



ниц строительство
научно-исследовательский центр



НИИОСП
ИМ. Н.М. ГЕРСЕВАНОВА

ВЕСТНИК

НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»

№2(17)2018

ГЕОТЕХНИКА И ПОДЗЕМНОЕ ПРОСТРАНСТВО

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

Учредитель: АО «НИЦ «Строительство»

Адрес редакции: 109428, г. Москва, ул. 2-я Институтская, дом 6, стр. 1
Тел.: +7 (495) 602-00-70 доб. 1014 / 1002
e-mail: vestnikstroy@list.ru

Статьи печатаются в авторской редакции после обязательного рецензирования.
При цитировании ссылка обязательна.
Перепечатка материалов допускается только с письменного разрешения редакции.



ПЕТРУХИНСКИЕ ЧТЕНИЯ

25 мая 2018 года в НИИОСП
им. Н.М. Герсегонова АО «НИЦ «Строительство»
пройдут IV Петрухинские чтения: «Деформации
оснований фундаментов.
Расчет и мониторинг»

Мероприятие организовано
в честь памяти В.П. Петрухина - доктора
технических наук, профессора,
Заслуженного деятеля науки РФ,
лауреата Государственной премии СССР,
Почетного строителя Москвы и до апреля 2014
года директора НИИОСП им. Н.М. Герсегонова

ПРОГРАММА МЕРОПРИЯТИЯ:

- | | |
|-------------|---|
| 10:00-10:30 | Открытие чтений. Вступительное слово
Колыбин Игорь Вячеславович , к.т.н., директор НИИОСП
им. Н.М. Герсегонова АО «НИЦ «Строительство», Россия, г. Москва |
| 10:30-12:00 | Катценбах Рольф , д.т.н., проф., Технический Университет Дармштадта,
Германия / Эксплуатационная пригодность, как основной критерий
при проектировании. Расчет осадок, мониторинг и наблюдательный метод |
| 12:00-12:45 | Тер-Мартirosян Завен Григорьевич , д.т.н., проф., Московский
государственный строительный университет, Россия, г. Москва /
Влияние расчетных моделей оснований на величину осадок фундамента
зданий |
| 12:45-13:30 | Федоровский Виктор Григорьевич , к.т.н., заведующий лабораторией
механики грунтов НИИОСП им. Н.М. Герсегонова АО «НИЦ «Строительство»,
Россия, г. Москва / Нормативный метод расчета осадок фундаментов
на естественном основании |
| 13:30-14:15 | Кофе-брейк |
| 14:15-15:45 | Дитмар Кек , д.т.н., проф., Университет прикладных наук им. Бойта, Германия,
г. Берлин / Тема доклада уточняется |
| 15:45-16:30 | Труфанов Александр Николаевич , к.т.н., заведующий лабораторией методов
исследования грунтов НИИОСП им. Н.М. Герсегонова
АО «НИЦ «Строительство», Россия, г. Москва / Определение эффективных
напряжений от собственного веса грунта |
| 16:30-17:15 | Шашкин Алексей Георгиевич , д.г.-м.н., проф., генеральный директор
компаний "Геореконструкция", Россия, г. Санкт-Петербург /
Особенности расчета осадок фундаментов на слабых грунтах
г. Санкт-Петербург |
| 17:15-18:00 | Шулятьев Олег Александрович , к.т.н., заместитель директора по научной
работе НИИОСП им. Н.М. Герсегонова АО «НИЦ «Строительство», Россия,
г. Москва / Бахмисов Виктор Васильевич , инженер НИИОСП
им. Н.М. Герсегонова АО «НИЦ «Строительство», Россия, г. Москва /
Особенности определения глубины сжимаемой толщи при расчете осадок
фундаментов на неоднородных, анизотропных, переуплотненных грунтах |

Редакционная коллегия

УДК 624.04

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

БАЖЕНОВ Валентин Георгиевич, д-р физ.-мат. наук, проф. (НИИМ ННГУ, г. Н. Новгород)

БИРБРАЕР Адольф Никитович, д-р техн. наук, проф. (ВНИИГ им. Веденева, С.-Петербург)

ВЕДЯКОВ Иван Иванович, д-р техн. наук, проф. (дир. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко

АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)

ДАВИДЮК Алексей Николаевич, д-р техн. наук (дир. НИИЖБ им. А.А. Гвоздева

АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)

ЕРЕМЕЕВ Павел Георгиевич, д-р техн. наук, проф. (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко

АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)

КОЛЫБИН Игорь Вячеславович, канд. техн. наук (дир. НИИОСП им. Н.М. Герсевича

АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)

КОНДРАТЬЕВА Лидия Никитовна, д-р техн. наук, проф. (СПбГАСУ, г. С.-Петербург)

КУЗНЕЦОВ Сергей Владимирович, д-р физ.-мат. наук, проф. (ИПМех РАН, г. Москва)

КУРБАЦКИЙ Евгений Николаевич, д-р техн. наук, проф. (МГУ ПС, г. Москва)

ЛЕВИН Виктор Матвеевич, д-р техн. наук, проф. (ДонНАСА, г. Макеевка, Украина)

МКРТЫЧЕВ Олег Вартакович, д-р техн. наук, проф. (МГСУ, г. Москва)

МОНДРУС Владимир Львович, д-р техн. наук, проф. (МГСУ, г. Москва)

НАЗАРОВ Юрий Павлович, д-р техн. наук, проф. (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко

АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)

НЕМЧИНОВ Юрий Иванович, д-р техн. наук, проф. (ГП НИИСК, г. Киев, Украина)

ПЯТИКРЕСТОВСКИЙ Константин Пантелеевич, д-р техн. наук (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко

АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)

САРГСЯН Аюп Егисович, д-р техн. наук, проф. (АТОМЭНЕРГОПРОЕКТ, г. Москва)

СИМБИРКИН Валерий Николаевич, канд. техн. наук (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко

АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)

СТАВНИЦЕР Леонид Рувимович, д-р техн. наук, проф. (НИИОСП им. Н.М. Герсевича

АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)

ТАМРАЗЯН Ашот Георгиевич, д-р техн. наук, проф. (МГСУ, г. Москва)

ТРАВУШ Владимир Ильич, акад. РААСН, д-р техн. наук, проф. (ЦНИИЭП, г. Москва)

ТРУШИН Сергей Иванович, д-р техн. наук, проф. (МГСУ, г. Москва)

ФАРФЕЛЬ Михаил Иосифович, канд. техн. наук (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко

АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)

ХАЧИЯН Эдуард Ефремович, акад. НАН РА, д-р техн. наук, проф. (ЕГУАиС, г. Ереван)

ХОЛОПОВ Игорь Серафимович, д-р техн. наук, проф. (СГАСУ, г. Самара)

ШАПОШНИКОВ Николай Николаевич, чл.-кор РААСН, д. т. н. проф. (МГУ ПС, г. Москва)

Вестник НИЦ «Строительство». Геотехника и подземное пространство: Сб. статей. Вып. 2(17) / под ред. А. И. Звездова — М.: АО «НИЦ «Строительство». 2018. — 160 с.

ISSN 2224-9494

Зарегистрирован Федеральной службой по надзору в сфере связи, информационных технологий и массовых коммуникаций.

Свидетельство о регистрации средства массовой информации ПИ ФС77 — 46262 от 19 августа 2011 г.

Содержит статьи, посвященные актуальным проблемам и перспективам геотехники и подземного пространства, непосредственно связанные с решением практических задач.

Для научных работников, инженеров-проектировщиков, преподавателей, аспирантов.

ISSN 2224-9494 © АО «НИЦ «Строительство», «Вестник НИЦ «Строительство», 2018

Содержание

А. Г. Алексеев, П. М. Сазонов Об актуализации СНиП 2.02.04-88 «Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах»	6
А. А. Гревцев, В. Г. Федоровский Расчет предельного сопротивления грунта под нижним концом забивной сваи	15
А. Г. Алексеев, А. А. Звездов Разработка теоретических принципов и правил расчета многолопастных винтовых свай в условиях многолетнемерзлых грунтов ..	23
В. В. Брыксин Расчет ограждающих конструкций котлованов методом наклонных блоков	35
Ф. Ф. Зехниев, Д. А. Внуков, А. В. Сазонова Современный подход к методам уплотнения слабых водонасыщенных грунтов основания. Метод вакуумирования ..	50
М. Н. Ибрагимов, В. В. Сёмкин, А. В. Шапошников К вопросу развития нормативной базы по геотехническим мероприятиям инженерной защиты территорий от проявлений карстово-суффозионных процессов	62
В. А. Ковалёв, А. Б. Патрикеев Оперативные методы контроля несущей способности фундаментов	73
И. Г. Ладыженский, А. В. Сергиенко, Ю. В. Зеленев, Д. А. Гречко Сваи повышенной несущей способности сборные железобетонные и буронабивные	82
И. К. Попсуенко Перспективные направления контроля качества и испытаний свай	93
С. А. Рытов, И. Ф. Валиев Опыт преобразования строительных свойств грунтов основания при строительстве жилого комплекса в г. Щелково ...	101
М. Л. Холмянский Об аналитической оценке допустимости влияния надземного и подземного строительства на трамвайные пути.	109
О. А. Шулятьев, Д. К. Минаков Экспериментальные и численные исследования изменения напряженно-деформированного состояния грунтового массива при устройстве стены в грунте траншейного типа	118
О. А. Шулятьев, В. В. Бахмисов К вопросу определения глубины сжимаемой толщи	136
Н. А. Минкина, Э. А. Леонова Философия науки	146

Content

A. Alekseev, P. Sazonov The actualization of SNiP 2.02.04-88 «Bases and foundations on permafrost»	6
A. Grevtsev, V. Fedorovsky On end-bearing capacity for driven piles	15
A. Alekseev, A. Zvezdov The development of theoretical principles and rules for calculating multi-blade screw piles under conditions of permafrost soils	23
V. Bryksin Calculation of retaining walls by method of inclined blocks	35
F. Zekhniev, D. Vnukov, A. Sazonova Modern approach to the methods of soft water-saturated soils improvement. The vacuum consolidation method.	50
M. Ibragimov, V. Semkin, A. Shaposhnikov The development of the regulatory framework for the geotechnical engineering activities-engineering protection of territories from the occurrence of karst-suffusion processes.	62
V. Kovalev, A. Patrikeev Operational methods of control the bearing capacity of foundations.	73
I. Ladyzhenskiy, A. Sergienko, Y. Zelenov, D. Grechko Precast and bored piles with improved load capacity.	82
I. Popsuenko Perspective spheres of quality control and pile testing	93
S. Rytov, I. Valiev The conversion experiment of construction characteristics of the foundation soils for construction of a residential complex in Shchyolkovo city ..	101
M. Kholmyansky On the analytical evaluation of the permissibility of the effects of surface and underground construction on tramway	109
O. Shulyatyev, D. Minakov Experimental and numerical studies of changes in the stress-strain state of a soil mass during the construction of a slurry wall	118
O. Shulyatyev V. Bakhmisov On the determination of active zone thickness	136
N. Minkina, E. Leonova Philosophy of science	146

ОБ АКТУАЛИЗАЦИИ СНИП 2.02.04-88 «ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ НА ВЕЧНОМЕРЗЛЫХ ГРУНТАХ»

THE ACTUALIZATION OF SNIP 2.02.04-88 «BASES AND FOUNDATIONS ON PERMAFROST»

А. Г. АЛЕКСЕЕВ, канд. техн. наук
П. М. САЗОНОВ

Развитие строительной отрасли России в последние два десятилетия привело к необходимости разработки новых и актуализации существующих нормативных документов (СНиП, ГОСТ, СП). Подавляющее большинство документов разработано в советское время. Новые требования к расчету конструкций, технологиям устройства фундаментов, а также появление современных механизмов и материалов предопределило необходимость изменения нормативной базы РФ, в том числе на проектирование оснований и фундаментов на многолетнемерзлых грунтах.

The development of the construction industry in Russia in the last two decades proves the need to develop new and update existing regulatory documents (SNiP, GOST, SP). The vast majority of documents are developed in Soviet times. New requirements for the disposal of structures, foundation device technology, as well as the emergence of modern mechanisms and materials predetermined the need to change the regulatory framework of the Russian Federation, including the design of bases and foundations for permafrost grunts.

The article presents the main changes included in the main document on the projection of the bases and the foundation for permafrost grunts SNiP 2.02.04-88 "Bases and foundations for permafrost grunts", which in 2012 was assigned the number of SP 25.13330, as well as Changes №№ 1 and 2 to the new document. The authors of the article, who are part of the team prepared new documents, describe the causes and foundations of been changes, as well as indicate the direction of further their development.

Ключевые слова:

Актуализация, многолетнемерзлые грунты, нормативный документ, основания, фундаменты

Key words:

Bases, foundations normative document, permafrost, update

Введение

Последние годы в России строительство развивается быстрыми темпами, в том числе в районах распространения многолетнемерзлых грунтов (ММГ). Разработаны новые конструкции фундаментов, строительные материалы и технологии производства работ, изменились требования к конструкциям и методам строительства, введены в действие новые нормативные документы. Разработаны и апробированы расчетные программы, позволяющие проводить более точные расчеты, обеспечивающие устойчивость сооружения и экономию строительных материалов. В связи с этим требуется актуализация нормативной базы, в том числе по ММГ. Основным документом по проектированию фундаментов на вечноммерзлых грунтах являлся СНиП 2.02.04-88 «Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах», который действовал с 01.01.1990 по 31.12.2012, более 20 лет, что предопределило его актуализацию.

Актуализация существующих строительных норм и правил проведена согласно распоряжению правительства Российской Федерации РФ № 1047-р от 21 июня 2010 г.

В 2010-2011 гг. НИИОСП им. Н. М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство» совместно с МГУ и Фундаментпроектом выполнена актуализация СНиП 2.02.04-88 «Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах» [1]. В результате в 2012 г. принят СП 25.13330.2012 «Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах» [2]. Его нормы распространяются на проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений, возводимых на территории распространения вечномерзлых (с 1991 г. согласно ГОСТ 25100 Грунты. Классификация многолетнемерзлых) грунтов и не распространяются на проектирование оснований гидротехнических сооружений, земляного полотна автомобильных и железных дорог, аэродромных покрытий и фундаментов машин с динамическими нагрузками.

В 2016 году выпущено Изменение № 1 к СП 25.13330, а в 2017 г. разработано Изменение № 2.

Целью актуализации норм и правил является создание взамен действовавшего в то время СНиП 2.02.04 нового нормативного документа, применение которого при проектировании оснований зданий и сооружений на ММГ обеспечивает соблюдение требований Федерального закона «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» и устанавливает требования по безопасности зданий и сооружений для жизни, имущества граждан и окружающей среды.

Актуализация 2012 г. При актуализации СНиП 2.02.04 существующие разделы и приложения переработаны с учетом требований современных нормативных доку-

ментов в области проектирования и строительства зданий и сооружений на ММГ. В новую редакцию СНиП 2.02.04 (далее СП 25.13330) впервые введены четыре новые главы и шесть приложений, а также и существенным образом переработаны приложения Б (Физические и теплофизические характеристики ММГ), В (Расчетные значения прочностных характеристик мерзлых грунтов), Г (Среднегодовая температура и глубина сезонного оттаивания и промерзания грунта) и Ж (Расчет свайных фундаментов на действия горизонтальных сил и изгибающих моментов).

В связи с интенсивным освоением нефтегазовых месторождений и строительством магистральных нефтегазопроводов в районах распространения ММГ в актуализируемом документе представлена глава, отражающая особенности проектирования магистральных нефтегазопроводов в ММГ, которые до этого практически не были отражены в имеющейся нормативной документации.

