic Distributed Acoustic Sensing Performance. *Geo-Congress 2022: Advances in Monitoring and Sensing; Embankments, Slopes, and Dams; Pavements; and Geo-Education*. 2022; 53-62.

29. Li C., Tang J., Cheng C., Cai L., Yang M. FBG Arrays for Quasi-Distributed Sensing : a Review. *Photonic Sensors*. 2021; 11(1):91-108.
30. Du Y., Si J., Chen T., Li S., Cui W., Li C. et al. Quasi-Distributed High Temperature Sensor Based on Fibre Bragg Grating. *Laser & Optoelectronics Progress*. 2016; 53(10):100606-100606.
31. Pei H., Cui P., Yin J., Zhu H., Chen X., Pei L. Monitoring and Warning of Landslides and Debris Flows Using Optical Fibre Sensor Technology. *Journal of Mountain Science*. 2011; 8(5):728-738.
32. Xu D.S., Dong L.J., Borana L., Liu H.B. Early-Warning System with Quasi-Distributed Fibre Optic Sensor Networks and Cloud Computing for Soil Slopes. *IEEE Access*. 2017; 5:25437-25444.
33. Luo Z.H., Zhang Y., Cheng W.S., Yang X.B., Zeng S.G. Fibre-End Antireflection Method for Ultra-Weak Fibre Bragg Grating Sensing Systems. *Measurement Science and Technology*. 2021; 32(5):055501.
34. Wang J., Hu D., Wang D.Y., Wang A.B. Fully-Distributed Fibre-Optic High-Temperature Sensing Based on Stimulated Brillouin Scattering. *Fibre Optic Sensors and Applications X*. 2013; 87150Q-87150Q.
35. Ahmad E.J., Wang C., Feng D.J., Yan Z.J., Zhang L. Ultrafast Interrogation of Fully Distributed Chirped Fibre Bragg Grating Strain Sensor. *2016 IEEE Photonics Conference (IPC)*. 2016; 482-483.
36. Wang C.J., Li Z.Y., Gui X., Fu X.L., Wang F., Wang H.H. et al. Micro-Cavity Array with High Accuracy for Fully Distributed Optical Fibre Sensing. *Journal of Lightwave Technology*. 2019; 37(3):927-932.
37. Li J.Z., Shen B.H., Wang J.J. A Combined Positioning Method Used for Identification of Concrete Cracks. *Micromachines*. 2021; 12(12):1388.
38. Wang L., Zhou B., Shu C., He S.L. Distributed Temperature Sensing Using Stimulated-Brillouin-Scattering-Based Slow Light. *IEEE Photonics Journal*. 2013; 5(6):16011.
39. Ravet F., Briffod F., Goy A., Rochat E. Mitigation of Geohazard Risk Along Transportation Infrastructures with Optical Fibre Distributed Sensing. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*. 2021; 11(4):967-988.
40. Chaube P., Colpitts B.G., Jagannathan D., Brown A.W. Distributed Fibre-Optic Sensor for Dynamic Strain Measurement. *IEEE Sensors Journal*. 2008; 8(7-8):1067-1072.

Received August 28, 2024.

Adopted in revised form on September 20, 2024.

Approved for publication on September 25, 2024.

B I O N O T E S : **Dong-Sheng Xu** — PhD, Professor, Vice Dean of School of Civil Engineering and Architecture; **Wuhan University of Technology**; Luoshi Road, Wuhan, Hubei, 430070, China; dsxu@whut.edu.cn;
Yi-Ding Liu — **Wuhan University of Technology**; Luoshi Road, Wuhan, Hubei, 430070, China;
Askar Zhussupbekov — **L.N. Gumilyov Eurasian National University**; 010008, Astana, Kazakhstan;
Yue Qin — **Wuhan University of Technology**; Luoshi Road, Wuhan, Hubei, 430070, China;
Gulnaz Zhairbayeva — PhD, student, Department of Civil Engineering; **L.N. Gumilyov Eurasian National University**; 010008, Astana, Kazakhstan; gulnaz.W@mail.ru.

Contribution of the authors:

Dong-Sheng Xu — conceptualization, methodology, investigation, project administration.

Yi-Ding Liu — methodology, writing.

Askar Zhussupbekov — review and editing, optimizing the conclusion.

Gulnaz Zhairbayeva — optimization of abstract and reference list.

The authors declare no conflict of interest.

Поступила в редакцию 28 августа 2024 г.

Принята в доработанном виде 20 сентября 2024 г.

Одобрена для публикации 25 сентября 2024 г.

О Б А В Т О Р А Х : **Дун-Шен Сюй** — доктор философии, профессор, заместитель декана Школы гражданского строительства и архитектуры; **Уханьский технологический университет**; 430070, Ухань, Хубэй, ул. Луоши Роуд, Китайская Народная Республика; dsxu@whut.edu.cn;

Ю-Дин Лю — **Уханьский технологический университет**; 430070, Ухань, Хубэй, ул. Луоши Роуд, Китайская Народная Республика;

Аскар Жусупбеков — **Евразийский национальный университет имени Л.Н. Гумилева**; 010008, г. Астана, Казахстан;

Юэ Цинь — **Уханьский технологический университет**; 430070, Ухань, Хубэй, ул. Луоши Роуд, Китайская Народная Республика;

Гульназ Жаирбаева — студентка, кафедра гражданского строительства; **Евразийский национальный университет имени Л.Н. Гумилева**; 010008, г. Астана, Казахстан; gulnaz.W@mail.ru.

Вклад авторов:

Дун-Шен Сюй — концептуализация, методология, исследование, руководство проектом.

Ю-Дин Лю — методология, написание статьи.

Жусупбеков А. — рецензирование и редактирование, оптимизация заключения.

Жаирбаева Г. — оптимизация аннотации и списка литературы.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Documentation through digital methods and seismic soil classification for preserving built heritage

Divya Priya Balasubramani, Bala Priyadharshini P M
Institute of Remote Sensing, College of Engineering Guindy, Anna University; Chennai, India

ABSTRACT

Introduction. The Indian subcontinent is renowned for its numerous structural heritage wonders, which reflect the region's rich cultural history. To preserve the historical significance of these marvels, systematic documentation through digitization is essential. Utilizing advanced techniques like photogrammetry and 3D modeling, surpassing traditional methods, ensures precise and accurate data capture, processing, and representation of heritage information. Combining digital documentation with seismic surface wave techniques to characterize subsoil seismic velocities is vital for sustainable heritage conservation, particularly against natural hazards such as earthquakes. This study focuses on the digital documentation of the Post Master General (PMG) Office in Trivandrum, an iconic structure celebrated for its cultural and architectural significance.

Materials and methods. Close-range photogrammetry was employed to capture and analyze images and Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW) tests were conducted at the PMG office site to estimate soil shear wave velocities.

Results. From the photogrammetric images, 3D models, 3D rendered walkthroughs, and 2D line drawings were created resulting in the as-built documentation of the built heritage. These outputs serve as digital records, enhancing visual perception and aiding in the extraction of semantic information for heritage conservation and management. Additionally, the study attempts to characterize subsoil properties by developing a shear wave velocity (V_s) profile from the MASW test results which is crucial for seismic response analysis. The paper also suggests optimal parameters for data collection to effectively characterize the study area.

Conclusions. Thus, this paper presents a comprehensive approach for documenting the built heritage along with assessing and managing their seismic risk combining advanced digital documentation techniques with surface wave methods.

KEYWORDS: digital documentation, built heritage, subsoil characterization, heritage management, 3D models, surface wave methods, photogrammetry, shear wave velocity

Acknowledgments. The authors express their sincere gratitude to the Kerala State Department of Archaeology, Kerala, India, and Mr. P.S. Rajan, Founder and Director of Aptsorbh Pvt. Ltd., Kanyakumari District, Tamil Nadu, India, for their invaluable assistance and for granting the necessary permissions to conduct the fieldwork.

FOR CITATION: Balasubramani D.P., Priyadharshini B.P.M. Documentation through digital methods and seismic soil classification for preserving built heritage. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2025; 15(1):17. URL: <http://nsso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.17

Corresponding author: Divya Priya Balasubramani, divyapriya03@gmail.com, divyapriya.b@annauniv.edu.

Цифровое документирование и классификация грунтов по реакции на сейсмические воздействия для сохранения культурного наследия

Дивья Прия Баласубрамани, Бала Приядхаршини П М
Институт дистанционного зондирования, Инженерный колледж Гинди, Университет Анны; Ченнай, Индия

АННОТАЦИЯ

Введение. Индостан славится многочисленными чудесами архитектурного наследия, которые отражают богатую культурную историю региона. Систематическое документирование с помощью оцифровки необходимо для сохранения исторического значения таких архитектурных объектов. Использование передовых технологий, таких как фотограмметрия и трехмерное моделирование, превосходящих традиционные методы, обеспечивает точный и аккуратный сбор данных, обработку и представление информации о наследии. Сочетание цифровой документации с методами поверхностных сейсмических волн для определения скоростей распространения сейсмических волн в недрах земли имеет важное значение для сохранения наследия, особенно в условиях таких стихийных бедствий, как землетрясения. Данное исследование посвящено цифровой документации Главного почтового управления (ГПУ) в Три-вандруме — культового сооружения, известного своей культурной и архитектурной значимостью.

Материалы и методы. Фотограмметрия с близкого расстояния использована для получения и анализа изображений, многоканальный анализ поверхностных волн осуществлен на территории офиса ГПУ для оценки скорости поперечных волн в грунте.

Результаты. На основе фотограмметрических снимков созданы 3D-модели, 3D-визуализации и 2D-чертежи, что позволило получить исполнительно-техническую документацию по объектам культурного наследия. Такие результаты служат цифровыми записями, улучшая визуальное восприятие и помогая в извлечении семантической информации для сохранения наследия и управления им. Кроме того, в исследовании предпринята попытка охарактеризовать свойства грунта путем создания профиля скорости поперечной волны (V_s) на основе результатов многоканального анализа поверхностных волн, что имеет решающее значение для анализа сейсмической реакции. Предложены оптимальные параметры сбора данных для эффективного установления характеристик исследуемой территории.

Выводы. Представлен комплексный подход к созданию документации для объектов культурного наследия, а также к оценке и управлению сейсмическим риском, сочетающий передовые методы цифровой документации с методами поверхностных волн.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: цифровое документирование, историческое наследие, характеристика недр, управление наследием, 3D-модели, методы поверхностных волн, фотограмметрия, скорость поперечной волны

Благодарности. Авторы выражают искреннюю благодарность Департаменту археологии штата Керала, Керала, Индия, и г-ну П.С. Раджану, основателю и директору компании Aptsorb Pvt. Ltd., округ Каньякумари, Тамилнад, Индия, за неоценимую помощь и выдачу необходимых разрешений на проведение полевых работ.

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Баласубрамани Д.П., Приядхаршини Б.П.М. Цифровое документирование и классификация грунтов по реакции на сейсмические воздействия для сохранения культурного наследия // Строительство: наука и образование. 2025. Т. 15. Вып. 1. Ст. 17. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.17

Автор, ответственный за переписку: Дивья Прия Баласубрамани, divyapriya03@gmail.com, divyapriya.b@annauniv.edu.

INTRODUCTION

India has a rich heritage, culture, and history with an abundance of art and architecture and ranks sixth in the world being the home of the 40 most UNESCO heritage sites. In addition, the country has another 49 sites on the tentative list and nearly 3,700 centrally protected monuments/sites under the Archaeological Survey of India (ASI) attracting many domestic and international visitors each year. In recent years, heritage tourism has grown rapidly but it has yet to realize its full economic potential. Due to the increase in urbanization, there is a need for reuse of more of the heritage buildings. The need for the conservation and protection of heritage sites and buildings is well understood by the experts and stakeholders to retain its originality and cultural significance. So the Government of India has taken various initiatives and issued guidelines for the architects and engineers concerning conservation and restoration of heritage sites. The first step in any conservation and restoration project is to collect the information and assess its physical condition before any action or intervention that causes the change in the objects/built environment. Hence, heritage sites and buildings have to be well documented in the long-term interest of society. Moreover, the integrity and functionality of these heritage structures face numerous threats, including environmental factors, natural hazards, fire, vandalism, urban development, and aging. As the heritage buildings are unreinforced masonry structures, they remain vulnerable to natural disasters, especially earthquakes. To safeguard these structures, it is essential to conduct seismic risk assessments at cultural sites, which are critical for the preservation and retrofitting efforts needed to make these heritage buildings earthquake-resilient.

Heritage documentation is a continuous process enabling maintenance, monitoring, and providing infor-

mation for conservation and management. In this regard, the use of digital technologies in digitization, preservation, and extraction of semantic information is essential for heritage conservation and management. Pertaining to their different architectural styles, most heritage buildings have complex (non-parametric) geometries which make their digital documentation a very time-consuming process when done through conventional techniques. To achieve accuracy and precision in data capturing, processing, and representation of heritage information, it is necessary to use the latest techniques, such as photogrammetry and 3D modeling techniques that exceed conventional methods [1–8]. In addition, these data and information will serve as a digital record as a memory to future generations for understanding and reconstruction process if required.

To assess the seismic risk of built heritage, understanding local site conditions is crucial, as the amplification of earthquake ground motion at the bedrock level is significantly influenced by the properties of the overlying soil. Shear wave velocity (V_s) is a key parameter for evaluating site amplification and estimating the stiffness of a site, which is essential for predicting ground response during seismic events. The National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP) classifies sites based on local conditions, particularly the V_s of the top 30 m of soil, to enhance the seismic resilience of structures and reduce earthquake damage risk. Various surface wave methods have been developed for near-surface characterization and shear wave velocity (V_s) measurement, employing different testing configurations, processing techniques, and inversion algorithms. Among these, Spectral Analysis of Surface Waves (SASW) and Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW) are the most widely used. The MASW test is the most commonly used seismic method for geotechnical characterization of near-surface

materials [9–14]. Therefore, conducting in-situ tests at heritage sites to estimate the shear wave velocity profiles of the subsurface is essential for understanding site effects during earthquakes.

This study focuses on the digital documentation and creation of a 3D model of the Post Master General (PMG) office, an iconic heritage structure in Trivandrum known for its cultural and architectural significance, using close-range photogrammetry technique. The resulting digital model serves as a detailed record, providing valuable information to support the conservation and management of this historic building. To conserve and preserve the PMG office building against earthquakes, an attempt has been made to characterize the soil properties at the site. This was achieved by carrying out surface wave analysis using Multi-Channel Analysis of Surface Waves (MASW) test equipment. The shear wave velocity profiles obtained from these tests are essential for seismic site classification, which is a critical component in site response analysis.

STUDY AREA

The study is carried out at the Post Master General (PMG) office located at PMG junction, Trivandrum, Kerala, which stands as one of the iconic structures in the city affirming its cultural and architectural richness as shown in Fig. 1. The building, which once served as the original campus of the College of Engineering, Trivandrum, has a significant historical background. The college was founded on July 3rd, 1939, originally occupying an area of approximately 5,200 square meters. In the late 1950s, with the creation of the Directorate of Technical Education, the administrative control of the college was transferred directly to the government. This transition marked a new era for the institution, culminating in the relocation of the college in 1960 to its current expansive campus, which spans 101 hectares (about 250 acres) in Kulathoor. The former college building, with its historical significance and architectural grandeur, now serves as the office of the Postmaster General.

This two-storey structure is a remarkable blend of architectural styles, combining Indigenous elements

with grand neoclassical designs. It also incorporates the distinctive Indo-Saracenic aesthetic, a style that emerged during the British colonial period, reflecting a fusion of traditional Indian and Islamic architecture with European influences. This blend of styles not only showcases the building’s historical importance but also highlights its role as a symbol of the city’s architectural and cultural diversity.

MATERIALS AND METHODS

Digital documentation

The Handbook of Conservation of Heritage Buildings published by the Central Public Works Department, Government of India defines ‘Conservation’ as all the processes of looking after a place to retain its historical and/or architectural and/or aesthetic and/or cultural significance [15]. To accomplish holistic heritage conservation, advanced tools and techniques for storing, sharing, and managing information on the past, present, and future status of heritage buildings are essential [16]. The digital photogrammetric technique, facilitated by the advanced software, allows the use of diverse image types obtained using Charge Coupled Devices (CCD) cameras or scanned images [6, 17].

In this study, a close-range photogrammetric technique has been employed to comprehensively document the built heritage in a digital format. This approach offers numerous advantages, including a seamless flow of data, stringent quality control, automation potential, and favourable geometric accuracy, making it an ideal choice for capturing intricate architectural details. Various image processing methods are utilized, tailored to the specific characteristics of the heritage structure being documented. The workflow for generating a three-dimensional (3D) model of the building is outlined in Fig. 2. The process begins with the systematic capture of images of the structure’s superstructure, encompassing both the exterior and interior of the building, using high-resolution DSLR cameras. To ensure optimal accuracy in the 3D reconstruction, the photographs are taken with an overlap of 80–85 % between successive images, as

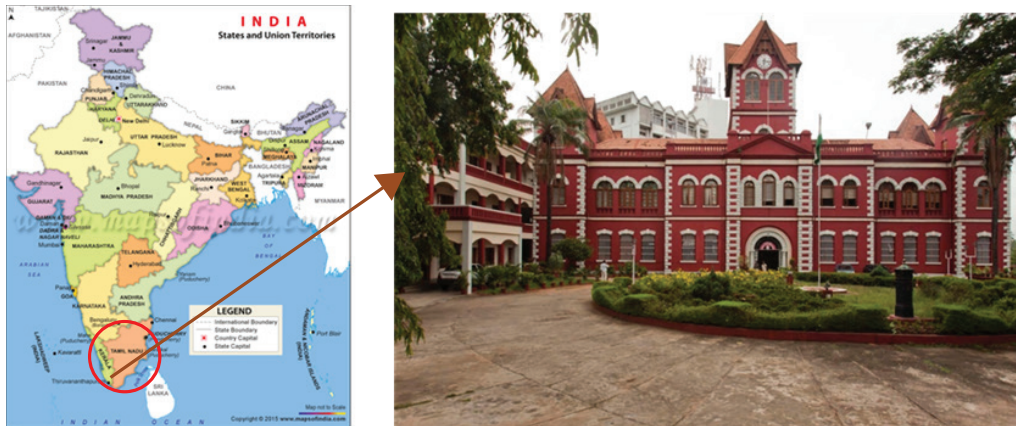


Fig. 1. Study Area — Post Master General (PMG) office, Trivandrum, Kerala, India

Рис. 1. Район исследования — офис главного почтового управления (ГПУ), Тривандрум, штат Керала, Индия

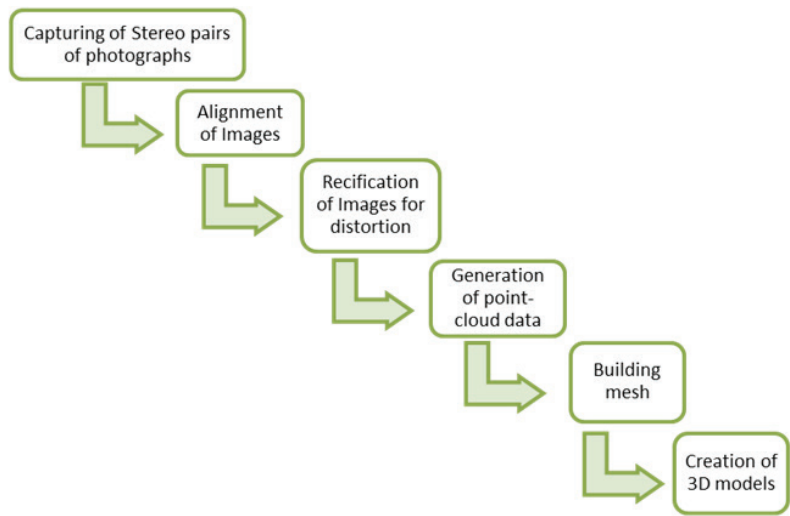


Fig. 2. Process of generating a three-dimensional model from images

Рис. 2. Процесс генерации трехмерной модели на основе изображений

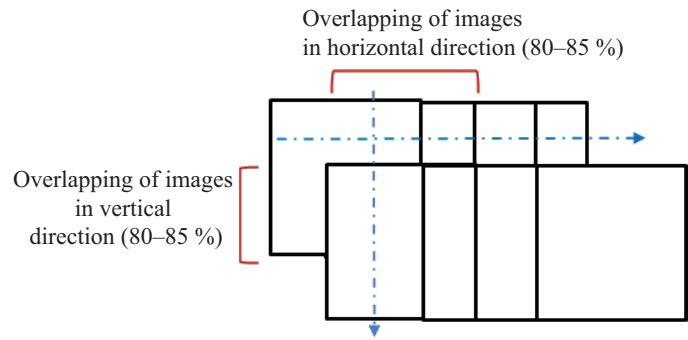
illustrated in Fig. 3. This overlap is crucial for maintaining continuity and consistency in the photogrammetric process.

Following the capture, the images undergo a meticulous alignment and rectification process. This step is essential as some images may be tilted or scaled inconsistently due to variations in the camera angles or environmental factors during photography. A minimum of four control points is used to accurately align and rectify these images, ensuring that they are correctly oriented and scaled relative to each other. Once the images are rectified, they are processed using specialized photogrammetric software. In this stage, all the photographs

are collectively treated as a bundle and undergo a comprehensive adjustment process to correct any distortions. This adjustment is crucial for accurately deriving three-dimensional (3D) coordinates, leading to the generation of high-accuracy point cloud data (Fig. 4).

SITE CHARACTERIZATION — SURFACE WAVE METHOD

Our historical heritage requires special safeguards against natural disasters, especially seismic risk as it is most dangerous for historical buildings due to their vulnerability to seismic response. Also, Trivandrum city falls under Zone III according to the seismic zone classification by the Bureau of Indian Standards [18]. The city



a) plan for capturing stereo photographs





c) overlap between photographs taken in a vertical direction

Fig. 3. Geometry of photographs configured to produce stereo pairs**Рис. 3.** Геометрия фотографий, сконфигурированных для получения стереопар**Fig. 4.** Point cloud data generated after bundle adjustments**Рис. 4.** Данные облака точек, полученные после корректировки

faces susceptibility to moderate earthquakes primarily because of rapid urbanization and the proliferation of buildings. Hence, characterizing the subsoil properties mainly shear wave velocity is crucial as it is an important parameter used to evaluate near-surface stiffness which is a vital property for studies in earthquake geotechnics. The most widely used surface wave methods for near-surface characterization and measurement of shear wave velocity (V_s) are Spectral Analysis of Surface Waves (SASW) and Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW) tests. The MASW is a more efficient method for characterizing the shallow subsurface properties [9, 13]. This method is based on the analysis of the dispersive properties of Rayleigh waves to estimate the V_s of the near-surface deposits.

Multichannel Analysis of Surface Waves Tests

In the present study, the active MASW tests with a linear array of receivers are conducted at selected locations in the study area to estimate the V_s profiles. The entire procedure of the MASW test consists of three steps: (i) Acquiring multichannel field records (or shot gathers), (ii) Extracting dispersion curves (one from each field record), and (iii) Inverting the dispersion curves to obtain the one-

dimensional (1D) V_s profiles (one profile from one curve) [9, 10]. Test locations were carefully chosen to ensure minimal surface interruptions, such as buildings, blocks, or ditches, which could affect data quality. The test locations are spread out uniformly covering the entire study area for extracting reliable subsurface information.

The MASW test setup includes a source, receiver, and an acquisition system as depicted in Fig. 5. The motion is generated when an 8 kg sledgehammer (source) hits against the metal base plate. The motion is generated when an 8 kg sledgehammer (source) hits against the metal base plate. The corresponding signals are detected simultaneously by 4.5 Hz frequency geophones arranged in a linear array at equal spacing. The signals captured by these geophones were transmitted to a 24-channel Geode, where they were recorded and stored in a portable computer as wiggle plots (Fig. 6). An illustration of the field experimental setup, along with the raw data captured during the tests, is presented in Fig. 6.

The successful capture of the ground roll in seismic recordings highly depends upon the proper arrangement of the test setup in the field and the selection of appropriate acquisition parameters [19–21]. Table 1 lists the general MASW acquisition parameters adopted



Fig. 5. MASW test setup — Equipments

Рис. 5. Установка для многоканального анализа поверхностных волн — оборудование

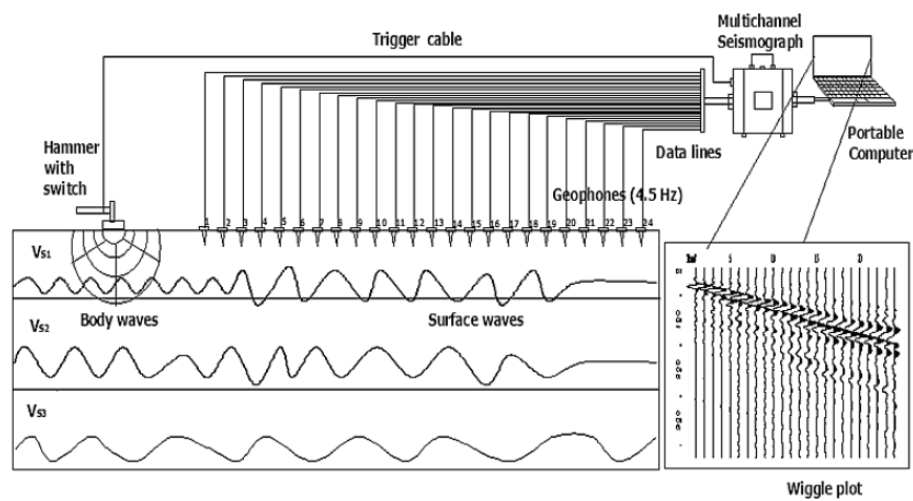


Fig. 6. Schematic diagram of MASW experiment setup

Рис. 6. Схема экспериментальной установки многоканального анализа поверхностных волн

Table 1. Field data acquisition parameters of MASW test

Табл. 1. Параметры сбора полевых данных для многоканального анализа поверхностных волн

Parameter	Setting
Spread configuration	Linear
Spread length	12 m
Geophone interval	0.5 to 1 m
Total number of geophones	12 to 24
Geophone type	4.5 Hz vertical geophones, with base plates for surveys on paved ground
Shot locations	Nine. One shot at off-ends from the middle and both end at a distance equaling geophone interval, One shot at off-ends at both ends at a distance of 1, 2 and 5 m from the first geophone
Source-offset	0.5 m perpendicular to the survey line
Source equipment	Sledgehammer (8 kg) and strike plate
Trigger	Hammer switch taped to sledgehammer handle and connected to seismograph trigger port and manual triggering in some cases
Specimen interval	0.125 ms
Record length	2 s
Stacking	3 Stacks at each shot



Fig. 7. MASW test setup in front and side of the PMG office building

Рис. 7. Испытательная установка многоканального анализа поверхностных волн спереди и сбоку от офисного здания главного почтового управления

during this survey. At each location, the test is repeated with shots at the beginning, middle, and end of the receiver array line, ensuring the consistency and reliability of the acquired field data. It should be noted that three sets of data were stacked to improve the Signal/Noise (S/N) ratio of the data. Also, the geophones located far from the source were set to the highest gain to improve the strength of the signal. The MASW survey conducted to obtain the shear wave velocity profile in front and side of the PMG office building is shown in Fig. 7.

A specimen waveform of the acquired data i.e. wiggle plot with the shot location at -0.5 m away from the first geophone is shown in Fig 8. Each of these waveforms indicates a connected channel/Geophone and their distance from the first geophone is marked as the ordinate

label. Since this waveform corresponds to the shot position 1, it can be seen that the first geophone has received the first arrival initially and the time taken by the waves to reach the other geophones can be observed from the arrival of the first breaks in the subsequent geophone readings. The collected data are then stacked to improve the S/N ratio. The signals are then filtered to remove any ambient noise. These signals are then transformed into the frequency–phase velocity domain to obtain the dispersion curve. Fig. 9 shows the dispersion curve generated from the waveform data obtained (as shown in Fig. 8). This curve reveals the dominant phase velocities versus frequency and is an indicator of the variation of the body wave velocities with the depth. Further, on applying inversion techniques, the variation of the shear wave veloc-

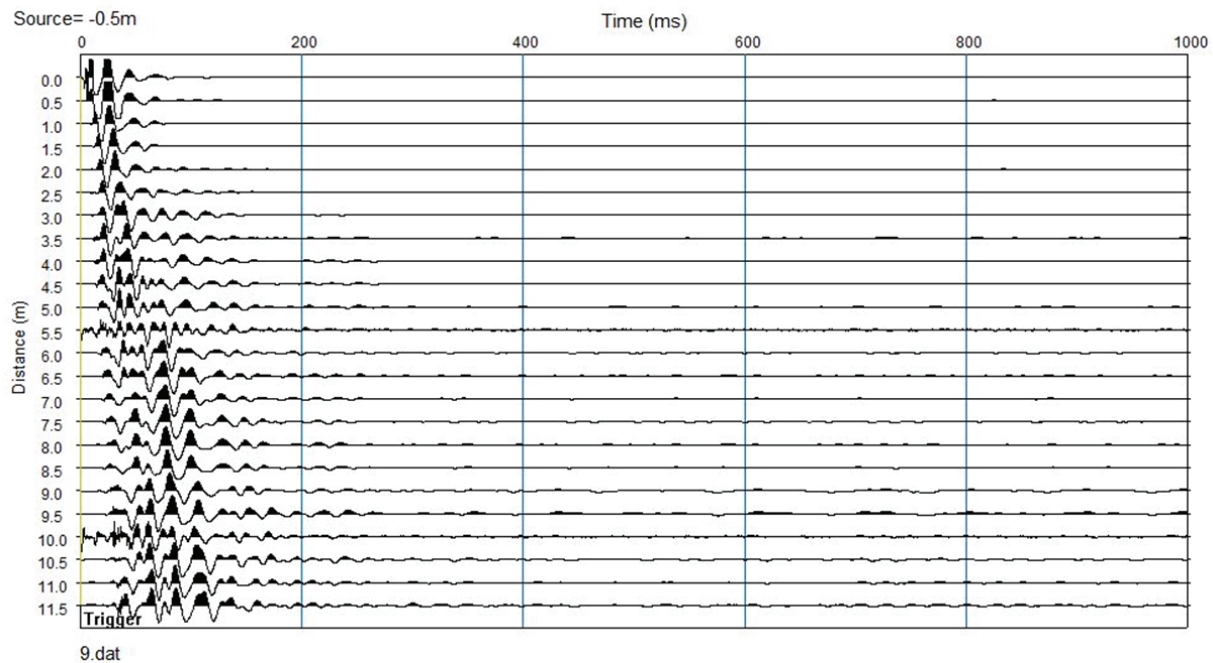


Fig. 8. A typical ground roll obtained at the shot location (-0.5 m away from 1st Geophone)

Рис. 8. Типичные поверхностные волны, полученные на месте съемки ($-0,5$ м от 1-го сейсмометра)

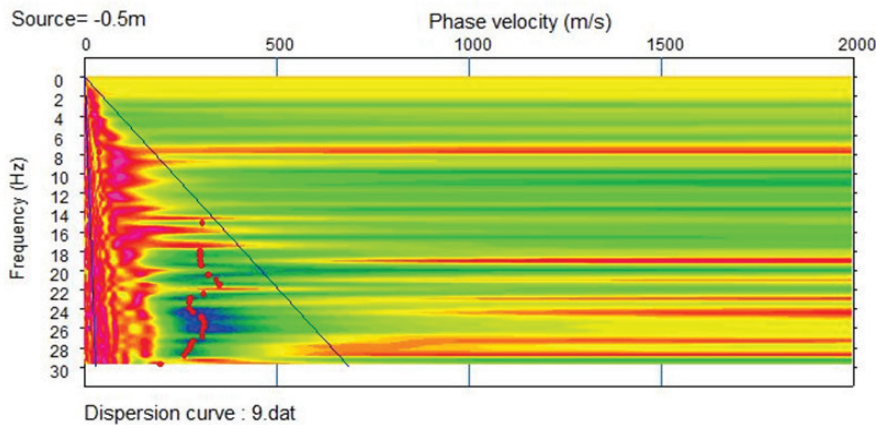


Fig. 9. A dispersion curve after filtering
Рис. 9. Кривая дисперсии после фильтрации

ity across the soil layers is obtained by comparing with theoretical dispersion curves iteratively. Thus, a 1D shear wave velocity profile is obtained for each shot gathered which is placed at the middle and both ends of the receiver spread for different geophone intervals.

RESULTS

Point cloud data generated through close-range photogrammetry provides a precise spatial representa-

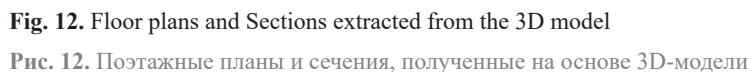
tion of a structure, capturing intricate architectural details with high accuracy. This data serves as a digital documentation of the building, identifying each object within the complex and detailed layers. Subsequent processing of the point cloud data allows for the automatic extraction of individual building elements, which are then used for detailed modeling. By employing meshing techniques that connect points to form continuous surfaces, a detailed 3D model of the built heritage is created (as shown in Fig. 10). This model offers an accurate digital replica of



Fig. 10. 3D model of the Post Master General (PMG) office created from the point cloud data
Рис. 10. 3D-модель офиса главного почтового управления, созданная на основе данных облака точек

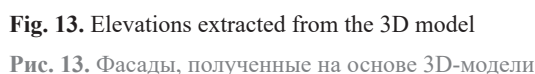


Fig. 11. Geometric measurements from the 3D model
Рис. 11. Геометрические измерения по 3D-модели



the assets and construction methods. This process leads to the generation of digital datasets that are essential for monitoring and maintaining the heritage building.

As a result of MASW tests conducted at the study area, the shear wave velocity profile is estimated characterizing the subsurface of the PMG office building site.



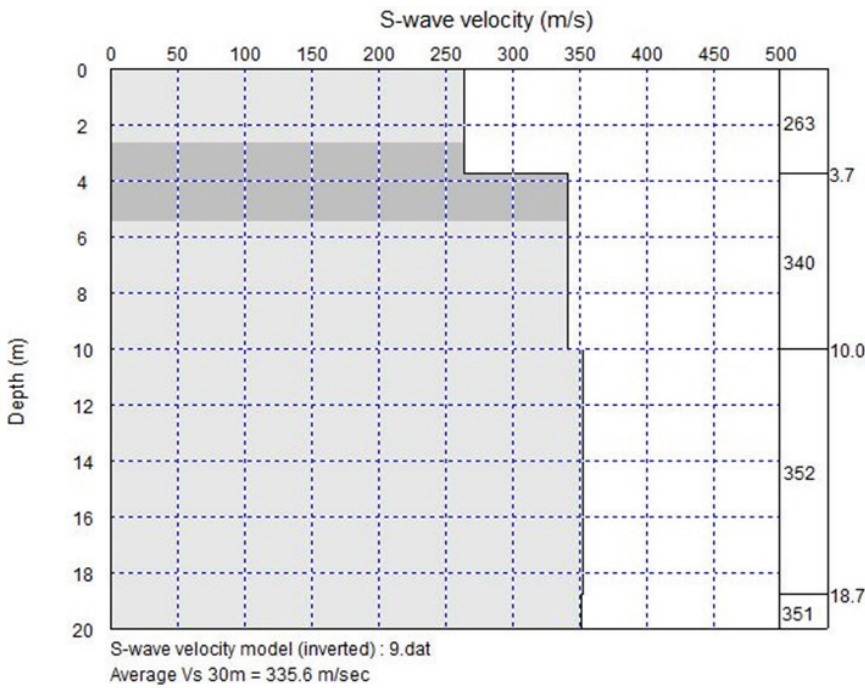


Fig. 14. A typical shear wave velocity profile in the study area

Рис. 14. Стандартный профиль скорости поперечной волны в районе исследования

Table 2. NEHRP site classification for seismic design based on V_s ranges

Табл. 2. Классификация площадок национальной программы по снижению опасности землетрясений для сейсмического проектирования на основе диапазонов V_s

Site Class	S-Velocity (V_s) (ft/sec)	S-Velocity (V_s) (m/s)
A (Hard Rock)	>5,000	>1,500
B (Rock)	2,500–5,000	760–1,500
C (Very Dense Soil and Soft Rock)	1,200–2,500	360–760
D (Stiff Soil)	600–1,200	180–360
E (Soft Clay Soil)	<600	<180
F (Soils Requiring Site-Specific Evaluations)	<600, and meeting some additional conditions	<180, and meeting some additional conditions

The typical 1D shear wave velocity profiles estimated from the data obtained corresponding to Fig. 8 are shown in Fig. 14.

It can be observed that the average shear wave velocity of the study area is between 300 to 350 m/s indicating the presence of stiff soil in the site and belongs to site class D as per the NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Programme) site classification [22] (Table 2). The depths corresponding to this range are identified from V_s profiles indicating the effective depth of penetration of the waves is up to 5 m indicating the presence of shallow foundations at the site.

CONCLUSION AND DISCUSSION

In this study, an attempt has been made to develop a comprehensive method for documenting and managing the built heritage by assessing its seismic risk. The methodology to construct a three-dimensional model from the images is developed using close-range photogram-

metric techniques and advanced software. In addition, surface wave analysis i.e. MASW tests have been carried out at the study area to estimate the shear wave velocity of the soil which is necessary for seismic response analysis. Based on the study presented, the following conclusions are drawn:

1. The developed 3D model with enhanced geometric and parametric information will provide a ‘close a reality’ experience rendering for maximum detailing and visual appeal. The so-developed model will serve as a single source of information in all work phases of restoration and management of heritage buildings. The contributions of our work can also be used in developing digital exhibitions, virtual tours, etc., in the near future to promote digital heritage tourism.
2. Seismic design codes use site classifications to evaluate the seismic demands on structures based on how soil foundations respond to earthquake ground motions. The MASW test results indicate that the V_s values

of the soil are in the range of 300 to 350 m/s indicating that the PMG office heritage site belongs to Site D as per the NEHRP standards characterizing the subsurface with stiff soil. This classification will guide engineers in understanding and mitigating seismic risks, ensuring structural resilience in the face of seismic events.

Thus, the developed combined suite of digital documentation and seismic surface wave technique for characterizing seismic velocities of the subsoil for the built heritage will play a key role in sustainable heritage conservation and management against natural hazards such as earthquakes.

REFERENCES / СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Haala N., Alshawabkeh Y. *Combining Laser-Scanning and Photogrammetry — A Hybrid Approach for Heritage Documentation*. 2006; 163-170. DOI: 10.2312/VAST/VAST06/163-170
2. Michael W.A.A.S., David Z.E.L.L. Practical 3D Photogrammetry for the Conservation and Documentation of Cultural Heritage. *Proceedings of the 18th International Conference on Cultural Heritage and New Technologies*. 2013.
3. Cheng L., Wang Y., Chen Y., Li M. Using LiDAR for digital documentation of ancient city walls. *Journal of Cultural Heritage*. 2016; 17:188-193.
4. Balsa-Barreiro J., Fritsch D. Generation of visually aesthetic and detailed 3D models of historical cities by using laser scanning and digital photogrammetry. *Digital Applications in Archaeology and Cultural Heritage*. 2018; 8:57-64.
5. Karagianni A. Terrestrial laser scanning and satellite data in cultural heritage building documentation. *The International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences*. 2021; XLVI-M-1–2021:361-366. DOI: 10.5194/isprs-archives-XLVI-M-1-2021-361-2021
6. Pavelka jr. K., Kuzmanov P., Pavelka K., Rapuca A. Different data joining as a basic model for HBIM — a case project st. Pataleimon in skopje. *The International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences*. 2023; XLVIII-5/W2-2023:85-91. DOI: 10.5194/isprs-archives-XLVIII-5-W2-2023-85-2023
7. Salagean-Mohora I., Anghel A.A., Frigura-Iliasa F.M. Photogrammetry as a Digital Tool for Joining Heritage Documentation in Architectural Education and Professional Practice. *Buildings*. 2023; 3(2):319. DOI: 10.3390/buildings13020319
8. Liu J., Azhar S., Willkens D., Li B. Static Terrestrial Laser Scanning (TLS) for Heritage Building Information Modeling (HBIM) : a Systematic Review. *Virtual Worlds*. 2023; 2(2):90-114. DOI: 10.3390/virtualworlds2020006
9. Park C.B., Miller R.D., Xia J. Multichannel analysis of surface waves. *Geophysics*. 1999; 64(3):800-808.
10. Xia J., Miller R.D., Park C.B. Estimation of near-surface shear-wave velocity by inversion of rayleigh waves. *Geophysics*. 1999; 64(3):691-700.
11. Miller R.D., Xia J., Park C.B., Ivanov J.M. Multichannel analysis of surface waves to map bedrock. *The Leading Edge*. 1999; 18(12):1392-1396.
12. Kanli A.I., Tildy P., Prónay Z., PÁ'snar A., Hermann L. VS30 mapping and soil classification for seismic site effect evaluation in Dinar region, SW Turkey. *Geophysical Journal International*. 2006; 165(1):223-235.
13. Park C. MASW for geotechnical site investigation. *The Leading Edge*. 2013; 32(6):656-662.
14. Al-Heety A.J.R., Hassouneh M., Abdullah F.M. Application of MASW and ERT methods for geotechnical site characterization: A case study for roads construction and infrastructure assessment in Abu Dhabi, UAE. *Journal of Applied Geophysics*. 2021; 193:104408.
15. Addl. Director General (Arch.) and CPWD. *Conservation of Heritage Buildings — A Guide*. 2013.
16. Attenni M. Informative models for architectural heritage. *Heritage*. 2019.
17. Naci Yastikli. Documentation of cultural heritage using digital photogrammetry and laser scanning. *Journal of Cultural Heritage*. 2007; 8(4):423-427.
18. IS (1893–2016). *Indian standard criteria for earthquake resistant design of structures, Sixth Revision, Part-I, Bureau of Indian Standard, New Delhi*.
19. Park C.B., Miller R.D., Miura H. Optimum field parameters of an MASW survey. *Japan Society of Exploration Geophysicists*. 2002.
20. Taipodia J., Dey A., Baglari D. Influence of data acquisition and signal preprocessing parameters on the resolution of dispersion image from active MASW survey. *Journal of Geophysics and Engineering*. 2018; 15(4):1310-1326. DOI: 10.1088/1742-2140/aaaf4c
21. Baglari D., Dey A., Taipodia J. A critical insight into the influence of data acquisition parameters on the dispersion imaging in passive roadside MASW survey. *Journal of Applied Geophysics*. 2020; 183:104223.
22. BSSC (Building Seismic Safety Council). NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures. *Part I: Provisions, prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency (Report FEMA 450)*. Washington DC, 2003; 356.

Received August 28, 2024.

Adopted in revised form on September 20, 2024.

Approved for publication on September 25, 2024.

B I O N O T E S: **Divya Priya Balasubramani** — assistant professor; **Institute of Remote Sensing, Department of Civil Engineering, College of Engineering Guindy, Anna University**; Chennai, 600025, India; divyapriya03@gmail.com, divyapriya.b@annauniv.edu;

Bala Priyadharshini P M — postgraduate student; **Institute of Remote Sensing, Department of Civil Engineering, College of Engineering Guindy, Anna University**; Chennai, 600025, India.

Contribution of the authors:

Divya Priya Balasubramani — developed the concept, and methodology, verified the analysis, wrote the manuscript, and supervised the findings of this work.

Bala Priyadharshini P M — executed the methodology, and analysis, conducted the tests, and obtained the results.

The authors declare no conflict of interest.

Поступила в редакцию 28 августа 2024 г.

Принята в доработанном виде 20 сентября 2024 г.

Одобрена для публикации 25 сентября 2024 г.

О Б А В Т О Р А Х: **Дивья Прия Баласубрамани** — ассистент профессора; **Институт дистанционного зондирования, факультет гражданского строительства, Инженерный колледж Гинди, Университет Анны**; Ченнай, 600025, Индия; divyapriya03@gmail.com, divyapriya.b@annauniv.edu;

Бала Приядхаршини П М — аспирант; **Институт дистанционного зондирования, кафедра гражданского строительства, инженерный колледж Гинди, Университет Анны**; Ченнай, 600025, Индия.

Вклад авторов:

Дивья Прия Баласубрамани — разработка концепции и методологии, анализ, написание статьи и руководство результатами работы.

Бала Приядхаршини П М — методология и анализ, испытания и анализ результатов.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Application of bored pile instrumentation for better understanding on its load-transfer behaviour under compression load

Aksan Kawanda¹, Askar Zhussupbekov^{2,3}, Ali Iskandar⁴, Giraldi Fardiaz Kuswanda¹

¹ Universitas Trisakti; Jakarta, Indonesia;

² Saint-Petersburg State Architecture and Civil Engineering University; Saint-Petersburg, Russian Federation;

³ L.N. Gumilyov Eurasian National University; Astana, Kazakhstan;

⁴ Universitas Tarumanagara; Jakarta, Indonesia

ABSTRACT

Introduction. Deep foundations are widely used as common foundations for construction work in Indonesia. The axial compression capacity of deep foundations or simply we called it pile, consist of friction and end-bearing.

Materials and methods. Many formulas used to predict the capacity, and yet the behavior better achieved from instrumented static compression test pile.

Results. This paper shown a load transfer behavior for bored pile with diameter of 120-cm with effective length of 30-m constructed in very soft to stiff clay soil with its toe seated in very dense sand.

Conclusions. Result showed that long piles capacity in soft to medium clay dominantly resist by its friction under small displacement (<0.7 % diameter), while the end-bearing fully mobilized under higher displacement (>10 % diameter).

KEYWORDS: deep foundation, instrumented test pile, friction, end-bearing, load transfer, $t-z$

FOR CITATION: Kawanda A., Zhussupbekov A., Iskandar A., Kuswanda G.F. Application of bored pile instrumentation for better understanding on its load-transfer behaviour under compression load. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2025; 15(1):18. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.18

Corresponding author: Aksan Kawanda, aksan.kawanda@trisakti.ac.id.

Применение измерительных устройств для изучения передачи нагрузки буронабивными сваями под нагрузкой на сжатие

Аксан Каванда¹, Аскар Жусупбеков^{2,3}, Али Искандар⁴,

Гиральди Фардияз Кусванда¹

¹ Университет Трисакти; г. Джакарта, Индонезия;

² Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет;
г. Санкт-Петербург, Россия;

³ Евразийский национальный университет имени Л.Н. Гумилева; г. Астана, Казахстан;

⁴ Университет Таруманагара; г. Джакарта, Индонезия

АННОТАЦИЯ

Введение. Глубокие фундаменты широко используются при строительстве зданий в Индонезии. Прочность глубокого или свайного фундамента на осевое сжатие состоит из трения и концевой несущей способности свай.

Материалы и методы. Для прогнозирования несущей способности используется множество формул, однако можно оптимально изучить работу свай посредством инструментальных статических испытаний на сжатие.

Результаты. Показано влияние нагрузки, передаваемой на буронабивную сваю диаметром 120 см и рабочей длиной 30 м, установленную в глинистый грунт высокой и низкой жесткости с опиранием основания на плотный песок.

Выводы. Определено, что длинные сваи в мягкой глине и в глине средней жесткости сопротивляются путем трения при малых перемещениях (<0,7 % от диаметра), в то время как при более высоком перемещении (>10 % от диаметра) полностью задействуется концевая несущая способность свай.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: глубокий фундамент, пробная свая, трение, концевая несущая способность свай, передача нагрузки, $t-z$

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Каванда А., Жусупбеков А., Искандар А., Кусванда Г.Ф. Применение измерительных устройств для изучения передачи нагрузки буронабивными сваями под нагрузкой на сжатие // Строительство: наука и образование. 2025. Т. 15. Вып. 1. Ст. 18. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.18

Автор, ответственный за переписку: Аксан Каванда, aksan.kawanda@trisakti.ac.id.

INTRODUCTION

Bored pile as one of deep foundation commonly use all over the world known to have some advantages like its ability to resist significant load (Omarov et al., 2016; Zhussupbekov et al., 2017) [1–11]. This load will resist by the soil and its interaction to pile toe resistance and pile shaft resistance. The goal for optimizing the shaft and toe resistance already become a major concern by studying theoretical and experimental soil-pile interaction. This relation could understand better by having some instrumentation installed in pile while doing a static load test. The more behavior we got from instrumented test pile, the more cost efficient to the future design process.

This paper presents the result of a bored pile behavior during static compression load test by using vibrating wire strain gages.

RESEARCH METHODOLOGY

Soil information

The soil data below ground surface show s fill material with 4 m thickness follow with very soft silty clay with average SPT value of about 1. Below this layer, 7 m thick stiff silty clay found, followed with very stiff clayey silt with 4m thickness and cemented silty sand until the end of drilling exploratory. Fig. 1 (left) shows this soil condition in graphical.

Pile information

A 120 cm diameter bored pile with 30-m effective length constructed with rotary drill machine using bentonite slurry as its drilling fluid to stabilized the shaft during the construction process. Bentonite slurry with volume weight 10.5–11.0 kN/m³, filtrate loss less than 20 cm³ and filter cake less than 1 mm during construction choose to anticipate collapsing of shaft at sand layer. The pile concrete strength design with $f'c$ 30 MPa with slump of 18 ± 2 cm.

Instrumentation information

Test pile instrumented with (21) vibrating wire strain gages (VWSG) distributed along its total depth at (7) elevation as shown in Fig. 1 (right). The VWSG (Fig. 2) basically measuring the strain based on its natural frequency. It was tied to rebar and signal transmitted to top pile through cables.

Pile test information

Test pile conducted using kentledge method following ASTM D1143-07 with kentledge load under cyclic procedure. The test performed using (2) 1,000 Tons

capacity hydraulic jack complete with (2) VW load cell on pile head. Concrete blocks, primary and secondary steel beams were use as its reaction system. Four dial gages use to measure vertical deformation and (2) dial gages place to measure any lateral deformation under specific test load. The arrangement of static load test presented in Fig. 3.

The test pile was designed for a working load of 480 Tons. Loading schedule designed in (5) cycles with maximum applied load for each cycle was 240, 480, 720, 960 and 1,200 Tons.

RESULTS OF THE RESEARCH

The test performed up to (5) cycle with maximum load of 1,080 Tons only and unload to 0 % since the settlement already passed 10 % of its diameter. Total settlement measured at pile head under 240, 480, 720, 960 and 1,080 Tons were approximately 3.00, 6.26, 9.96, 57 and 110.71 mm; respectively. Upon unloading of the test load, the recorded settlement was about 110.71 mm the recovery of test pile was about 18 % and this implies that under maximum test load of 1,080 Tons, pile was borne by both shaft and end-bearing resistance. Summary of load-settlement result shown in Table and Fig. 4 presented the load settlement curve.

Instrumentation by VWSG gave results of load transfer and unit resistance as presented in Fig. 5 and 6; respectively. The main idea from measurement of strain (in micro strain) is to calculate the load at each elevation by assuming the shaft area and concrete modulus is constant. Even the modulus assumed to be constant, it still needs to calculate to the actual condition to get a more realistic load transfer (Lim et al., 2013). Fig. 5 shows the fully mobilized resistance which can be seen from the parallel line from each loading schedule. It is clearly shown that the very soft clay layer (GL to Elev. –15.0 m) gave a small resistance with unit skin friction range from 1–3 T/m² while the cemented silty sand (Elev –24.5 to –28.5 m) gave a higher unit friction up to 24 T/m² as shown in Fig. 6.

The mobilized unit skin friction and mobilized end bearing later plot to pile section shortening to get the $t-z$ and $q-z$ curves (Reese et al., 1989) and presented in Fig. 7 and 8; respectively. The $t-z$ shows that only a very small displacement, i.e. <8 mm or equal to 0.7 % of pile diameter needs to fully mobilized the unit skin friction at each soil layer as shown in Fig. 7. In contrary, Fig. 8 shows that a very high displacement, like >130 mm or more than 10 % of pile diameter needs to fully mobilized the unit end-bearing.



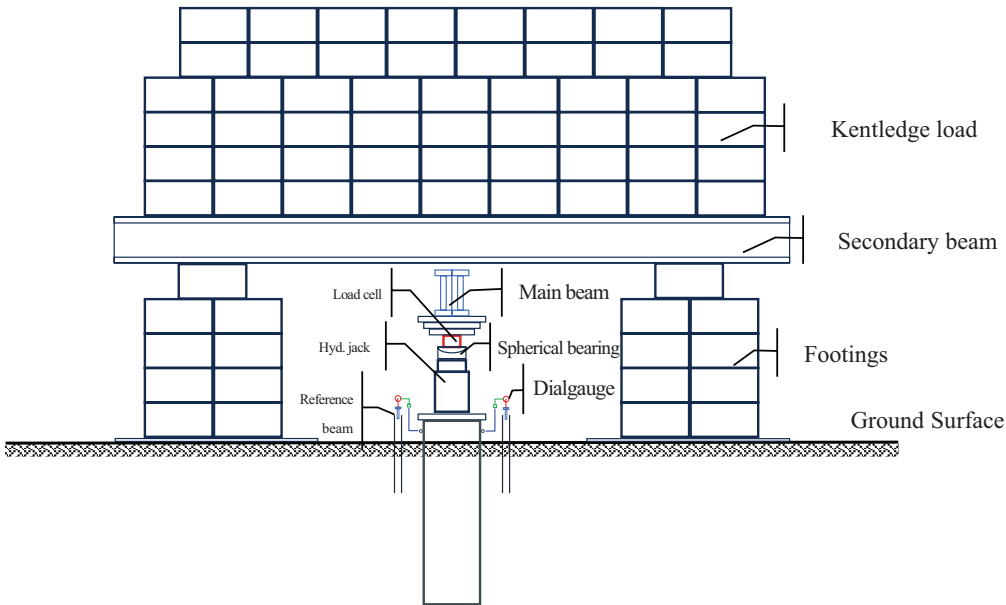


Fig. 3. Static load test arrangement

Рис. 3. Схема испытания статической нагрузкой

Load settlement summary

Сводка расчетов по нагрузке

Load, %	Applied load, ton	Top Settlement, mm
25	120	1.39
50	240	3.00
75	360	4.69
100	480	6.26
125	600	8.71
150	720	9.96
175	840	12.95
200	960	57.00
225	1,080	135.09

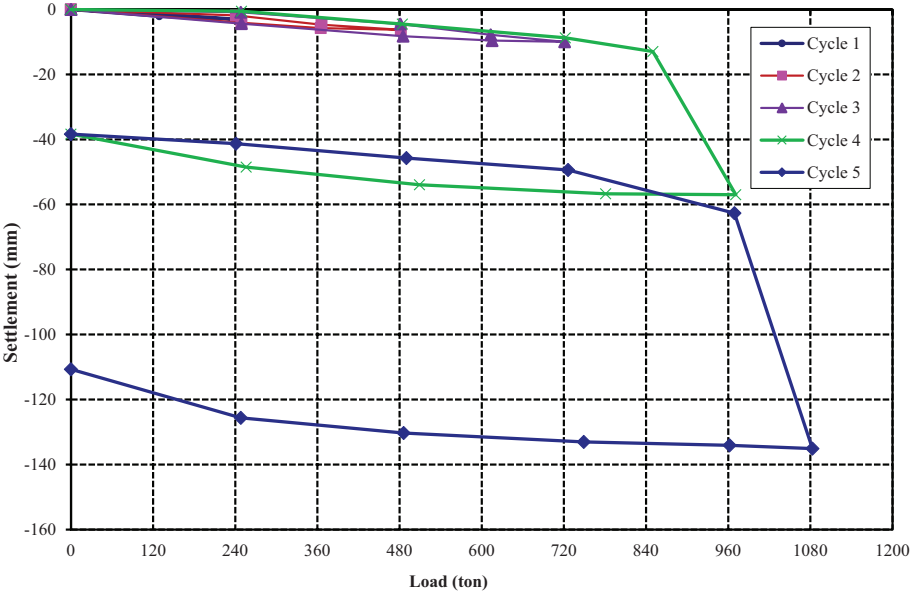


Fig. 4. Load-settlement curve

Рис. 4. Кривая распределения нагрузки

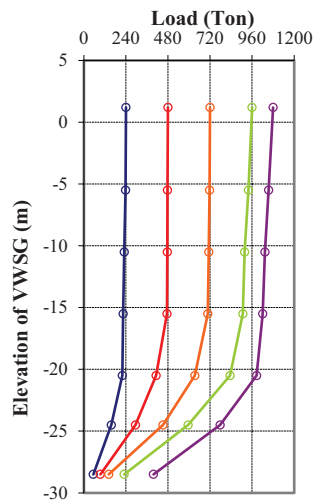


Fig. 5. Load transfer curve
Рис. 5. Кривая передачи нагрузки

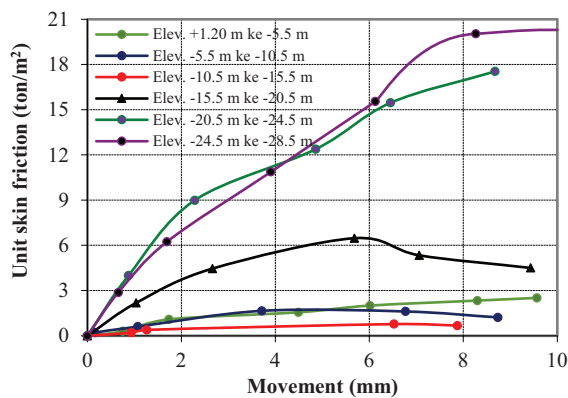


Fig. 7. t - z curves
Рис. 7. Кривые t - z

CONCLUSION AND DISCUSSION

It is clearly shown from the research how the friction behaves under compression load, it needs only small displacement to fully mobilized while the end-bearing needs higher displacement; means when displacement

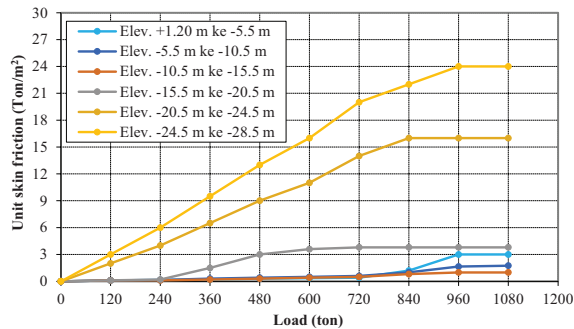


Fig. 6. Unit skin friction — load in various depth
Рис. 6. Удельное поверхностное трение и нагрузка на различной глубине

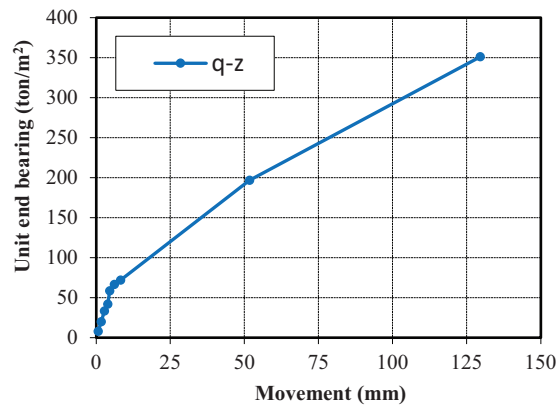


Fig. 8. q - z curve
Рис. 8. Кривая q - z

become a limit during design stage, increasing the friction capacity became a better option compared to increasing the end-bearing capacity. This understanding could result in better design and cost efficiency. Of course, further works need to be done for case where bored pile meet with rock at the pile toe.

REFERENCES / СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. ASTM D 1143-07. Standard Test Method for Deep Foundations under Static Axial Compressive Loads.

2. Burland J.B. The design of Bored Piles in Stiff Clays. *Ground Engineering*. 1974; 7(4):28-30;33-35.

3. Fellenius B.H. *What Capacity Value to Choose from The Results a Static Loading Test*. Deep Foundation Institute, Fulcrum, 2011.

4. Geotech Engineering. *Instrumented Static Compression Load Test, Tanjung Priok Toll Road Section E2A*. 2012.

5. Lim A., Kawanda A., Rahardjo P.P. The Study of T-Z and Q-Z Curves on Bored Pile Based on the Results of Instrumented Pile Load Test in Medium and Stiff Clays. *Pile*. 2013; B6-1-B6-6.

6. Omarov A.R., Zhussupbekov A.Z., Tulegulov A.D., Zhukenova G.A., Tanyrbergenova G.K. The analysis of the piling tests on construction site “The future of the free country”. *Challenges and Innovations in Geotechnics — Proceedings of the 8th Asian Young Geotechnical Engineers Conference, 8AYGEC 2016*. 2016; 127-130.

7. Reese L.C., O’Neill M.W. *Drilled Shafts: Construction and Design*. FHWA report No. *HI-88-042*. 1989.

8. Salgado R. *The Engineering of Foundations*. McGraw-Hill International Edition, 2008.

9. Seidel J., Rausche F. Correlation of Static and Dynamic Pile tests on Large Diameter Drilled Shafts. *Proceedings of the 2nd International Conference on the Application of Stresswave Theory to Piles*. 1984.
10. Tomlinson M., Woodward J. *Pile Design and Construction Practice*. Taylor and Francis, 2008.
11. Zhussupbekov A.Z., Lukpanov R.E., Omarov A.R. Experience in Applying Pile Static Testing Methods at the Expo 2017 Construction Site. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2016; 53(4):251-256.

Received August 28, 2024.

Adopted in revised form on September 20, 2024.

Approved for publication on September 25, 2024.

BIONOTES: Aksan Kawanda — Universitas Trisakti; Jakarta, Indonesia; aksan.kawanda@trisakti.ac.id;

Askar Zhussupbekov — Saint-Petersburg State Architecture and Civil Engineering University; Saint-Petersburg, Russian Federation; L.N. Gumilyov Eurasian National University; Astana, Kazakhstan;

Ali Iskandar — Universitas Tarumanagara; Jakarta, Indonesia; ali.iskandar1999@gmail.com;

Giraldi Fardiaz Kuswanda — Universitas Trisakti; Jakarta, Indonesia; giraldi@trisakti.ac.id.

Contribution of the authors: all authors have made an equivalent contribution to the preparation of the publication.

The authors declare that there is no conflict of interest.

Поступила в редакцию 28 августа 2024 г.

Принята в доработанном виде 20 сентября 2024 г.

Одобрена для публикации 25 сентября 2024 г.

ОБ АВТОРАХ: Аксан Каванда — Университет Трисакти; г. Джакарта, Индонезия; aksan.kawanda@trisakti.ac.id;

Аскар Жусупбеков — Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет; г. Санкт-Петербург, Россия; Евразийский национальный университет имени Л.Н. Гумилева; г. Астана, Казахстан;

Али Искандар — Университет Таруманагара; г. Джакарта, Индонезия; ali.iskandar1999@gmail.com;

Гиральди Фардиаз Кусванда — Университет Трисакти; г. Джакарта, Индонезия; giraldi@trisakti.ac.id.