Поскольку в нормативной строительной базе отсутствуют рекомендации по проектированию фундаментов на склонах и откосах в ММГ, в СП 25.13330 включена глава, отражающая особенности проектирования оснований и фундаментов на склонах в криолитозоне, с учетом реологии мерзлых грунтов, температурного режима и даны рекомендации по противооползневой защите.

Анализ аварийных ситуаций, возникающих в зданиях и сооружениях в районах распространения ММГ, показывает, что основной причиной разрушений является неправильная эксплуатация сооружений, в том числе отсутствие или неверное выполнение геотехнического мониторинга [3, 4]. Без проведения надлежащего контроля невозможно сохранять (поддерживать) необходимый температурный режим в основании сооружений. В СП 25.13330 введена новая глава по геотехническому мониторингу (натурным наблюдениям) за состоянием конструкций строящихся и эксплуатируемых сооружений, их основаниями и прилегающим массивом грунта. В главе указывается, за какими параметрами необходимо наблюдать при I и II принципах строительства, в период строительства и эксплуатации сооружений, а также за сооружениями окружающей застройки. В нормы введено приложение, в котором рассмотрены устройства для наблюдения за контролируемыми параметрами, их характеристики (количество, расположение, глубина заложения), а также периодичность проводимых замеров контролируемых параметров.

В нормы введена глава, отражающая экологические требования, подлежащие учету при проектировании оснований зданий и сооружений на ММГ. Соблюдение экологических требований является важнейшей задачей при строительстве сооружений на ММГ. Отсутствие инженерной защиты строительной площадки и окружающей территории может привести к растеплению грунтов оснований и развитию опасных криогенных процессов.

Свойства ММГ зависят не только от их состава и структуры, но и от температуры. Температура грунтов (особенно — верхнего слоя) зависит от климата, изменяющегося во времени. До актуализации в СНиП 2.02.04 не учитывалось изменение температуры во времени, что приводило к завышению несущей способности оснований проектиру-

емых сооружений, вследствие чего конструкции сооружений деформировались. В СП 25.13330 в детерминистические расчетные формулы введен стохастический температурный коэффициент, учитывающий зависимость несущей способности оснований от температуры грунта с позиции случайных процессов. Решение стохастического уравнения получено Л.Н. Хрусталевым и Г.П. Пустовойтом [5].

При актуализации СНиПа 2.02.04 переработано приложение Б с учетом влияния засоленности, заторфованности и температурного фактора. Теплофизические свойства мерзлых грунтов и содержание незамерзшей воды в них очень существенно зависят от температурного режима, поэтому учет температурного фактора позволит повысить качество прогнозных оценок интенсивности проявлений того или иного мерзлотного процесса [6, 7].

В приложении В выполнено подразделение мерзлых засоленных грунтов по типу засоления — континентальному и морскому. Грунты с морским типом засоления менее прочные, обладают более высокой деформацией при прочих равных условиях (вид грунта, его плотность, льдистость, засоленность, температура), поэтому в приложении В даны таблицы расчетных характеристик R (расчетные давления на мерзлые грунты), R_{af} (расчетные сопротивления мерзлых грунтов и грунтовых растворов сдвигу по поверхностям смерзания фундаментов) и R_{sh} (расчетные сопротивления мерзлых грунтов сдвигу по грунту или грунтовому раствору), отдельно для мерзлых грунтов с континентальным и морским типом засоления. Включены таблицы с расчетными давлениями R на мерзлые грунты с морским типом засоления под нижним концом сваи, под подошвой столбчатого фундамента и расчетные сопротивления сдвигу по поверхности смерзания. Указанные прочностные характеристики получены на основе обобщения результатов исследований механических свойств мерзлых засоленных грунтов с морским типом засоления, выполненных 1960-1980 гг. в ЛенЗНИИЭПе под руководством Ю.Я. Велли, В.В. Докучаева, опубликованных в их трудах, а также в работах В.И. Аксенова, П.А. Гришина, К.Ф. Маркина, В.В. Орлянского, Л.Т. Роман, А.Н. Яркина и др. [7-12].

Введена таблица с расчетными давлениями на мерзлые биогенные грунты под нижним концом сваи, которые определены на основе обобщения экспериментальных и теоретических исследований, результаты которых опубликованы в монографиях [10, 13].

Изменение №1. В 2016 г. на основании государственного контракта №524/2015 от 04 сентября 2015 г. между ФАУ «ФЦС» и АО «НИЦ «Строительство» проведена разработка проекта Изменения № 1 СП 25.13330. Кроме редакционных правок оформительского характера, обновления нормативных ссылок, а также исключения ссылок на недействующие нормативные документы и т.п., в СП внесены следующие изменения.

В целях обеспечения безопасности и эксплуатационной надежности объектов строительства запрещено использование восстановленных стальных труб и других бывших в употреблении видов металлоконструкции при проектировании и строи-

тельстве зданий и сооружений с нормальным и повышенным уровнем ответственности, а также при строительстве и эксплуатации особо опасных, технически сложных и уникальных объектов.

До изменения СП не содержал требования к материалам фундамента (арматура, железобетон, сталь), хотя в условиях низких температур к материалам фундамента должны предъявляться повышенные требования. В Изменении №1 дополнительно включены требования по прочности, морозостойкости, водонепроницаемости и др. к железобетонным конструкциям, сооружаемым в холодном климате и на ММГ. Также добавлены требования по использованию стальных бесшовных и сварных шовных труб в качестве свайных фундаментов.

Интенсивные процессы замерзания и оттаивания грунта в слое сезонного промерзания-оттаивания со временем приводят к коррозии металла. В связи с этим дополнительно вошли требования о необходимости выполнения антикоррозионной защиты для всех металлических поверхностей подземных конструкций в слое сезонного промерзания-оттаивания и ниже не менее 1 м. Для забиваемых свай антикоррозионная защита должна быть устойчивой к механическому воздействию. Возможность применения антикоррозионной защиты должна подтверждаться лабораторными и полевыми исследованиями.

В настоящее время имеется положительный опыт строительства сооружений на песчаных подушках с устройством теплоизоляционных экраном и без них, однако в СП 25.13330 никак не оговаривается такое техническое решение. Изменением № 1 в текст добавлено, что ленточные и столбчатые фундаменты под малоэтажные здания допускается не заглублять в грунт, а располагать на подсыпке или в теле подсыпки, при этом подсыпка должна выполняться из крупноскелетного непучинистого материала. Для определения глубины оттаивания следует проводить теплотехнический расчет и расчет по деформациям и при необходимости применить слой теплоизоляции под сооружением в теле подсыпки.

В Европейской части России широко применяются фундаменты из винтовых свай. В наши дни благодаря созданию мощных моторов с крутящим моментом до 400 кН·м, появилась возможность устройства винтовых свай в ММГ, однако отсутствие методики расчета таких фундаментов в нормативной базе РФ не позволяет применять винтовые сваи при строительстве фундаментов в районах распространения ММГ. При разработке Изменения № 1 сделаны первые шаги в сторону нормирования использования фундаментов из винтовых свай, в классификацию по условиям применимости и способам погружения внесен тип винтовых свай. Забегая вперед, отметим, что при разработке Изменения № 2 на основании результатов НИОКР [14] в текст документа включено требования по определению несущей способности винтовых свай по грунту, которую следует определять по результатам полевых испытаний, учитывающих реологические свойства мерзлых грунтов.

В Изменении № 1 появились требования к числу испытаний свай на стадиях инженерных изысканий и строительства, добавлен алгоритм определения касательных

сил морозного пучения в лабораторных условиях в соответствии с ГОСТ 56726-2015 «Грунты. Метод лабораторного определения удельной касательной силы морозного пучения» [15], выполнена корректировка алгоритма по определению среднегодовой температуры ММГ на верхней поверхности, которая должна назначаться из условия обеспечения требуемых расчетных температур грунта охлаждающими устройствами.

В связи с широким применением термостабилизаторов при строительстве на ММГ разработано и включено в СП справочное приложение «Проектирование и применение охлаждающих устройств». В нем даны общие сведения о сезоннодействующих охлаждающих устройствах, информация по проектированию, алгоритм расчета глубинного охлаждения и замораживания грунта вокруг термостабилизаторов. Отдельным приложением справочного характера приведены способы устройства магистральных трубопроводов на многолетнемерзлых грунтах. Способ устройства трубопровода следует выбирать в зависимости от типа участка по сложности строительства, который определяется по характеристике местности при инженерно-геокриологических изысканиях, с учетом прогнозного влияния будущего трубопровода на окружающую природную среду.

Изменение № 2. В настоящее время готовится к выходу Изменение № 2 к СП 25.13330. В СП добавлены следующие изменения.

Из анализа проведенных наблюдений за разрушенными сооружениями на ММГ вытекает, что подавляющее большинство аварий происходит из-за некачественной эксплуатации сооружений, несвоевременного ремонта или усиления, ликвидации негативных факторов, влияющих на устойчивость грунтов основания. В связи с активным использованием систем термостабилизации для уменьшения теплового влияния сооружений на мерзлые грунты основания Изменением № 2 добавлен контролируемый параметр при геотехническом мониторинге — температура охлаждающих устройств, контролируемая с помощью тепловизора на стадии строительства и эксплуатации сооружений и периодичность проверок.

Поскольку геотехнический мониторинг выполняется не только в период строительства, но и во время эксплуатации, расширена область применения СП.

В Изменении № 2 при определении несущей способности оснований рекомендуется выполнять теплотехнический расчет как на конец срока эксплуатации сооружения, так и на первый год эксплуатации. Распределение температур грунта по глубине при этом рассчитывается без учета теплового влияния сооружения, а температурный коэффициент принимается равным $\gamma_t = 1$. В случае, когда несущая способность основания на первый год эксплуатации меньше несущей способности, определенной по расчетным значениям температуры, установившимся в эксплуатационном периоде, и с учетом температурного коэффициента, за несущую способность следует принимать меньшее значение.

Кроме этого, выполнены редакционные правки оформительского характера, обновлены нормативные ссылки, исключены ссылки на недействующие нормативные документы и другое.

Заключение

Нормативная база, в том числе по проектированию оснований и фундаментов на ММГ, должна постоянно совершенствоваться и обновляться актуализированными версиями документов. При актуализации должны включаться современные методы расчета материалов фундаментов и технологии их устройства, позволяющие получать экономическую выгоду при строительстве и эксплуатации, а также обеспечивающие безопасную эксплуатацию сооружений. Однако применение новых алгоритмов расчета, технологий и материалов должно быть обосновано проведением научно-исследовательских и опытно-конструкторских работ как в лабораторных, так и в полевых условиях с привлечением авторитетных научно-исследовательских организаций.

Важным вопросом в фундаментостроении на ММГ является заполнение внутренней полости полых буроопускных и забивных свай. Заполнение бетоном класса не ниже В7,5, а в пределах слоя сезонного промерзания-оттаивания — и выше, бетоном класса не ниже В15 согласно СП 25.13330 является сложно выполняемым в техническом отношении требованием (отдаленность участков строительства, трудности прогрева бетона, наличие мокрых процессов), однако безопасным в отношении устойчивости свай. Замена бетона на альтернативный дешевый и технологически простой материал позволит существенным образом сократить сроки устройства фундаментов и понизить стоимость строительства.

Также важным вопросом является применение шовных труб в качестве свайных фундаментов. В настоящее время существует ограничение использования таких труб из-за ненадежности сварного соединения. Следует провести исследования, направленные на изучение возможности использования сварных труб. Исследования должны учитывать различные технологии устройства фундаментов, конструкции свай, срок службы сооружений, величины вертикальных и горизонтальных нагрузок, засоленность грунтов основания, агрессивность подземных вод и другие факторы. Только результаты исследований определяют возможность использования шовных труб в качестве свайного фундамента.

Важным направлением развития нормативного документа является учет как техногенного воздействия человека на грунты основания, так и климатических изменений (глобальное потепление). Следует совершенствовать методики расчета оснований с учетом этих факторов, в том числе расчет температурного коэффициента. О необходимости и методологии его расчета в научной среде ходит много споров, которые следует завершить в рамках дискуссионного обсуждения российскими мерзлотоведами.

Новые конструкции из современных материалов (композитные буроопускные и бурозабивные сваи), а также внедряемые технологии на ММГ (винтовые, буринъекционные и буронабивные сваи), известные и зарекомендовавшие себя в мерзлых грунтах, для включения в СП и использования в строительстве на ММГ требуют подробного исследования.

Целью актуализации и изменений нормативного документов является повышение уровня безопасности сооружений благодаря внедрению более надежных и оптимальных проектных решений оснований и фундаментов на многолетнемерзлых грунтах. Задача сообщества ученых-мерзловедов заключается в создании нормативного документа, отвечающего современным требованиям и обеспечивающего безопасность строительства и эксплуатации сооружений на специфических грунтах, таких как многолетнемерзлые грунты.

Библиографический список

1. СНиП 2.02.04-88 Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах.
2. СП 25.13330.2012 Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах.
3. Рекомендации по наблюдению за состоянием грунтов оснований и фундаментов зданий и сооружений, возводимых на вечномерзлых грунтах. НИИОСП, 1982.
4. *Алексеев А. Г.* Геотехнический мониторинг при строительстве и эксплуатации зданий и сооружений в районах распространения многолетнемерзлых грунтов. / Материалы международной конференции «Современные инновационные технологии изысканий, проектирования и строительства в условиях Крайнего Севера», Якутск, 08-10 августа 2012 г.
5. *Хрусталева Л. Н., Пустовойт Г. П.* Вероятностно-статистические расчеты оснований зданий в криолитозоне. — Новосибирск: Наука, 1988.
6. *Ершов Э. Д., Мотенко Р. Г., Комаров И. А.* Экспериментальное исследование теплофизических свойств и фазового состава влаги засоленных мерзлых грунтов. // Геоэкология, 1999. — №3. — С. 232-242,
7. *Аксенов В. И.* Засоленные мерзлые грунты Арктического побережья как основания сооружений. — М.: Изд-во «Все о мире строительства», 2008.
8. *Велли Ю. Я., Гришин П. А.* О функциональной зависимости температуры замерзания от состава воднорастворимых солей в поровом растворе. / Сб. статей: Реология грунтов и инженерное мерзловедение. — М., Наука, 1982. — С.193-196.
9. *Брушков А. В.* Засоленные мерзлые породы Арктического побережья, их происхождение и свойства. — М.: Изд-во МГУ, 1998.
10. *Роман Л. Т.* Механика мерзлых грунтов. — М.: МАИК «Наука/Интерпериодика», 2002.
11. *Кривов Д. Н.* Закономерности деформирования и разрушения мерзлых засоленных грунтов района Большеземельской тундры: дисс. ... канд. геолого-минер. наук. — М., 2009.
12. *Коновалов А. А., Конюшенко А. Г., Роман Л. Т.* Количественная оценка влияния растворов солей на температуру начала замерзания грунтовой влаги. / В кн. Строительство в районах Восточной Сибири и Крайнего Севера, вып. 26. — Красноярск, Трансстройинипроект, 1973.

13. *Миронов В. А., Ланков А. А.* Процессы деформирования, ползучести и релаксации в мерзлых грунтах. — Тверь: Изд-во ТГТУ, 1999.

14. НИОКТР «Разработка методики расчета многолопастных винтовых свай в многолетнемерзлых грунтах». Рег. № АААА-А16-116092650006-6.

15. ГОСТ 56726-2015 Грунты. Метод лабораторного определения удельной касательной силы морозного пучения.