Вклад авторов: все авторы сделали эквивалентный вклад в подготовку публикации.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Geothermal structures: experimental insights into stress redistribution in 2×2 pile groups under asymmetrical thermal loading

Fardin Jafarzadeh, Sina Afzalsoltani

Sharif University of Technology (SUT); Tehran, Islamic Republic of Iran

ABSTRACT

Introduction. As energy piles are increasingly utilized for sustainable energy solutions, understanding how thermal loading affects stress distribution within pile groups becomes essential for optimizing their design and functionality. The research aims to elucidate the mechanisms of stress transfer and the resultant effects on pile group behaviour.

Materials and methods. A 1g physical modelling approach was used to investigate the thermo-mechanical behaviour of 2×2 pile groups under asymmetrical thermal loading. Three separate tests were conducted, each featuring a group with 1, 2, or 3 energy piles subjected to cyclic thermal variations. The model employed closed-end aluminum pipes for the piles and dry, fine-grained silty sand for the ground. During thermal cycling, pile-head displacements, axial forces and bending moments along the piles, soil pressure changes beneath the pile tip, and temperature distribution around the group are monitored.

Results. The study demonstrates that thermal cycling has a substantial impact on load distribution among energy piles, with load shares rising during heating phases and falling during cooling phases. This results in an irreversible increase in load share due to soil compaction beneath the pile tips. Additionally, the contribution of the pile tip to the estimated head load increases with each heating-cooling cycle, underscoring the effects of thermal softening at the soil-pile interface.

Conclusions. Experimental observations suggest that the classic Boussinesq method may underestimate soil pressure beneath the pile tip during heating phases, potentially due to the soil's plastic behaviour.

KEYWORDS: physical modelling, energy piles, asymmetrical loading, pile group, geothermal structures

FOR CITATION: Jafarzadeh F., Afzalsoltani S. Geothermal structures: experimental insights into stress redistribution in 2×2 pile groups under asymmetrical thermal loading. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2025; 15(1):19. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.19

Corresponding author: Fardin Jafarzadeh, fardin@sharif.ir.

Геотермальные сооружения: экспериментальная оценка перераспределения напряжений в группах свай 2×2 в условиях асимметричной тепловой нагрузки

Фардин Джафарзаде, Сина Афзалсолтани

Технологический университет Шарифа; г. Тегеран, Исламская Республика Иран

АННОТАЦИЯ

Введение. Энергетические сваи все чаще используются для решения проблем устойчивой энергетики. Понимание того, как тепловая нагрузка влияет на распределение напряжений в группах свай, важно для оптимизации их конструкции и функциональности. Цель исследования — выявить механизмы передачи напряжений и их влияние на работу группы свай.

Материалы и методы. Для исследования термомеханического поведения групп свай 2×2 под асимметричной тепловой нагрузкой использован подход физического моделирования 1g. Проведено три испытания, в каждом из которых группа с 1, 2 или 3 энергетическими сваями подвергалась циклическим тепловым колебаниям. В качестве свай в модели использовались алюминиевые трубы с закрытым оголовком, в качестве грунта — сухой мелкозернистый алевроитовый песок. Во время периодического воздействия тепловых нагрузок отслеживались смещения оголовка сваи, осевые силы и изгибающие моменты вдоль свай, изменения давления грунта под оголовком сваи и распределение температуры вокруг группы свай.

Результаты. Исследование показало, что периодическое воздействие тепловых нагрузок оказывает существенное влияние на распределение нагрузки между энергетическими сваями, при этом нагрузка увеличивается в фазах нагрева и уменьшается в фазах охлаждения. Это приводит к необратимому увеличению доли нагрузки из-за уплотнения грунта под оголовками свай. Кроме того, вклад оголовка сваи в расчетную нагрузку увеличивается с каждым циклом нагрева — охлаждения, что подчеркивает влияние термического размягчения на границе грунт — свая.

Выводы. Экспериментальные наблюдения продемонстрировали, что классический метод Буссинеска может недооценивать давление грунта под оголовком сваи во время нагрева, что может быть связано с пластичной работой грунта.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: физическое моделирование, энергетические сваи, асимметричная нагрузка, группа свай, геотермальные сооружения

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Джафарзаде Ф., Афзалсолтани С. Геотермальные сооружения: экспериментальная оценка перераспределения напряжений в группах свай 2×2 в условиях асимметричной тепловой нагрузки // Строительство: наука и образование. 2025. Т. 15. Вып. 1. Ст. 19. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.19

Автор, ответственный за переписку: Фардин Джафарзаде, fardin@sharif.ir.

INTRODUCTION

Geothermal resources can be broadly grouped into shallow and deep geothermal. Shallow geothermal energy is the low-grade heat (10 to 25 °C) that is stored in the shallow subsurface at depths of up to 500 m. Deep geothermal energy is the heat stored at depths greater than 500 m. In a world where energy needs are constantly increasing and where the research for green, local and renewable energy sources is becoming increasingly important, energy geostructures are perfectly suited. They represent an innovative and promising alternative for heating or cooling buildings and infrastructures. The principle is that of shallow geothermal energy; thanks to the fact that the subsoil temperature remains constant throughout the year (except for the first 5 to 10 m), this temperature will be higher than that of the external air in winter and lower in summer. The term shallow geostructures which is subject of this research, includes piles for deep foundations, retaining walls, tunnel lining segments, etc. The heat exchange between the ground and these concrete structures is ensured by a system of tubes arranged inside the structure and within which a heat transfer fluid circulates.

One of the primary sectors consuming significant energy is maintaining comfortable indoor temperatures. In contemporary society, a substantial portion of this energy is derived from the combustion of fossil fuels, which has contributed to numerous environmental disasters over recent decades [1, 2]. Geothermal heat pump systems (GHPs) present a sustainable and energy-efficient alternative to this challenge.

GHPs can be integrated with various geostructures, leading to the development of innovative energy geostructures such as energy piles, energy tunnels, and energy diaphragm walls. Research indicates that soil temperatures at depths greater than approximately 10 m remain relatively stable and unaffected by seasonal fluctuations at the surface. This characteristic enhances the efficiency of GHPs, allowing them to operate more effectively.

All thermoactive geostructures share a fundamental design principle: they utilize a heat transfer fluid to facilitate the exchange of thermal energy between the ground and indoor environments. This fluid circulates through pipes that are embedded in the ground on one end and integrated into the walls and floors of buildings on the other. By leveraging the stable temperatures found underground, GHPs can significantly reduce reliance on traditional heating methods, thus minimizing energy consumption and lowering greenhouse gas emissions.

The integration of GHPs into building designs not only promotes energy efficiency but also aligns with global efforts to combat climate change by reducing the carbon footprint associated with indoor heating. As awareness of sustainable practices grows, the adoption of GHP technology is expected to become increasingly prevalent, paving the way for a more environmentally friendly approach to energy consumption in the built environment.

Energy geostructures are increasingly being recognized for their potential to provide sustainable heating and cooling solutions while serving structural purposes. Several real-world projects have successfully implemented energy geostructures, particularly energy piles, to provide sustainable heating and cooling solutions. The Cleunay station in Rennes [3], France, utilizes energy walls as part of its geothermal heating system (Fig. 1). The Uniqa tower in Vienna, Austria utilize energy diaphragm walls to extract geothermal energy for heating and cooling [4]. In Oxford, UK, energy piles were first used in a new building for Keble college serving as geothermal heat exchangers [5]. Other notable examples include the Laizer tunnel in Vienna (Fig. 2), the Sapporo city university in Japan (Fig. 3), the Dock Midfield terminal at Zurich airport in Switzerland, the Wuxi Guolian Tower in China, and the Jenbach tunnel in Austria [4, 6, 7].

Conventional piles have been extensively analyzed through physical modelling techniques in a variety of research studies [8–12]. Recently, there has been a growing interest among scholars in understanding



Fig. 1. Photo of the pipe cages used in the slurry walls at Cleunay station in Renne, France [3]

Рис. 1. Фотография трубных обойм для стен в грунте на станции Клёне в Ренне, Франция [3]

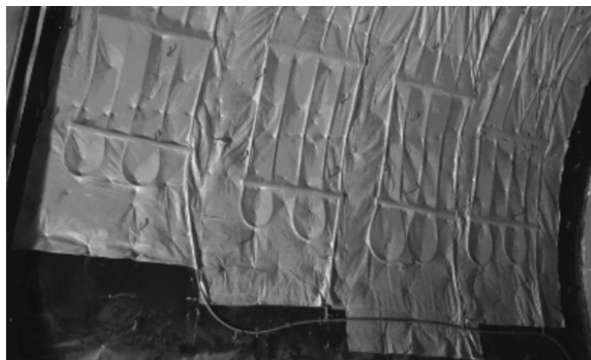


Fig. 2. Absorber loops at Laizer tunnel in Vienna, Austria [4]

Рис. 2. Поглощающие устройства в туннеле Лайзера в Вене, Австрия [4]



Fig. 3. Layout of installed 51 steel foundation piles and inserting of two sets of U-tubes, Sapporo city university, Japan [7]

Рис. 3. Схема установки 51 стальной фундаментной сваи и вставки двух комплектов U-образных труб, Университет г. Саппоро, Япония [7]

the behaviour and performance of energy piles [13–30]. For example, Ng et al. [25] investigated the impact of elevated temperatures on a floating aluminum pile situated in saturated sand by conducting centrifuge tests. Their findings revealed a pile head uplift of 0.4 and 1 % D , along with enhancements in overall pile capacity by 13 and 30 % due to temperature increases of 15 and 30 °C, respectively. Further research by Ng et al. [26] involved centrifuge modelling to explore the effects of pile spacing on thermo-mechanical interactions among energy pile groups. Their results indicated that a spacing of 5 D was preferable to 3 D for meeting serviceability limits. Ng et al. [27] compared the performance of a non-symmetrical, thermally loaded 2 × 2 elevated pile group in lightly over consolidated clay against a piled raft. They concluded that piled rafts experienced less tilting under uneven thermal loads. Senejani et al. [28] focused on the thermo-mechanical behaviour of a single energy pile using a small-scale physical sand model. Their research indicated a decline in the elastic response of the surrounding soil during extended thermal cycles.

Foglia et al. [29] conducted large-scale tests on a single pile and two-pile groups for an offshore platform in sandy conditions. Their study highlighted the significant influence of pile spacing and group configuration on the bearing capacity and settlement of the energy pile group. Lastly, Yang et al. [30] carried out physical model tests and numerical simulations to assess various factors affecting the thermo-mechanical behaviour of energy pile groups. They identified that parameters such as pile spacing, diameter, and soil thermal conductivity played crucial roles in the thermal response of these groups.

The present study investigates the thermo-mechanical behaviour of energy piles, specifically focusing on the stress distribution within pile groups subjected to asymmetrical thermal loading. Utilizing a 1g physical modelling approach, the research conducts three separate tests featuring groups with 1, 2 and 3 energy piles, each subjected to 10 thermal cycles. The findings reveal important insights, such as the downward movement of the null-point with increasing pile temperature and a positive correlation between soil pressure and pile temperature. While some studies have examined asymmetrical thermal loading, such investigations remain relatively rare, particularly in the context of energy pile groups. This research addresses this gap by elucidating the mechanisms of stress transfer and their implications for the thermo-mechanical behaviour of pile groups under non-uniform heating conditions.

MATERIALS AND METHODS

The experimental physical models consist of a pile group measuring 2 × 2 (each pile with an outer diameter of $D = 2$ cm), positioned at a center-to-centre distance of 6 cm (equivalent to 3 times the pile diameter). The soil container, a rigid steel box measuring 100 × 100 × 80 cm³ (width × length × height), holds the model ground. This ground comprises dry silty sand with a relative density of about 70 %, compacted using the dry tamping technique. Fig. 4 illustrates the model configuration, while Fig. 5 showcases the constructed model.

To control pile temperature, water circulates through steel U-tubes placed inside each pile. Initially, the piles are filled with water to ensure effective thermal interaction with the U-tubes. The pile group undergoes mechanical loading in 8 steps, reaching a maximum load of 400 N, with 5-minute resting intervals between steps (the loading shaft itself weighs 1.5 kg). Under constant mechanical load, the energy pile experiences 10 consecutive heating-cooling cycles, with a temperature amplitude of ±6 °C. Three test scenarios are conducted: “Group 1” features Pile1 as the energy pile, while the other piles remain non-energy piles. In “Group 2”, both Pile 1 and Pile 2 are energy piles, and in “Group 3”, Pile 1, Pile 2, and Pile 3 are energy piles. After each test, the entire model is reconstructed. Refer to Table 1 for the detailed test plan.

The particle size distribution of the model ground, depicted in Fig. 6, reveals fine sand with 40 % passing

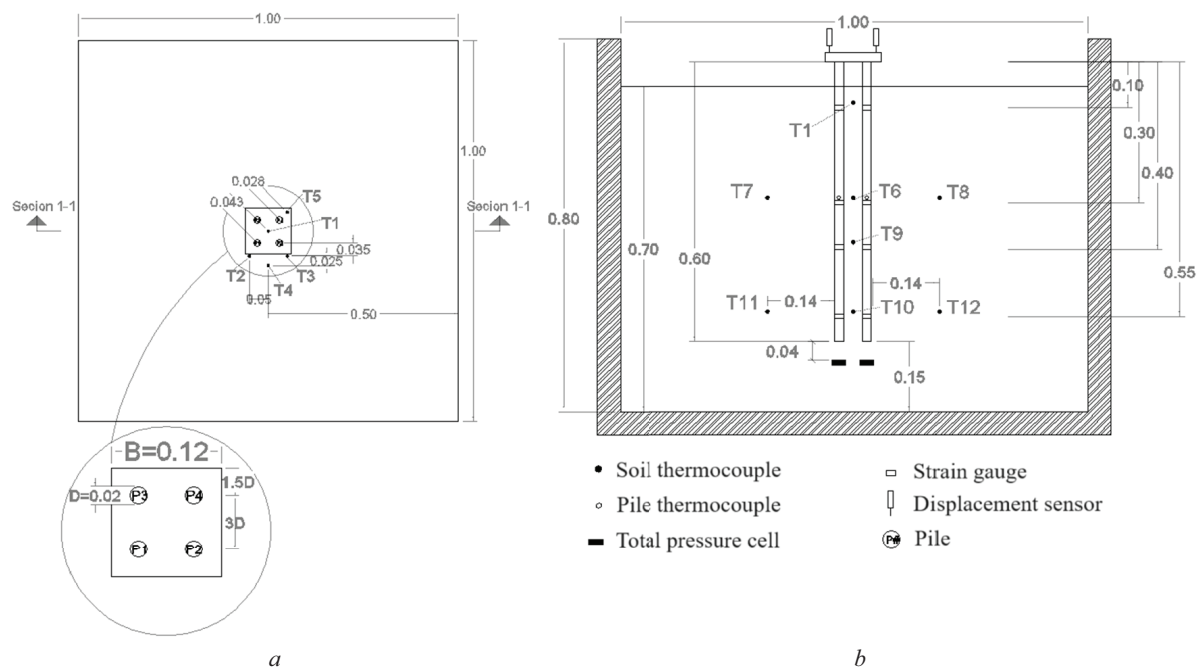


Fig. 4. Schematic views of the model configuration: *a* — plan view; *b* — section 1–1

Рис. 4. Схематические изображения конфигурации модели: *a* — вид в плане; *b* — разрез 1–1

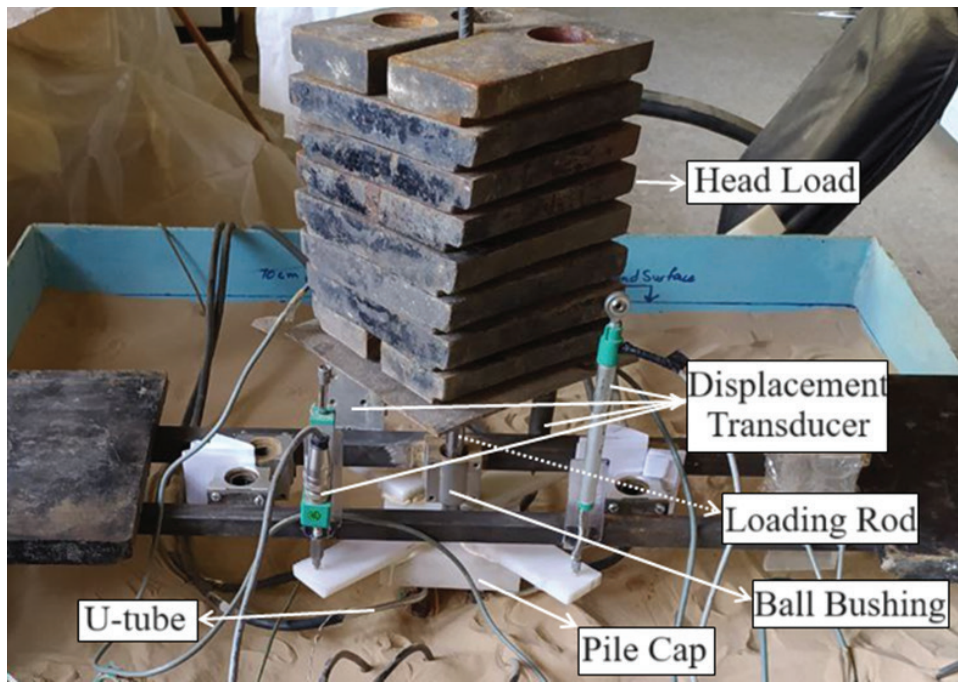


Fig. 5. Pile Cap and loading mechanism

Рис. 5. Оголовок сваи и механизм нагружения

Table 1. Test plan

Табл. 1. План проведения испытаний

Test name	Number of energy piles	Soil type	Mechanical surcharge, kg	Energy pile temperature, °C
Group 1	1	Air-dried silty sand ($D_r = \sim 70\%$)	41.5	21.5 ± 6 (10 cycles)
Group 2	2	Air-dried silty sand ($D_r = \sim 70\%$)	41.5	21.5 ± 6 (10 cycles)
Group 3	3	Air-dried silty sand ($D_r = \sim 70\%$)	41.5	21.5 ± 6 (10 cycles)

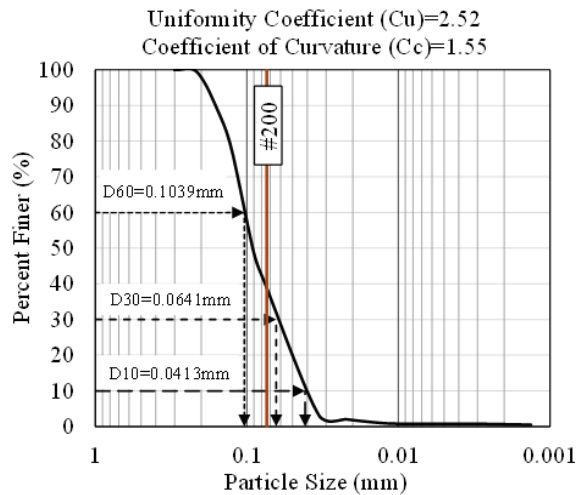


Fig. 6. Particle size distribution analysis of the model ground
Рис. 6. Анализ распределения частиц по размерам образца грунта

through the #200 sieve. Atterberg tests confirm that the portion finer than the #200 sieve consists of non-plastic silt. Consequently, the soil classification based on the Unified Soil Classification System is SM.

RESULTS OF THE RESEARCH

Pile cap rotation

Fig. 7 displays the cap rotation and tilt time histories for tests labeled as “Group 1”, “Group 2” and “Group 3”. The tilt is determined by comparing the vertical displacements of two points on the cap, divided by the horizontal distance between them in the tilting direction. Notably, heating consistently reduces the tilt, while cooling increases it. There are two exceptions: in both “Group 1” and “Group 2”, the first heating phase induces a tilt, and in

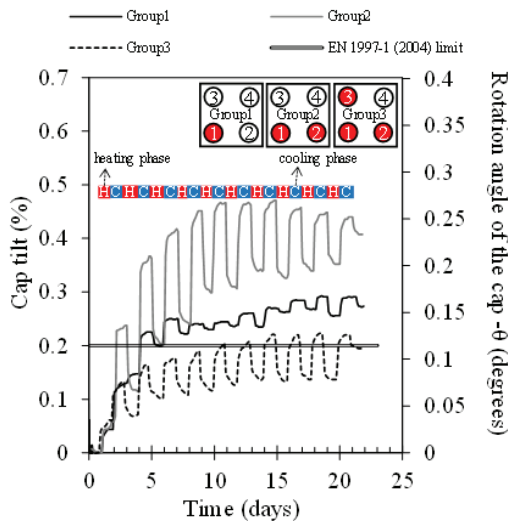


Fig. 7. Tilt and rotation angle of pile group caps in each test
Рис. 7. Угол наклона и поворота оголовков групп свай для каждого испытания

“Group 1”, the second heating phase also causes a slight increase. The amplitude of tilt oscillations is largest in “Group 2” and smallest in “Group 1”. These oscillations decrease asymptotically in “Group 1” and “Group 2” but remain constant in “Group 3”. Importantly, the tilt in “Group 1” and “Group 2” exceeds the allowable limit of 1/500 (0.2 %) during the second and first cooling phases, respectively, as suggested by Eurocode 7, EN 1997-1 [31]. In “Group 3”, the cap tilt touches the limit line during the fourth cooling phase and marginally exceeds the limit in subsequent cooling phases.

Load distribution among piles

The distribution of the group’s total mechanical head load between the piles of each group and the share of each pile’s tip from its head load are shown in Fig. 8. The load share of the energy piles increased during heating phases and decreased during cooling phases due to thermal expansion and contraction of the pile material. The first stages of thermal cycling did not significantly affect the load share, but after a few cycles, the share of the energy piles started to increase more noticeably with each heating phase. As thermal cycling continued, an irreversible increase in the load share of the energy piles was observed, which was attributed to soil compaction under the pile tip due to excessive settlement and the consequent increase in soil elastic modulus. The share of Pile 1 increased from 25 to 29.3 %, 31.62 % and 28.4 % in tests “Group 1”, “Group 2” and “Group 3”, respectively. The share of diagonal energy piles (Pile 2 and Pile 3) in test “Group 3” reached 31.4 % for each pile at the end of the test.

In Fig. 8, *d*, *e*, *f* it is evident that the contribution of the pile tip to the estimated head load of energy piles increases with each heating-cooling cycle. Notably, in most instances, heating the energy pile leads to a rise in the proportion of the pile tip’s contribution to its head load, while cooling tends to reduce this share. This phenomenon can be explained by the thermal softening occurring at the soil-pile interface during the heating phases, affecting both the pile tip and the pile sleeve. However, in most cases, the softening at the pile sleeve interface appears to have a more significant impact than that at the pile tip interface. It is worth noting that during the initial heating phase in tests labeled “Group 1” and “Group 2”, the opposite effect was observed, resulting in a decrease in the pile tip’s share of the estimated head load, as illustrated in Fig. 8, *d*, *e*, respectively. At the outset of all tests, approximately 45 % of the head load for each pile was transmitted to its tip. By the conclusion of tests “Group 1”, “Group 2”, and “Group 3”, this percentage increased to 64, 60 and 56 % for Pile 1, respectively. For the diagonal energy piles, Pile 2 and Pile 3, in test “Group 3”, the contribution of the pile tip rose to 58 % by the end of the test.

Soil pressure

The time histories of vertical soil pressure at a depth of 4 cm below the pile tip for various piles in each test were recorded using four *Kyowa* total pressure cells (refer to Fig. 4 for sensor locations) and are presented in Fig. 9. It was

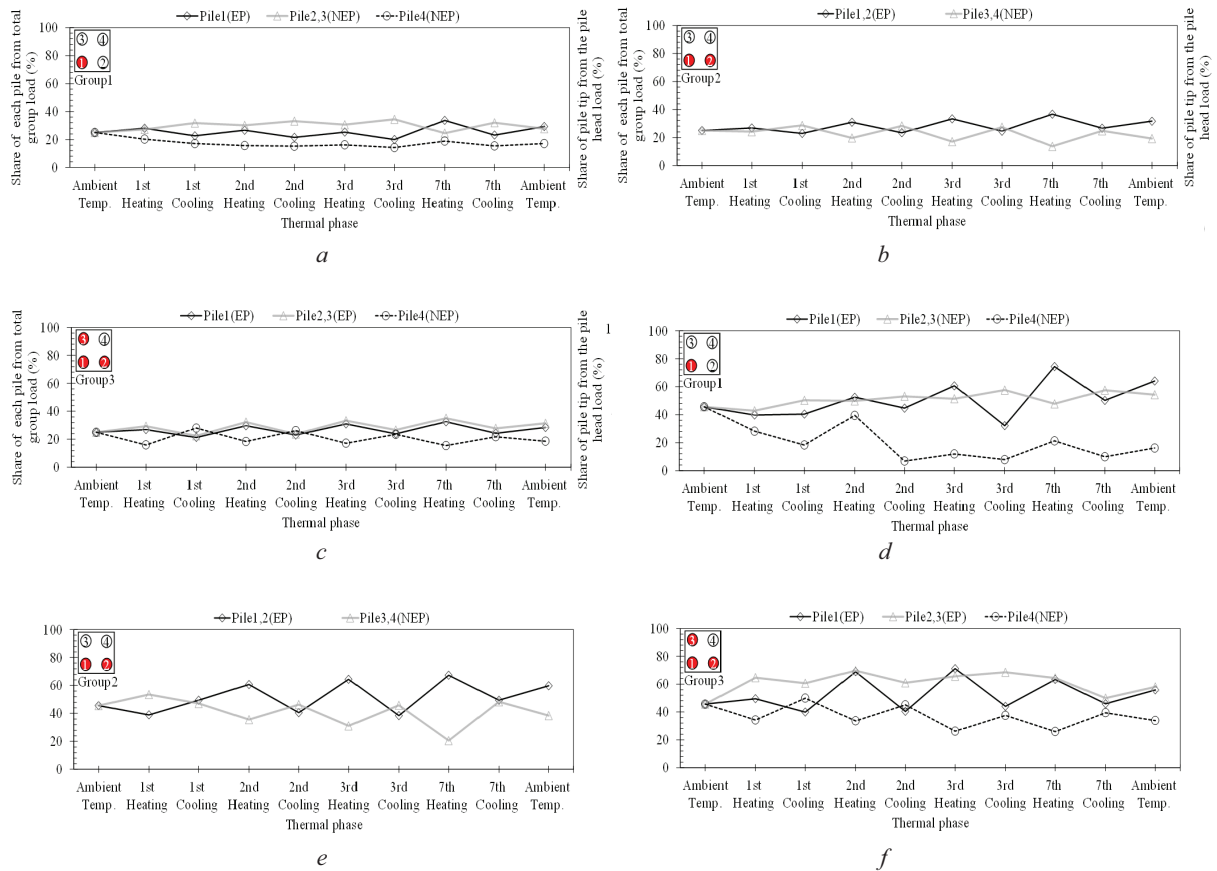


Fig. 8. Distribution of each pile’s share of the total mechanical head load (415 N) across: *a* — Group 1; *b* — Group 2 and *c* — Group 3, along with the contribution of each pile’s tip to its respective head load for *d* — Group 1; *e* — Group 2 and *f* — Group 3
Рис. 8. Распределение доли каждой сваи в общей механической нагрузке (415 Н) для: *a* — группы 1; *b* — группы 2 и *c* — группы 3, а также доли оголовка каждой сваи в соответствующей нагрузке для *d* — группы 1; *e* — группы 2 и *f* — группы 3

observed that in all tests, the soil pressure under the energy pile increased during heating phases and decreased during cooling phases. The amplitude of these soil pressure oscillations gradually increased over the first few cycles until it remained relatively constant after the fifth cycle. Additionally, in Fig. 9, the back-calculated vertical soil pressure at the locations of the total soil pressure sensors is plotted based on estimations derived from the Boussinesq equation [32], which is expressed as follows:

$$\sigma_b^{Z_0} = q \cdot \left[1 - \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{R}{Z_0} \right)^2 \right]^{3/2}} \right] + \sigma_{ini}^{Z_0}, \quad (1)$$

where $\sigma_b^{Z_0}$ is the estimated vertical soil pressure at depth of Z_0 below the pile tip based on J. Boussinesq [32], kPa; q is the uniform distributed load on a circular foundation (here, the pressure at the pile tip), kPa; R is the radius of the pile tip, cm; Z_0 is depth of total pressure cell (TPC)

measured from the pile tip, cm; $\sigma_{ini}^{Z_0}$ is the initial vertical soil pressure recorded by the total pressure cell, kPa.

In the equation mentioned above, Boussinesq [32] assumed that the soil behaves as a linear-elastic, homogeneous, isotropic, semi-infinite medium. In this study, we aimed to correlate any discrepancies between the total pressure cell (TPC) readings and those predicted by the Boussinesq equation to variations in the soil’s state relative to Boussinesq’s assumptions. M. Sadek, I. Shahrour [33] noted that the Boussinesq equation tends to underestimate stresses when the soil is in a plastic state. As shown in Fig. 9, *a*, the vertical stresses measured by the TPC beneath Pile 4 in test “Group 1” closely match the values estimated by Eq. 1, suggesting that the soil in that area remained in an elastic state throughout the thermal cycling. It is important to note that during the heating phases of test “Group 1”, the TPC readings under the energy pile exceeded the estimates from Eq. 1, indicating that the soil was deviating from its elastic state. Conversely, during the cooling phases, the TPC readings were relatively consistent with the values predicted by Eq. 1.