Авторы:

Андрей Григорьевич АЛЕКСЕЕВ, канд. техн. наук, заведующий лабораторией «Механики мерзлых грунтов и расчета оснований» НИИОСП им. Н. М. Герсевича АО «НИЦ «Строительство», Москва

Andrey ALEKSEEV, Ph.D., head of "Frozen soil mechanics and foundation analysis" laboratory of NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow,

e-mail: adr-alekseev@yandex.ru

тел.: +7 (926) 129-71-01

Павел Михайлович САЗОНОВ, младший научный сотрудник лаборатории «Механики мерзлых грунтов и расчета оснований» НИИОСП им. Н. М. Герсевича АО «НИЦ «Строительство», Москва

Pavel SAZONOV, junior researcher of "Frozen soil mechanics and foundation analysis" laboratory of NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: sazonov-pm@yandex.ru

тел.: +7 (926) 914-57-47

РАСЧЕТ ПРЕДЕЛЬНОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ ГРУНТА ПОД НИЖНИМ КОНЦОМ ЗАБИВНОЙ СВАИ

ON END-BEARING CAPACITY FOR DRIVEN PILES

А. А. ГРЕВЦЕВ, канд. техн. наук

В. Г. ФЕДОРОВСКИЙ, канд. техн. наук

Рассматривается оценка лобового сопротивления забивной сваи, получаемая на основе решения задачи о расширении сферической полости в упруго-пластическом грунте. Результаты сравниваются с табличными значениями лобового сопротивления для различных грунтов, приведенными в нормах проектирования свайных фундаментов. Показано, что зачастую нормативные величины отличаются от расчетных как в одну, так и в другую сторону, что свидетельствует о предпочтительности использования расчета по физико-механическим характеристикам, а не по виду грунта.

Method for estimation of the end bearing resistance of the driven pile obtained on the basis of solving the problem of spherical cavity expansion in an elastoplastic soil is presented. The results are compared with the table values provided in the building code for pile foundations for various soils. It is shown that table values differ from the calculated in both directions, which indicates the preference for calculation with physical and mechanical characteristics instead of soil type correlation.

Ключевые слова:

Забивная свая, лобовое сопротивление, расширение полости, упругопластическая среда

Key words:

Cavity expansion, driven pile, elastoplastic soil, end-bearing capacity

Теоретическая оценка несущей способности конца забивной сваи, погружаемой в грунт, является сложной задачей геотехники вследствие больших деформаций грунта и содержит много неопределенностей. Существующие правила проектирования базируются на обобщении результатов испытаний большого числа свай вертикальной статической нагрузкой, проведенных в различных грунтах с целью установления

предельного сопротивления грунта под нижним концом сваи, которое определяется в зависимости от плотности и гранулометрического состава песчаных и консистенции глинистых грунтов, а также глубины заложения конца сваи. Такой подход приводит к дискретности в определении сопротивления для песчаных грунтов различной плотности и к одинаковым значениям сопротивления для глинистых грунтов с существенно различными коэффициентами пористости. Кроме того, глубина погружения нижнего конца сваи не отражает влияние бокового давления грунта, которое на одной и той же глубине может отличаться кратно.

Разработка теоретической модели, описывающей работу нижнего конца забивной сваи и дающей согласующиеся с экспериментальными данными оценки, позволила бы производить расчеты предельного сопротивления грунта под нижним концом сваи на основе механических характеристик грунта и напряженного состояния на глубине заложения.

Различными авторами установлено, что решения теории расширения полости могут быть использованы для оценки несущей способности свай в грунтах. Первым такой подход к определению лобового сопротивления свай предложил К. Терцаги в своей фундаментальной монографии «Строительная механика грунта» [1].

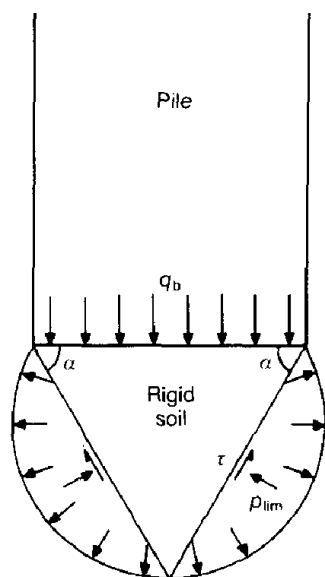


Рис. 1. Модель работы нижнего конца сваи по Рандольфу и др. [4]

Он рассматривал расширение цилиндрической полости по оси сваи. При исследованиях перфорации в металлах Бишоп и Хилл (1945) [2] пришли к выводу, что давление, необходимое для формирования глубокого отверстия в упругопластической среде (при отсутствии трения), пропорционально давлению расширения полости от нулевого радиуса до того же объема при тех же условиях. В механике грунтов Гибсон (1950) [3] первым предложил связать предельное давление расширения сферической полости с предельным сопротивлением грунта под фундаментами глубокого заложения.

Рандольфом и его коллегами [4] была предложена модель работы нижнего конца забивной сваи, согласующаяся с экспериментальными данными и схематично представленная на рис. 1.

Под нижним концом сваи формируется конусообразная область уплотненного грунта с углом у основания ϕ , который определяется углом внутреннего трения грунта ϕ :

$$\alpha = 45^\circ + \phi/2 \quad (1)$$

Предполагается, что уплотненное полусферическое ядро грунта за пределами конусообразной области находится под действием изотропного давления, равного предельному давлению расширения сферической полости p_{ult} . Тогда предельное сопротивление под нижним концом сваи

$$q_b = p_{ult} (1 + \operatorname{tg} \phi \cdot \operatorname{tg} \alpha), \quad (2)$$

что сводит задачу к определению предельного давления расширения сферической полости в грунте в зависимости от его прочностных и деформационных характеристик.

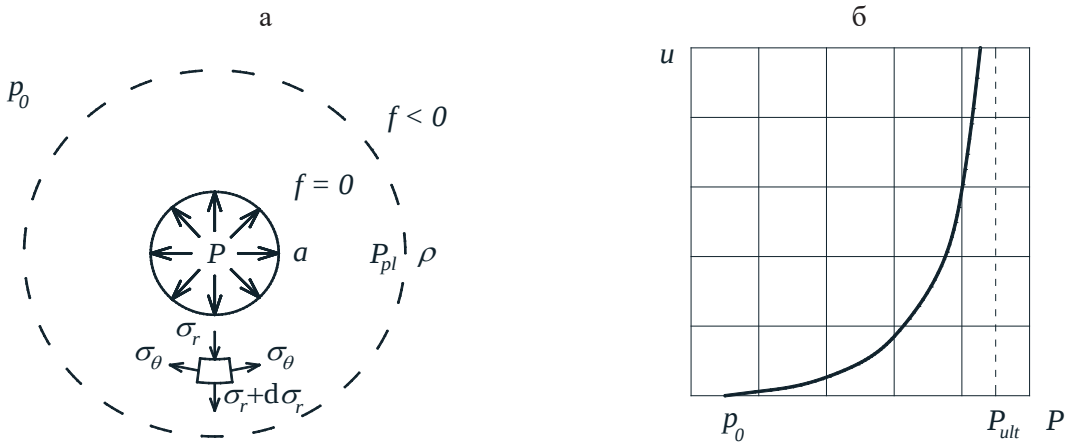


Рис. 2. Задача о расширении полости

Рассмотрим область грунта, содержащую сферическую полость (рис. 2,а). Будем предполагать, что массив грунта однородный и действует природное (гидростатическое) давление p_0 .

При увеличении давления до некоторого значения P_{ult} деформации грунта происходят по упругому закону. При дальнейшем возрастании давления возникает область упругопластической деформации, характеризующаяся радиусом пластической зоны p_{ul} . Каждому значению давления в полости соответствует определенный радиус пластической зоны. В зоне пластических деформаций поведение грунта описывается выбранной упругопластической моделью, определяющей критерий текучести и закон приращения пластических деформаций.

На рис. 2,б показан характерный вид кривой давление – перемещение стенки полости. При приближении к определенному давлению в полости P_{ult} , называемому предельным, перемещения стенок полости возрастают неограниченно.

В статье Ю и Хоулсби [5] задача расширения полости в грунте была решена аналитически. Грунт описывается стандартным набором прочностных и деформационных характеристик: углом внутреннего трения ϕ ; сцеплением c ; углом дилатансии μ модулем общей деформации E ; коэффициентом Пуассона μ , действующим природным давлением p_0 , принимаемым равным боковому давлению грунта, а его упругопластическое деформирование — критерием текучести Мора-Кулона и неассоциированным законом течения, использующим постоянный угол дилатансии. В той же работе определение предельного давления расширения полости $p_{ult} = f(\phi, c, \psi, p_0, E, \mu)$, являющегося функцией шести параметров, было сведено к решению громоздкого трансцендентного уравнения.

В работе [6] получена практическая формула определения предельного давления расширения сферической полости, основанная на решении [4]

$$p_{ult} = (p_0 + H) \left(\bar{\alpha} \cdot (E^*)^n + \beta(k_1 \sin \phi + k_2) \right) - H, \quad (3)$$

где $H = c \cdot \operatorname{ctg} \phi$, $E^* = E \frac{(p_0 + H)^{-1}}{1,275 - 1,1\mu}$ – эффективный модуль общей деформации;

$$\bar{\alpha} = 1,325; n = 0,7 \quad \sin(1,2 \phi) + 0,9; \beta = 2 \sin \psi / (1 - \sin \psi); k_1 = 0,18E^* - 1,3; k_2 = 3,25 - 0,05E^*.$$

При развитых пластических деформациях, характерных для процесса погружения забивной сваи, грунт вокруг нее переходит в критическое состояние, пластическое течение в котором характеризуется неизменным объемом (нулевая дилатансия), следовательно, для определения предельного сопротивления под нижним концом забивной сваи в грунтах с выраженной дилатансией необходимо учитывать изменение коэффициента дилатансии от его начального значения Ψ_0 до нулевого.

В работе [7] рассмотрены две зависимости коэффициента дилатансии грунта от его плотности, предложенные в разное время Николаевским [8] и Болтоном [9]. Было показано, что расчеты предельного давления с учетом этих зависимостей дают близкие значения и эффект переменной дилатансии грунта под нижним концом забивной сваи можно учесть, используя для модели Мора-Кулона с постоянной дилатансией эффективный угол дилатансии Ψ' , который в реальном диапазоне можно выразить через Ψ_0 :

$$\beta = \frac{2 \sin \Psi'}{1 - \sin \Psi'} \cong \frac{\sin 3\Psi_0}{2}. \quad (4)$$

Начальное значение дилатансии грунта можно определить по формуле Болтона [10]

$$\Psi_0 = 1,875 \frac{e - e_{\min}}{e_{\max} - e_{\min}} \left(5,4 - \ln \frac{p}{p_a} \right) - 1, \quad (5)$$

где p_a – атмосферное давление; Ψ_0 – среднее давление; Ψ_0 определяется в градусах.

Результаты расчетов предельного сопротивления грунта под нижним концом забивной сваи q_b , выполненные по предложенным формулам (1) – (5) для модели пенетрации, основанной на теории расширения сферической полости в грунте, были сопоставлены с табл. 7.2 из СП 24.13330.2011 [10].

Расчеты выполнялись по нормативным характеристикам грунтов для глубин 3 – 40 м, предполагая удельный веса грунта равным 20 кН/м³. В плотных песках коэффициент бокового давления K_0 принимался 0,55, для средней плотности – 0,45. В глинистых грунтах определялся по формуле

$$K_0 = (1 - \sin \phi) OCR^{\sin \phi}, \quad (6)$$

где OCR – коэффициент переуплотнения грунта.

Каждому значению внутри «заштрихованной» области (см. рис. 3 и 4) при заданной глубине погружения нижнего конца сваи соответствует, как минимум, один набор нормативных механических характеристик песка соответствующего типа.

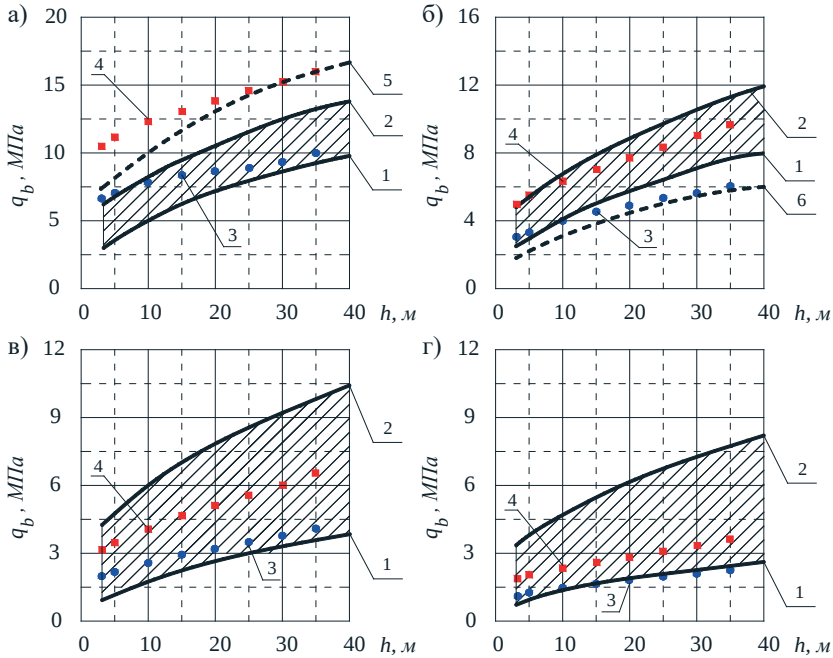


Рис. 3. Песчаные грунты: а — крупные; б — среднекрупные; в — мелкие; г — пылеватые пески; 1, 2 — максимальная и минимальная пористости; 3, 4 — данные СП, среднеплотный и плотный песок; 5 — $\phi = 47^\circ$; 6 — $\phi = 32^\circ$

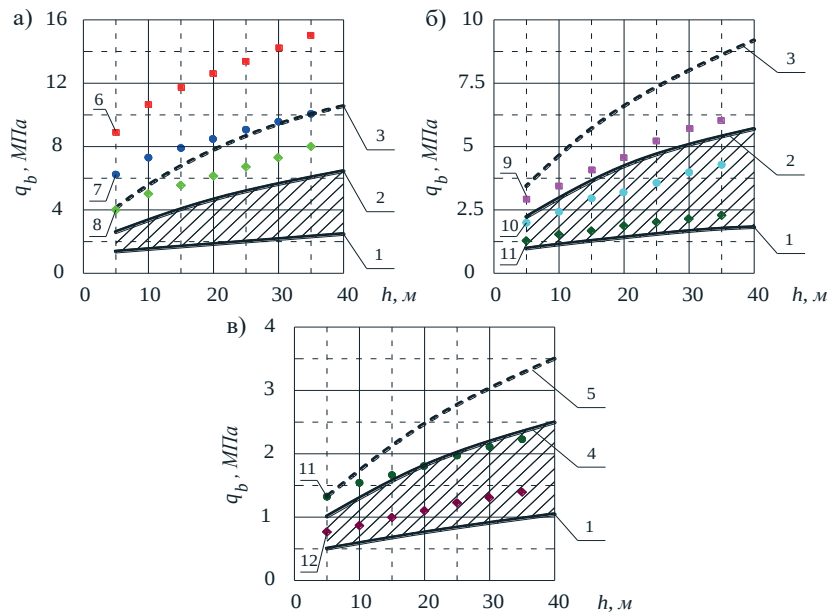


Рис. 4. Глинистые грунты: а — $0 \leq IL \leq 0,25$; б — $0,25 < IL \leq 0,5$; в — $0,5 < IL \leq 0,75$. Расчет по формуле: 1 — глина, $e = 1,05$, $OCR = 1$; 2 — супесь, $e = 0,45$, $OCR = 1$; 3 — супесь, $e = 0,45$, $OCR = 8$; 4 — суглинок, $e = 0,65$, $OCR = 1$; 5 — суглинок, $e = 0,65$, $OCR = 8$. Данные СП при IL равном: 6 — 0; 7 — 0,1; 8 — 0,2; 9 — 0,3; 10 — 0,4; 11 — 0,5; 12 — 0,6

Реальные значения ϕ могут отличаться от нормативных. Расчет при $\phi = 47^\circ$, характерном для песков с высоким содержанием полевого шпата, дает близкие значения к данным СП [11]. Аналогично, при $\phi = 32^\circ$ для нижней границы диапазона песков средней крупности.