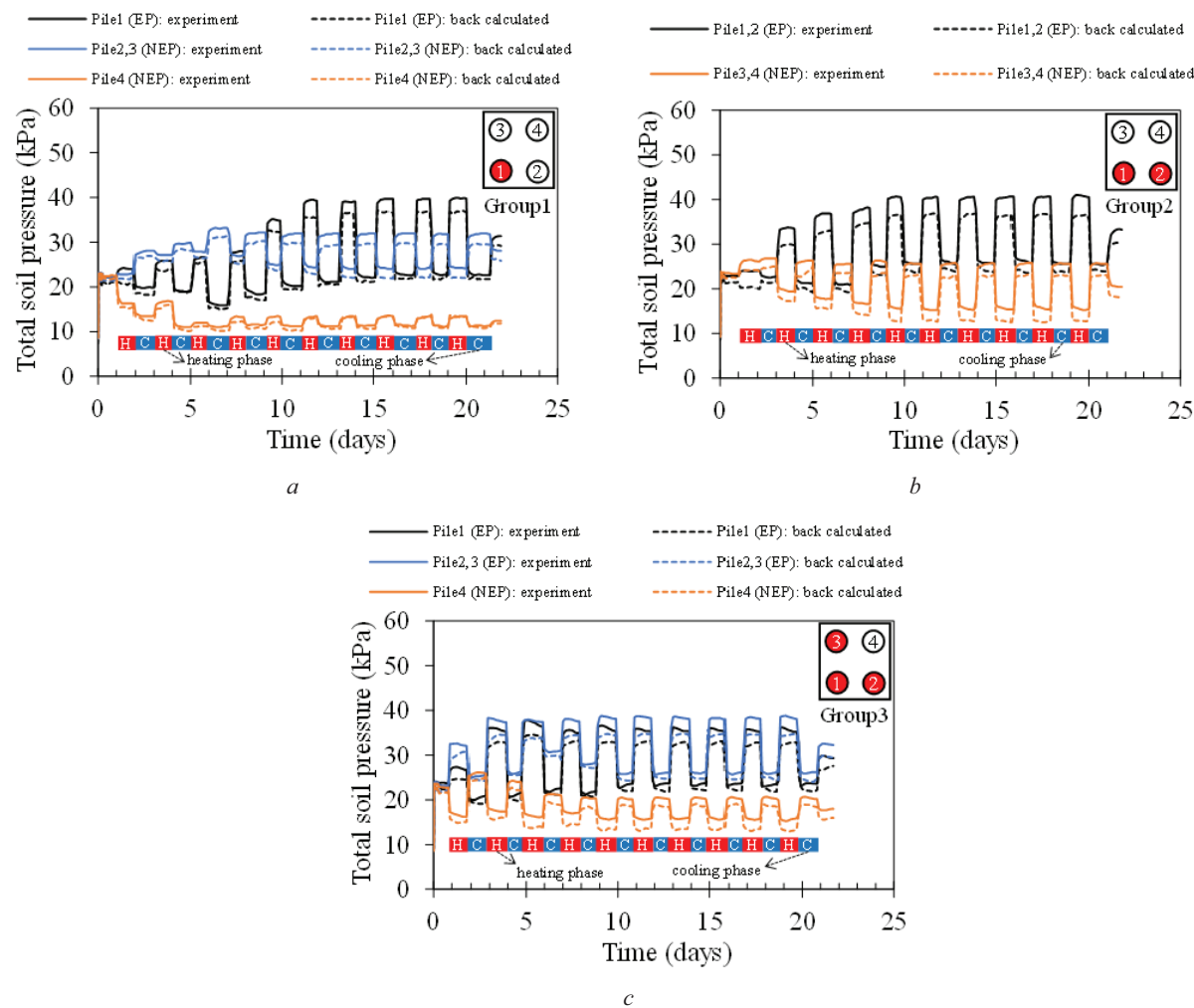


Fig. 9. Time histories of total soil pressure measured beneath various piles in each test

Рис. 9. Временная зависимость общего давления на грунт, измеренного под различными сваями в каждом испытании

CONCLUSION

In this study, thermos-mechanical behaviour of pile groups as one of the main types of geothermal structures, is considered. For this purpose, three 1g physical model tests were performed on 2×2 pile groups to investigate the impact of asymmetrical thermal loading on the behaviour of the pile group in dry sandy soil. Initially, the pile groups were loaded incrementally to a total of 400 N (415 N when accounting for the weight of the loading shaft) at a constant temperature of 21.5 °C. In tests labeled “Group 1”, “Group 2” and “Group 3”, one, two, and three energy piles were utilized, respectively, to apply an asymmetrical thermal load to the group. The results showed that in tests “Group 1” and “Group 2”, the cap tilt exceeded the 1/500 (0.2 %) allowable limit specified by EN 1997-1 [31] during the second and first

cooling phases, respectively. However, in test “Group 3”, the cap tilt diagram touched the limit line for the first time in the fourth cooling phase and marginally surpassed the allowable limit in subsequent cooling phases.

The study reveals that thermal cycling significantly affects load distribution among energy piles, with load shares increasing during heating phases and decreasing during cooling phases. An irreversible increase in load share occurs due to soil compaction beneath the pile tips. Overall, the contribution of the pile tip to the estimated head load rises with each heating-cooling cycle, highlighting the impact of thermal softening at the soil-pile interface.

Experimental observations indicate that the famous and traditional Boussinesq [32] method might underestimate the soil pressure beneath the pile tip during heating phases, likely due to the plastic behaviour of the soil.

REFERENCES / СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Barbir F., Veziroğlu T., Plass Jr H. Environmental damage due to fossil fuels use. *International Journal of Hydrogen Energy*. 1990; 15(10):739-749.
2. Lvovsky K., Hughes G., Maddison D., Ostro B., Pearce D. *Environmental costs of fossil fuels : a rapid assessment method with application to six cities*. 2000.
3. Sauvenier J. *Energy geostructures: The case of the Cleunay station in Rennes*. 2023.
4. Adam D., Markiewicz R. Energy from earth-coupled structures, foundations, tunnels and sewers. *Géotechnique*. 2009; 59(3):229-236.
5. Brandl H. Energy foundations and other thermo-active ground structures. *Géotechnique*. 2006; 56(2): 81-122.
6. Laloui L., Di Donna A. *Energy geostructures: innovation in underground engineering*. John Wiley & Sons, 2013.
7. Nagano K. *Energy pile system in new building of Sapporo City University, Thermal Energy Storage for Sustainable Energy Consumption: Fundamentals, Case Studies and Design*. Springer, 2007; 245-253.
8. Haeri S.M., Rajabigol M., Salaripour S., Kavand A., Sayyaf H., Afzalsoltani S. et al. Effects of physical modelling boundary conditions on the responses of 3×3 pile groups to liquefaction induced lateral spreading. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 2023; 21(5):2469-2502.
9. Kavand A., Haeri S.M., Raisianzadeh J., Afzalsoltani S. Effectiveness of a vertical micropile system in mitigating the liquefaction-induced lateral spreading effects on pile foundations: 1 g large-scale shake table tests. *Scientia Iranica*. 2022; 29(3):1038-1058.
10. Kavand A., Haeri S.M., Raisianzadeh J., Meibodi A.S., Soltani S.A. Seismic behaviour of a dolphin-type berth subjected to liquefaction induced lateral spreading: 1g large scale shake table testing and numerical simulations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2021; 140:106450.
11. Haeri S., Rajabigol M., Salaripour S., Kavand A., Sayyaf H., Afzalsoltani S. et al. *Effects of liquefaction-induced lateral spreading on a 3×3 pile group using 1g shake table and laminar shear box*, *Earthquake Geotechnical Engineering for Protection and Development of Environment and Constructions*. CRC Press, 2019; 2764-2770.
12. Haeri S.M., Kavand A., Raisianzadeh J., Afzalsoltani S. *Effectiveness of a vertical micro-pile system for mitigating lateral spreading damage on pile groups: 1g shake table tests*, *Earthquake Geotechnical Engineering for Protection and Development of Environment and Constructions*. CRC Press, 2019; 3989-3996.
13. Jafarzadeh F., Afzalsoltani S. Pile group behaviour under unsymmetrical cyclic thermal loading in dry silty sand: 1g Physical modelling. *Scientia Iranica*. 2024. DOI: 10.24200/sci.2024.61493.7345
14. Jafarzadeh F., Afzalsoltani S. *Unsymmetrical thermal loading effects on a 2×2 pile-group: 1g physical modelling approach*, *Smart Geotechnics for Smart Societies*. CRC Press, 2023; 2197-2200.
15. Jafarzadeh F., Afzalsoltani S. Energy Piles, Applications and Research Aspects: An Investigation on the Behaviour of a Single Energy Pile in Dry Condition. *International Conference on Geotechnical Engineering-IRAQ*. 2022; 261-277. DOI: 10.1007/978-981-19-7358-1_23
16. Jafarzadeh F., Afzalsoltani S., Arbab A., Shirkhani S. *1g Physical Modelling of a Single Heat-Exchanger pile in Silty Sand*, *Book 1g Physical Modelling of a Single Heat-Exchanger pile in Silty Sand*. Sydney, Australia, 2022.
17. Afzalsoltani S., Jafarzadeh F. *The effect of mechanical surcharge on single energy pile foundations: 1g physical modelling*, *Book The effect of mechanical surcharge on single energy pile foundations: 1g physical modelling*. Sydney, Australia, 2022.
18. Song H., Pei H., Xu D., Cui C. Performance study of energy piles in different climatic conditions by using multi-sensor technologies. *Measurement*. 2020; 162:107875.
19. Farivar A., Jafarzadeh F., Leung A.K. Influence of pile head restraint on the performance of floating elevated energy pile groups in soft clay. *Computers and Geotechnics*. 2023; 154:105141.
20. Wang Y., Zhang F., Liu F., Wang X. Full-scale in situ experimental study on the bearing capacity of energy piles under varying temperature and multiple mechanical load levels. *Acta Geotechnica*. 2024; 19(1):401-415.
21. Khoshbakht S., Fakharian K. Numerical Investigation of the Load Movement and Ultimate Load of Energy Piles Embedded in Sand. *International Journal of Geomechanics*. 2024; 24(3):04023297.
22. Pessin J., Tsuha C.H.C. In-field performance of continuous flight auger (CFA) energy piles with different configurations. *Applied Thermal Engineering*. 2023; 224:120113.
23. Moshtaghi M., Keramati M., Ghasemi-Fare O., Pourdeilami A., Ebrahimi M. Experimental study on thermomechanical behaviour of energy piles in sands with different relative densities. *Journal of Cleaner Production*. 2023; 403:136867.
24. Ghaoowd I., McCartney J.S. Centrifuge modelling methodology for energy pile pullout from saturated soft clay. *Geotechnical Testing Journal*. 2022; 45(2):20210062-20210062.
25. Ng C.W.W., Shi C., Gunawan A., Laloui L., Liu H. Centrifuge modelling of heating effects on energy pile performance in saturated sand. *Canadian Geotechnical Journal*. 2015; 52(8):1045-1057.
26. Ng C.W.W., Farivar A., Gomaa S.M.M.H., Shakeel M., Jafarzadeh F. Performance of elevated ener-

gy pile groups with different pile spacing in clay subjected to cyclic non-symmetrical thermal loading. *Renewable Energy*. 2021; 172:998-1012.

27. Ng C.W., Farivar A., Gomaa S.M., Jafarzadeh F. Centrifuge modelling of cyclic nonsymmetrical thermally loaded energy pile groups in clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2021; 147(12):04021146.

28. Senejani H.H., Ghasemi-Fare O., Cherati D.Y., Jafarzadeh F. Investigation of thermo-mechanical response of a geothermal pile through a small-scale physical modelling. *E3S Web of Conferences*. 2020; 205:05016.

29. Foglia A., Abdel-Rahman K., Wisotzki E., Quiroz T., Achmus M. Large-scale model tests of a single pile and two-pile groups for an offshore platform in sand. *Canadian Geotechnical Journal*. 2021; 99(999):1825-1838.

30. Yang W., Qiang Y., Ju L., Wang F., Liu A. Numerical evaluations on the effects of different factors

on thermo-mechanical behaviour of an energy pile group. *Computers and Geotechnics*. 2023; 162:105664.

31. BSI. BS EN 1997-1: 2004. Eurocode 7. Geotechnical design. General rules, Book BS EN 1997-1: 2004. Eurocode 7. *Geotechnical design*. General rules, Editor BSI London, UK, 2004.

32. *Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques: principalement au calcul des déformations et des pressions que produisent, dans ces solides, des efforts quelconques exercés sur une petite partie de leur surface ou de leur intérieur: mémoire suivi de notes étendues sur divers points de physique, mathématique et d'analyse*. Boussinesq J., Gauthier-Villars, 1885.

33. Sadek M., Shahrour I. Use of the Boussinesq solution in geotechnical and road engineering: influence of plasticity. *Comptes Rendus Mécanique*. 2007; 335(9-10): 516-520.

Received August 28, 2024.

Adopted in revised form on September 20, 2024.

Approved for publication on September 25, 2024.

B I O N O T E S : **Fardin Jafarzadeh** — PhD, Associate Professor, Civil Engineering Department; **Sharif University of Technology (SUT)**; Azadi avenue, Tehran, Islamic Republic of Iran; fardin@sharif.ir;

Sina Afzalsoltani — PhD Candidate, Civil Engineering Department; **Sharif University of Technology (SUT)**; Azadi avenue, Tehran, Islamic Republic of Iran; s.afzalsoltani@gmail.com.

Contribution of the authors:

Fardin Jafarzadeh — conceptualization, methodology, scientific editing of the text, supervision.

Sina Afzalsoltani — conceptualization, methodology, data gathering and processing, writing of the paper.

The authors declare no conflict of interest.

Поступила в редакцию 28 августа 2024 г.

Принята в доработанном виде 20 сентября 2024 г.

Одобрена для публикации 25 сентября 2024 г.

О Б А В Т О Р А Х : **Фардин Джафарзаде** — кандидат наук, доцент, президент Иранского геотехнического общества; **Технологический университет Шарифа**; г. Тегеран, ул. Азади, Исламская Республика Иран; fardin@sharif.ir;

Сина Афзалсолтани — кандидат наук; **Технологический университет Шарифа**; г. Тегеран, ул. Азади, Исламская Республика Иран; S. Afzalsoltani@gmail.com.

Вклад авторов:

Фардин Джафарзаде — концептуализация, методология, научное редактирование текста, руководство.

Сина Афзалсолтани — концептуализация, методология, сбор и обработка данных, написание статьи.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

RESEARCH PAPER / НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

UDC 624.131.411

DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.20

Reinforcement of gypseous soil by stone columns

Lamyaa Najah Snodi¹, Ahmed Ramadan Sayed Orabi²¹ College of Engineering of the Tikrit University; Tikrit, Republic of Iraq;² Fayoum University (FU); Fayoum, Arab Republic of Egypt

ABSTRACT

Introduction. Gypseous soil is one of the problematic soils that have substantial strength while dry but lose strength especially in wetting or saturation condition due to the significant reduction of its strength parameter and bearing capacity upon loading where gypseous cementing bonds have been dissolute and collapsed in the wet condition (Soil collapse occurs when increasing moisture weakens chemical or physical connections between soil particles), and therefore resulting in excessive settlements affects the stability of the engineering structures. Gypseous soils occupy about 1.865 million km² in the world; the percent of gypseous in Iraq is 6.7 % of the total world gypsiferous area and about 28.6 % of the total area of this country.

Materials and methods. Stone column is a soil improvement technique used for stabilization and reinforcing of soft soil (low strength soil) by increasing of bearing capacity (increasing strength) and reducing the settlement and control it (consolidation acceleration).

Results. The aim of this study is to investigate the performance of gypsum soil reinforced by stone columns, where laboratory loading tests were performed on unreinforced and reinforced gypsum soil using big steel box as modeling and stone columns was have different diameters (5, 10, 15 and 20 cm) and fixed depth (30 cm).

Conclusions. The results showed that the settlement decrease with increase the stone column diameter and the bearing capacity increase when diameter increase.

KEYWORDS: gypseous soil, stone column, settlement, model, diameter of column, depth of column, reinforcement

FOR CITATION: Snodi L.N., Orabi A.R.S. Reinforcement of gypseous soil by stone columns. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2025; 15(1):20. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.20

Corresponding author: Lamyaa Najah Snodi, dr.lamyaaanajah@tu.edu.iq.

Укрепление гипсосодержащего грунта каменными столбами

Ламья Наджах Сноди¹, Ахмед Рамадан Сайед Ораби²¹ Инженерный колледж Тикритского университета; г. Тикрит, Республика Ирак;² Фаюмский университет (ФУ); г. Фаюм, Арабская Республика Египет

АННОТАЦИЯ

Введение. Гипсосодержащий грунт — проблемный грунт, обладающий значительной прочностью в сухом состоянии. Он теряет прочность при увлажнении и намокании из-за существенного снижения прочностных параметров и несущей способности под нагрузкой вследствие растворения и разрушения цементирующих связей во влажном состоянии (просадка грунта происходит, когда из-за роста влажности ослабевают химические или физические связи между частицами грунта). Это приводит к чрезмерной осадке, влияющей на устойчивость инженерных сооружений. Гипсосодержащие грунты занимают около 1,865 млн км² в мире. Процент гипсовых грунтов в Ираке составляет 6,7 % от общей площади гипсосодержащих грунтов в мире и около 28,6 % от общей площади этой страны.

Материалы и методы. Каменный столб — это метод улучшения грунта, используемый для стабилизации и укрепления слабых грунтов (грунтов низкой прочности) путем увеличения несущей способности (увеличения прочности), сокращения оседания и контроля над оседанием грунта (ускорение консолидации).

Результаты. Целью данного исследования является изучение характеристик гипсосодержащего грунта, укрепленного каменными столбами. Лабораторные нагрузочные испытания проводились на укрепленных и неукрепленных гипсосодержащих грунтах с использованием большого стального ящика в качестве модели, каменных столбов различного диаметра (5, 10, 15 и 20 см) и фиксированной глубины (30 см).

Выводы. Результаты показали, что осадка уменьшается с увеличением диаметра каменной колонны, а несущая способность увеличивается при увеличении диаметра.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: гипсосодержащий грунт, каменный столб, расчет, модель, диаметр колонны, глубина установки столба, укрепление

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Сноди Л.Н., Ораби А.Р.С. Укрепление гипсосодержащего грунта каменными столбами // Строительство: наука и образование. 2025. Т. 15. Вып. 1. Ст. 20. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.20

Автор, ответственный за переписку: Ламья Наджах Сноди, dr.lamyaaanajah@tu.edu.iq.

INTRODUCTION

Gypseous soil is one of the problematic soils that have substantial strength while dry but lose strength especially in wetting or saturation condition due to the significant reduction of its strength parameter and bearing capacity upon loading where gypseous cementing bonds have been dissolute and collapsed in the wet condition (Soil collapse occurs when increasing moisture weakens chemical or physical connections between soil particles), and therefore resulting in excessive settlements affects the stability of the engineering structure. Gypseous soils occupy about 1.865 million km² in the world; the percent of gypseous in Iraq is 6.7 % of the total world gypsiferous area and about 28.6 % of the total area of this country.

Stone column is a soil improvement technique used for stabilization and reinforcing of soft soil (low strength soil) by increasing of bearing capacity (increasing strength) and reducing the settlement and control it (consolidation acceleration).

Several researches — theoretical, numerical, and experimental and field study have performed on behaviour soft soil reinforced by stone columns [1–14]. However very little information is available on this behaviour in gypsum soil.

The aim of this study is to investigate the performance of gypsum soil reinforced by stone columns, where laboratory loading tests were performed on unreinforced and reinforced gypsum soil by stone columns with different diameters and fixed depth. Hataf et al., (2020) studied the bearing capacity of encased single stone column in both dry sand and clay bed and the influences of the length of encasement and type of aggregate materials on the improvement of bearing capacity a by conducted a series of compression tests on model encased and uncased stone column embedded in cohesive and granular soils. The results indicated that a clear improvement by encasing the half-length of the column and the smaller size of materials, encasing the stone columns makes more improvement than coarser materials. Afshar and Ghazavi (2013) conducted a laboratory tests were performed on unreinforced and reinforced (horizontally and vertically) geotextile-encased stone columns diameters of 60, 80 and 100 mm and a length to diameter ratio of 5 to study the efficiency of vertical and horizontal reinforcement on bearing capacity of soft clay. The result sowed that the bearing capacity of reinforced stone columns increases by increasing diameter of stone column.

Lajevardi et al. (2018) conducted a series of laboratory tests and 2D numerical models to study the influences of the encasement of on the behaviour of stone column. The result sowed that encasement is more effective in improving the column bearing capacity of larger diameter columns than smaller ones. Ng (2018) investigated the bearing capacity of single stone column using three-dimensional numerical analysis (Plaxis 3D), where the effect of some parameter

such as column's material friction angle, undrained shear strength of the surrounding soil was studied. The result sowed that the bearing capacity of reinforced stone columns increases by increasing the strength of column's material friction angle, undrained shear strength of the surrounding soil. Hamzh, et al. (2019) Numerical study has been performed using 2D finite element (Plaxis 2D) to investigate the bearing capacity of uniform and non-uniform stone columns in soft soil. The result sowed that the highest bearing capacity obtained by the non-uniform stone column was one with the $d_2:d_1$ ratio equals to 1:5. The most economical shape for the stone column (the least volumes used to construct stone columns) was achieved at a ratio of $d_2:d_1 = 1:2$ and a length ratio of $l_1:l_2 = 3:7$. Ahmad Dar and Yousuf Shah (2020) conducted a numerical study to investigate effect of geosynthetic encasement properties, pattern of stone and stone column material on the load settlement behaviour of geosynthetic encased stone columns (GESC) under vertical stresses in soft soil using 3D finite element (Plaxis 3D). The result sowed that Bearing capacity increases with increasing the stiffness and length of encasement, length of floating column, cohesion of soil and friction angle of stone column infill. Al-Waily, et al. (2020) 24 laboratory models were carried out to investigate the bearing capacity of soft clay treated with stone columns. The result sowed that the experiments showed that the stress concentration and bearing capacity of soil treated with stone column increase with increasing the undrained shear strength (C_u), number of columns and l/d ratio. Tan and Zhao (2017) conducted a model tests and corresponding numerical analysis using (FLAC3D) on the isolated single stone column to study the failure behaviour and bulging deformation behaviour of the stone columns with and without geosynthetic encasement. The result sowed that the numerical simulated failure process of stone column shows good agreement with model tests.

DAS and DEY (2018) performed a laboratory model tests were on un reinforced and reinforced stone columns with diameter 50 mm and length 500 mm where horizontal layers of geo-textiles were provided at different depths up to 15 cm. The result sowed that settlement of stone column is decreased by 1/7 times with the use of geotextile reinforcement and the ultimate load carried by soft soil increases by 2.5 times with the use of stone columns. Fattah and Khudhair (2014) the behaviour of ordinary and encased floating stone columns in different conditions have been investigated. The effect of length to diameter ratio (l/d), end support of the stone column and the area replacement ratio on the bearing improvement and settlement reduction of the stone column were studied. The result sowed that bearing improvement ratio increases by increasing end bearing soil undrained shear strength (C_u) in case of ordinary end bearing stone columns and Strength of the encased stone column, settlement reduction ratio and effect of encasement length ratio are increased by

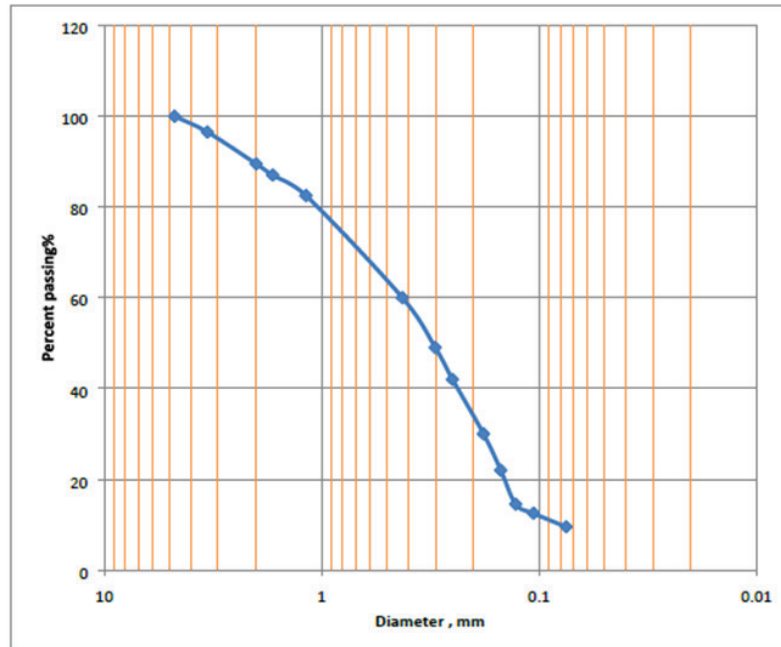


Fig. 1. Grain size distribution of gypseous soil

Рис. 1. Гранулометрический состав гипсосодержащего грунта

increasing end bearing soil undrained shear strength (C_u) in case of encased end bearing stone columns.

Madun et al. (2018) performed finite element analyses using (PLAXIS 2D) to study the effect of the diameters

and lengths of column on the load bearing capacity and settlement of soft clay. The result showed that Stone column load bearing capacity increases with the increasing diameter of the column and settlement decreases with the increasing length of the column, where the bigger column diameter, the higher load bearing capacity of soil while the longer column length, the lower settlement of soil. Nazaruddin et al., (2018) experimental data from two previous studies was collected and compared with Dimensional analysis method (Buckingham-Pi Theorem) to investigate effect of some parameter on the capacity of stone column such as angle friction of among the stones, arrangement of column, spacing centre to centre between columns, shear strength of soil, and physical size of column (diameter and length).

The result of the calculated data indicated that have a reasonably good agreement with the collected data and stone column load bearing capacity increases with the increasing diameter of the column and settlement decreases with the increasing length of the column.

Singh 1 and Chamling 2 (2014) finite-element analysis on behaviour of single column of 50 mm diameter using Plaxis 2D is performed to investigate effect of loading area and shear strength of soft clay on bearing capacity and effect of confining material on bulging response. The result showed that the results indicated that diameter of bulging decreases with increase in either the loading area or the strength of the confinement material and the critical length of stone column is greater than four times of the diameter of column. Zahmatkesh and Choobbasti (2010) a series of numerical analysis has been carried out to evaluate compaction and settlement of soft clay reinforced by a group of stone columns and the results are compared with those available in the literature. The result showed



Fig. 2. Stone column

Рис. 2. Каменный столб

Table 1. Dimensions of the stone columns used

Табл. 1. Размеры используемых каменных столбов

No. of col.	Depth of col., cm	Diameter of col., cm
1	30	5
2	30	10
3	30	15
4	30	20



Fig. 3. The model used

Рис. 3. Используемая модель



Fig. 5. Dial gauges for reading the settlement

Рис. 5. Циферблатные манометры для измерения осадки



Fig. 4. Stone column inside PVC pipe

Рис. 4. Каменный столб внутри трубы ПВХ

that: The load settlement behaviour of model with an entire area loaded is almost linear, Variation of stress in soft soil after installation of column with distance from

column is significantly reduced and effect of the strain on the Settlement reduction ratio (SRR) is small due to vertical stress versus settlement relation is almost linear.

MATERIALS AND METHODS

Soil

The soil used was brought from Tikrit university, which located in Tikrit city/Salah-Aldeen Governorate, in the middle of Iraq at (1.5–2.0 m) depth. Soil used in this study is poorly graded (SP) as classified according to USCS. Fig. 1 shows the particle size distribution. The gypsum content was (57 %) for the soil.

Stone column

Crushed stones used in this study, which was crushed manually using metal rod. Then the size of the stones was choice that passing from sieve No. 12.5 mm and remained on sieve No. 4.75 mm. After that concrete mixture from stone and cement used the mixing ratio was (1cement:4 stone), Fig. 2. Table 1 show the dimensions of the stone columns used in tests.

The Model

Device used consists of steel box with dimensions (1 × 1 × 1 m) also have dial gauges for measure the stone

Table 2. Results the settlement with diameter of stone column

Табл. 2. Результаты расчета диаметра каменного столба

No. of col.	Depth of col., cm	Dia. of column	Settlement, mm
1	30	5	35
2	30	10	27
3	30	15	15
4	30	20	12

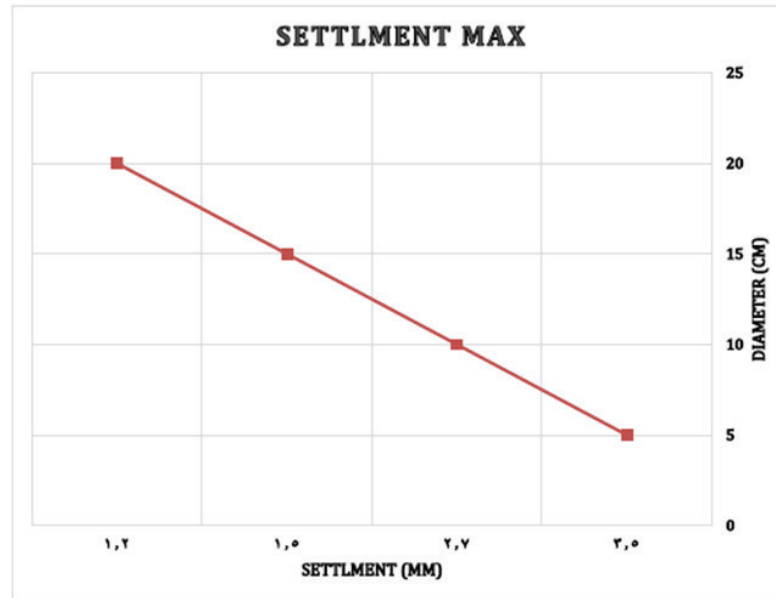


Fig. 6. Settlement for the gypseous soil with different diameter of stone column

Рис. 6. Осадка гипсосодержащего грунта с каменными столбами разных диаметров

column settlement, Fig. 3 show the model. The box filled by gypseous soil and compacted for layers 10 cm thick for each layer until reach to the upper surface of the box around 15 cm from up. The stone column was put inside PVC pipe depend on the diameters of the column, Fig. 4, and the test start by applied pressure on the stone column through moving manually and take the reading for settlement from dial gauges, Fig. 5.

RESULTS

Compaction test was carried out on gypseous soil sample to obtained the Max. dry density and optimum moisture content the values was (16.4 kN/m^3) and (14.5 %).

After that, the soil compacted in the box depend on the Max. dry density and optimum moisture content.

The stone column was put in the gypseous soil then the test start. The settlement reading from the gage, the results shown in Table 2.

Fig. 6 show the settlement for the gypseous soil with different diameter of stone column. They found that when the diameter increases the settlement decrease because the area for the stone column.

CONCLUSION AND DISCUSSION

Based on the results the conclusions from this study, the stone column has good effect on the gypseous soil. It was observed when the diameter for stone column increased the settlement of soil decrease. That means the stone column with different diameter can improve the gypseous soil.

REFERENCES / СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Zahmatkesh A., Choobbasti A.J. *Settlement Evaluation of Soft Clay Reinforced by Stone Columns, Considering the Effect of Soil Compaction*. 2010; 3:159-166.
2. Hamzh Al., Mohamad H., Bin Yusof M.F. The Effect of Stone Column Geometry on Soft Soil Bearing Capacity. *International Journal of Geotechnical Engineering*. 2019; 16(2):1-11. DOI: 10.1080/19386362.2019.1666557
3. Ng K.S. Numerical study on bearing capacity of single stone column. *International Journal of Geo-Engineering*. 2018; 1-10. DOI: 10.1186/s40703-018-0077-z
4. Afshar J.N., Ghazavi M. Experimental Studies on Bearing Capacity of Geosynthetic Reinforced Stone Columns. *Arabian Journal for Science and Engineering*. 2014; 39(3):1559-1571. DOI: 10.1007/s13369-013-0709-8
5. Al-Waily M.J., Fattah M.Y., Al-Qaisi M.S. Experimental and Statistical Study on Single and Groups of Stone Columns. *Key Engineering Materials*. 2020; 857:399-408. DOI: 10.4028/www.scientific.net/KEM.857.399
6. Das M., Dey A.K. Behaviour of geotextile reinforced stone columns. *50th Indian geotechnical conference*. 2018.
7. Fattah M.Y., Khudhair E.Y. Improvement of soft clays by end bearing stone columns encased with geogrids. *Diyala Journal of Engineering Science*. 2010.
8. Hataf N., Nabipour N., Sadr A. Experimental and numerical study on the bearing capacity of encased stone

columns. *International Journal of Geo-Engineering*. 2020.

9. Ahmad Dar L., Shah M.Y. Three-Dimensional Numerical Study on Behaviour of Geosynthetic Encased Stone Column Placed in Soft Soil. *Geotechnical and Geological Engineering*. 2021.

10. Lajevardi S.H., Shamsi H.R., Hamidi M., Enami S. Numerical and Experimental Studies on Single Stone Columns. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2018.