В песках средней крупности наблюдается хорошее соответствие расчетов по формулам и данных СП [11], в то время как в плотных мелких и плотных пылеватых песках q_b недооценено, что подтверждается экспериментальными результатами, полученными А. М. Дзаговым и Д. Е. Разводовским [12] в плотных мелких и В. Н. Парамоновым [13] — в плотных пылеватых песках. Частично это объясняется тем, что в СП [11] для табличных значений приняты не усредненные данные обработки результатов испытаний свай, а гарантированные наименьшие значения.

Отметим, что изложенное относится к изданию СП 2011 г. В варианте 2016 г. сделано примечание 4 к табл. 7.2, которое корректирует лобовые сопротивления в соответствии со сделанными замечаниями.

Сопоставление значений q_b , рассчитанных по формулам и рекомендуемых [11] для глинистых грунтов, показывает, что табличные значения для показателей текучести $IL = 0$ и $IL = 0,1$ существенно выше области возможных значений, полученной расчетом для наиболее прочных и переуплотненных супесей. Согласно СП [10], предельное сопротивление под нижним концом забивной сваи при погружении в твердые глины ($IL = 0$), в том числе и в высокопористые, оказывается на уровне соответствующих значений для песков ($q_b = 12...16$ МПа), как показано на рис. 4,а, что не соответствует действительности, в чем нетрудно убедиться, посмотрев, например, табл. И.4 из СП 47.13330.2012 [14], связывающую лобовое сопротивление зонда статического зондирования с показателем текучести.

Из рис. 4,б и 4,в видно, что при средних и высоких показателях текучести имеет место недооценка предельного сопротивления для глинистых переуплотненных грунтов в 1,5–2 раза.

Важно отметить, что при погружении свай в супесь и глину с одинаковыми показателями текучести значения предельного сопротивления будут различны, как и для глин с разными коэффициентами пористости, но с одинаковым показателем текучести, что не учитывается таблицей расчетных значений СП [10]. Расчет по предложенным формулам позволяет разрешить это противоречие. Кроме того, используя расчет по предложенным формулам, можно определять предельное сопротивление под нижним концом забивной сваи для глубин заложения более 35 м.

На основании результатов исследований можно сделать следующие выводы.

1. Способ расчета предельного сопротивления, основанный на теории расширения полости, является перспективным, так как учитывает прочностные и деформационные характеристики грунта, напряженное состояние на уровне заложения нижнего конца свай.

2. В крупных и средnekрупных песках наблюдается хорошее соответствие расчетов по формулам и данных СП [11]. Для плотных мелких и, в особенности, пылеватых песков значение q_b в нормах 2016 г. откорректировано в сторону увеличения..

3. Табличные значения предельного сопротивления при погружении в твердые глины ($IL = 0; 1$), в том числе и в высокопористые ($e = 1,05$), оказываются на уровне соответствующих значений для песков, что не соответствует действительности и требует корректировки в нормативных документах.

4. В глинистых сильно переуплотненных грунтах со средними и высокими показателями текучести имеет место недооценка предельного сопротивления в 1,5–2 раза.

5. Расчет по предложенным формулам с использованием механических характеристик грунта дает непрерывный диапазон возможных значений, в то время как СП [11] предлагает дискретные значения, которые могут рассматриваться как экспериментальные результаты, обобщенные для грунтов того же типа.

Библиографический список

1. *Терцаги К.* Строительная механика грунта. — М., Госстройиздат, 1933.
2. *Bishop R. F., Hill R., Mott N. F.* The theory indentation and hardness tests. // *Proc. Phys. Soc. Lond.* — 1945. — Vol. 57, № 3. — P. 147–159.
3. *Gibson R. E.* Correspondence. // *Journal of Institution of Civil Engineers.* — 1950. — Vol. 34. — P. 382–383.
4. *Randolph M. F., Dolwin J., Beck R.* Design of driven piles in sand. // *Geotechnique.* — 1994. — Vol. 44, № 3. — P. 427–448.
5. *Yu H. S., Houlsby G. T.* Finite cavity expansion in dilatants soils: loading analysis. // *Geotechnique.* — 1990. — Vol. 41, № 2. — P. 173–183.
6. *Гревцев А. А., Федоровский В. Г.* Формула предельного давления расширения полости и ее практическое приложение // «ОФМГ». — 2013. — №5. — С. 2–6.
7. *Гревцев А. А.* Учет дилатансии в решении задач расширения полости в грунте // *Физическая мезомеханика.* — 2013. — Т. 16. — № 5. — С. 53–58.
8. *Николаевский В. Н.* Определяющие уравнения пластического деформирования сыпучей среды. // *ПММ.* — 1971. — Т. 35. — Вып. 6. — С. 1070–1082.
9. *Bolton M. D.* The strength and dilatancy of sands. // *Geotechnique.* — 1986. — Vol. 36, № 1. — P. 65–78.
10. *Bolton M. D.* Discussion on the strength and dilatancy of sands. // *Geotechnique.* — 1987. — Vol. 37, № 2. — P. 218–226.
11. СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85.
12. *Дзагов А. М., Разводовский Д. Е.* О несущей способности забивных свай, опирающихся на малосжимаемые грунты. // «ОФМГ». — 2013. — № 5. — С. 7–13.
13. *Парамонов В. Н., Тихомирова Л. К.* Область применения статического зондирования. // *Геореконструкция.* — 2001. — № 4. URL: <http://www.georec.spb.ru/journals/04/22/22.htm> (дата обращения: 02.02.2015).

14. СП 47.13330.2012. Инженерные изыскания для строительства. Актуализированная редакция СНиП 11-02-96.

Авторы:

Александр Алексеевич ГРЕВЦЕВ, канд. техн. наук, первый заместитель генерального директора АО «СК БИТЭКС», Москва

Alexander GREVTSEV, Ph.D. in Engineering, First Deputy General Director of JSC 'SK BITEKS', Moscow

e-mail: geconltd@mail.ru

Виктор Григорьевич ФЕДОРОВСКИЙ, канд. техн. наук, заведующий лабораторией механики грунтов НИИОСП им. Н. М. Герсевича АО «НИЦ «Строительство», Москва

Victor FEDOROVSKY, Ph.D. in Engineering, Head of the Laboratory of soil mechanics of NIIOSP named after N.M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: geconltd@mail.ru

тел.: +7 (499) 170-69-41

РАЗРАБОТКА ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ПРИНЦИПОВ И ПРАВИЛ РАСЧЕТА МНОГОЛОПАСТНЫХ ВИНТОВЫХ СВАЙ В УСЛОВИЯХ МНОГОЛЕТНЕМЕРЗЛЫХ ГРУНТОВ

THE DEVELOPMENT OF THEORETICAL PRINCIPLES AND RULES FOR CALCULATING MULTI-BLADE SCREW PILES UNDER CONDITIONS OF PERMAFROST SOILS

А. Г. АЛЕКСЕЕВ, канд. техн. наук

А. А. ЗВЕЗДОВ

Освоение районов с суровыми климатическими условиями, к которым относится криолитозона, требует совершенствования технологии строительства, позволяющего сокращать сроки производства работ и в то же время обеспечивать несущую способность конструкций. Этот постулат относится в полной мере к фундаментостроению на многолетнемерзлых грунтах (ММГ). Совершенствование методов устройства фундаментов, в частности, свайных фундаментов, позволит существенно повысить эффективность фундирования на ММГ. Одной из перспективных конструкций являются свайно-винтовые фундаменты с использованием многолопастных винтовых свай, применение которых в настоящее время невозможно из-за отсутствия достоверных исследований.

The development of areas with severe climatic conditions, which include cryolithozone, requires the improvement of construction technology, which allows reduction in construction time, and at the same time ensure the load-carrying capacity of structures. This postulate applies fully to the foundation construction on permafrost soils. Improving the methods of constructing foundations, in particular pile foundations, will significantly improve the efficiency of founding on permafrost soils. One of the promising designs is screw-pile foundations with using multi-lapped piles, using of which at present is not possible due to the lack of reliable studies.

На основании оценки полученных результатов выработаны предложения по методике проектирования анкеров из углеродных жгутов в части их расчета и конструирования.

В 2016 г. специалистами НИИОСП им. Н. М. Герсеванова — структурного подразделения АО «НИЦ «Строительство» — выполнена НИОКР по теме: «Разработка методики расчета многолопастных винтовых свай в многолетнемерзлых грунтах» [14] в рамках государственного заказа ФАУ «ФЦС».

В рамках НИОКР проведен анализ состояния исследуемого вопроса, а также нормативных и методических баз, затрагивающих научно-техническую проблему. По результатам, проведенного анализа составлена программа лабораторных исследований, включающая в себя испытания масштабированных моделей металлических многолопастных винтовых свай на мерзлом глинистом основании в криокамере. В ходе исследования рассматривалось несколько расчетных схем, одна из которых подтверждена экспериментально. На основе подтвержденной расчетной схемы разработана методика по определению несущей способности одиночной многолопастной винтовой сваи в условиях многолетнемерзлых грунтов.

В статье рассматривается актуальность работы, описывается экспериментальная часть, дается описание и характеристика испытательного оборудования. Анализируются принятые расчетные схемы, методология и полученная расчетная методика. В заключение даются рекомендации по дальнейшему использованию методики и ее совершенствованию.

In 2016 the specialists of NIIOSP named after N.M. Gersenvanov, which is structural subdivision of JSC 'Research and Development Center of Construction', performed research work (NIOKR) on the theme: 'Development of a methodology for calculating multi-blade screw piles in permafrost soils' as part of the state order compiled by Federal center of standardization (FAU «FCS»)

Within the framework of the work an analysis of the status of the question under study, as well as normative and methodological bases affecting the scientific and technical problem was done. Based on the results of the analysis, a program of laboratory studies, including tests of scaled models of metal multi-blade screw piles on a frozen clay base in a cryocamera was developed. In the course of the study several calculation schemes were considered, one of which was confirmed experimentally. Based on the confirmed design scheme a technique has been developed to determine the bearing capacity of a single multi-blade screw pile in permafrost conditions.

This article discusses the relevance of the work, describes the experimental part, and characterizes the test equipment. The adopted calculation schemes, methodology, and the calculation method are also considered. In conclusion, recommendations are given on the further use of the methodology and its improvement.

Ключевые слова:

Винтовые сваи, мерзлые грунты, многолетнемерзлые грунты, многолопастные сваи, свайно-винтовые фундаменты, свайные фундаменты

Key words:

Foundations, frozen soils, multi-blade piles, permafrost, pile foundations, screw pile foundations, screw piles

В настоящее время, интенсивное освоение регионов, богатых природными ресурсами, такими как газ и нефть, расположение которых находится в зоне распространения многолетнемерзлых грунтов (ММГ), предопределило применение современных технологий при строительстве нефте- и газопроводов, обслуживающих пунктов и вахтенных поселков, в том числе и при строительстве фундаментов. Одним из перспективных и высокотехнологичных типов фундаментов являются свайно-винтовые фундаменты с применением многолопастных винтовых свай.

Винтовые сваи (ВС) нашли широкое применение в настоящее время благодаря развитию технологий, позволяющих погружать (завинчивать) сваи при значительных крутящих моментах (до 400 кН·м). Кроме того, применение свайно-винтовых фундаментов в строительстве имеет ряд преимуществ, таких как исключение «мокрых процессов» при монтаже, что существенно уменьшает сроки устройства фундаментных конструкций. ВС прекрасно себя зарекомендовали при строительстве сооружений с незначительной вдавливающей нагрузкой (линейные сооружения, такие как высотные линии передач, нефте- и газопроводы). Помимо технико-экономических показателей, необходимость изучения темы подтверждается тем, что 60-65% территории России — это районы с распространением ММГ.

Основной проблемой применения многолопастных ВС является отсутствие в нормативной базе Российской Федерации единой методики расчета, которая позволит широко применять такие сваи при строительстве фундаментов ответственных сооружений в районах распространения ММГ.

На территории Российской Федерации основным действующим документом в области фундаментостроения является СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты [1]. Этот Свод правил рассматривает для мерзлых грунтов возможность расчета ВС только с одной рабочей лопастью. Приведенная методика применима для расчетов несущей способности ВС с длиной тела сваи (трубы, вала, ствола) до 10 м, с одной расположенной у ее острия лопастью диаметром D до 1,2 м, заглубленной в грунт не менее чем на $5D$ м при глинистых грунтах и $6D$ — при песках. Все остальные типы свай под эту методику не попадают.

Следует отметить, что в измененной редакции №1 СП 25.13330.2012 [2] даются требования к устройству ВС. При этом методика и правила проектирования ВС полностью в данном нормативном документе отсутствуют.

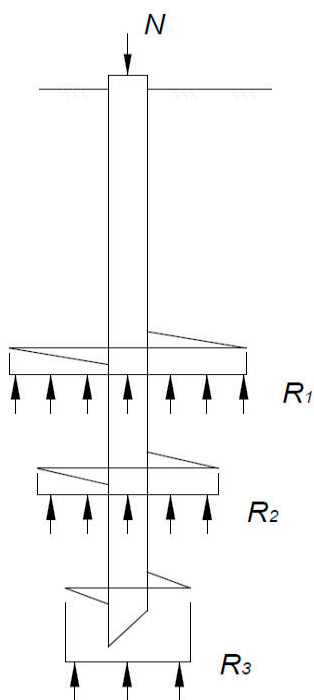
Анализируя применение ВС в строительстве, следует сделать вывод о недостаточной нормативной базе в РФ. Изложенные обстоятельства существенно усложняют реализацию проектов и их экспертизу, а именно применение в строительстве новых типов конструкций подразумевает натурные испытания, без которых получение положительного заключения экспертизы проекта невозможно. Также серьезным противоречием является тот факт, что для ВС, не вписывающихся по своим параметрам в область применения расчетной методики [3], нормы [1] требуют проведение натурных испытаний ВС статической нагрузкой. Между тем в действующем ГОСТ 5686-2012 [4] отсутствуют требования к статическим испытаниям ВС на выдергивание

(стальные ВС выведены за область применения регламентирующих испытания на выдергивание, гл.8.5 [4]).

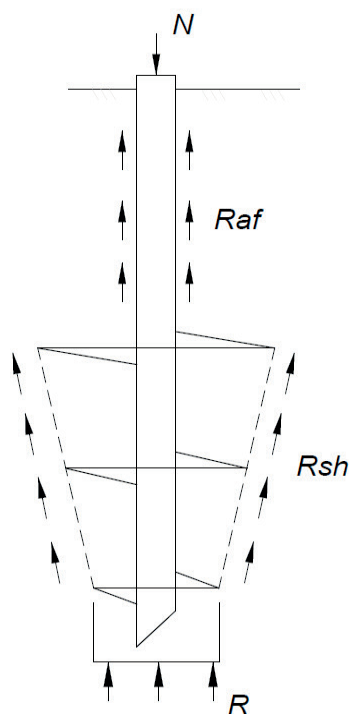
Целью представленной работы являлась разработка и получение теоретических принципов и правил расчета многолопастных свай в условиях ММГ для дальнейшего их применения при проектировании фундаментов ответственных зданий и сооружений.

В рамках работы проведен анализ нормативных и методических баз, затрагивающих научно-техническую проблему, исследованы зарубежный и российский опыт применения многолопастных ВС, а также методы их расчета.

Основной задачей, решаемой НИОКР, являлось подтверждение двух принятых принципиальных расчетных схем, в соответствии с которыми осуществляется расчет. В рамках эксперимента за основу приняты две принципиальные расчетные схемы (рис. 1 и 2).



**Рис. 1. Расчетная схема №1
многолопастной винтовой сваи**



**Рис. 2. Расчетная схема №2
многолопастной винтовой сваи**

В расчетной схеме №1 несущая способность сваи по грунту представлена как сумма сопротивлений грунта для каждой рабочей лопасти, а силы смерзания с телом сваи при этом не учитываются.

В расчетной схеме №2 винтовая часть многолопастной винтовой сваи образует уплотненное ядро грунтового основания в зоне лопастей сваи, за счет возникновения сопротивлений сдвигу грунта по границе усеченного конуса, образованного за счет разных диаметров лопастей, между нижней и верхней лопастями, тем самым увеличи-

вая полезную площадь сопротивления сдвигу по поверхности смерзания на контакте «грунт-грунт».

С целью подтверждения расчетных схем проводились на специально разработанном стенде на основе гидравлического пресса (рис. 3) лабораторные испытания масштабированных металлических моделей многолопастных ВС вдавливающей нагрузкой.

Статические испытания свай вдавливающей нагрузкой выполнялись в соответствии с ГОСТ 5686-2012 [4] с учетом дополнительных указаний. Во время испытаний не реже одного раза в сутки проводилась термометрия грунтового основания в соответствии с ГОСТ 25358-2012 Грунты. Метод полевого определения температуры [5]. Термометрия грунта основания проводилась тремя датчиками, расположенными в теле ствола сваи с шагом 20 см, согласно схеме, представленной на рис. 3.

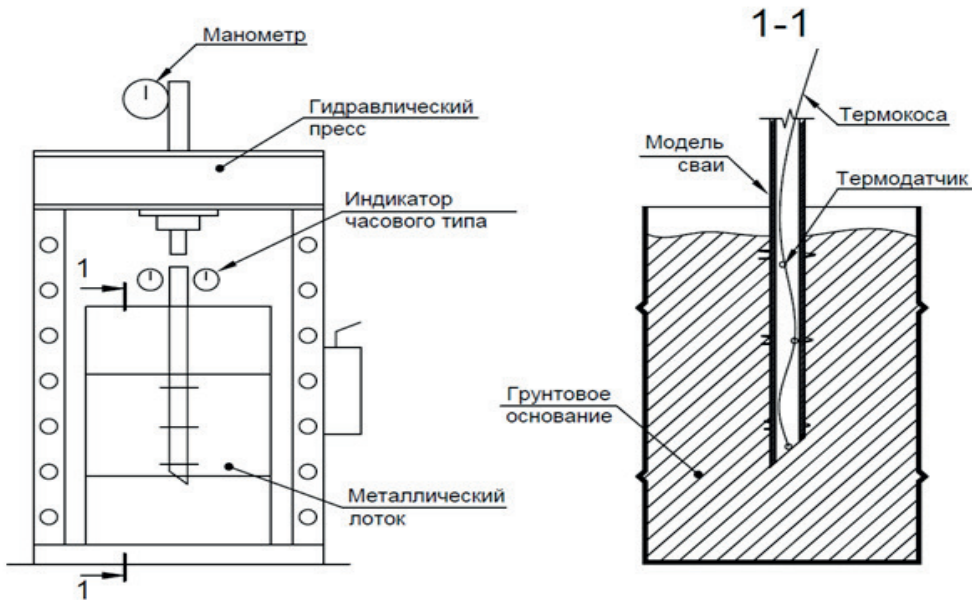


Рис. 3. Схема испытательного стенда

Для испытаний приняты две масштабированные модели многолопастных ВС диаметром 57 мм с лопастями диаметрами 100, 87 и 73 мм. Конструкция металлической модели многолопастной ВС состоит из тела сваи (металлической трубы) с приваренными к ней с одинаковым шагом лопастями, которые представляют собой винтовую часть сваи (рис. 4). Каждая из лопастей имеет разный диаметр, который уменьшается к острию сваи. Предполагается, что при завинчивании вышележащие лопасти идут по той же траектории, что и предыдущие лопасти; указанные факторы существенно упрощают процесс монтажа и позволяют существенно снизить разуплотнение грунтового массива при завинчивании многолопастной ВС.



Рис. 4. Масштабированные модели металлических многолопастных ВС

По окончании испытаний масштабированных моделей многолопастных ВС (рис. 5) определялась плотность мерзлого грунтового основания (рис. 6).

В результате определения плотности грунтового основания в винтовой части ВС установлено, что в зоне деформирования грунта за счет вертикальных перемещений лопастей под действием вертикальной вдавливающей нагрузки произошло уплотнение грунтового основания.



Рис. 5. Общий вид испытания



Рис. 6. Вскрытие грунтового основания

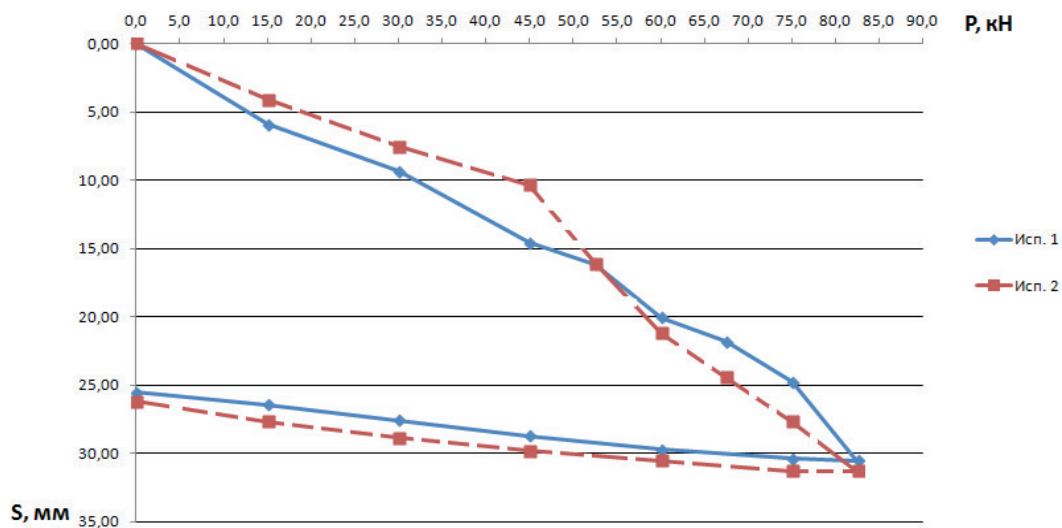
Уплотненное «ядро» образуется в зоне предельного равновесия грунта в винтовой части сваи, которая распространяется на $0,75D$ в горизонтальном направлении и $1D$ в вертикальном, где D – диаметр лопасти, и имеет цилиндрическую форму. В результате взаимодействия винтовой части с мерзлым грунтовым основанием уплотнение грунта под каждой из лопастей сваи объясняется низким значением сопротивления сдвигу по поверхности смерзания — контакт «грунт-металл». В зоне деформируемого грунта основания плотность грунта превышает исходное значение на 10%.

При испытаниях масштабированных моделей металлических многолопастных ВС было установлено, что при воздействии вертикальной вдавливающей нагрузки в винтовой части сваи образуется уплотненное ядро, а над каждой лопастью формируются цилиндрические полости под углом 90° , высота которых соответствует осадке сваи.

Такие полости над верхней лопастью свидетельствуют о том, что силы смерзания грунта с верхней лопастью и с телом сваи в вертикальной проекции от верхней лопасти до поверхности ниже сил смерзания сдвига по контакту «грунт-грунт». Поэтому свая перемещалась вниз, а массив грунта остался на своем месте без признаков деформации по телу сваи, что и привело к образованию цилиндрических полостей над каждой из лопастей.

При взаимодействии винтовой части сваи с грунтом под действием вертикальной вдавливающей нагрузки установлено, что грунт, находящийся в зоне деформирования, уплотняется за счет вертикальных перемещений лопастей. Уплотнение будет происходить до предельного значения сопротивления грунта под нижним концом сваи, после чего происходит сдвиг по контакту «грунт-грунт» в пределах винтовой части испытываемой модели сваи. Чем плотнее грунт, тем быстрее произойдет сдвиг по контакту «грунт-грунт» в винтовой части. Для рыхлых грунтов сдвиг по контакту «грунт-грунт» может не произойти.

Результаты испытаний представлены в виде графика зависимости деформаций сваи от нагрузки (рис. 7). На всех ступенях нагружения отмечена условная стабилизация деформаций. На последней ступени нагрузку увеличили на 10% от максимально приложенной и выдерживали не менее суток для получения наиболее наглядной зоны деформирования грунта. При нагрузке 82,5 кН условная стабилизация деформаций не наступила, за несущую способность модели сваи принята нагрузка на предыдущей ступени, когда наступила стабилизация, что составило 75 кН. Предельные деформации испытания 1 — 30,55 мм при нагрузке 82,5 кН; испытания 2 — 31,34 мм при нагрузке 82,5 кН;

Рис. 7. График зависимости деформаций S сваи от нагрузки P

Расчет несущей способности многолопастной ВС на действие вдавливающей нагрузки осуществляется по расчетной схеме, подтвержденной при испытаниях и представленной на рис. 8. Такая расчетная схема подразумевает, что каждая рабочая лопасть винтовой сваи самостоятельно воспринимает нагрузку, при этом в работу включается несущая способность по телу сваи за счет сил смятия по контакту «грунт-металл».

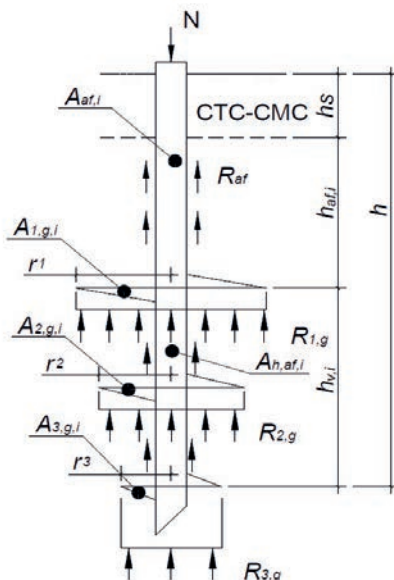


Рис. 8. Расчетная схема многолопастной ВС на действие вдавливающей нагрузки

Несущая способность грунтового основания многолопастной винтовой сваи под действием вертикальной вдавливающей нагрузки определяется по формуле

$$F_d = \gamma_c \cdot \gamma_t \cdot [A_{af,i} \cdot R_{af,i} + A_{h,af,i} \cdot R_{h,af,i} + \sum_{i,g=1}^n A_g \cdot R_{i,g}] \quad (1)$$

где F_d — несущая способность грунтового основания, при действии вдавливающей нагрузки, кН;

γ_c — коэффициент условий работы сваи, определяемый в соответствии с табл. 7.2 из [2];

γ_t — температурный коэффициент, определяемый в соответствии с указаниями приложения П из [2];

$A_{af,i}$ — площадь поверхности сдвига по материалу тела сваи, соответствующая i -му слою грунтового основания, м²;

$R_{af,i}$ — расчетное значение сопротивления сдвигу по поверхности смерзания материала сваи (контакт грунт-металл), соответствующее i -му слою грунтового основания, определяемое в соответствии с п. 7.2.3 в [2] или по таблицам приложения В из [2], кПа;

$A_{h,af,i}$ — площадь поверхности сдвига по материалу тела сваи в винтовой части, соответствующая i -му слою грунтового основания, м²;

$R_{h,af,i}$ — расчетное значение сопротивления сдвигу по поверхности смерзания материала винтовой части сваи (контакт грунт-металл), соответствующее i -му слою грунтового основания, определяемое в соответствии с п. 7.2.3 из [2] или по таблицам приложения В из [2], кПа;

$A_{g,i}$ — площадь проекции лопасти винтовой части сваи (3 шт. согласно расчетной схеме, представленной на рис. 8);

$R_{g,i}$ — расчетные сопротивления грунта под острием сваи, определяемые в соответствии с п. 7.2.3 из [2] или по таблицам приложения В из [2], (в количестве лопастей, согласно расчетной схеме, представленной на рис. 1, 2), кПа.

Площадь поверхности смерзания по материалу тела сваи определяется по формуле

$$A_{af,i} = (h_{af,i} - d_1) \cdot \pi \cdot D, \quad (2)$$

где $h_{af,i}$ — длина тела сваи, соответствующая i -му слою грунтового основания, м;

D — диаметр тела сваи (трубы), м;

d_1 — диаметр первой лопасти, м.

Площадь поверхности смерзания по материалу тела сваи в винтовой части определяется по формуле

$$A_{h,af,i} = (h_{v,i} - d_1 - d_g - 2d_{2...g-1}) \cdot \pi \cdot D, \quad (3)$$

где $h_{v,i}$ — длина тела сваи в винтовой части, соответствующая i -му слою грунтового основания, м;

$d_{2...g-1}$ — диаметр лопастей в винтовой части сваи, м;

d_g — диаметр последней лопасти, м;

d_1 — то же, что и в формуле (2);

D — то же, что и в формуле (2).

При расчете многолопастной ВС на вдавливающую нагрузку площадь проекции нижней лопасти A_g определяется по формуле

$$A_g = \pi r_g^2 - \pi \left(\frac{D}{2} - t \right)^2, \quad (4)$$

где D — то же, что и в формуле (2);

r_g — радиус нижней лопасти винтовой части сваи, м.

При расчете многолопастной ВС на вдавливающую нагрузку площадь проекции лопастей $A_{1...g-1}$ определяются по формуле

$$A_{1...g-1} = \pi r_{1...g-1}^2 - \pi \left(\frac{D}{2} \right)^2, \quad (5)$$

где D — то же, что и в формуле (2);

$r_{1...g-1}$ — радиус лопастей винтовой части сваи, м.

Заключение

Исходя из практики зарубежных стран, многолопастные ВС нашли широкое применение для устройства фундаментов в слабых грунтах и в смешанных условиях и могут эффективно применяться на территории РФ, в том числе на ММГ.

Анализ отечественной нормативной базы показал отсутствие методики расчета многолопастных ВС на ММГ, что ограничивает применение такой конструкции.

В рамках НИОКР разработана комплексная программа лабораторных исследований масштабированных моделей многолопастных ВС с определением расчетных параметров R_{sh} и R_{af} , несущей способности масштабированных моделей многолопастных ВС, а также модель взаимодействия с винтовой частью сваи и характер деформирования грунтового основания под действием вертикальной нагрузки.

Статическими испытаниями вдавливающей нагрузкой масштабированных моделей многолопастных ВС установлено, что предельная нагрузка на модель сваи составила для 1-й модели сваи 82,5 кН; для 2-й модели сваи — 82,5 кН при деформациях 30,55 мм и 31,34 соответственно. Пластические деформации составили около 85% от общих деформаций.

Исследования характера деформирования грунтового основания при испытаниях масштабированной модели многолопастной ВС показали, что у каждой отдельно работающей лопасти присутствует зона пониженного смерзания грунта с телом и лопастью сваи. У каждой лопасти установлены зоны предельного равновесия равные $0,75D$ в горизонтальном направлении и $1D$ в вертикальном, где D — диаметр лопасти. Следует отметить, что срезанное по 45° острие сваи является неэффективным решением, при завинчивании происходит нарушение исходного состояния грунтового основания. При использовании открытого острия сваи в пластично-мерзлых грунтах образуется грунтовая «пробка», что положительно отражается на несущей способности сваи, в расчете грунтовая пробка не учитывается.