11. Xin Tan. Deformation and Failure Behaviour of the Isolated Single Stone Column with and Without Geosynthetic Encasement. *Chapter in Springer Series in Geomechanics and Geoengineering*. 2018.

12. Madun A., Meghzili S.A., Tajudin S.A.A., Yusof M.F., Zainalabidin M.H., Al-Gheethi A.A. et al. Mathematical solution of the stone column effect on the load bearing capacity and settlement using numerical analysis. *MATEC Web of Conferences*. 2017.

13. Nazaruddin A.T., Zainab Mohamed, Mohd Azizul L., Hafez M.A. Prediction Of Axial Limit Capacity Of Stone Columns Using Dimensional Analysis. *International conference on applied physics and engineering (ICAPE 2016) : proceedings of the 2nd International Conference on Applied Physics and Engineering*. 2017.

14. Singh S.P., Chamling P.K. *Effects of Strength of Confining Material on Strength and Deformation of Stone*. GEPSID-2014.

Received August 28, 2024.

Adopted in revised form on September 20, 2024.

Approved for publication on September 25, 2024.

B I O N O T E S: **Lamyaa Najah Snodi** — College of Engineering of the Tikrit University; Tikrit, Republic of Iraq; dr.lamyaaanajah@tu.edu.iq;

Ahmed Ramadan Sayed Orabi — master's student, Faculty of Engineering; **Fayoum University (FU)**; Fayoum, Arab Republic of Egypt.

Contribution of the authors: all authors have made an equivalent contribution to the preparation of the publication. The authors declare that there is no conflict of interest.

Поступила в редакцию 28 августа 2024 г.

Принята в доработанном виде 20 сентября 2024 г.

Одобрена для публикации 25 сентября 2024 г.

О Б А В Т О Р А Х: **Ламьяа Наджах Сноди** — Инженерный колледж Тикритского университета; г. Тикрит, Республика Ирак; dr.lamyaaanajah@tu.edu.iq;

Ахмед Рамадан Сайед Ораби — магистрант инженерного факультета; **Фаюмский университет (ФУ)**; г. Фаюм, Арабская Республика Египет.

Вклад авторов: все авторы сделали эквивалентный вклад в подготовку публикации. Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

RESEARCH PAPER / НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

UDC 624.138

DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.21

Utilization of GGBS as a sustainable cement replacement in soil-cement columns: enhancing ground stabilization through industrial waste

Sourabh Choudhary, Lalit Borana

Indian Institute of Technology Indore; Indore, Simrol, India

ABSTRACT

Introduction. A soil-cement composite, comprising a thoroughly blended mix of soil, cement, and water, has played a crucial role in the construction of various civil infrastructures like bridge foundations, tunnels, highway embankments, foundations for port and harbour structures, and many more. Though efficient, traditional high-cement formulations pose severe environmental concerns, leading to the exploration of alternative materials that can bring sustainability to construction practices.

Materials and methods. This study focuses on utilizing “Ground-Granulated Blast-Furnace Slag” (GGBS) to explore its impact on the engineering characteristics of soil-cement mixtures. In this investigation, clay soil is blended with 20 % of OPC and varying proportions of GGBS (20, 25 and 30 % by weight of cement) as a replacement for OPC.

Results. The composite mixture is subjected to several Unconfined Compressive Strength (UCS) tests to assess the undrained shear strength of soil-cement-GGBS mixtures at distinct curing intervals (7, 14, and 28 days). Field emission scanning electron microscopy (FE-SEM) is also employed to examine the microstructure of the soil-cement composite, revealing the arrangement of particles, pore structures, and the distribution of cementitious materials.

Conclusions. The results show that the composition having clay soil and 20 % cement, replaced with 20 % GGBS, yields maximum strength among all tested compositions with a significant increase of 24 % compared to the conventional soil-cement mixture of clay soil and 20 % cement only.

KEYWORDS: soil – cement, ground-granulated blast-furnace slag (GGBS), ordinary portland cement (OPC), unconfined compressive strength (UCS), soil – cement – GGBS mixture, scanning electron microscopy (SEM)

Acknowledgements. The authors would like to express sincere gratitude to the Department of Civil Engineering at Indian Institute of Technology Indore for providing the necessary facilities and infrastructure to conduct this research. Also, the unwavering support, access to state-of-the-art laboratories, and resources provided by IIT Indore have been invaluable in the successful completion of this study.

FOR CITATION: Choudhary S., Borana L. Utilization of GGBS as a sustainable cement replacement in soil-cement columns: enhancing ground stabilization through industrial waste. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2025; 15(1):21. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.21

Corresponding author: Lalit Borana, lalitborana@iiti.ac.in.

Молотый гранулированный доменный шлак — устойчивый заменитель цемента в грунтоцементных колоннах: повышение качества укрепления грунта промышленными отходами

Сурабх Чоудхари, Лалит Борана

Индийский технологический институт в Индоре; г. Индор, Симрол, Индия

АННОТАЦИЯ

Введение. Грунтоцементный композит — тщательно перемешанная смесь грунта, цемента и воды — играет важнейшую роль в строительстве различных объектов гражданской инфраструктуры, таких как фундаменты мостов, тоннелей, насыпи автомобильных дорог, фундаменты сооружений портов и гаваней и др. Несмотря на эффективность, традиционные цементные составы с высоким содержанием цемента вызывают серьезные экологические проблемы, что заставляет искать альтернативные материалы, способные обеспечить экологическую устойчивость строительства.

Материалы и методы. Изучено влияние молотого гранулированного доменного шлака на технические характеристики грунтово-цементных смесей. Использовалась сканирующая электронная микроскопия для изучения микроstructures грунтово-цементного композита, выявления расположения частиц, структуры пор и распределения цементирующих материалов.

Результаты. Глинистый грунт смешивается с 20 % портландцемента и молотым гранулированным доменным шлаком в разных пропорциях (20, 25 и 30 % по весу цемента) в качестве замены портландцемента. Композитная смесь несколько раз подвергается испытаниям прочности на одноосное сжатие недренированной смеси грунта, цемента и молотого гранулированного доменного шлака на разных этапах твердения (7, 14 и 28 дней).

Выводы. Результаты показывают, что состав, содержащий глинистый грунт и 20 % цемента, замененного на 20 % молотого гранулированного доменного шлака, обладает максимальной прочностью по сравнению со всеми другими испытанными составами со значительным увеличением на 24 % по сравнению с обычной грунтоцементной смесью на основе глинистого грунта.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: грунт – цемент, молотый гранулированный доменный шлак, обычный портландцемент, прочность на одноосное сжатие, смесь грунт – цемент – молотый гранулированный доменный шлак, сканирующая электронная микроскопия

Благодарности. Авторы выражают искреннюю благодарность кафедре гражданского строительства Индийского технологического института в Индоре за обеспечение необходимых условий для проведения данного исследования. Поддержка, доступ к современным лабораториям и ресурсы, предоставленные Индийским технологическим институтом в Индоре, оказали неоценимую помощь в успешном завершении данного исследования.

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Чоудхари С., Борана Л. Молотый гранулированный доменный шлак — устойчивый заменитель цемента в грунтоцементных колоннах: повышение качества укрепления грунта промышленными отходами // Строительство: наука и образование. 2025. Т. 15. Вып. 1. Ст. 21. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.21

Автор, ответственный за переписку: Лалит Борана, lalitborana@iiti.ac.in.

INTRODUCTION

Soil-cement mixtures have long been utilized in geotechnical engineering for a variety of applications, including soil stabilization, pavement subgrades, slope protection, and the construction of embankments and foundations. These mixtures improve the engineering properties of soils by enhancing compressive strength, reducing plasticity, controlling swelling and shrinkage, and minimizing permeability. The soil-cement mixture is considered a cost-effective remedy for soil stabilization in construction projects due to the economic benefit of utilizing locally accessible materials and minimizing dependency on costly imported materials mix (Solihu, 2020; Choudhary et al., 2023) [1–13]. Cement is the key component in soil-cement mixtures that serves as a fundamental binder, and it is readily used as a chemical additive in soil stabilization due to its several advantages like easy availability, low cost, durable end products, resistance towards acid and chemical attacks and many more. However, the extensive use of cement leads to negative environmental consequences, primarily due to the high energy consumption during production and significant carbon dioxide emissions (Gupta and Chaudhary, 2020; Cruz Juarez and Finnegan, 2021). To mitigate this negative environmental impact, very few studies have been conducted to find appropriate substitutes and cement alternatives that can provide appreciable strength. Among the various conventional supplementary cementitious materials (SCMs), Ground-Granulated Blast-Furnace Slag (GGBS) is regarded as one of the most effective substitutes for cement. When incorporated in appropriate proportions, GGBS improves the strength and durability of cement hydration products. As a by-product of the iron and steel manufacturing process, obtained from blast furnaces, GGBS possesses inherent pozzolanic properties. Its addition enhances the physical and mechanical properties of soil-cement mixtures by reacting with calcium hydroxide (lime) produced during the early stages of cement hydration, forming additional cementitious

compounds such as Calcium Silicate Hydrate (C-S-H) gel, Calcium Alumino-Ferrite (CAF), and Calcium Hydroxide (CH), among others. These compounds reduce void spaces in the soil-cement matrix. Additionally, GGBS helps lower the heat generated during the cement hydration reaction. Recent studies have highlighted the potential of using industrial waste-based SCMs to enhance the engineering properties of clay soils (Åhnberg, 2006; Horpibulsuk et al., 2012; Johnson Singh et al., 2022; Singh et al., 2020; Singh et al., 2021). However, very few researchers have studied the utilization of SCMs to replace a part of lime and cement in soil stabilization. Kinuthia and Wild conducted several laboratory tests like UCS, CBR, swelling index, and many more on GGBS mixed lime-clay mixtures to analyze the changes in the engineering characteristics of clay soil. The results obtained revealed that the clay soil's compressive strength was considerably increased by the addition of GGBS. Arulrajah et al. explored the potential use of industrial waste by-products like fly ash (F) and slags (S) in deep soil mixing methods for soft soil treatment. A set of laboratory experiments, including UCS, flexure beam, and SEM tests, were carried out on test specimens prepared at three different water contents of 0.75, 1.0, and 1.25. In terms of strength and stiffness, the results illustrated significant improvement in the soft clay soils for an optimum binder content of 20 % and optimum F and S content as 5 and 15 %, respectively. Du et al. conducted a comparative study on lightweight cement-treated soil with lightweight geopolymer-treated soils by performing several tests like UCS, mercury intrusion porosimetry (MIP), hydraulic conductivity, SEM images, and thermogravimetric analysis (TGA). They found out that lightweight geopolymer-treated soils improved the permeability and the strength properties and provided better engineering performances than lightweight cement-treated soils. While other SCMs like fly ash and silica fume also offer beneficial properties, GGBS is particularly advantageous due to its higher cementitious value and

slower rate of hydration, which contributes to lower heat generation and greater long-term strength development. GGBS also provides superior resistance to sulfate attack and alkali-silica reactions, making it a more durable choice for geotechnical applications where soils are exposed to aggressive environmental conditions. Utilizing GGBS in soil stabilization aligns well with several United Nations Sustainable Development Goals (UN SDGs), particularly SDG 9 (Industry, Innovation, and Infrastructure), SDG 11 (Sustainable Cities and Communities), and SDG 13 (Climate Action).

This study explores the strength gain characteristics of soil-cement-GGBS mixture by blending clay soil with 20 % cement (by weight of dry soil) and varying proportions of GGBS (20, 30 and 40 % by weight of cement) by conducting UCS tests. SEM was employed to observe the microstructure of the soil-cement composite, revealing the arrangement of particles, pore structures, and the distribution of cementitious materials.

MATERIALS AND METHODS

The clay soil used in this study was obtained from a test pit located on the IIT Indore campus, Madhya Pradesh, India. The soil was sieved using a 2 mm IS sieve, dried in a hot air oven for 24 hours, and stored in an airtight container. Ordinary Portland Cement (OPC) and Ground-Granulated Blast-Furnace Slag (GGBS) were provided through collaboration with industrial partners. Based on the Unified Soil Classification System (USCS), following ASTM D-2487–98 and IS: 1498–1970 standards, the soil is classified as highly expansive clay, as shown in Fig.1. The fundamental properties of the clay soil are summarized in Table.

In this study, prepared raw clay soil was added with 20 % of OPC (specific gravity $G_s = 3.10$) and appropriate water content to obtain slurry-type consistency. The major constituents, including clay soil, cement, GGBS, and water, were thoroughly mixed with the help of a mechanical mixer.

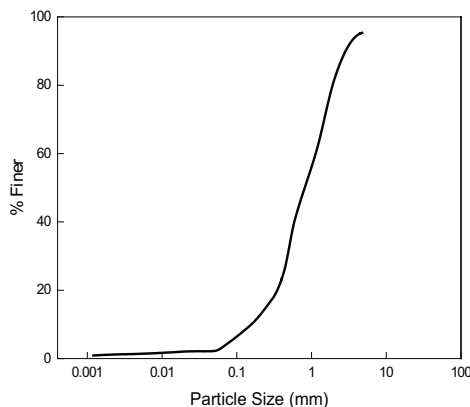


Fig. 1. Grain size distribution (GSD) curve of clay soil

Рис. 1. Кривая гранулометрического состава глинистой почвы

Basic properties of clay soil

Основные свойства глинистой почвы

S.No.	Property	Value
1.	Natural water content, %	15.38
2.	Specific gravity	2.71
3.	Liquid limit, %	81.05
4.	Plastic limit, %	36.44
5.	Optimum moisture content, %	29
6.	Maximum dry unit weight, kN/m ³	1.425
7.	Shrinkage limit, %	11.20
8.	USCS soil classification	CH

Sixteen specimens of soil-cement-GGBS compositions were prepared with a 20 % cement content by weight of dry soil, using high polymer density molds (HPDM) with an internal diameter of 44 mm and a height of 98 mm. The cement content was subsequently substituted with 0, 20, 30 and 40 % by the weight of dry cement. To preserve the consistency in the mixtures and provide adequate hydration, the amount of water added was 1.5 times the liquid limit of the soil. Each mixture was then carefully poured into the molds and made specimen air-free with the help of a mechanical stirrer. The freshly molded mixtures were left for 24 hours at room temperature to achieve appreciable strength. After 24 hours of specimen preparation, the specimens were removed from the molds and placed in a curing tank, where they underwent a continuous curing procedure in submerged condition. Before conducting UCS tests, the specimens were taken from curing tank and allowed to rest at room temperature for five minutes to facilitate evaporation of surface water. Afterward, a series of UCS tests were conducted to evaluate the mixture's undrained shear strength and unconfined compressive strength at 7-, 14- and 28-days of curing. Following the completion of UCS testing, SEM imaging was also utilized on the tested specimens to provide insights into microstructural details.

RESULTS OF THE RESEARCH

Unconfined Compressive Strength

The Unconfined Compressive Strength (UCS) test, conducted in accordance with ASTM D7012–23, was used to determine the undrained shear strength and unconfined compressive strength of the soil-cement-GGBS mixtures. During the test, a compressive load was applied at a strain rate of 1.25 mm per minute. The UCS test was performed on specimens with different mixture combinations and curing durations. The results indicated that the compressive strength of all mixtures increased with extended curing times. Previous studies have often identified an optimum content of 20 % Ordinary Portland Cement (OPC), demonstrating considerable strength and stability in soil-cement mixtures (Pham, Koseki, Dias,

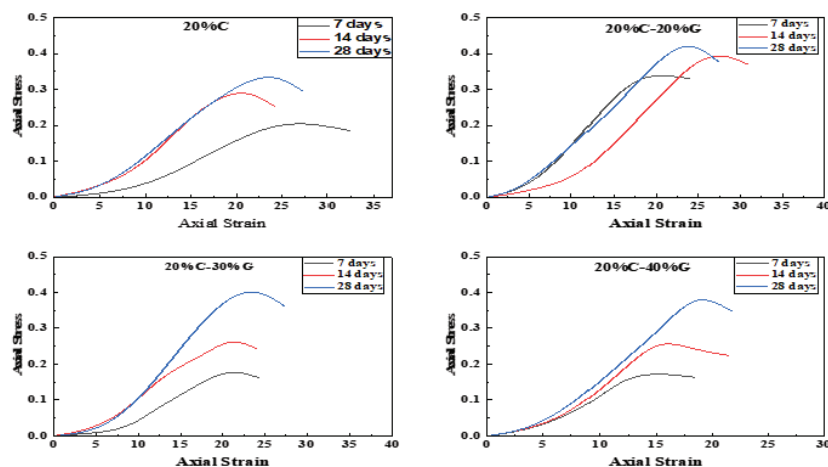


Fig. 2. UCS Tests results of Soil + 20 % Cement content with different GGBS concentration at different curing durations

Рис. 2. Результаты испытаний на одноосное сжатие смеси грунта + 20 % цемента с различной концентрацией молотого гранулированного доменного шлака на разных этапах твердения

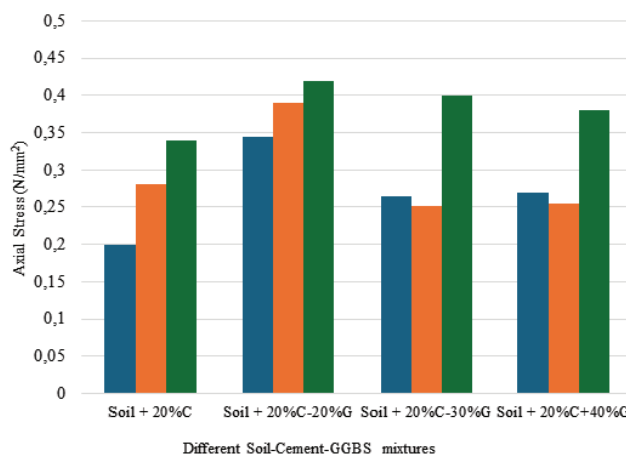


Fig. 3. Variation of Axial Stress for different soil – cement – GGBS mixtures for different curing durations

Рис. 3. Изменение продольного напряжения для разных смесей грунт – цемент – молотый гранулированный доменный шлак на разных этапах твердения

2021; Solihu, 2020). Shows that the strength gain variation of specimens with varying constituents increases for varying curing times of 7-, 14- and 28-days respectively (Fig. 2). Moreover, it has been experimentally determined that specimens subjected to a 28-day curing period exhibit maximum compressive strength gain among all the compositions.

A soil mixture with 20 % cement and 20 % GGBS blend shows maximum values of 0.41925 N/mm² and 0.2096 N/mm² for undrained shear strength and unconfined compressive strength, respectively. The strength of the specified composition is 24 % higher in comparison to that of the traditional soil-cement mixture with 20 % cement content. The obtained results greatly emphasize the importance of GGBS in improving the strength qualities of combinations while encouraging the use of sustainable materials.

Fig. 3 elucidates the impact of different Ground-Granulated Blast-Furnace Slag (GGBS) contents

on the axial stress of soil-cement-GGBS mixtures over various curing durations (7, 14 and 28 days). The result indicates that the addition of GGBS significantly enhances the strength of the mixtures, with a consistent increase in axial stress observed for all compositions as the curing time extends. Notably, the mixture with 20 % Ordinary Portland Cement (OPC) and 20 % GGBS exhibits a considerable increase in axial stress compared to the mixture containing only 20 % OPC, suggesting that incorporating GGBS improves the mixture's mechanical performance. As the GGBS content rises to 30 and 40 %, the axial stress continues to increase, albeit at a slower rate, indicating diminishing returns beyond a certain replacement level.

Scanning Electron Microscopy

In this work, FE-SEM was conducted using FE-SEM Supra 55 (Carl Zeiss, Germany) with a magnification of 500X on specimens of virgin clay soil and GGBS blended soil-cement mixture having 20 % cement and

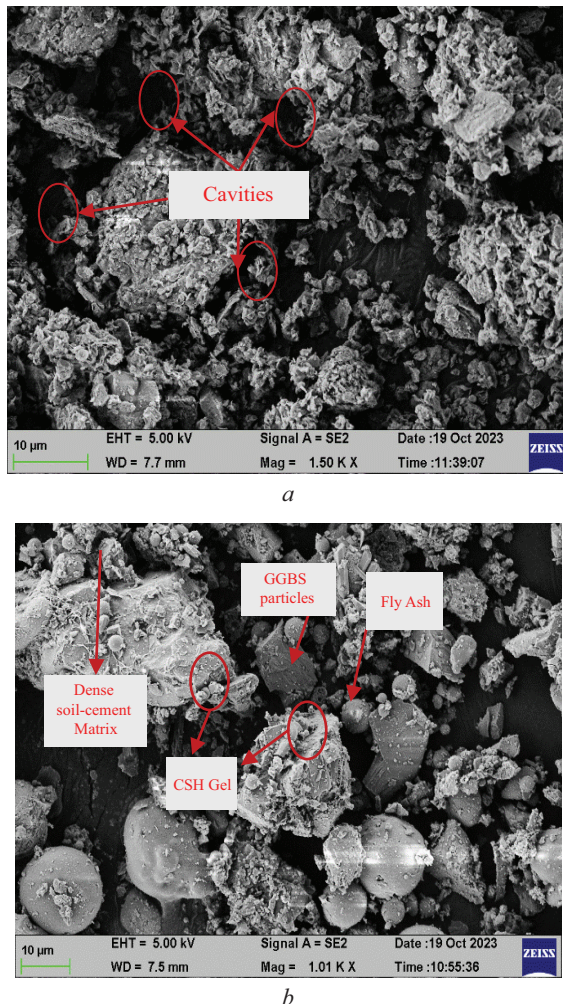


Fig. 4. SEM images of (a); raw clay soil and clay soil + 20 % cement + 20 % GGBS at 28-days of curing (b)

Рис. 4. Изображения, полученные с помощью сканирующего электронного микроскопа (a); сырого глинистого грунта и глинистого грунта + 20 % цемента + 20 % молотого гранулированного доменного шлака на 28-й день твердения (b)

20 % GGBS replacement cured for 28 days as illustrated in Fig. 4, respectively. The SEM images of clay soil show the texture of the clay particles and the pores available in

the matrix. Fig. 4, b confirms bond formation and development of hydration products such as calcium aluminate hydrates (CAH), calcium silicate hydrates gel (C-S-H gel), and Ettringite. Hydration production is confirmed by the creation and dispersion of these products, which helped in the development of strength of composites. The angular shape of the GGBS particles also helps in better interlocking and strength development. The SEM images provide crucial insights on the interfacial connection of GGBS and soil-cement particles.

CONCLUSION AND DISCUSSION

This study utilized GGBS as a SCM in the soil-cement mixture to improve its strength and durability. Several laboratory tests were conducted on different soil and soil-cement-GGBS mixture specimens to determine the basic properties as well as engineering properties. The current study illustrated the strength properties of soil-cement-GGBS mixture with varying compositions for different curing time. The conclusions drawn from the results of the current study are as follows:

- it exhibits a strong reaction with calcium hydroxide ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), a by-product of cement hydration, leading to the formation of additional cementitious compounds., reducing the cavities and improving the overall strength and durability of the soil-cement mixture;
- the mixture of clay soil with 20 % cement and 20 % GGBS blend cured for 28 days shows a significant increase in the values of undrained shear strength and unconfined compressive strength of 0.41925 N/mm² and 0.2096 N/mm² respectively, as compared to other compositions. This composition exhibits a 24 % increase in strength compared to the conventional soil-cement mixture with 20 % cement content;
- this experimental study focuses on the strength development of clay soil mixed with 20 % OPC, and the cement proportion is replaced with GGBS at varying ratios. However, there are further areas in which more research needs to be done to improve the current understanding and investigation of various parameters, such as optimization of mix ratios, effect of curing conditions, long-term performance, time-dependent stress-strain behaviour, shear strength behaviour, field scale validation and many more.

REFERENCES / СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Åhnberg H. *Strength of stabilised soils — a laboratory study on clays and organic soils stabilised with different types of binder*. 2006; 197.
2. Arulrajah A., Yaghoubi M., Disfani M.M., Horpibulsuk S., Bo M.W., Leong M. Evaluation of fly ash- and slag-based geopolymers for the improvement of a soft marine clay by deep soil mixing. *Soils and Foundations*. 2018; 58(6):1358-1370.
3. Choudhary S., Singh M.J., Borana L. Time-dependent settlement behaviour of clayey soil treated with deep cement mixed column. *Smart Geotechnics for Smart Societies*. 2023; 752-757.
4. Cruz Juarez R.I., Finnegan S. The environmental impact of cement production in Europe : a holistic review of existing EPDs. *Cleaner Environmental Systems*. 2021; 3:100053.
5. Du Y.J., Yu B.W., Liu K., Jiang N.J., Liu M.D. Physical, Hydraulic, and Mechanical Properties of Clayey Soil Stabilized by Lightweight Alkali-Activated Slag

Geopolymer. *Journal of Materials in Civil Engineering*. 2017; 29(2):1-10.

6. Gupta S., Chaudhary S. State of the art review on Supplementary Cementitious Materials in India — I: An overview of legal perspective, governing organizations, and development patterns. *Journal of Cleaner Production*. 2020; 261:121203.

7. Horpibulsuk S., Phojan W., Suddeepong A., Chinkulkijniwat A., Liu M.D. Strength development in blended cement admixed saline clay. *Applied Clay Science*. 2012; 55:44-52.

8. Singh M.J., Feng W., Xu D., Dubey M., Borana L. Long-Term Elastoviscoplastic Behavior of Fly Ash–Blended Indian Montmorillonite Clay in Oedometer Conditions. *International Journal of Geomechanics*. 2022; 22(3):4021306.

9. Kinuthia J., Wild S. *Soil stabilisation using lime-activated GGBS*. 2016; 1998.

10. Pham T.A., Koseki J., Dias D. Optimum material ratio for improving the performance of cement-mixed soils. *Transportation Geotechnics*. 2021; 28: 13-15.

11. Singh M.J., Weiqiang F., Dong-Sheng X., Borana L. Experimental Study of Compression Behavior of Indian Black Cotton Soil in Oedometer Condition. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*. 2020; 6(2):30.

12. Singh M.J., Borana L., Weiqiang F., Xu D.S. Longterm swelling characteristics of montmorillonite clay with and without fly ash: Wetting-drying cycle influence in 1d oedometer condition. *Journal of Testing and Evaluation*. 2021; 51(1).

13. Solihu H. Cement Soil Stabilization as an Improvement Technique for Rail Track Subgrade, and Highway Subbase and Base Courses : a Review. *Journal of Civil and Environmental Engineering*. 2020; 10(3).

Received August 28, 2024.

Adopted in revised form on September 20, 2024.

Approved for publication on September 25, 2024.

BIOTNOTES: Sourabh Choudhary — Indian Institute of Technology Indore; Khandwa Road, Simrol, Indore, 453552, India; phd2201104006@iiti.ac.in;

Lalit Borana — Indian Institute of Technology Indore; Khandwa Road, Simrol, Indore, 453552, India; lalitborana@iiti.ac.in.

Contribution of the authors: all authors have made an equivalent contribution to the preparation of the publication. The authors declare that there is no conflict of interest.

Поступила в редакцию 28 августа 2024 г.

Принята в доработанном виде 20 сентября 2024 г.

Одобрена для публикации 25 сентября 2024 г.

ОБ АВТОРАХ: Сурабх Чоудхари — Индийский технологический институт в Индоре; 453552, г. Индор, Симрол, Кхандва Роуд, Индия; phd2201104006@iiti.ac.in;

Лалит Борана — Индийский технологический институт в Индоре; 453552, г. Индор, Симрол, Кхандва Роуд, Индия; lalitborana@iiti.ac.in.

Вклад авторов: все авторы сделали эквивалентный вклад в подготовку публикации.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

RESEARCH PAPER / НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

UDC 624.131.1

DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.22

Innovation and invention in geotechnical engineering

Gökhan Baykal*Bogazici University; Bebek, Istanbul, Türkiye*

ABSTRACT

Introduction. Geotechnical engineering creates a positive environment for innovation due to its multidisciplinary nature and the fact that people have been involved with the soil in every aspect since the establishment of the first civilizations. For invention and innovation, there is a need for ideas that are free from stereotypes, unafraid of making mistakes, inquisitive, productive, diverse and creative. Anatolian civilizations proved their creativity and innovation thousands of years ago with great geotechnical engineering structures.

Materials and methods. Six innovative applications developed at Bogazici University: improvement of pile shaft capacity with lime slurry; rubber added compacted clay liner for underground petroleum tanks; geomaterial production by cold bonding pelletization; compaction of fly ash by using ice; large size large displacement multiple purpose direct shear test apparatus; multiple friction joint pile with adjustable stiffness are presented in this paper. The main objective of the developed methods is to offer environmentally safe, affordable, sustainable and resilient geotechnical engineering solutions that are accessible to every country in the world and can be easily implemented locally.

Results. The developed methods are practical and have technical advantages over the existing more complicated methods and do not need specialized high cost construction equipment. Innovative methods can create added value in geotechnical engineering that is compatible with nature, easily accessible and sustainable.

Conclusions. In order to develop creative ideas, during academic education, especially at the doctoral level, instead of stereotyped ideas, ready-made package software and implementation theses, creative projects with strong scientific aspects should be emphasized where new ideas are produced and innovation is encouraged.

KEYWORDS: geotechnical engineering, earth structures from early civilizations, creativity, inventiveness, innovation

Acknowledgements. The presented studies are completed under by supervision by more than thirty PhD and MSc students and their dedication and hard work is appreciated. One project is supported by TUBITAK Turkish Scientific Research Council, and the others are financially supported as Bogazici University Scientific Research Project grants and the support of TUBITAK and Bogazici BAP office is appreciated.

FOR CITATION: Baykal G. Innovation and invention in geotechnical engineering. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2025; 15(1):22. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.22

Corresponding author: Gökhan Baykal, baykal@bogazici.edu.tr.

Инновации и изобретения в области инженерной геологии

Гёхан Байкал*Университет Богдазичи; Бебек, г. Стамбул, Турция*

АННОТАЦИЯ

Введение. Инженерная геология — благоприятная среда для инноваций из-за своей междисциплинарной природы и разных способов взаимодействия с почвой с момента зарождения самых древних цивилизаций. Для изобретений и инноваций необходимы идеи, свободные от стереотипов, не страшющиеся ошибок, любознательные, продуктивные, разнообразные и творческие. Анатолийские цивилизации доказали свою креативность и инновационность тысячи лет назад, создав великие геотехнические инженерные сооружения.

Материалы и методы. В Университете Богдазичи разработаны шесть инновационных приложений: повышение несущей способности свай с помощью известкового раствора; уплотненная глиняная облицовка с добавлением резины для подземных нефтяных резервуаров; производство геоматериалов путем гранулирования; уплотнение золы уноса с помощью льда; многоцелевой аппарат для испытаний на прямой сдвиг; многоцелевая фрикционная свая с регулируемой жесткостью. Основная цель разработок — предложить экологически безопасные, недорогие, устойчивые и жизнеспособные инженерно-геологические решения, доступные в любой стране мира и реализуемые на местах.

Результаты. Предлагаемые методы практичны, они обладают техническими преимуществами перед существующими более сложными методами и не требуют специализированной дорогостоящей строительной техники. Инновационные методы могут создать добавленную стоимость в области инженерной геологии, они совместимы с природой, легкодоступны и устойчивы.