В рамках исследований подтверждена и обоснована методика расчета многолопастных ВС в условиях ММГ, базирующаяся на совместной работе тела сваи по боковой поверхности и всех лопастей. Линия сдвига грунта по границе усеченного конуса, образованного лопастями разного диаметра, не подтвердилась, что объясняется конструкцией масштабированной модели ВС (размеры, шаг лопастей). Расчет по разработанной методике показал хорошую сходимость с полученными результатами испытаний, с погрешностью в пределах 10-12%.

В дальнейших исследованиях следует уделить внимание вопросу обеспечения долговечности материала свай, в том числе местам сварных соединений, и подбору антикоррозионных покрытий. А также следует оценить влияние шага и диаметра лопастей на несущую способность свай

Перспективным направлением исследований является зависимость несущей способности одиночной ВС (в том числе и многолопастной) от крутящего момента при погружении (завинчивании) свай.

Библиографический список

1. СП 24.13330.2011* (с Изм. 1) Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85 Свайные фундаменты.
2. СП 25.13330.2012* (с Изм. 1) Актуализированная редакция СНиП 2.02.04-88 Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах.
3. Трофименков Ю.Г., Мариупольский Л.Г. Винтовые сваи в качестве фундаментов мачт и башен линий передач. // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 1964. — № 4. — С.15-19.
4. ГОСТ 5686-2012 Грунты. Методы полевого испытания сваями.
5. ГОСТ 25358-2012 Грунты. Метод полевого определения температуры.
6. СНиП II-Б.5-62. Свайные фундаменты из забивных свай. Нормы проектирования.
7. СНиП II-Б.5-67. Свайные фундаменты. Нормы проектирования.
8. Железков В.Н. Винтовые сваи в энергетической и других отраслях строительства. — СПб: «Прагма», 2004.
9. Perko H.A. Helical piles: A Practical Guide to Design and Installation. — Hoboken (New Jersey): John Wiley & Sons, 2009.
10. ASTM D 3689-90 (Reapproved 1995). Standard Test Method for Individual Piles Under Static Axial Tensile Load // Annual Book of ASTM Standard, 1997.— Vol. 04.08. — P.366-375.
11. Алексеев А.Г., Звездов А.А. Устройство винтовых свай в многолетнемерзлых грунтах /Сб. докл. Междунар. научно-практ. конф. «Современные технологии проектирования и строительства фундаментов на многолетнемерзлых грунтах».— М., 2016. — С.27-31.
12. Алексеев А.Г., Звездов А.А., Шуганов И.Н., Анисимов Д.Ю. Комплексные исследования многолопастных винтовых свай в условиях многолетнемерзлых грун-

тов. / Тезисы к докладам «XI международный симпозиум по проблемам инженерного мерзлотоведения». Якутск, 2017. — С.189.

13. Алексеев А. Г., Безволев С. Г., Сазонов П. М., Звездов А. А. О необходимости исследований работы винтовых свай и актуализации норм проектирования свайно-винтовых фундаментов. // Промышленное и гражданское строительство. — 2018. — № 1. — С. 43-47.

14. НИОКР «Разработка методики расчета многолопастных винтовых свай в многолетнемерзлых грунтах». Рег. № АААА-А16-116092650006-6.

Авторы:

Андрей Григорьевич АЛЕКСЕЕВ, канд. техн. наук, заведующий лабораторией «Механики мерзлых грунтов и расчета оснований» НИИОСП им. Н. М. Герсевича АО «НИЦ «Строительство», доцент ФГБОУ ВПО «Московский государственный строительный университет», Москва

Andrey ALEKSEEV, Ph.D. in Engineering, head of laboratory «Frozen soil mechanics and foundation analysis» NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, associate professor of Moscow State University of Civil Engineering, Moscow
e-mail: adr-alekseev@yandex.ru
тел.: +7 (926) 129-71-01

Антон Андреевич ЗВЕЗДОВ, инженер, НИИОСП им. Н. М. Герсевича АО «НИЦ «Строительство», Москва

Anton ZVEZDOV, engineer, NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: 89636885828@mail.ru
тел.: +7 (963) 688-58-28

РАСЧЕТ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ КОТЛОВАНОВ МЕТОДОМ НАКЛОННЫХ БЛОКОВ

CALCULATION OF RETAINING WALLS BY METHOD OF INCLINED BLOCKS

В. В. БРЫКСИН

В статье предлагается идея инженерного численного метода расчета ограждающих конструкций котлованов, позволяющего с использованием теории предельного равновесия определять величины бокового давления грунта на конструкцию в зависимости от характера её деформаций с учетом особенностей распределения давлений в пределах призмы обрушения. Приводится вывод основных зависимостей предложенного метода, результаты исследований и расчетов с использованием разработанного программного обеспечения. Дано сопоставление результатов полученного решения с экспериментальными данными и результатами математического моделирования методом конечных элементов.

Ключевые слова:

Активное давление грунта, гибкие подпорные стенки, теоретический анализ, численное моделирование

The paper proposes the idea of engineering numerical approach for analyzing retaining structures behavior of foundation pits. This method determine the values of the lateral ground pressure on the structure by means of the limit equilibrium theory, depending on the nature of its deformations and taking into account pressures distribution within the wedge failure. Main dependencies of the proposed method and its derivation, results of studies and calculations using the developed software are presented. Comparison of outcomes by the obtained solution with experimental data and results of mathematical modelling by the finite element method are also given in the paper.

Key words:

Active earth pressure, flexible retaining walls, numerical modelling, theoretical analysis

Введение

Проектирование ограждающих конструкций котлованов, представляющих собой гибкие подпорные стены, и расчет внутренних усилий в них неразрывно связаны

с адекватным нахождением величин и характера распределения бокового давления грунта на ограждение. Распределение давления грунта, как известно, зависит от значительного числа факторов, среди которых важное место занимают перемещения и деформации ограждающей конструкции. Использование современных численных методов математического моделирования позволяет учитывать этот фактор среди прочих и не задумываться над тем, сколь принципиален такой учет.

Однако математическое моделирование методом конечных элементов может выполняться далеко не для всех проектов, а только для наиболее уникальных и ответственных. Кроме того, анализ результатов математического моделирования может быть в ряде случаев затруднителен и требуется иметь простые инженерные методы для проверки адекватности его результатов. В большинстве случаев при проектировании ограждений котлованов используется программное обеспечение, основанное на применении контактных моделей или аналитических зависимостей. Использование таких подходов предполагает задание функций предельных величин бокового давления грунта (активного и пассивного) на ограждающую конструкцию, достигаемых при определенных значениях перемещений конструкции. Характер и интенсивность деформаций подпорной стены при задании предельных давлений обычно не рассматриваются. Принимаемые функции величин активного давления, как правило, соответствуют классическим решениям теории предельного равновесия и линейно возрастают с глубиной в однородных грунтах [1].

Наиболее распространены метод Ш. Кулона [2], в основе которого лежит допущение о замене криволинейных линий скольжения прямыми, и метод В. В. Соколовского [3], который предлагает приближенное решение уравнений предельного равновесия. Именно по решениям Кулона и Соколовского нормативные документы предлагают определять коэффициенты давления на ограждающие конструкции. При этом предельные величины давления грунта на гибкую стенку (активного и пассивного давления) не зависят от характера и интенсивности деформаций подпорной конструкции.

Многочисленные результаты лабораторных экспериментов и натурных измерений [4 — 8, 10 — 12] свидетельствуют о том, что в результате проявления арочного эффекта фактические эпюры давления грунта на гибкие подпорные стены отличны от прямолинейной формы и существенно зависят от деформаций конструкции (рис. 1). Для учета этого явления в зарубежной литературе имеются разнообразные предложения эмпирического характера, задающие эпюру активного давления грунта трапециевидной формы для ограждений, имеющих многоярусное крепление [9]. Физической трактовки эти предложения не имеют, гибкость подпорных стен в должной степени ими не учитывается.

На рис. 1, *а, б, в* показаны разные по характеру деформации гибкой подпорной стенки и соответствующие им эпюры боковых давлений. Различная форма эпюр боковых давлений связана с тем, что классическое решение предполагает смещение монолитной призмы обрушения, в пределах которой грунт находится в предельном равновесии, без учета локальных смещений наклонных блоков грунта внутри самой призмы

и, как следствие, без учета перераспределения давлений по высоте стенки в зависимости от характера и величин этих локальных смещений. По линиям скольжения при смещении ограждающей конструкции, а соответственно, и при перемещении грунта за стенкой, действуют нормальные и касательные напряжения. Равнодействующие этих напряжений и их направления, соответствующие каждому из рассматриваемых нами случаев смещения стенки, показаны на произвольно выделенной полоске грунта, заключенной между смежными линиями скольжения на рис. 1, *з*, *д*, *е*. Очевидно, что распределения давлений на стенку будет зависеть от величин и направления этих сил (в частности, касательных напряжений по линиям скольжения).

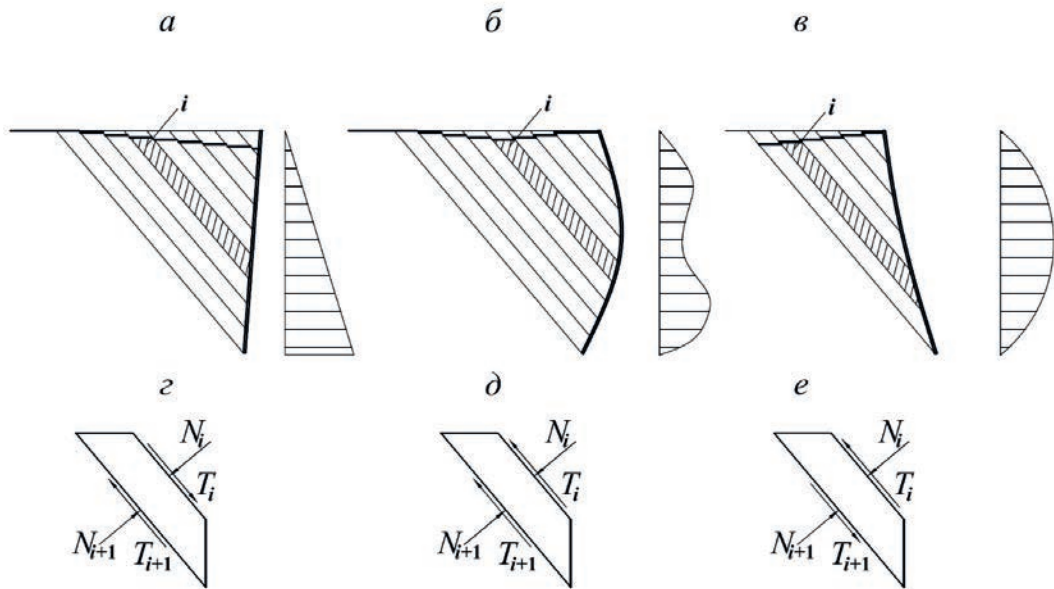


Рис. 1. Эпюры боковых давлений в зависимости от разных по характеру деформаций подпорной стенки. Направления равнодействующих нормальных и касательных напряжений при смещении произвольной полоски грунта

В данной статье приводится идея расчета ограждающих конструкций котлованов с использованием метода определения величин давления грунта на подпорную стенку в зависимости от характера её деформаций с учетом особенностей распределения давлений в пределах призмы и действия сил трения на границах условно выделяемых наклонных блоков скольжения.

Метод наклонных блоков для расчета подпорных стенок

На рис. 2 представлена расчетная схема абсолютно гладкой стенки для метода наклонных блоков.

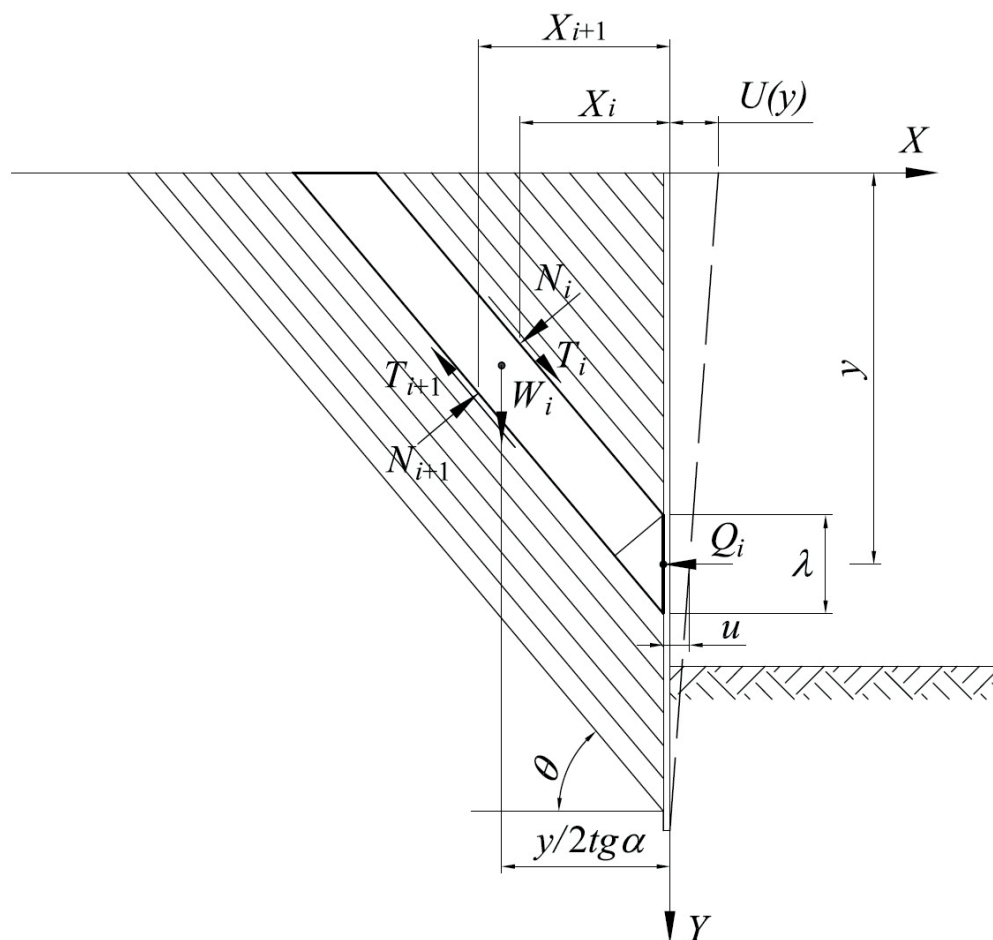


Рис. 2. Расчетная схема предлагаемого метода

Разобьём массив грунта за стенкой на элементарные наклонные блоки высотой dy , угол наклона к горизонту которых соответствует положению плоских линий скольжения при переходе к активному предельному состоянию: θ . Выделив элементарный i -й блок, передающий давление на подпорную стенку на глубине y , рассмотрим усилия, действующие на него: W_i – вес элементарного блока; T_i и T_{i+1} – равнодействующие касательных напряжений на верхней и нижней гранях блока; N_i и N_{i+1} – равнодействующие нормальных напряжений на верхней и нижней гранях блока; Q_i – равнодействующая нормальных напряжений на контакте со стеной (касательные напряжения на контакте отсутствуют, так как для рассматриваемого случая стенка абсолютно гладкая).

В результате давления грунта подпорная стена испытывает прогиб $U(y)$.

Таким образом, рассматривая равновесие одиночного i -го блока, мы имеем для него 6 неизвестных:

- T_i , N_i , Q_i – неизвестные равнодействующие;

- x_i, y_i – геометрические характеристики, описывающие положение равнодействующих нормальных напряжений N_i и Q_i ;
- U_i – горизонтальные смещения подпорной стенки, определяющие соотношения T_i и N_i .

Если решать задачу численно, при разбиении массива грунта на n блоков мы будем иметь $6n$ неизвестных.

Для решения задачи можно использовать:

- $3n$ уравнений равновесия элементарных блоков;
- n условий эмпирической зависимости $T(U)$;
- n уравнений изгиба балки в конечно-разностной форме;
- n допущений о приложении равнодействующих Q_i , которые ввиду малости λ можно считать приложенными в средних линиях элементарных блоков, т.е. при численном подходе эпюра давлений грунта на подпорную стену заменяется кусочно-постоянной функцией.

Таким образом, для $6n$ неизвестных имеем $6n$ зависимостей, т.е. задача может быть однозначно решена. Блок-схема метода приведена на рис. 3.

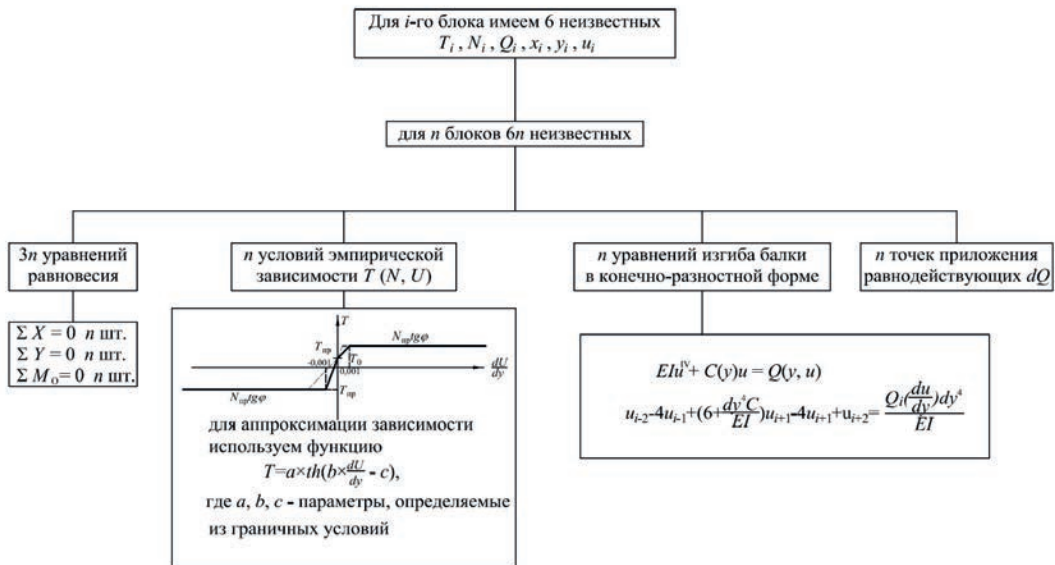


Рис. 3. Блок-схема метода

Рассмотрев уравнения равновесия элементарного блока (см. рис. 2) и выполнив соответствующие преобразования, получим следующее выражение для определения равнодействующих давлений:

$$Q_i = \gamma y_i \lambda - \frac{T_{i+1} - T_i}{\cos \theta}. \quad (1)$$

Из полученного уравнения (1) видно, что величины давлений на стенку в пределах каждого элементарного блока зависят от сил трения на его верхней и нижней границах. В свою очередь, очевидно, что значения равнодействующих касательных сил на границах элементарных блоков напрямую зависят характера и величины их смещения относительно друг друга.

Многочисленные экспериментальные исследования и теоретические соображения, изложенные выше на феноменологических моделях (см. рис. 1) для различных по характеру деформаций гибкой подпорной стенки, показывают, что в общем случае зависимость касательных напряжений в грунте на площадках сдвига от интенсивности сдвиговых деформаций может быть представлена идеализированной кусочно-линейной зависимостью. В нашем случае эта зависимость может быть представлена в виде, показанном на рис. 4.

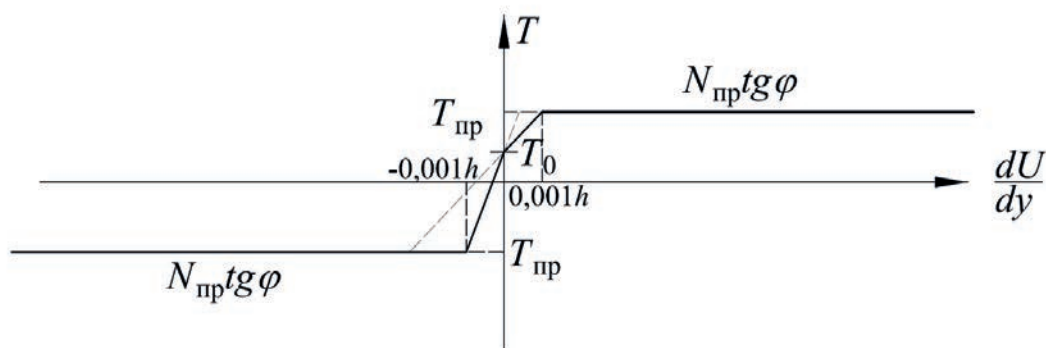


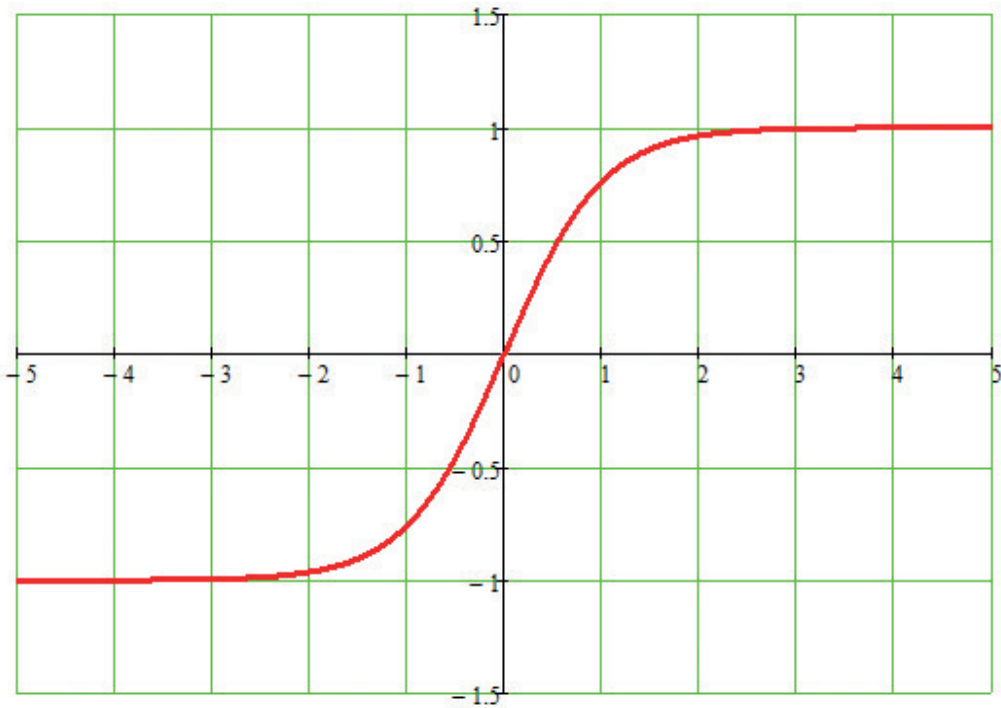
Рис. 4. Кусочно-линейная зависимость $T(U)$: T_0 — интенсивность касательных напряжений на границах блоков в состоянии покоя; h — глубина котлована; $T_{пр}$ — интенсивность касательных напряжений на границах блоков в состоянии предельного равновесия грунта (активная зона)

График на рис. 4 учитывает распределение касательных напряжений на границах наклонных блоков в зависимости от характера деформирования стенки и позволяет отобразить общую картину перемещения массива грунта в пределах призмы обрушения, соответствующую экспериментальным данным.

Для аналитической аппроксимации указанной эмпирической зависимости $T(U)$ используем функцию гиперболического тангенса (рис. 5) в виде

$$T = a \cdot \text{th}(b \cdot U + c), \quad (2)$$

где a , b , c — искомые параметры.

Рис. 5. График функции $y = \text{th}(x)$

Для аппроксимации воспользуемся двумя выражениями вида (2) с различными параметрами растяжения графиков b для левой (при $U < 0$) и правой (при $U > 0$) частей зависимости относительно оси ординат (см. рис. 4). Для этого выделим отдельно левую и правую части зависимости $T(U)$ относительно оси T (см. рис. 4) и каждую из них аппроксимируем с помощью графика функции гиперболического тангенса (см. рис. 5). Для этого следует определить параметры a , b и c для двух вариантов функции вида $d_y T = a \cdot \text{th}(bU + c)$ при $U < 0$ и $U > 0$ соответственно.

Параметр амплитуды графика для обеих аппроксимирующих функций одинаков:

$$a = N_{i+1}^{\text{np}} \text{tg}\phi.$$

Для случая состояния покоя ($U = 0$) получаем параметр горизонтального смещения для графиков c :

$$c = \text{arth} \left(\frac{T_{i+1}^0}{N_{i+1}^{\text{np}} \text{tg}\phi} \right).$$

Параметр растяжения b графиков получаем численной аппроксимацией с учетом того, что при $U = 0,001h$ T стремится к $T_{\text{пр}}$, а при $U = -0,001h$ T стремится к $-T_{\text{пр}}$. Соответственно, для правой части графика (при $U > 0$)

$$b = \frac{3600 - 1000c}{h};$$

для левой части графика (при $U < 0$)

$$b = \frac{\theta + 0}{h} \tilde{n}.$$

Таким образом, для случая аппроксимации правой части предлагаемой кусочно-линейной зависимости T от U , представленной на рис. 4 ($U = 0,001h$, T стремится к T_{np}) зависимость (2) приобретает вид

$$T_{i+1} = N_{i+1}^{np} \operatorname{tg} \phi \cdot \operatorname{th} \left[\left(3600 - \left(1000 \cdot \operatorname{arcth} \left(\frac{\gamma \cdot y(1 - k_0) \cos \theta \lambda + T_i^0}{N_{i+1}^{np} \operatorname{tg} \phi} \right) \right) \right) U/h + \operatorname{arcth} \left(\frac{\gamma \cdot y(1 - k_0) \cos \theta \lambda + T_i^0}{N_{i+1}^{np} \operatorname{tg} \phi} \right) \right]; \quad (3)$$

Аналогично для случая аппроксимации левой части – зависимость (2) приобретает вид

$$T_{i+1} = N_{i+1}^{np} \operatorname{tg} \phi \cdot \operatorname{th} \left[\left(3600 + \left(1000 \cdot \operatorname{arcth} \left(\frac{\gamma \cdot y(1 - k_0) \cos \theta \lambda + T_i^0}{N_{i+1}^{np} \operatorname{tg} \phi} \right) \right) \right) U/h + \operatorname{arcth} \left(\frac{\gamma \cdot y(1 - k_0) \cos \theta \lambda + T_i^0}{N_{i+1}^{np} \operatorname{tg} \phi} \right) \right]; \quad (4)$$

С учетом полученных уравнений выведем уравнение изогнутой оси балки. В общем случае запишем уравнение балки на упругом основании. Упругое основание, описываемое коэффициентом постели или упругого отпора, будем использовать для моделирования грунта, работающего в пассивной области со стороны котлована, а также для моделирования упругих опор (распорок или анкеров), удерживающих стену.

Уравнение изгиба балки

$$EI \frac{d^4 U}{dy^4} + c(y)U = q(y, \frac{dU}{dy}); \quad (5)$$

подставляем (5) в (1):

$$Q(y, U) = \gamma y \lambda - \frac{T_{i+1} - T_i}{\cos \theta}, \quad q\left(y, \frac{dU}{dy}\right) = \frac{Q}{\lambda}. \quad (6)$$

Подставив (6) в (5), получим уравнение изгиба подпорной стенки, в котором величина давления грунта на стену со стороны массива зависит от начального напряженного состояния в массиве, прочностных характеристик грунта и деформаций ограждающей конструкции.

Полученное уравнение решается численно методом конечных разностей с учетом различных краевых условий.

Для реализации предложенной методики был составлен численный алгоритм и написана компьютерная программа, в которой решение поставленной задачи выполняется методом последовательных приближений (итераций).

Тестовые результаты расчетов

Далее представлены тестовые результаты расчета по описанному выше методу, реализованному в программе, в том числе найденные эпюры распределения бокового давления в зависимости от деформаций, и их сопоставление с экспериментальными данными и результатами численного моделирования.

В тестовом примере рассмотрим ограждающую стенку с закреплением в верхней части одним анкером или распоркой (рис. 6). Грунт засыпки однородный ($\gamma = 18 \text{ кН/м}^2$, $\varphi = 30^\circ$). Глубина котлована 5 м, заделка стенки ниже дна котлована - 2 м. Жесткость стенки на изгиб 100000 кН/м^2 , что соответствует стене в грунте толщиной 0,375 м. Число разбиений на наклонные блоки — 50.

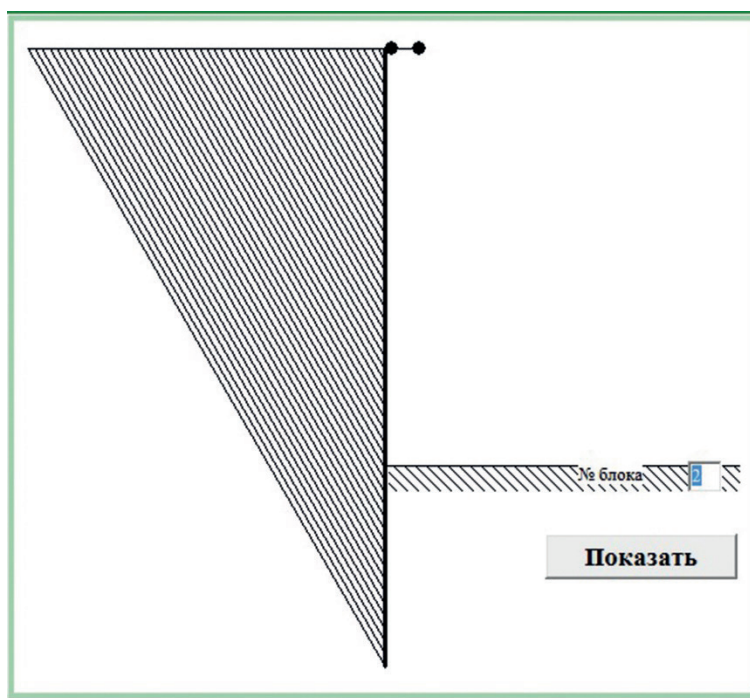


Рис. 6. Расчетная схема

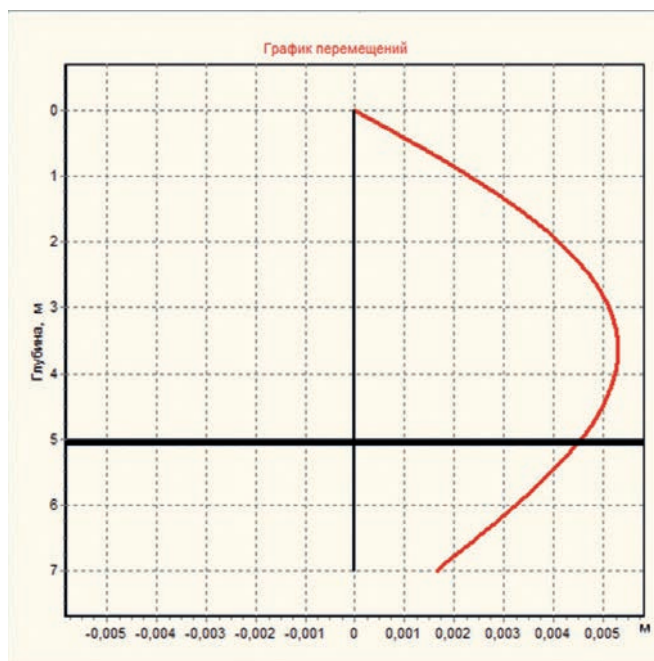


Рис. 7. График перемещений стенки, м

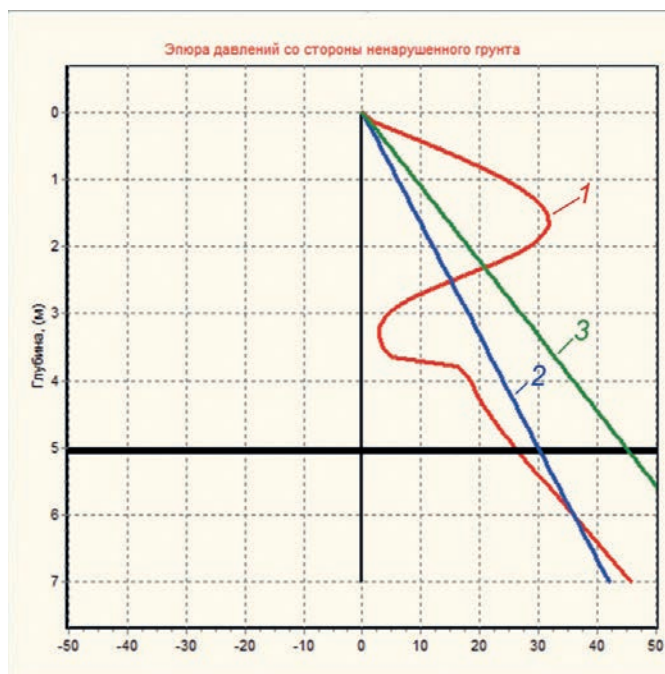


Рис. 8. Эпюра давлений со стороны ненарушенного грунта, кПа: 1 – эпюра боковых давлений, полученная при помощи предлагаемого метода; 2 – эпюра распределения давления по теории Кулона; 3 – эпюра давления покоя грунта.