Выводы. Для развития творческих мыслей в классическом образовании, особенно на уровне докторантуры, вместо стандартных идей, готовых программных пакетов и диссертаций по внедрению следует уделять особое внимание творческим проектам с мощной научной составляющей, в которых зарождаются новые идеи и поощряются инновации.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: инженерная геология, земляные сооружения периода ранних цивилизаций, творчество, изобретательство, инновации

Благодарности. Представленные исследования выполнены под руководством свыше тридцати аспирантов и магистрантов, преданность делу и усердная работа которых получила высокую оценку. Один проект поддержан Турецким советом по научным исследованиям TUBITAK, остальные — грантами на научно-исследовательские проекты Университета Бogaзичи, авторы высоко ценят поддержку TUBITAK и офиса Bogazici BAP.

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Байкал Г. Инновации и изобретения в области инженерной геологии // Строительство: наука и образование. 2025. Т. 15. Вып. 1. Ст. 22. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.22

Автор, ответственный за переписку: Гёхан Байкал, baykal@bogazici.edu.tr.

INTRODUCTION

Geotechnical engineering provides a suitable environment and infrastructure where creativity can flourish due to its multidisciplinary nature. The main subject of geotechnical engineering is soil and rock. Soil has been the main interest of mankind since its existence; mankind has built his house with it, brought his water through canals and conduits formed in soil, built embankments to control floods, built their road using soil, grew their food in soil, cooked their food in earthen pots, buried their loved ones in large earthen temples, and used soil as medicine when necessary. They made great efforts to learn what they were curious about the soil, which was so important to them. From a different perspective, soil is actually the representative of the universe. Dust from the Big Bang thirteen and a half billion years ago led to the formation of planets, and soil was formed as a result of the dynamic processes on our planet. From this point of view, rock and soil have a very deep, mysterious and divine meaning. The rock cycle consists of cooling of magma, solidification and crystallization, weathering, transportation, deposition, lithification, metamorphosis. As geotechnical engineers, we are dealing with the mechanics of such a marvelous and complex material. Unfortunately, geotechnical engineering is actually considered as a low-tech engineering discipline instead of leading all engineering fields. One of the reasons for this is that we are concentrating too much on implementation and getting away from creative ideas. Thousands of years ago, the situation was very different. Earthen structures built 3,000 or even 4,000 years ago were the most important technological wonders of the time. Those times these technologies were the most advanced.

What we know about the development of civilization is completely changed by the new discoveries of today. It is almost as if history needs to be rewritten and all the concepts believed until today need to be reconsidered in connection with this. Anatolia has reinforced its position as the cradle of all civilizations with the discovery of Göbeklitepe. It clearly shows the levels of civilization reached in 10,000 BC. Anatolia has important works in terms of earthen structures. One of the most important of these is the 85 tumuli in Gordion near Ankara, Türkiye. These structures, which were built approximately 3,000 years ago, can be characterized as a geotechnical marvel far beyond being built by trial and error. The construc-

tion of a 170 m diameter and 85 m high earthen structure requires serious engineering back ground and design. In particular, although this structure is located right next to the North Anatolian Fault, it has not collapsed in many major earthquakes in the region for thousands of years. The high-tech concepts of these structures come to the fore not only with their height and diameter but also with the fact that they contain a burial chamber. The fact that there is no deflection in the burial chamber under 85 m soil pressure involves some technical challenges even hard to solve for today's geotechnical engineers. Our current theories of earth pressure and deformations may have difficulty in explaining the fact that these structures have survived undamaged until today. One of the tumuli is known as the second largest tumulus in the world. The difference from the pyramids is that the entire structure was built by compacting the soil. We should remember that Proctor's compaction theory dates back to 1936. From this point of view, it is a marvel of geotechnical technology. Pyramids, on the other hand, were built by placing chiseled rocks on top of each other. The transportation and placement of these stones there is a marvel in terms of logistics and engineering. If only one of the tumuli had been built, it might have been thought that they were built by trial and error, but the fact that eighty-five of them were built and almost all of them are still intact after this 3,000-year process shows that this compaction method has some important foundations. The technological level reached by the Phrygian culture is supported not only in the field of geotechnics but also with the precision surgical instruments and other metal tools they have developed. The burial chamber can be reached through an 85 m tunnel excavated in the Midas Tumulus. As a result of erosion, the tumulus has fallen from its original 85 m height to its present 55 m height. The ceiling of the burial chamber is supported by juniper trees. The Gordion Tumuli are not the only examples in Anatolian civilizations. The 35 m high city walls of Hattusa in Hattusa near Çorum, Türkiye are also a geotechnical wonder that has been standing for 3,000 years. The construction method of the 75 m long tunnel under the walls is also a complete innovation. While the earthen wall was being constructed, a rock wall was built on compacted soil in the area where the tunnel was to be built, and after the 35 m height of the earthen wall was built, this rock was excavated and thus the tunnel was obtained. Another interesting earth structure is built

on top of 2,150 m high Nemrut mountain in Adıyaman Türkiye. A 55 m high tumulus with 30–35 degree slopes is constructed at the peak point. The tumulus dates back more than 2,000 years. It is possible to increase these examples. In both examples, a comprehensive geotechnical construction technology was used. Both the examples in Anatolia and the foundation systems constructed in Istanbul suggest that it was no coincidence that Karl Terzaghi wrote his book *Erdbaumechanik* after his work in Istanbul. Between 1918 and 1925 he focused his studies on experimental work at Robert College (Bogazici University) Istanbul. Since he was trained in mechanical engineering, his application of existing knowledge in that field to the soil mechanics discipline with the principles of three-phase mechanics of materials is an example of creativity, inventiveness and innovation.

INNOVATION AND INVENTION

Creativity is a requirement that underpins both inventiveness and innovation. Inventiveness (invention) can be defined as the creation of a method or product that has never been done before. In order for an invention to be patented, it must have industrial implementation. Innovation must provide an advantage in an industrial application by bringing innovation to a pre-existing product or method and must have a commercial side. Innovation cannot be patented. For a technique or process to be Patented inventiveness is a must. In some countries innovation can be protected under Utility Model. All of the intellectual rights are the same with a patent however the duration of protection for Utility Model is 10 years instead of 20 years for patents. In engineering, creativity or creative ideas are very important to bring original solutions to problems. One of the biggest problems in engineering education is the lack of programs that teach creative thinking. Although the increasing specialization in engineering education provides deepening and specialization in a subject, it creates a great narrowing in the vision of the student and prevents him/her from generating various ideas and alternatives. They may graduate without learning not only the knowledge in another engineering field, but even the basic knowledge in different branches of their own engineering field (60). The most important characteristic of creative people is their way of thinking. While the standard way of thinking uses acquired knowledge, creative people have an original productive way of thinking (59). Whatever has been taught in the past in life, education and work, the person uses that knowledge to analytically select the most appropriate solution from the old solutions and prefers to use that solution directly without considering other alternatives. Since he/she is sure that the solution steps he/she has used in the past are correct, he/she is sure that his/her solution is also correct. Creative people, on the contrary, focus on how many different methods they can use to solve the problem by generating original ideas, not on the solutions that have been done and taught in the past. Their scientific, engineering and intellectual back ground is very strong. They

do not look at what kind of solution method they have been taught before. They generate many random alternative solutions. They have no fear of making mistakes while generating various ideas. After reaching a diversity of ideas, they choose the most appropriate one among them. Even if they find the most appropriate solution, the desire to try other approaches continues. The classical method of thinking based on acquired knowledge focuses on the rigidity of thinking; when faced with problems that are superficially similar to old problems but have fundamental differences, this way of thinking cannot produce the right solution. The solution method based on acquired knowledge always gives traditional solutions. Old and same results are obtained. It is not possible to produce something new with this way of thinking. Many people may have a large repertoire of interesting ideas and concepts, but if they do not diversify and develop these ideas over time, they lose their validity (59).

The most important problem of engineers in the later stages of their career is that they act with prejudice immediately when faced with a problem. Prejudice is undesirable for an engineer's career. When engineers encounter a problem in every period of their career, they should be able to continue to approach this problem without prejudice. Only in this way can they continue to generate new solutions (60). Creative people have a rich variety of alternative ideas. Instead of solving existing problems, they work on problems they define, are curious about and interested in. They are unprejudiced. In order to generate a large number and variety of ideas, creative people have different characteristics. The first important characteristic is to see what others do not see:

- they know how to approach the problem from different perspectives;
- they can visualize their ideas. They make their thoughts visible by using drawings, graphs, diagrams.

The other important characteristic is to think what others don't think:

- creative people constantly combine ideas and shapes in different combinations. Consciously and subconsciously this combining game is one of the important characteristics of productive and creative people;
- they can reconcile ideas that seem unrelated and unconnected with each other;
- they can think and tolerate even opposite and completely incompatible subjects at the same time. They can continue to work without getting stressed in the face of this dilemma. They can generate very different ideas from this environment;
- they have a perceptive ability to find and evaluate things that they are not looking for randomly outside the subject they are working on and focusing on (60).

In order to generate creative ideas, one must:

- know how to ask questions; ask the right question and be able to express this question in a correct and understandable way;
- to be equipped to classify and label the data collected, and to be able to identify patterns in the data;

- in the light of this data, they should be able to decompose the problem into its small components. They should also be able to create the mechanism to define the relationships between these small components;
- develop a wide range of alternative solution methods by going outside the box;
- identify, elaborate and develop the most appropriate of the alternatives;
- look for solutions from different perspectives and examine the problem from a bigger perspective and not be afraid of making mistakes;
- they should have the will to continue their experiments even if they find the appropriate method among the alternative methods they have developed;
- ethically evaluate the negative effects of the ideas they produce on nature, humanity and life (60).

All of the above ideal situations can be tried to be achieved, especially for academic education and environments. However, it may not be realistic to expect creative and innovative ideas to be developed by construction companies, as commercial applications demand quick solutions that require the completion of day-to-day work. However, since every engineer is trained in an academic institution, undergraduate and postgraduate education should at least include methods of training students in creativity and innovation. When these students start working, they may at least have the potential to produce new ideas when there is a demand. Geotechnical academicians, even if they themselves are only interested in practice, can direct their students, especially at the doctoral level, to theses that focus on developing these characteristics without killing their creative and innovative sides. The situation is different for commercial companies. Since they are practitioners, they can use any method that will provide a quick solution.

INNOVATION AND INVENTION EXAMPLES FROM BOGAZICI UNIVERSITY

Geotechnical engineering provides a fruitful and playful environment for creative ideas due to its practical and effective approach to solve problems related to the behavior of three phase materials. Every material whether it is mud, rock, waste, or any manufactured material the geotechnical engineering may offer a multidisciplinary approach. For mechanical engineers the tolerances are very small and the material properties are well known. For structural engineers if a material has low strength it is not usable. However for geotechnical engineers there is an approach for every material whether weak or strong. Geotechnical engineers can play with the atomic structure, microfabric, micromechanics and provide a solution to the problem. For demonstration a couple of innovative and inventive approaches developed at Bogazici University will be presented.

Six of the innovations and inventions completed at Bogazici University will be presented. Increasing the shaft capacity in over-consolidated clays with high plasticity,

the use of rubber buffings to prevent groundwater contamination of compacted clay liners, cold pelletization method that will convert silt-sized industrial by-products (fly ash, etc.) to sand, gravel size for safe disposal and utilization as a mineral source, using compaction water in solid phase (ice, snow, etc.) to overcome the water affinity of silt sized material to compaction water content will be discussed in terms of inventiveness and innovation. The development of a universal multiple purpose large-sized large displacement direct shear test apparatus which can be easily built all over the world using locally available off the shelf materials is presented which is essential for testing the techniques emanating from creative ideas. Also, the newly developed and patented concept of multiple friction joint piles will be presented. All these methods have characteristics that can be defined as innovation and invention in geotechnical engineering.

Improving Pile Shaft Capacity with Lime Slurry [1–4]

Atomic structure of clays controls the plasticity which dominates their engineering behavior. A very important property affecting the clay behavior is the stress history. Depending on the overconsolidation ratio of the clay, its engineering behavior is different like day and night when compared to that of normally consolidated clay. Under shear the highly overconsolidated clay will suck water in both undrained and drained conditions with different mechanisms resulting an increase in the water content thus decreasing its shear strength. Under undrained condition negative pore pressures will develop leading to suction. Under drained conditions the clay will physically expand and draw water inside leading to shear strength loss. In high plasticity highly overconsolidated clays typical of western part of Istanbul, there is an observed problem related to bored piles. Perched water pockets are typical in the area and under shear at the pile soil interface the water is drawn towards the interface causing a decrease in pile shaft capacity. The affinity of high plasticity clay to water is decreased by application of lime slurry into the pile cavity prior to pouring the concrete.

Definition of the problem: in overconsolidated high plasticity clays, a decrease in shaft capacity may be observed after pile construction. The negative pore water pressure under shear stress causes the water content at the concrete-pile interface to increase over time, reducing the shear strength of high plasticity clays and leading to a reduction in shaft capacity.

Innovative method: with this innovative technique, the pile cavity is filled with lime slurry. After curing the reinforcement cage is placed and concrete is poured using tremie technique. The lime causes shrinkage in the diffuse double layer of the high plastic clay and decreases the plasticity of the clay making it behave like silt. The clay loses its affinity to water. Fig. 1 provides a summary of the method and details are given in the list of references. The top three figures in Fig. 1 summarize the laboratory test model and the results of the interface direct shear test with lime slurry application. The bottom six figures summarize the results of field tests con-

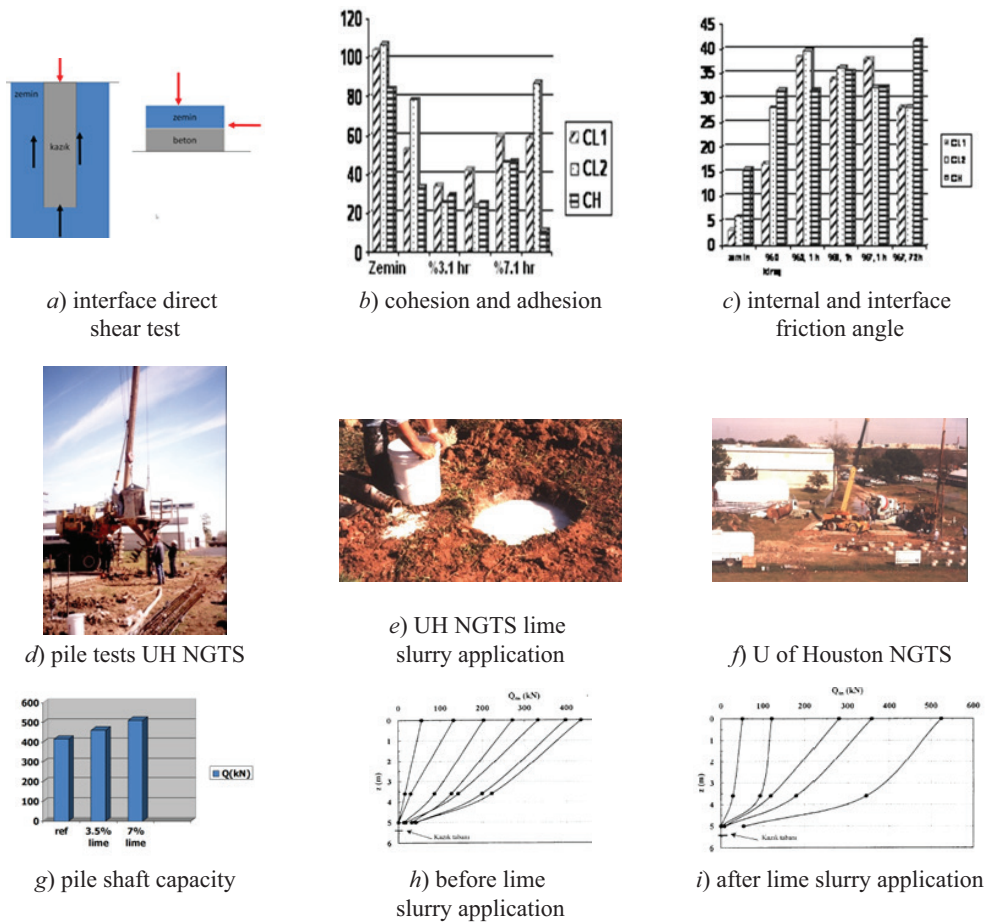


Fig. 1. Laboratory and field test results showing lime slurry application for pile shaft capacity improvement

Рис. 1. Результаты лабораторных и полевых испытаний, демонстрирующие применение известкового раствора для повышения прочности ствола свай

ducted at the National Geotechnical Test Site at the University of Houston. The shaft capacity of the tension piles increased by up to twenty percent compared to that of control piles. The last figures show the mobilization of the pile capacity along pile length before and after application of the lime slurry.

Suitable Soil Type: it works well in over-consolidated, high plasticity clays. By affecting the diffuse double layer of the expansive clay in the walls of the pile cavity, it causes the clay to behave like silt and prevents the capacity loss caused by the increase in water content. The negative effects of disturbance during drilling are also eliminated by cementation.

Advantages and Disadvantages: in some projects, the extra mobilization and operating costs of large piling machines can be reduced, as smaller diameter piles will be sufficient due to the increase in shaft capacity. The disadvantage is that contractors may avoid additional step of lime slurry preparation and application in the construction process.

Rubber Added compacted Clay Liner for Underground Petroleum Tanks [5–17]

The plasticity of clay is due to the thickness the diffused double layer. The thickness of the diffused double

layer is very important also for low hydraulic conductivity. Thus clays are widely used as liners against effluents. The effluents' properties affect the thickness of the diffused double layer. Low dielectric fluids like hydrocarbons is a good example. In the case of leaking underground petroleum tanks, the leaking hydrocarbon alters the clay to silt causing more than an order of magnitude increase in hydraulic conductivity. In the case of leaking underground petroleum tank the effluent affects the diffused double layer of the compacted clay liner and by shrinking the diffused double layer, the hydraulic conductivity of the liner increases. The reason for shrinkage of the diffused double layer is the two orders of smaller dielectric constant of hydrocarbon when compared to that of water. The problem is solved by mixing waste tire buffings (rubber) to the clay. The rubber physically retards the contaminant by absorption and the expansion of rubber provides additional confinement which further helps to decrease the hydraulic conductivity of the silt (clay is altered to silt).

Definition of the problem: hydrocarbon contamination adversely affects the permeability of clay liners. Hydrocarbons, whose dielectric constant is two orders of magnitude lower than that of water, cause the diffuse double layer of clay to shrink, leading to an increase in hy-

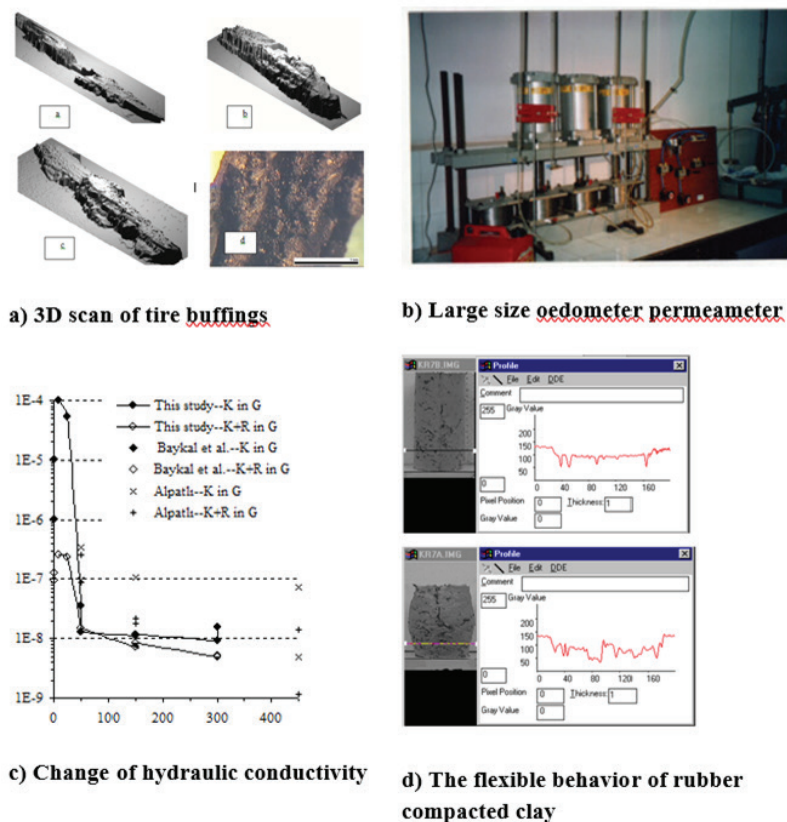


Fig. 2. Tire buffings, large size oedometer permeameter and hydraulic conductivity test results for kaolinite and kaolinite with rubber permeated with gasoline

Рис. 2. Результат шлифовки шин, испытания на проницаемость с применением большого одометра и гидравлическую проводимость каолинита с помощью резины, пропитанной бензином

draulic conductivity by several orders of magnitude. In addition, the progression of cracks in compacted clay liners along the depth also creates problems in terms of hydraulic conductivity. The large number of underground petroleum tanks in residential areas makes the problem more severe in terms of post-earthquake leaks, especially in earthquake zones.

Innovative method: the leaking hydrocarbon shrinks the diffused double layer of clay causing it to turn to silt with an order of magnitude increase in hydraulic conductivity of the clay, Compaction of rubber buffings mixed with the soil directly absorbs the leaking hydrocarbon. In addition, the pressure created by the swelling of the rubber trimmings also leads to a further decrease in conductivity by increasing the confining stress. Another advantage is that it helps to dampen earthquake loads in the tanks. Fig. 2 shows an illustration of the method, the top image is obtained from 3D scans of rubber trimmings. The large-scale consolidation permeameter on the right was developed to verify this method. The addition of rubber to kaolinite caused an order of magnitude decrease in the hydraulic conductivity of the liner subjected to gasoline permeation. The last figure shows how flexible is the rubber added clay.

Suitable Soil Type: although it was developed for compacted clay, it can also be used with sand. Due to its

retardation property, it directly retains contaminants even in sand by physical absorption.

Advantages and Disadvantages: tire buffings are byproduct of tire retreading process which is readily available all over the world at a cost. For underground petroleum tank applications the cost of tire buffings can be easily covered due to the reduction in liability insurance fees (Fig. 2).

These two cases demonstrate a unique approach to overcome the problems presented. In pile shaft capacity case the problem due to high plasticity was intentionally altered by lime slurry application to decrease the affinity to water. For the compacted clay liner case the effluent caused an unintentional decrease of the plasticity of the clay which is actually essential for low hydraulic conductivity of the liner. To provide a creative solution waste rubber buffings (fibre size) were added to clay before compaction which retards the effluent by absorption.

Geomaterial Production by Cold Bonding Pelletization [18–28]

The fine size of silts makes it affine to water and when a critical water content is reached the silt fabric collapses. This phenomenon makes the compaction of silt size materials very difficult. The menisci at the contact points of these fine grains pull the grains together. When the water content reaches a critical value, the menisci is

lost thus the fabric collapses. Powder sized wastes are present in large volumes and they have to be either utilized or disposed. For both cases adequate compaction is a must. The collapsible behavior of the powder size material makes compaction nearly impossible. Fly ash is an industrial by product with typical silt size. Big failures have occurred at fly ash disposal areas and agricultural land surrounding the disposal area have been contaminated. The same phenomenon that causes collapse of silt size particles is used to solve the problem by using the menisci development to increase the fine size to larger size like gravel. For this purpose, the water is sprayed as droplets on the surface of the fly ash placed in a rotating disc pelletizer. The water droplets form menisci at the grain contact points and cause agglomeration. The agglomerated grains are dropped from the top section of the pelletizing disc to the bottom section causing compaction of these agglomerations. Further spraying of water results in an increase in grain size. This way the same phenomenon that caused collapse of the fabric is used to obtain larger diameter aggregates. Adding small amounts of cement or hydrated lime during the process helps in long term stability and durability of the aggregates.

Definition of the problem: millions of tons of silt-sized industrial powder wastes and by-products are produced every year and their storage creates serious environmental problems and is costly. Due to the fine grain size, air, water and soil pollution risks are high. While this fine grain size is a major problem from environmental pollution point of view, the fine grain size is a big advantage for the pelletizing process. By combining these two concepts, it is possible to convert silt-sized waste and by-products into large volumes of sand and gravel-sized geomaterials.

Innovative method: the production of pellets from fly ash by cold palletization using a pelletizing drum

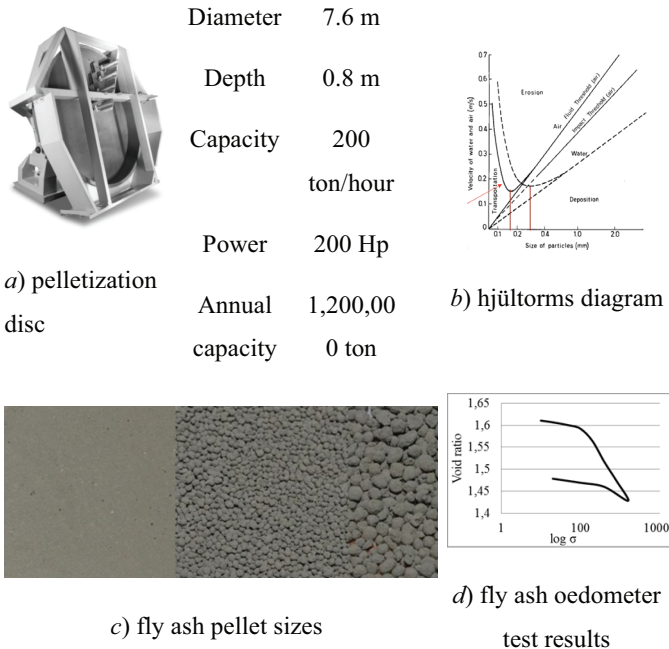
is the same as the coal dust pelletizing method used in metallurgical engineering. It is not possible to talk about any innovation here. However, it is an innovative process. That is, to pelletize and store millions of tons of fly ash from thermal power plants and use it as a mineral resource in the future. In this way, huge savings in storage costs can be achieved while minimizing the risks of air, water and soil pollution. Fig. 3 shows an industrial pelletizing drum. Powered by a 200 hp engine, this drum has a pelletizing capacity of 1,200,000 tons of fly ash per year. Much greater wind speed or water velocity is required for the larger size pelletized grains to be eroded decreasing environmental contamination problems. The free draining behavior and high internal friction angle ensures high stability. The manufactured aggregates can be stored for long duration without losing their implementability when needed as mineral source.

Suitable Soil Type: it can be applied to all kinds of silt-sized powder waste and by-products. Although capillarity provides palletization, binding property is required for the pellets to be permanent. This binding can be achieved with additives such as cement, lime, etc.

Advantages and Disadvantages: fly ash pellets have sufficient internal friction angle even without compaction with an equipment. This provides a great advantage during large volume storage. They can also be used in winter conditions due to their ability to compact without needing water. Since they can be produced in the desired size, with the desired crushing strength and the desired surface roughness, a designer geomaterial can be obtained. The disadvantage is that it is not possible to use the waste and by-product far from the region where it is produced due to additional costs (Fig. 3).

Compaction of Fly Ash Using Ice [29–37]

The focus of the collapse problem during compaction is the small size of the silt and the water in liq-



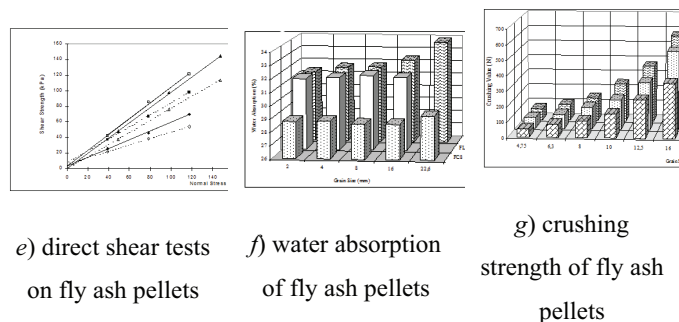


Fig. 3. A typical pelletization disc; manufactured pellets of various size; and their test results

Рис. 3. Стандартный диск для гранулирования; изготовленные гранулы различного размера и результаты их испытаний

uid phase that first forms menisci at the grain contacts but when saturation is increased, with loss of menisci the fabric collapses. If water is not added in liquid phase but mixed with the silt in solid phase (ice, snow), menisci will not form. The problem of collapse will be solved. Compaction can easily be achieved by adding the water in solid phase. Once the fabric is compacted, the melting of ice or snow from solid phase to liquid phase will not pose any danger for collapse. This solution makes it very practical for construction activities in cold regions. The construction season is very short due to problems with the handling of water in the liquid phase. In cold regions water is plenty in solid phase as snow. The snow can easily be mixed with powder industrial byproduct or waste for embankment construction.

Definition of the problem: compaction of fly ash at optimum water content is problematic due to its silt size. When the optimum value is exceeded even by one percent, liquefaction occurs and compaction cannot be realized. This problem creates serious obstacles in the use of fly ash. The use of industrial by-products and wastes in large volumes in geotechnical projects can only be possible through innovative methods that will eliminate these problems.

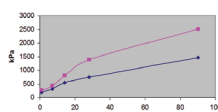
Innovative method: in order to compact fly ash, the required compaction water is added to the mixture in the solid phase (ice, snow) with or without compaction water. Thus, compaction can be carried out without any problems. After the ice melts, there is no problem as

the material is sufficiently compacted, but the extra water causes a stronger cementation in C-type ashes with cementing properties, resulting in a stronger, lighter filling material. The voids created by melting ice provide thermal insulation. Fig. 4 shows the experiments and results of using the method. The use of ice decreased the dry unit volume weight but increased the water content and void ratio. Adding compaction water in solid phase is an innovative method. However, its main use is in cold climates where it allows fly ash fills in winter conditions by using available snow.

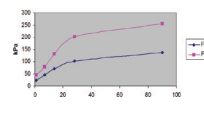
Suitable material: type C fly ashes with self-cementing properties. The same effect is achieved by adding lime or cement to ashes that do not have this property (Fig. 4).

Advantages and Disadvantages: the main advantage of using this method is that in regions with cold climates, all types of embankment construction can be carried out with an extended construction season. The resulting product is stronger, lighter and has thermal insulating properties, which is especially important in permafrost regions. In the formation of cement minerals, Ettringite is formed instead of Thomasite, which reduces gamma radiation by forty percent due to the presence of 26 moles of water instead of 12 in the atomic structure. As a disadvantage, it may not be economical if the application areas are too far from the thermal power plant.

	FA	FA+IC	% Change
Unit weight, kN/m^3	13.4	11.7	14↓
Water content, %	19.5	28.8	48↑
Void ratio, e	0.90	1.17	30↑



a) unconfined compressive strength of fly ash (FA) and ice compacted fly ash (FI)



b) split tensile strength of fly ash (FA) and ice compacted fly ash (FI)

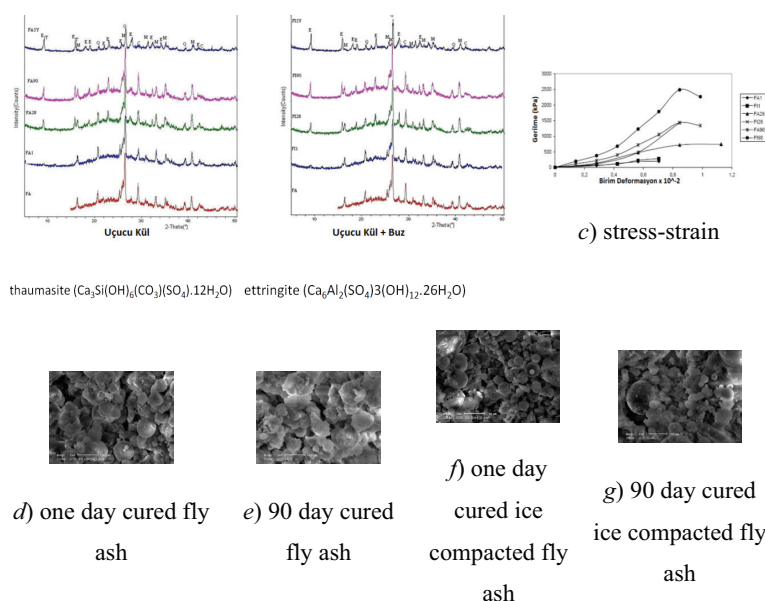


Fig. 4. Physical changes, Compression and split tension tests, X Ray diffraction analysis, stress strain relationship and scanning electron micrographs of ice added and control fly ash

Рис. 4. Физические изменения, испытания на сжатие и растяжение, дифракционный анализ рентгеновских лучей, зависимость напряжения от деформации и сканирующие электронные микрофотографии золы с добавлением льда и контрольной золы

Multiple Purpose Large Size Large Displacement Direct Shear/Model Pile Test Device [38–46]

All creative ideas require detailed testing in the laboratory and implementation in the field. There is a need to have an affordable multiple purpose testing equipment that can easily be built all over the world using off the shelf locally available materials and technology for sustainability. Every engineer in the world should have access to experimental tools so that they can test their innovative ideas. Developed countries have many laboratory equipment available but at a very high cost making them unaffordable. Purchasing such equipment is not enough but it is even harder to sustain them due to high maintenance costs. There is a need for one equipment that can test soil in the actual size (large size box), can undergo large displacement (residual tests) can apply both stress and strain control, can apply static and cyclic loads, can apply tension, can test model piles and model foundations in scaled sizes, can test model pile groups, can do interface tests of actual material sizes etc. The same equipment can conduct inclined plane test, tension test, geosynthetic tests. This is not an easy task. The test equipment presented is very simple and unique and may be a beginning point for further development with international cooperation of geotechnical laboratories worldwide.

Definition of the problem: multiple purpose testing equipment that can easily be built all over the world using off the shelf locally available materials.

Innovative method: the top box is moving instead of the bottom box providing model pile testing. The bottom box is three times larger than the top box to keep the interface area the same throughout the testing.

The normal force on the upper box is applied by pneumatic muscle actuators sliding on rails keeping the angle of application of normal force the same. The whole test device can be used as an inclined plane test device by simple elevating one side. A frame is fixed to the upper box to apply tension in the vertical direction. This way a model tension pile can be tested under shear.

Advantages and disadvantages: the whole test equipment can be easily manufactured using sigma profiles which are cheap and are locally available off the shelf all over the world (Fig. 5).

Saidy (57) used the model pile testing apparatus for multi joint piles under tension subjected to shear. Control monolithic concrete piles, and two multi joint piles with 750 and 1,500 N cable tension were tested to displacements up to 50 mm. Strain controlled loading was used in the horizontal direction. The piles were loaded from the pile head and both active and passive loads were applied. The test setup is presented in Fig. 5, a. The large size and large displacement direct shear apparatus are capable of applying strain-controlled tests with a linear actuator and a cyclic stress application unit composed of an antagonistic system with pneumatic muscles. The tension is applied to the pile with a pneumatic muscle placed in a frame placed on top of the upper shear box. Typical test results for active loads are presented in Fig. 5, b. The results shown are average values of three repetitions. The piles are placed in medium dense sand. The test results show that the multi friction joint piles can undergo much larger displacements when compared to that of monolithic pile. The multi friction joint pile with 1,500 N post tension reached 700 N lateral capacity at 65 mm

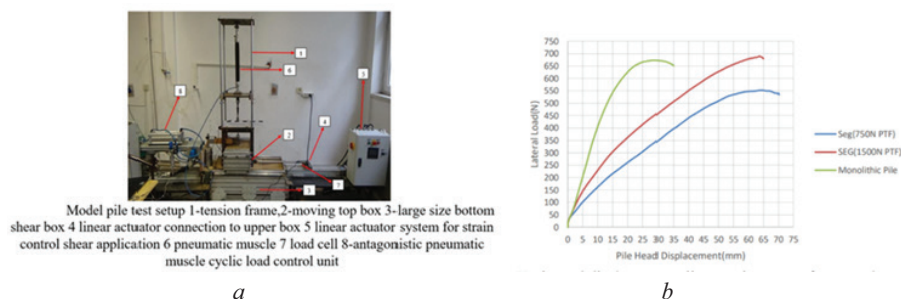


Fig. 5. The components of the multiple purpose testing apparatus (a); model pile test results (b)

Рис. 5. Компоненты многоцелевого испытательного устройства (a); результаты испытаний образцов свай (b)

displacement (pile dimension 50×50 mm) which is larger than that of 675 N at 27 mm displacement for the monolithic control pile.

Multiple Friction Joint Piles [47–60]

The examples given till now included atomic structure alteration, fabric collapse and solutions provided for that. The geotechnical engineering approach is not limited to only those soil related issues but offers solutions to multidisciplinary areas of civil engineering and other engineering fields. Mechanics is a fundamental engineering field and it is well established. The mechanics background is a key to successful engineering design. The final contribution that will be presented extends to multidisciplinary engineering fields. The nightmare of engineers is the failure. If the loads, moments, displacements etc. exceed a threshold value the system fails. The inventive step in this last contribution is to use this phenomenon and do reverse engineering beginning with a completely failed system and rebuilt it to a unique functional element. The system is composed of alternating rigid blocks and flexible plates with a large central hole through which an anchor cable is passing to hold the blocks together by applying post tension. The friction on the interfaces with rigid blocks and flexible plates is controlled by the normal force applied by the adjustable post tension force. This summation of these friction forces build up the lateral resistance. This is a completely different approach when compared to that of continuous beams, columns we normally know. Although the continuous systems seem to be strong, they are prone to failure under large displacements and large loads which are likely for civil engineering structures prone to multiple natural disasters. The location of failure planes in continuous structures are not known. The torsional forces and buckling forces also complicate the problem further. The segmental system with many failure planes has the advantage of predetermined failure planes with predefined engineering properties. Exactly where the failure will occur is known. The calculations are very easy because friction is a well understood topic and its dependable. Under torsion each rigid block will simply rotate and torsion forces will not harm the system.

Definition of the problem: as a result of conventional pile manufacturing methods such as driving, pushing,

Vibrex, screw pile, bored pile etc. production, the pile is rigid and cannot tolerate horizontal displacements. For this reason, even if its vertical capacity is sufficient, its cross-sections should be enlarged and the amount of reinforcement should be increased in order to tolerate the horizontal forces. This problem occurs especially in the pile cap foundation connection area. Large ground displacements emanate due to multiple disaster loads such as earthquakes, flash floods, slope failures, tornados etc. Due to the rigid structure of monolithic piles, they transmit the incoming soil thrust directly to the structure. In addition to the negative effects of rigid behavior of monolithic piles, the construction of piles require special heavy construction equipment requiring high initial investment cost, operating cost, high reinforcement requirement and exhaust gas emissions, noise, mobilization costs and lack of easy availability in undeveloped regions. An affordable flexible foundation system is required that can be easily implemented using locally available materials and small construction equipment.

Innovative method: the developed pile system is inspired by the structure and working principles of the human spine. It consists of alternating rigid blocks and flexible plates with a large hole in the center through which an anchor cable is present to apply post tension to the block-plate interfaces. The function of the anchor wire here is to apply normal force to the concrete block interfaces which work as friction joints and to form a system by holding all the blocks together. The horizontal force does not act on the anchor wire until a horizontal displacement equal to the diameter of the hole in the block is reached (except for the component effect of the inclination angle due to pile displacement). At the concrete interfaces, flexible rubber plates help to flex both horizontally and vertically. The normal force acting on the concrete block interfaces is controlled by tensioning and unloading the anchor rope. This allows the pile to be formed with the desired stiffness and to change its stiffness as desired during its service life. The innovative aspect of this pile system is that its stiffness can be adjusted and thus it can be displaced in the lateral direction without breaking in orders of several pile diameter. Due to its modular structure, it can be produced with the desired shape, size and surface texture. Another innovative aspect is that it can be produced without the need

2. PILE DIMENSIONS AND MATERIALS

- Real size pile dimensions (L=3210 mm)

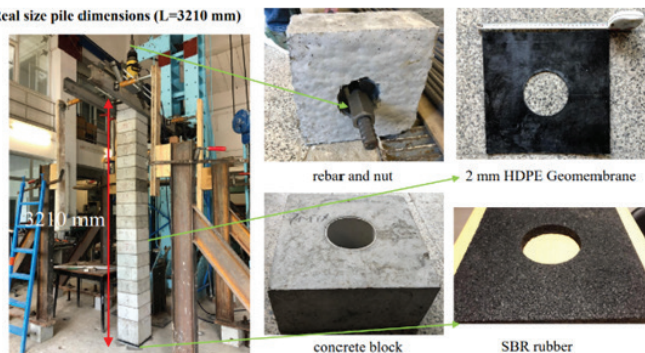


Fig. 6. The multiple friction joint pile components and prototype

Рис. 6. Составные элементы и опытный образец сваи с несколькими фрикционными соединениями

for a piling machine and other support units. A 3–4 m deep excavation pit to be created with a standard backhoe that can be rented anywhere in the world is sufficient for the placement of articulated piles. Concrete blocks can be produced on site or in the factory. The piles are tied together at any desired elevation by squeezing geosynthetics between the blocks. This is an inventive step in production of piles because it allows connection of piles at any elevation along the pile length. The inventive technique leads to construction of frames in trenches which is a new terminology in geotechnical engineering emanates as “geoframes”.

Advantages and Disadvantages: friction joints are a method used in superstructure to passively control horizontal loads. The interfaces between concrete blocks work on the same principle. Since these joints are formed between each block along the pile, no matter from which level the maximum horizontal force acts, it is met by frictional force in the same plane. In this way, no moment is transmitted.. The torsional moments that may occur along the pile are also compensated by the frictional force at the interface between the concrete blocks and the articulated system rotates against the torsional forces and no damage occurs. The fact that it can be constructed with standard backhoe available all over the world, the availability anchor wire, anchor plates and tightening

nuts are available off the shelf and that it can be manufactured with dywidag screws in places where anchorage tensioning equipment is not available provide great advantages in terms of application.

The disadvantage is that pile lengths are shorter than that of standard piles, which may limit the total settlement in deep alluvial soils. Although the diameter to length ratio is small, short but flexible piles can be obtained by unloading the anchor rope at the desired level. This unique feature can be used to create an ideal foundation system especially for compensating differential settlements. In loose soils, the excavation pit can be problematic. In such cases, piles can be placed by pushing or driving. Good placement of backfill around the pile shaft is important for the formation of pile capacity. Crushed stone type materials can be used as backfill. Flowable backfill with controllable elastic modulus works well with this system.

Soil types used: in loose sands it can be placed by pushing or hammering, while in solid and hard clays it can be used by placing it in the excavated trench (Fig. 6, 7).

Akbaşak [48] obtained different pile modulus values by using continuous piles made of fire hoses (Fig. 8). The water pressure in the fire hoses provided the rigidity of the pile. This way it was possible to conduct 3×3 pile group tests with the target rigidity. The pile/soil modulus ratios were comparable to those studied for segmental

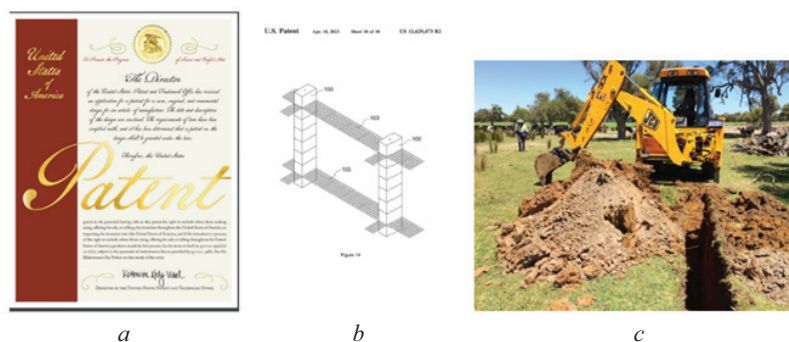


Fig. 7. The USPTO patent document cover (a); geogrid connection system (b); trench excavation for piles (c)

Рис. 7. Обложка патентного документа Бюро по патентам и товарным знакам США (а); система соединения георешеток (б); раскопка траншеи под сваи (с)

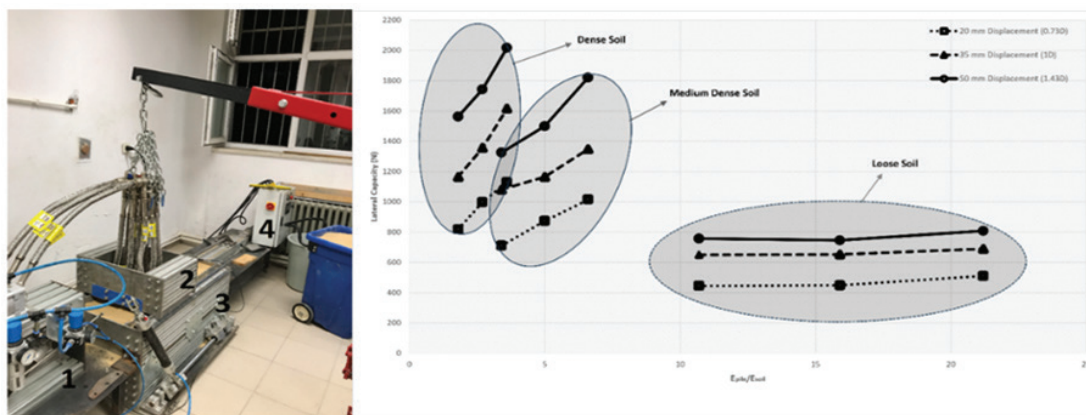


Fig. 8. Model pile test setup and the effect of pile soil modulus ratio on the horizontal capacity of pile groups

Рис. 8. Модельная установка для испытания свай и влияние соотношения модулей упругости грунта свай на предельную горизонтальную нагрузку на группы свай

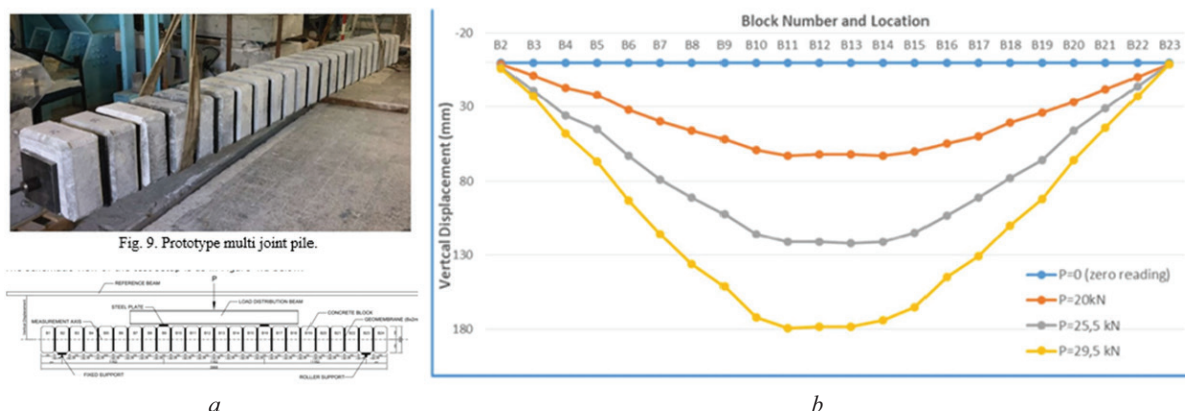


Fig. 9. Prototype multiple friction joint pile (a); four point beam test results (b)

Рис. 9. Опытный образец свай с несколькими фрикционными соединениями (a); результаты испытания четырехопорной балки (b)

piles. The study revealed that at low pile soil modulus values the forces are transferred and carried by the soil resulting in larger horizontal pile capacities.

Dadasbilde [54] conducted four-point bending tests on real size multi joint pile. The block dimensions were $30 \times 30 \times 15$ cm. The thickness of the HDPE flexible layer was 16 mm (8×2 mm layers for each interface). Twenty-four blocks were used to form the pile. A 30 mm anchor cable is used to connect the blocks. The cable was tensioned to 150 kN. The prototype pile is shown in Fig. 9. The 4-point flexure beam test set up is given in Fig. 9, a. The multijointed pile underwent 180 mm deflection corresponding to 29.5 kN at the midpoint without failure (Fig. 9, b).

CONCLUSION AND DISCUSSION

Geotechnical engineering deals with mechanics of three phase materials and uses multidisciplinary approach to provide practical and effective solutions to many civil engineering projects. The background acquired by geotechnical engineers in micro structure, micro fabric

and micro mechanics help them to develop many creative ideas. Innovation and invention require newly produced ideas rather than using acquired knowledge or reproduced information. The creative thinking led to construction of several historical earthworks in Anatolia which have survived more than three thousand years. The magnificence of the structures that were built those times confirms their creativity. The creative approach is lost due to problems related to education. Without learning fundamentals of mechanics and materials, specialization created specialists which know only one subject but unaware of the big picture. Use of commercial software for design completely created a group of engineers which cannot think any more. Although artificial intelligence is an impressive tool for the well educated engineer, it will cause disastrous results in the hands of ready made solution seekers. Six innovative applications developed at Bogazici University demonstrate that with a creative approach, problems may be solved with a different perspective. The main goal of all the techniques developed is their simplicity and ease of implement ability all over the world with environmentally safe, economically feasible, sustainable and resilient solutions. When the prob-

lem is related to; the atomic structure causing a loss in pile shaft capacity, or increasing the hydraulic conductivity of clay liner; to microfabric involving the collapse behavior of silt sized materials, creative thinking produces innovative solutions. For quantification of innovative solutions there is a need to develop a universal, affordable, multiple purpose testing equipment which can be locally produced all over the world. The developed testing equipment presented may be a good candidate for further improvement. The creative thinking also leads to development of more universal ap-

proaches like using reverse engineering to assemble a pile from many existing failure planes which are held together with a post tension cable. The flexible behavior of the multi friction joint pile foundation system will completely change the definition of classical foundation definition. Although this technique is developed for geotechnical applications it has a great potential in structural engineering applications also. The main objective of providing affordable, easily implementable all over the world with local materials and technologies is satisfied.

REFERENCES / СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Ata A., O'Neill M.W., Baykal G., Kalinski M., Stokoe K. Exploratory Study of Lime-Slurry Conditioning for Drilled Shafts. *National Science Foundation Report No: CMS-9615020*. Washington DC, 1998.
2. Ata A., O'Neill M.W., Baykal G. Enhancement of Side Resistance in Bored Piles with Lime. *Proceedings of the Fifteenth Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. 2001; 2:839-842.
3. Baykal G., Sahtiyanci M., Ata A., O'Neill M.W. Improvement of Bored Pile-Soil Interface by Lime Stabilization. *Seventh National Congress on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1998.
4. Baykal G., Metehan T. The Effect of Lime Treatment on the Shear Strength Parameters of the Clay-Concrete Interface. *81th TRB Annual Meeting*. Washington DC, 2002.
5. Baykal G. Patent/utility model. *Rubber-Soil Impermeable Liner*. (Examiner: Austrian Patent Office No: TR 182/95. Grantee: Turkish Patent Office, No: 92/0665). 1995.
6. Baykal G. Permeability of Rubber Soil Liners under Confinement. *ASCE Special Technical Publication*. 1995; 46:718-731.
7. Baykal G., Yesiller N., Koprulu K. Rubber-Clay Liners against Petroleum based Contaminants. *Environmental Geotechnology*. Balkema, Rotterdam, 1992; 477-481.
8. Baykal G., Köprülü K. Rubber Added Fly Ash Base and Subbase in Highway Construction. *10th Fly Ash Utilization Symposium*. 1993.
9. Baykal G., Koprulu K. Rubber Added Fly Ash for Underground Petroleum Tanks. *ACI Special Publication*. 1995; 153:549-560.
10. Baykal G., Kavak A., Alpatli M. *Rubber-Kaolinite and Rubber-Bentonite Liners*. Balkema, Rotterdam, 1995; 399-404.
11. Baykal G., Alpatli M. *Permeability of Rubber-Soil Liners Under Confinement*. ASCE, 2000; 1:718-731.
12. Baykal G., Ozkul Z. The Effect of Stress on the Hydraulic Conductivity of Rubber Soil Liners Permeated with Gasoline. *Proceedings of the Fifteenth Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. 2001; 3:1955-1958.
13. Baykal G., Yesiller N., Köprülü K. *Rubber-Clay Liners against Petroleum based Contaminants*. Balkema Publishers, Rotterdam, 1992.
14. Edinçliler A., Baykal G., Dengili K. Determination of Static and Dynamic Behavior of Recycled Materials for Highways. *Resources, Conservation and Recycling*. 2004; 42.
15. Edinçliler A., Baykal G., Saygili A. Influence of Different Processing Techniques on the Mechanical Properties of Used Tires in Embankment Construction. *Waste Management*. 2010; 30(6):1073-1080.
16. Ozkul Z.H., Baykal G. Shear Behavior of Compacted Fibre-Clay Composite in Drained and Undrained Loading. *ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2007; 133:767-781.
17. Ozkul Z.H., Baykal G. Shear Behavior of Clay with Rubber Fibre Inclusions. *Geosynthetics International*. 2006; 13(5).
18. Arslan H., Baykal G. Analyzing the Crushing of Granular Materials by Sound Analysis Technique. *Journal of Testing and Evaluation*. 2006; 34(6):464-470.
19. Arslan H., Baykal G. Utilization of Fly Ash as Engineering Pellet Aggregates. *Environmental Geology*. 2006; 50:761-770.
20. Arslan H., Baykal G., Sture S. Analysis of the Influence of Crushing on the Behavior of Granular Materials under Shear. *Granular Matter*. 2009; 11:87-97.
21. Danyıldız E., Baykal G. Use of Manufactured Pellet Aggregates to Study the Effect of Aggregate Crushing on Strength and Deformation Behavior at the Concrete-Soil Interface. *Characterization and Behavior of Interfaces*. 2008; 139-147.
22. Baykal G., Döven A.G. Utilization of Fly Ash by Pelletization Process; Theory Application Areas and Research Results. *Resources Conservation and Recycling Journal*. 2000; 30:59-77.
23. Baykal G., Danyildiz E. Use of Manufactured Pellet Aggregates to Study the Effect of Aggregate Crushing on Strength and Deformation Behavior at the Con-

crete-Soil Interface. *Transportation Research Board 89 th Annual Meeting*. Washington, USA, 2010.

24. Baykal G., Erdurak M.C. Artificial Sand Production for Geotechnical Uses. *Proceedings of Advances in Ground Technology and Geo Information IS-AGTG*. Singapore, 2011.

25. Baykal G. Pelletizing powder wastes for geotechnical applications; pelletize-dispose-utilize (PDU) strategy. *International Symposium on Testing and Specification of Recycled Materials for Sustainable Geotechnical Construction*. Baltimore, USA, 2011.

26. Baykal G. Mechanics of Manufactured Soil Using Powder Wastes. *Proceedings of 16th International Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Paris, 2013.

27. Baykal G. Three techniques for the study of soil structure interface properties; 3D roughness parameter; contact stress mapping; artificially manufactured sand. *Proceedings of Soil Structure Interaction; Underground Structures and Retaining Walls; ISSMGE TC 207 International Conference in Geotechnical Engineering*. St. Petersburg, 2015; 119.

28. Takmaz U., Baykal G. *Evaluation of dynamic properties of artificial sands produced from fly ash*. ZMGM16. Erzurum, 2016.

29. Baykal G. Strength Improvement of Fly Ash Using Ice. *11th International Symposium on Coal Ash Use and Management*. American Coal Association and Energy Production Research Institute, Orlando, 1995; 67-71.

30. Baykal G. Compacted Fly Ash-Ice for Low Cost Housing Projects. *XXIV IAHS World Housing Congress*. Ankara, 1996; 644-651.

31. Baykal G., Mehmetoglu D. Utilization of Fly Ash as Highway Safety Barriers. *Twelfth International Symposium on Management and Use of Coal Combustion Byproducts*. Orlando, 1997.

32. Baykal G., Edincliler A., Saygılı A. Highway Embankment Construction Using Fly Ash in Cold Regions. *Resources, Conservation and Recycling*. 2004; 42(3):209-222.

33. Baykal G., Saygılı A. A New Technique to Reduce the Radioactivity of Fly Ash Utilized in The Construction Industry. *Fuel*. 2011; 90:1612-1617.

34. Baykal G., Saygılı A. *A New Technique to Improve Freeze Thaw Durability of Fly Ash*. *Fuel*. 2012; 102:221-226.

35. Baykal G. Compaction of Pozzolan Material Using Snow to Solve Permafrost Thawing Problems in Highway and Railway Embankment Construction. *The First International Symposium on Transportation Soil Engineering in Cold Regions*. Xining, China, 2013.

36. Baykal G. Use of Fly Ash with no Water Consumption for Cold Regions Transportation Infrastructure. *Sciences in Cold and Arid Regions Journal*. 2015.

37. Saygili A., Baykal G. A new method for improving the thermal insulation properties of fly ash. *Energy and Buildings*. 2011; 3236-3242.

38. Akkol O., Baykal G. A New Test Device and Method: Geotextile-Soil Interface Cylindrical Test (GICT). *Proceedings of the Fifteenth Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. 2001; 2:1547-1550.

39. Baykal G., Dadasbilde O. Experimental Investigation of Pull-Out Resistance of Uniaxial Geogrids. *Proceedings of the 4th Regional Conference on Geosynthetics in Shanghai*. 2008; 174-178.

40. Baykal G. Pressure Mapping System for Geosynthetic Interfaces. *IGS World conference*. Berlin, 2014.

41. Baykal G. Interface Interaction. *XVII ECSMGE Conference*. Edinburg, 2015.

42. Baykal G. Implementation of Pneumatic Muscles in Geotechnical Laboratory Equipment Development. *4th International Conference on New Developments in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Near East University, Nicosia, 2016.

43. Baykal G. *Contact Stress Mapping in Geotechnical 4th International Conference on New Developments in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Near East University, Nicosia, 2016.

44. Baykal G. Large Displacement, Constant Contact Area Geosynthetic-Soil Interface Direct Shear Test Device. *6th European Geosynthetics Congress*. Ljubljana, 2016.

45. Baykal G., Keklik A., Elmas B. The Interface Behavior of Smooth and Textured Geomembrane at Low Confinement and Large Displacement. *7th National Geosynthetics Conference*. Istanbul, 2017.

46. Baykal G. Strain and Stress Controlled Geosynthetic Interface Testing. *11th International Conference on Geosynthetics*. Seoul, 2018.

47. Yasser I.O.Y. *An Experimental Study on the Behavior of Segmental Pile with Variable Stiffness : PhD Thesis*. Boğaziçi University, Istanbul, 2013.

48. Akbaşak S. *A Study on Pile Group with Adjustable Rigidity Subjected to Large Horizontal Displacement : M.Sc. Thesis*. Boğaziçi University.

49. Baykal G. USPTO Patent, Multiple Friction Joint Pile System. US 11629473 B2. 2023.

50. Baykal G. Development of Soil-Structure Interface Testing System Using Pneumatic Muscles. *BAP 5580 Project*. Boğaziçi University, Istanbul, 2015

51. Baykal G. Development of Segmental Pile. *BAP D6389 Project*. Boğaziçi University, Istanbul, 2015.

52. Baykal G. *Large Displacement-Constant Contact Area Geosynthetic Soil Interface Direct Shear Test Device*. Eurogeo6, European Geosynthetics Conference. Ljubljana, 2016.

53. Baykal G. The Behavior of Segmental Piles with Adjustable Rigidity Subjected to Large Displacements. *BAP 13401 Project*. Bogazici University, 2019.
54. Dadaşbilge O. *Unpublished Thesis Progress Report*. Bogazici University, 2018.
55. Keklik A. *An Experimental Study on the Behavior of Segmental Model Piles Under Static Lateral Loading* : M.Sc. Thesis. Boğaziçi University, 2020.
56. Ozturk B. *Implementation of Stress Mapping Techniques in Geotechnical Applications* : M.Sc. Thesis. Boğaziçi University, 2020.
57. Saidy M.F. *A Study on the Multiple Friction Joint Tension Piles Subjected to Large Horizontal Displacements* : M.Sc. Thesis. Boğaziçi University, 2021.
58. Sengez M. *Lateral Capacity of Segmental Model Piles Under Cyclic Loading* : M.Sc. Thesis. Boğaziçi University, 2019.
59. Michalko M. *Cracking Creativity*. Ten Speed Press, Berkeley, California, 2001.
60. Baykal G. Are Accrediaton Requirements Satisfactory for Civil Engineering Education? *Chamber of Civil Engineers IMO*. Muğla, 2014.

Received August 28, 2024.

Adopted in revised form on September 20, 2024.

Approved for publication on September 25, 2024.

BIONOTES: Gökhan Baykal — Bogazici University; 34342, Bebek, Istanbul, Türkiye; baykal@bogazici.edu.tr.

Поступила в редакцию 28 августа 2024 г.

Принята в доработанном виде 20 сентября 2024 г.

Одобрена для публикации 25 сентября 2024 г.

ОБ АВТОРЕ: Гёхан Байкал — Университет Богдазичи; 34342, Бебек, г. Стамбул, Турция; baykal@bogazici.edu.tr.

Geotechnical Design Challenges in Tropical Zone

Nazir Ramli¹, Mustapha Amir Hamzah², Setiawan Antonius³

¹ Universiti Teknologi Malaysia; Malaysia;

² Selangor, Malaysia;

³ Bauer Pratama; Jakarta, Indonesia

ABSTRACT

Introduction. Designing for geotechnical stability in tropical zones presents a unique set of challenges due to the climatic, geological, and environmental factors prevalent in these regions. It requires a comprehensive understanding of the local soil conditions, climatic factors, and environmental challenges. Materials and methods. Tropical regions often experience heavy rainfall, leading to increased erosion and soil instability. The erosion can weaken soil structures, leading to slope failures, landslides, and foundation instability. Areas with geologically disturbed areas such as clay shale, colluvium, and deformed rock due to relic active tectonic activity are attributed to unexpected failure during construction. While area with problematic soil such as the soft soil zone exhibits large long-term compression and low bearing capacity challenges.

Results. Designing to accommodate the challenges of geologically disturbed areas and problematic soil is crucial to prevent structural damage. Tropical regions also often have high groundwater tables due to frequent rainfall and low evaporation rates. This can pose challenges for geotechnical and structural design as structures may be subjected to buoyancy forces and soil liquefaction during seismic events. Tropical ground requires careful consideration of material properties and behaviour, environmental conditions, and potential hazards. Engineers can solve the difficulties that come with these problematic grounds in tropical areas and guarantee the safety, stability, and sustainability of infrastructure projects by applying suitable geotechnical engineering techniques and mitigating measures.

Conclusions. Case studies about problematic tropical soil and solutions.

KEYWORDS: tropical soils, tropical design, prevention of structural damage

FOR CITATION: Ramli N., Hamzah M.A., Antonius S. Geotechnical Design Challenges in Tropical Zone. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2025; 15(1):23. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.23

Проблемы геотехнического проектирования в тропической зоне

Назир Рамли¹, Мустафа Амир Хамзах², Сетиаван Антониус³

¹ Технологический университет Малайзии; Малайзия;

² Селангор, Малайзия;

³ Бауэр Пратама; г. Джакарта, Индонезия

АННОТАЦИЯ

Введение. Проектирование в тропических зонах означает обеспечение геотехнической устойчивости и представляет собой уникальный набор задач, обусловленных климатическими, геологическими и экологическими факторами, преобладающими в таких регионах. Оно требует всестороннего понимания особенностей местных почв, климатических факторов и экологических проблем.

Материалы и методы. В тропических регионах часто выпадают обильные осадки, что усугубляет эрозию и нестабильность почвы. Эрозия может ослабить структуру почвы, грунтов, что может привести к обрушению откосов, оползням и сокращению прочности фундамента. В районах с геологическими нарушениями, такими как глинистые сланцы, коллювиальные отложения и деформации породы, вследствие активной тектонической деятельности возможны неожиданные провалы в процессе строительства. При этом для участков с проблемным грунтом, например для зон слабых грунтов, характерны показатели существенного длительного сжатия и низкой несущей способности.

Результаты. Проектирование с учетом геологических нарушений и проблемных грунтов имеет решающее значение для предотвращения повреждения конструкций. В тропических регионах также часто наблюдается высокий уровень грунтовых вод из-за частых дождей и низкой скорости испарения. Это может создать проблемы для геотехнического проектирования и проектирования строительных конструкций, поскольку во время сейсмических воздействий сооружения могут подвергаться подъемной силе и разжижению грунта. Тропический грунт требует тщательного учета свойств и работы материалов, условий окружающей среды и потенциальных опасностей. Инженеры могут решить вопросы, связанные с проблемными грунтами в тропических районах, и гарантировать безопасность, стабильность

и устойчивость инфраструктурных проектов, применяя адекватные инженерно-геологические методы и меры снижения воздействий.

Выводы. Рассмотрены конкретные примеры проблемных тропических грунтов и решения возникающих проблем.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: тропические грунты, проектирование в тропических зонах, предотвращение повреждения конструкций

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Рамли Н., Хамзах М.А., Антониус С. Проблемы геотехнического проектирования в тропической зоне // Строительство: наука и образование. 2025. Т. 15. Вып. 1. Ст. 23. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI:10.22227/2305-5502.2025.1.23

INTRODUCTION

Geotechnical design in tropical zones presents a distinct set of challenges due to these regions' unique geological, climatic, and environmental conditions. The tropical climate is characterised by high temperatures, intense rainfall, and varying soil types, which significantly influence the behaviour of foundations, slopes, and other geotechnical structures. One of the primary challenges in geotechnical design for tropical zones is managing the effects of heavy rainfall and subsequent soil erosion. Intense rainfall can lead to soil instability, erosion, and landslides, particularly on steep slopes. Engineers must carefully consider drainage systems, erosion control measures, and slope stabilization techniques to mitigate these risks and ensure the stability of infrastructure. Additionally, the high humidity and temperature variations in tropical climates can impact the properties of soils, potentially leading to changes in soil strength, compressibility, and settlement over time. This necessitates thorough geotechnical investigations and analyses to accurately assess soil behaviour and select appropriate foundation types and designs. Another critical aspect of geotechnical design in tropical zones is the selection of suitable construction materials. Materials must be durable and resistant to degradation caused by high moisture levels, biological activity, and aggressive chemical reactions common in tropical soils. Special attention is also given to corrosion protection for foundations and retaining structures exposed to moisture and aggressive environmental conditions. Furthermore, the cultural and socio-economic aspects of tropical regions must be considered in geotechnical design. Local communities often have traditional building practices and knowledge of local soils and geological hazards that can inform and complement modern engineering solutions. Engaging with local stakeholders and integrating indigenous knowledge can lead to more effective and culturally sensitive geotechnical designs [1–10].

Geological disturbed zone in tropical region — Malaysia

The abundant occurrences of Triassic and Late Cretaceous-Palaeocene granites have resulted in the remagnetization of older rocks, and the interpreting of palaeomagnetic data unreliable (Richter and Fuller, 1996). Clockwise declinations have been measured in Late Triassic granites, Permian to Triassic volcanics, and

remagnetized Paleozoic carbonates. The age of this magnetization is poorly understood and may be as old as the Late Triassic, or as young as the Middle or Late Cretaceous. The Middle Cretaceous to Palaeogene palaeomagnetic data for the Peninsula are indistinguishable from the Late Eocene and Oligocene measurements from Borneo and Sulawesi. The similarity in anticlockwise rotations over such a large region suggests that regional block motions have been preserved and shows that much of southern Sundaland rotated approximately 30 to 40° anticlockwise relative to the Geocentric Axial Dipole between the Eocene and the Oligocene. These regional anticlockwise rotations are not consistent with simple extrusion-based tectonic models. However, they are consistent with anticlockwise oroclinal bending resulting from ongoing collisions in the Timor area of Indonesia. The Strong Complex and related Central Belt granitoids lie east of the Bentong-Raub Line. The zones of migmatite (Fig. 1) are intimately associated with Late Triassic as well as Late Cretaceous granites. The former suggests a genetic relationship to the Indosinian Orogeny; the latter suggests a considerably later reactivation of the migmatite zones. In many cases, the Late Cretaceous plutons are of homogeneous pink granite devoid of migmatization, and they are found as far south as Gunung Ledang (Mount Ophir) and Gunung Pulai. Richter et al. (1999) concluded that the palaeomagnetism measured in Late Triassic and older Peninsular Malaysian rocks may represent a Middle Cretaceous to Paleogene remagnetization caused by an important heat event of that time. This was the important heat event found in the migmatite zone of Fig. 1.

Granite constitutes about one-third of the land surface of Peninsular Malaysia. The granites of the Malay Peninsula were originally subdivided into three belts by Hutchison (1977); the Main Range Belt, the Central Belt, and the Eastern Belt. Cobbing et al. (1992) established that the granites of the Central Belt and the Eastern Belt were similar and defined two granite provinces within Peninsular Malaysia, each having its distinctive pattern of mineralization — the Main Range Province and the Eastern Province. Hutchison (1977) suggests that these features imply that the Main Range Belt has been uplifted by several kilometres since the Triassic. The margin of the Main Range granite, just west of the Bentong-Raub suture near Bentong is characterised by strongly gneissic granite and augen structures [11–19].

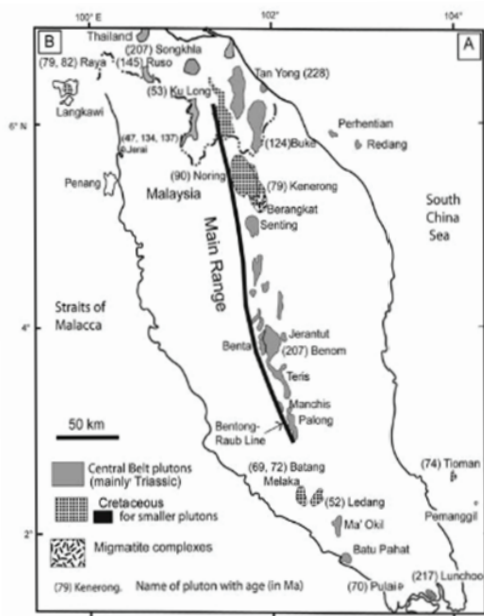


Fig. 1. Central Belt of Peninsular Malaysia. Redrawn and after Cobbing et al. (1992)

Рис. 1. Центральный пояс полуостровной Малайзии. Перерисовано с использованием материалов Коббинга и др. (1992)

Borneo is an island in Southeast Asia, and its base of rocks was formed over the last 400 million years by subduction-accretion because of convergence between the Asian, India-Australian, and Philippine Sea-Pacific plates, as well as arc-continent collisions and continent-continent collisions (Metcalf I., 2013). It was located along the easternmost boundary between the Paleo-Pacific and the Meso-Tethys during the Late Cretaceous. It is one of the few places in SE Asia where sediments deposited between the Latest Cretaceous and Latest Eocene are preserved (Kayen, Ketungau and Rajang Group, and the Crocker Formation). The largest sedimentary basin in Borneo filled by the Rajang Group, contains a relatively continuous Late Cretaceous to Late Eocene sedimentary record, which can be used to provide provenance information to constrain sediment routing and resolve the paleogeographic setting at the time of deposition (Hutchison, 1996, 2005; Hall, 2012; Hall and Breitfeld, 2017; Galin et al., 2017). Since all of Borneo's volcanoes are extinct, the region's active geological processes are moderate (Hall R. et al. 2009). Three plate boundaries — the Java-Sumatra subduction boundary, the India-Eurasia continental collision, and the collisional zone in Sulawesi southeast of Borneo — are the geological forces sculpting Southeast Asia today (Publiler M. and Morley C.K., 2014). The geology of Borneo today is composed of volcanic deposits, sedimentary layers, and old crystalline foundation rocks. The island's complicated geological past has produced a diversified terrain that includes vast river systems, mountain ranges, and lush rainforests. Despite being less prone to earthquakes than some of its

neighbours, Borneo is nonetheless affected by continual seismic activity due to its location at the intersection of many tectonic plates. Erosion and sedimentation are still occurring in the area, shaping the landforms and adding to the abundant biodiversity seen in Borneo's rainforests. Borneo's geological past provides evidence of the dynamic processes that have moulded the island over millions of years, giving rise to its distinctive and varied geological and biological traits. The distinctive characteristic of meta sediment and partly meta sediment development, particularly in the Sarawak region, sets the geological features apart from those of the Peninsular Malay. Fig. 2 shows the Geological formation of the Borneo about the kind of rock formation.

The construction of infrastructure was greatly influenced by the meta-sediment and partially meta-sediment rocks, especially in the Borneo region. The presence of volcanic breccia, tuff, and clay shale minerals has had several negative impacts, including ground movement and slope failure. This affects the economy and causes a delay in construction, which raises the cost of building.

META SEDIMENT MATERIALS IN CONSTRUCTION — CASE 1

Meta sediment materials dominate the base formation, especially in the Borneo region. Clay Shale is known to exist during the Miocene and late Oligocene Epoch. The Miocene epoch occurred in the Neogene period which, in turn, is part of the Cenozoic era approximately 5.3 to 23 million years ago. Clay shale reflects the island's complex geological history and diverse sedimentary environments. It is a fine-grained sedimentary rock that forms from the compression of clay and silt particles over millions of years. It is characterized by its smooth texture and often exhibits a laminated appearance. The primary components are clay, quartz and organic materials. The main geological settings where clay shale is prevalent are in the sedimentary basin and rivers and delta deposits.

Challenges for Infrastructure Construction in Lawas, Sarawak

The Sarawak Sabah Link Road (SSLR) Project is approximately 75 km new alignment and upgrading of the logger track project connecting Sarawak to Sabah. This project was designed and built under the surveillance of the Public Work Department of Malaysia. The area was located namely on the Setap and Temburong Formation which is mainly a new and old Clay Shale formation with a thickness of merely 200 m below ground level. The Setap Formation is generally a Miocene Clay Shale while the Temburong Formation is an Oligocene Clay Shale which is older than the latter. Fig. 3 shows the location of the site.

The problem that existed before the building of this route was the presence of 5–10-meter-thick colluvium (debris) covering a foundation rock made of clay shale. The site's hilly geography causes ongoing relic slope collapse, which is why the materials survive. The high

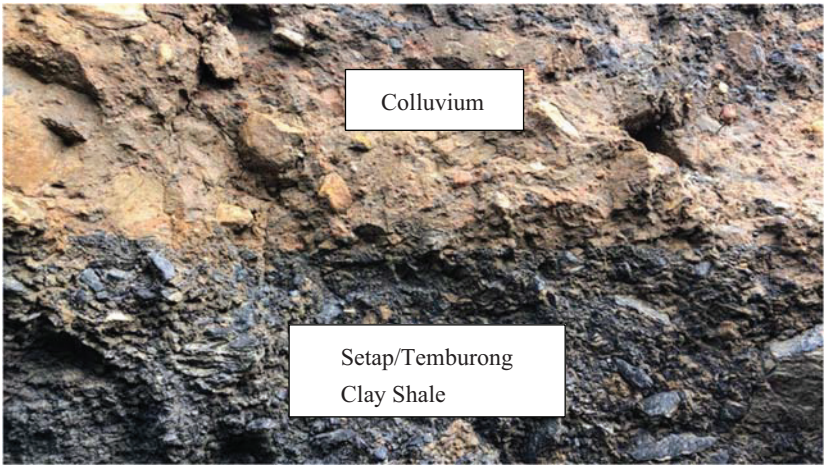


Fig. 4. Colluvium and Clay Shale stratification on Lawas, Sarawak site

Рис. 4. Стратификация коллювия и глинистых сланцев на участке Лавас, Саравак



Fig. 5. Movement of ground during construction on site

Рис. 5. Движение грунта во время строительства на участке

Geological Disturbed Zone

This tropical zone is referred to as a “geologically disturbed zone” by geologists. Tropical region is known to have high rainfall, seismic activity and progressive tectonic activities which cause frequent movement and failure of the ground. The behaviour of the ground will determine the approach taken in this area of infrastructure design, which presents significant challenges for engineers. The primary problem is the excessive rain. Water infiltration through the colluvium's highly porous surface has increased the pore pressure in the low permeability intersecting clay shale. The intersection layer becomes a soft seam mud layer due to clay shale's high and quick deterioration. This lubricating layer allows the overburden on top to move. Fig. 6 shows the deposition of dete-

riorated clay shale that forms a mud seam layer as mentioned above.

Water enters the colluvium during infiltration and creates a waterfront, leading to excess pore pressure development along the boundary. The differential in permeability between the colluvium and clay shale materials present at the location causes excess pressure to build along the boundary. The differential in permeability between the colluvium and clay shale materials present at the location causes excess pressure to build along the boundary. The differential in permeability between the colluvium and clay shale materials present at the location causes excess pressure to build along the boundary. The differential in permeability between the colluvium and clay shale materials present at the location causes excess pressure to build along the boundary.



Fig. 6. Deposition of Mud seam layer form at the intersection of two different permeability layers

Рис. 6. Отложение слоя илистого грунта образуется на пересечении двух различных по проницаемости пластов

causes excess pressure to build along the boundary. The differential in permeability between the colluvium and clay shale materials present at the location causes excess pressure to build along the boundary. The differential in permeability between the colluvium and clay shale materials present at the location causes excess pressure to build along the boundary. Clay shale undergoing high deterioration develops soft clay elements on its surface that lubricate the intersection surface. The gravitational pull of the overburden combined with extra pore pressure causes the colluvium surface to flow.

In general, the difficulties faced by geologically disturbed zones have aided in the innovation of design solutions aided in the innovation of design solutions. Several strategies have been proposed to address the associated problems, including controlling the penetration of water, fortifying the slope with a drilled shaft, and reinforcing the exposed clay shale surface to slow down the weathering process.

Challenging Soil Zone in Tropical Region — Malaysia

Tropical areas have different climatic and environmental circumstances, which provide problems in geotechnical design. These difficulties are frequently caused by elements like heavy rain, severe weather, and warm temperatures. In tropical climates, the composition of the soil can vary greatly. The soil may be more likely to get soggy in certain places and dry up fast in others. Because soil structure varies, specific land use strategies are needed. Malaysia's geological landscape is characterized by a diverse range of soft soil formations, including alluvial deposits, marine clays, and peat swamps, which are prevalent across the country's coastal plains, river deltas, and low-lying areas. Fig. 7 shows the location of soft soil formation in the Malaysia region.

These soft soil deposits have been formed over millennia through the weathering and erosion of underlying bedrock, as well as sediment deposition from rivers and coastal processes. The tropical climate, with high rainfall and humidity, exacerbates the challenges posed by these

soft soils, leading to issues such as soil erosion, slope instability, and groundwater fluctuations. Fig. 8 shows the deposition of soil in tropical regions by J.B. Cox, 1970. Infrastructure projects must be designed and constructed with careful regard for this dynamic behaviour to ensure its stability and longevity. Understanding the behaviour and challenges posed by tropical soft soils is crucial for successful infrastructure development in regions like Malaysia.

To mitigate the challenges posed by soft soils, Malaysia has adopted various ground improvement techniques. These techniques include soil stabilization using lime, cement, or fly ash, deep soil mixing, and stone column installation. These techniques increase the durability and performance of infrastructure projects by strengthening the soil and lowering the risk for settlement. The necessity of choosing the best ground improvement method based on project objectives and site-specific constraints is shown by Malaysia's experience. To overcome the limitations of tropical soft soils, an innovative foundation design is needed. Malaysia has developed technologies like as pile foundations, raft foundations, and soil-structure interaction studies to decrease settlement and effectively distribute loads. Furthermore, engineers may analyse the interaction between soil and structure and optimize foundation designs for performance and stability by using sophisticated numerical modelling tools.

CONSTRUCTION IN SOFT GROUND — CASE 2

Challenges for Building Construction in Batu Pahat, Johor

The new campus, known as University Tun Hussein Onn, is situated in the southern region of Malaysia, in the Batu Pahat district. It is about 25 km to the east of Batu Pahat Town. The area is considerably flat with existing ground level ranges generally between 1.2 to 2.4 m above Sea Level. The construction began in 2007 within an area

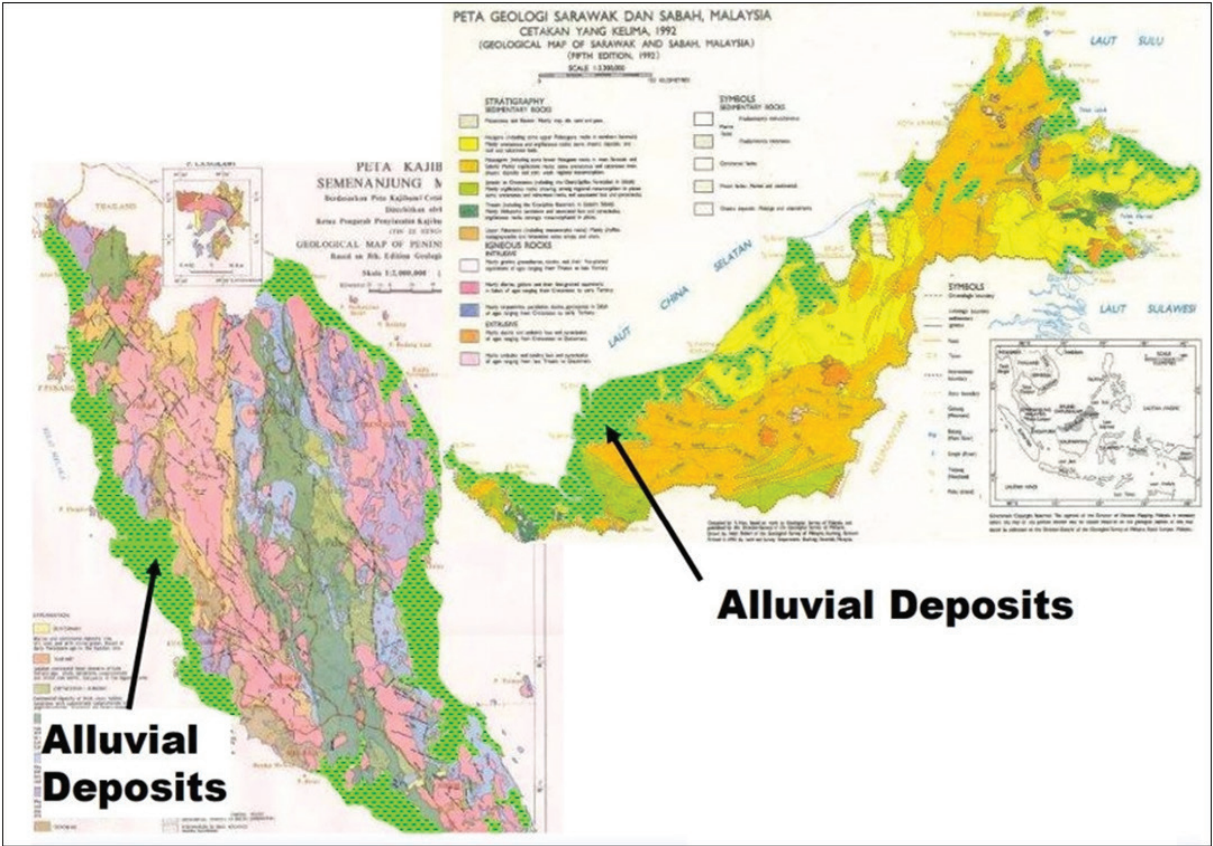


Fig. 7. Location of alluvial deposit in Malaysia region (Dept. of Geology and Mineral Science, Malaysia (1992))

Рис. 7. Расположение аллювиального месторождения в регионе Малайзии (Департамент геологии и минеральных наук Малайзии (1992))

of 145 Ha. It comprises construction for the Library and Chancellery, Faculty of Civil Engineering and Environment, Faculty of Electrical and Electronic Engineering, Faculty of Technology Information and Multimedia, Faculty of Mechanical Engineering and Manufacturing, Faculty of Technical Education and Lecture Hall. The existing

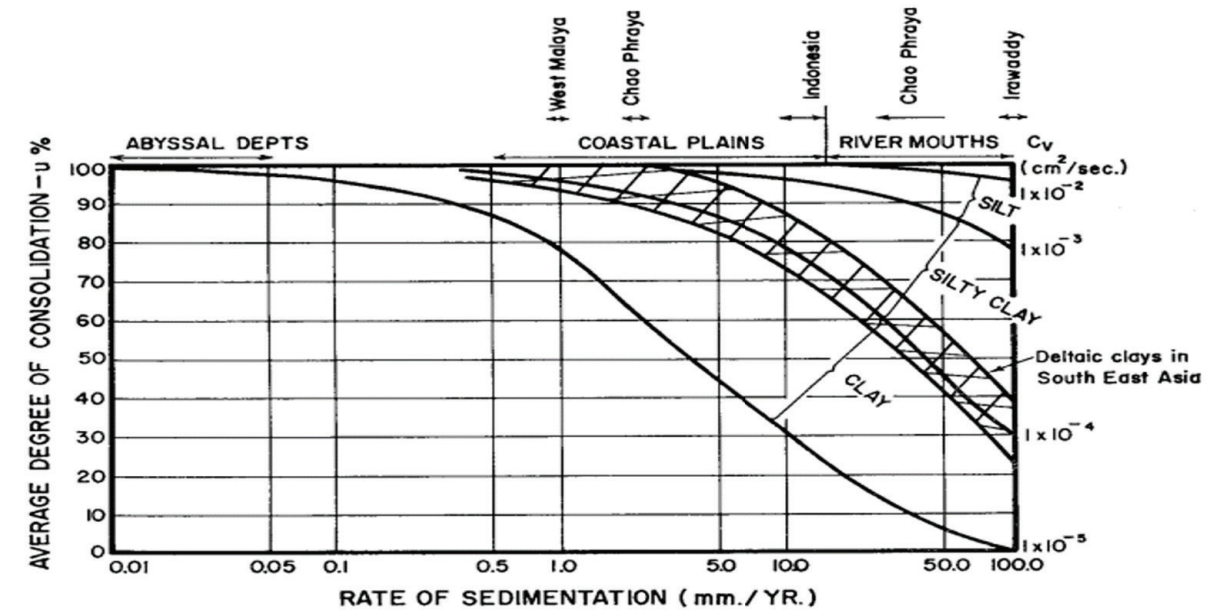


Fig. 8. Relation between rate of sedimentation and Degree of Consolidation for a 5 m thick layer of deposition

Рис. 8. Соотношение между скоростью выпадения осадка и степенью затвердевания для слоя отложений толщиной 5 м



Fig. 9. Location of new campus University Tun Hussein Onn, Batu Pahat

Рис. 9. Расположение нового кампуса университета Тун Хуссейн Онн, Бату Пахат

area which is to be developed as a Reduce Level varies from +1.4 to +1.8 m in the open area. A proposed final platform level will be RL 2.5 m since the flood contributed by the Sembrong river and Simpang Kanan river was estimated to be at the highest level of +2.3 m. However, as a centre of attraction, the Library building will be placed on a higher level than others at an R. L of +3.5 m. The current existing level for the previous phase is ranging between R. L +1.8 m and R. L +2.1 m. The layout plan for the development area is shown in Fig. 9.

The whole area of the development sits on soft clay which is highly compressible. Excessive post-construction settlement of the area is the main challenge. Due to construction time constrain, a ground improvement needs to be done to expedite the settlement process of the area. A task of less than six months was given to improve the site before other infrastructure works commenced. To minimize the post-construction settlement, subsoil treatment is required. Various ground treatment methods have been considered. After consideration of time, cost, effectiveness and practicality of various subsoil treatment methods, Surcharge + Vertical Drain (Prefabricated Vertical Drain — PVD) was chosen. The surcharge method is one of the oldest and most efficient methods for the treatment of highly compressible subsoil (Hansbo, 1981). This method has been used for most of the projects in Malaysia that encounter the soft alluvial deposit. The basic principle of this method is to apply a surcharge on the proposed treated area which will expedite the process of settlement at a given time. When the targeted degree of consolidation settlement has occurred, the surcharge can be removed.

A ground improvement work was commenced in August 2007. The work was done in stages by dividing the area into three zones i.e. Zone A, Zone B and Zone C. The whole ground improvement program ended in November 2008. However, settlement at each zone

reached its final value within 5 months. The surcharge height used was 2.5 m for both Zone A and B and 2.75 m for Zone C. The final settlement occurred were 490, 400 and 254 mm for Zone A, Zone B and Zone C respectively. Geotechnical instruments were installed to monitor the performance of the subsoil. Back analysis based on settlement monitoring results predicted using Asaoka's Observatory method (Asaoka, 1978) shows a reliable agreement with Terzaghi's one-dimensional consolidation. It was thought to be useful to understand the history of the development site before any settlement prediction is done to eliminate overestimating of surcharge materials which might incur extra costs in construction.

CONCLUSIONS

Engineers and planners facing similar obstacles throughout the world may learn a lot from Malaysia's experience with tropical ground challenges. To effectively manage either geologically disturbed or difficult soil conditions, a thorough site investigation, innovative ground improvement techniques, intelligent foundation design, and continuous monitoring and maintenance are essential. By planning and constructing infrastructure projects to withstand the demands of tropical environments, these lessons may be applied to make sure that the projects are robust and sustainable for future generations. In the tropical zone, parameters by themselves should not be depended upon for design. It needs to be combined with the site's behaviour, history, and local expertise to make the design more trustworthy. In conclusion, geotechnical design in tropical locations requires a holistic approach that considers geological, climatic, environmental, and sociocultural factors. By combining advanced engineering techniques, environmentally conscious methods, and Indigenous knowledge, engineers may build a safe and resilient infrastructure that can withstand the challenges posed by tropical climates.

REFERENCES / СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Alattas I.M., Ramli N., Irsyam M., Simatupang P.T. The effect of weathering process to the determination of residual shear strength of clay shale with triaxial multi-stage system. *Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. 2017.
2. Cobbing E.J., Pitfield P.E.J., Darbyshire D.P.F., Mallick D.I.J. The granites of the South-East Asian tin belt. *British Geological Survey Overseas Memoir*. 1992; 369.
3. Department of Geology and Mineral Science, Malaysia, Geological Map of Peninsula Malaysia, Sabah and Sarawak, 1992.
4. Galin T., Breitfeld H.T., Hall R., Sevastjanova I. Provenance of the Cretaceous — Eocene Rajang Group submarine fan, Sarawak, Malaysia from light and heavy mineral assemblages and U-Pb zircon geochronology. *Gondwana Research*. 2017; 51:209-233.
5. Hall R., Clements B., Smyth H.R. *Sundaland: Basement character, structure and plate tectonic development*. Proceedings Indonesian Petroleum Association 33rd Annual Convention, IPA09-G-134. 2009.
6. Hall R. Late Jurassic – Cenozoic reconstructions of the Indonesian region and the Indian Ocean. *Bulletin of the Geological Society of Malaysia*. 2012; 63:1-41.
7. Hall R., Breitfeld H.T. Nature and Demise of the Proto-South China Sea. *Bulletin of the Geological Society of Malaysia*. 2017; 63:61-76.
8. Hutchison C.S. Granite emplacement and tectonic subdivision of Peninsular Malaysia. *Geological Society of Malaysia Bulletin*. 1977; 9:187-207.
9. Hutchison C.S. *Geological Evolution of South-east Asia*. Geological Society of Malaysia. Kuala Lumpur, 1996; 368.
10. Hutchison C.S. *Geology of North-West Borneo*. Elsevier, Amsterdam, 2005; 421.
11. Metcalfe I. Gondwana Dispersion and Asean Accretion: Tectonic and Palaeo-Geographic Evolution of Eastern Tethys. *Journal of Asian Earth Sciences*. 2013; 66:1-33.
12. Pubellier M., Morley C.K. The basins of Sundaland (SE Asia): Evolution and boundary conditions. *Marine and Petroleum Geology*. 2014; 58:555-578.
13. Ramli. N., Amir H.M. *Forensic Report on Slope Failure at Lawas Sabah Sarawak Link Road (SSLR) Road Construction*. 2022.
14. Richter B., Fuller M. Palaeomagnetism of the Sibumasu and Indochina blocks: implications for the extrusion tectonic model. *Tectonic evolution of Southeast Asia*. Geological Society of London special publication, 2016; 106:203-224.
15. Richter B., Schmidtke E., Fuller M., Harbury N., Samsudin A.R. Paleomagnetism of Peninsular Malaysia. *Journal of Asian Earth Sciences*. 1999; 17:477-519.
16. Asaoka A. *Observational Procedure of Settlement Prediction*. Soils and Foundations. 1978; 18(4):87-101.
17. Hansbo S. Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains. *Proceedings, 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1981; 3:1981.
18. Terzaghi K. *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley and Sons, New York, 1948.
19. Zuofei Z., Yan Y., Zhao Q., Carter A., Hassan M.H.A. *Subduction history of the Proto-South China Sea: Evidence from the Cretaceous — Miocene strata records of Borneo*. 2022. DOI: 10.1002/essoar.10511225.2

Received August 28, 2024.

Adopted in revised form on September 20, 2024.

Approved for publication on September 25, 2024.

BIONOTES: Nazir Ramli — Universiti Teknologi Malaysia; 81200, Johor Bahru, Malaysia;

Mustapha Amir Hamzah — LR2 Consultant; Selangor, Malaysia;

Setiawan Antonius — Bauer Pratama; Jakarta, 12430, Indonesia.

Contribution of the authors: all authors have made an equivalent contribution to the preparation of the publication.

The authors declare that there is no conflict of interest.

Поступила в редакцию 28 августа 2024 г.

Принята в доработанном виде 20 сентября 2024 г.

Одобрена для публикации 25 сентября 2024 г.

ОБ АВТОРАХ: Назир Рамли — Технологический университет Малайзии; 81200, Джохор Бахру, Малайзия;

Мустафа Амир Хамзах — LR2 Consultant; Селангор, Малайзия;

Сетиаван Антониус — Бауэр Пратама; Джакарта; 12430, Индонезия.

Вклад авторов: все авторы сделали эквивалентный вклад в подготовку публикации.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.