При расчете по схеме с закреплением верха стенки получены результаты, которые по характеру распределения боковых давлений соответствуют экспериментальным данным и теоретическим рассуждениям на феноменологических моделях, представленных выше (см. рис. 1). Полученная эпюра 1 бокового давления на рис. 8 показывает перераспределение давлений по высоте, при котором боковое давления грунта уменьшается в пролетной части, где стенка имеет наибольшие прогибы (рис. 7), и увеличивается в зоне опоры и ниже уровня дна котлована. При сопоставлении размеров площадей эпюр 1 и 2 можно сделать вывод о том, что равнодействующие боковых давлений, полученных предлагаемым методом и по теории Кулона, приблизительно равны по величине.

Результаты расчетов по предложенной методике в целом свидетельствуют о соответствии по характеру распределения боковых давлений грунта на подпорную стенку экспериментальным данным [4 — 8, 10]. На рис. 9 представлена эпюра давления грунта на стенку, экспериментально полученная П. Роу в 1952 г. [10]. Конструкция стенки, условия её закрепления и нагружения песчаным грунтом в опытах Роу сопоставимы с расчетной схемой рассмотренного выше тестового примера, как и характер распределения бокового давления на подпорную стенку со стороны засыпки.

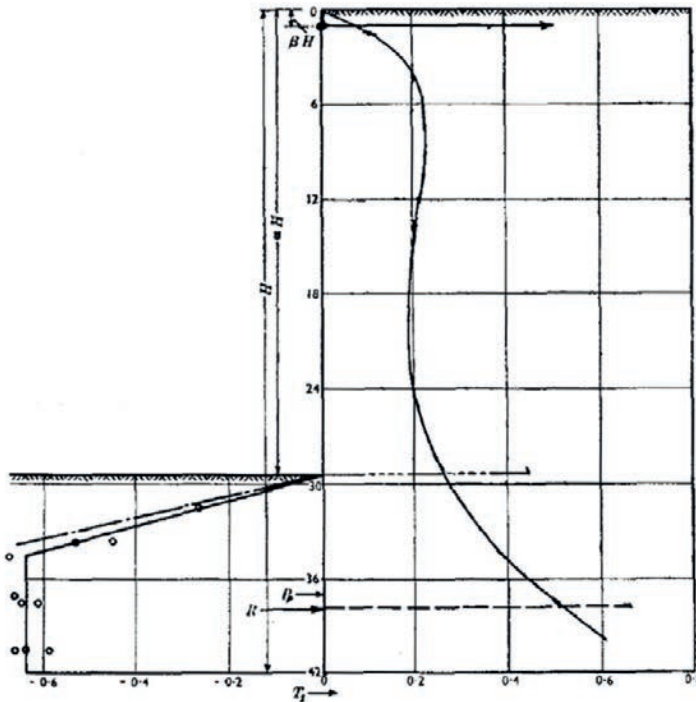


Рис. 9. Эпюра давления грунта на стенку, экспериментально полученная П. Роу (1952), по материалам [10]

Для сопоставления был выполнен расчет тестового примера с помощью математического моделирования в программе Plaxis с использованием модели грунта Кулона-Мора. На рис. 10 приведена расчетная схема. На рис. 11 показана эпюра горизонтальных перемещений подпорной стенки, на рис. 12 и 13 – соответственно изополя горизонтальных напряжений в массиве грунта и эпюра давлений со стороны ненарушенного грунта, которая по характеру и величине достаточно близка к полученной в результате реализации предлагаемого метода, что позволяет сделать вывод о хорошей сходимости метода и с результатами численного эксперимента.

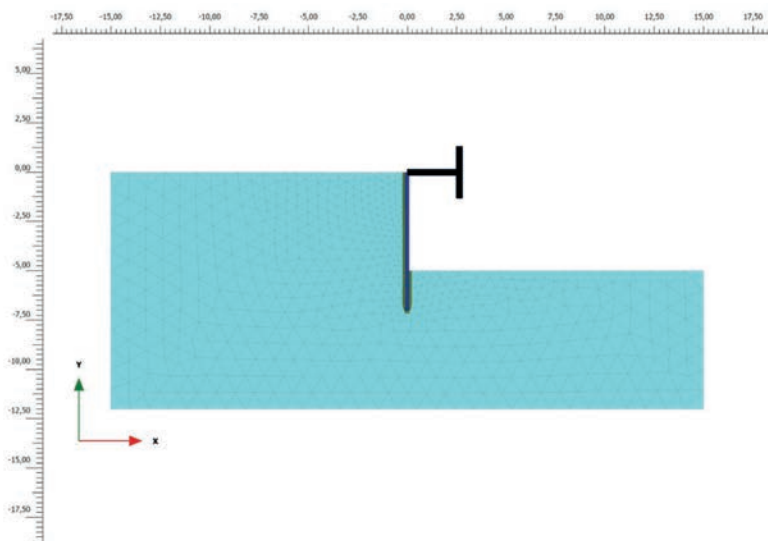


Рис. 10. Расчетная схема Plaxis

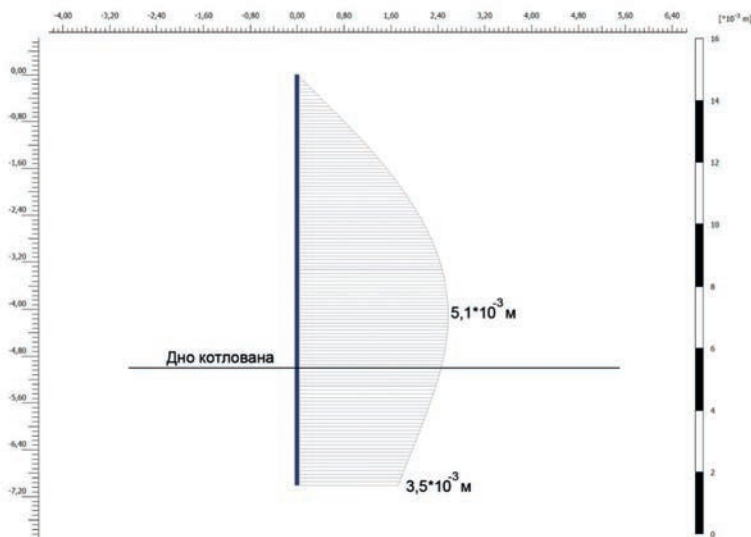


Рис. 11. График перемещений стенки

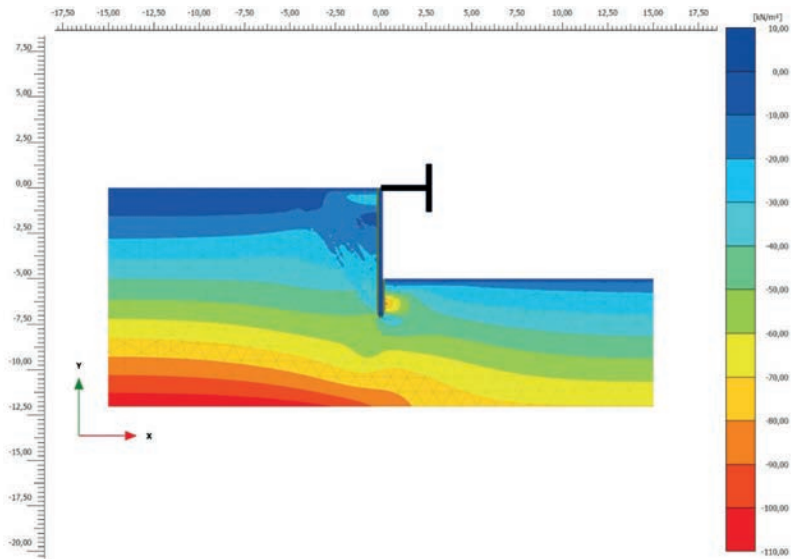


Рис. 12. Изополя горизонтальных напряжений в массиве грунта

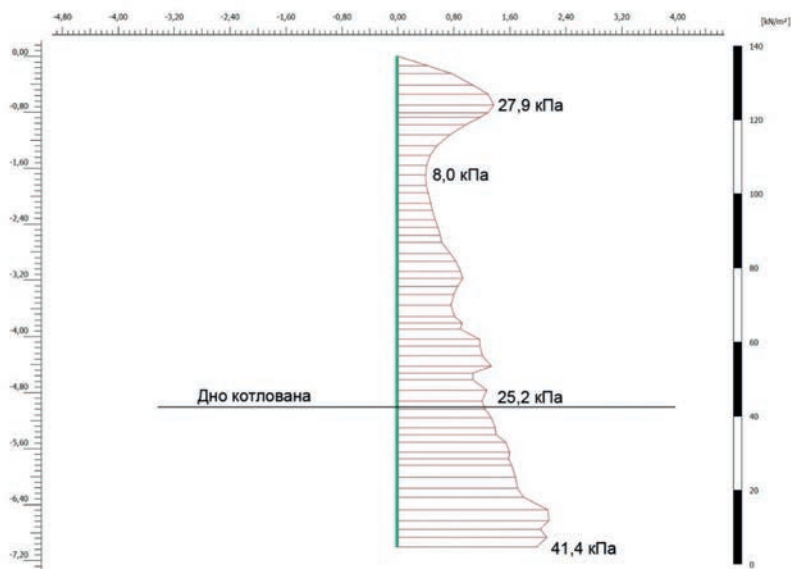


Рис. 13. Эпюра давлений со стороны ненарушенного грунта

Заключение

Предложен инженерный метод расчета бокового давления грунта в зависимости от характера и интенсивности деформаций подпорной конструкции. В настоящее время метод позволяет оценивать распределение боковых давлений по высоте стенки в активной зоне. Первичное сопоставление результатов расчетов с экспериментальными данными дает возможность сделать вывод о хорошем их соответствии.

Для дальнейшей верификации предложенного метода авторами предполагается, наряду с изучением большого количества материалов экспериментальных данных прошлых лет, проведение собственных лотковых экспериментов с требуемой степенью повторяемости результатов для сопоставления с теоретическими исследованиями. На основании результатов запланированных экспериментов возможно внесение, при необходимости, уточнений в основополагающую функциональную зависимость метода, а именно, зависимость распределения касательных напряжений на границах наклонных блоков от характера деформирования стенки по рис. 4. Планируется получение аналогичных зависимостей для давлений грунта в пассивной зоне, верификация их величин, а также усложнение расчетной схемы, т.е. предполагается рассматривать многослойное основание, сложенное из песчаных и глинистых грунтов, учитывать поверхностные нагрузки и пр.

В целом разработка рассмотренного метода и выполнение указанных исследований позволит проектировать ограждения котлованов более экономичными на основе учета концентрации активного давления на участках крепления подпорных стен, что приведет к снижению величин изгибающих моментов в конструкциях и, как следствие, к экономии материалов и средств при выполнении ограждений котлованов.

Библиографический список

1. СНиП 2.06.07-87 Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбозащитные и рыбопропускные сооружения.
2. Ухов С. Б. [и др.]. Механика грунтов, основания и фундаменты. — М.: Высшая школа, 2007.
3. Соколовский В.В. Статика сыпучей среды. — М.: ГИТТЛ, 1964.
4. Дуброва Г.А. Взаимодействие грунта и сооружений. — М.: Речной транспорт, 1963.
5. Ренгач В.Н. Шпунтовые стенки. Расчет и проектирование. — Л: Издательство литературы по строительству, 1970.
6. Лазебник Г. Е. Исследование распределения давления грунта на модели гибких одноанкерных подпорных стенок. // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 1966. — №2. — С. 3-5.
7. Гончаров Ю.М. К вопросу о применении теории Кулона для определения давления грунта на гибкие стенки. // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 1959. — №4. — С. 37-41
8. Hansen J. Brinch. Earth Pressure Calculation. The Institution of Danish Civil Engineers. Copenhagen, 1953.
9. Chang-Yu Ou. Deep excavations. Theory and Practice. Taylor&Francis Group, London, UK. 2006.

10. *Rowe P.W.* Anchored Sheet-Pile Walls. / Proceedings of the Institution of Civil Engineers. — Part 1. — No. 1. — Pp. 27-70.

11. *Tomio Tomano, Satoshi Fukui, Susumu Mizutani, Hideo Tsuboi.* Earth and water pressures acting on the excavation side of braced walls in soft ground. Geotechnical aspects of underground construction in soft ground. An International Symposium held at City University, London, UK, 15-17 April 1996.

12. *Bourne-Webb P. J., Potts D. M., Rowbottom D.* Plastic bending of steel sheet piles. / Proceedings of the Institution of Civil Engineer, Geotechnical Engineering. 160, July 2007. Issue GE3, pp. 129-170.

Автор:

Виталий Владимирович БРЫКСИН, научный сотрудник, лаборатория методов расчёта подземных сооружений и геотехнического прогноза НИИОСП им. Н. М. Герсеева АО «НИЦ «Строительство», Москва

Vitaly BRYKSIN, researcher, Laboratory of methods for calculating underground structures and geotechnical forecasting, NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: geo.pgs@mail.ru

тел.: +7 (926) 581-94-28

СОВРЕМЕННЫЙ ПОДХОД К МЕТОДАМ УПЛОТНЕНИЯ СЛАБЫХ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ. МЕТОД ВАКУУМИРОВАНИЯ

MODERN APPROACH TO THE METHODS OF SOFT WATER-SATURATED SOILS IMPROVEMENT. THE VACUUM CONSOLIDATION METHOD

Ф. Ф. ЗЕХНИЕВ, канд. техн. наук

Д. А. ВНУКОВ

А. В. САЗОНОВА

С освоением новых территорий растет необходимость в инженерной подготовке оснований, сложенных слабыми водонасыщенными грунтами. Наибольшее распространение получил метод предпостроечного уплотнения грунтов основания пригрузочной насыпью при небольшой толщине слоя слабых грунтов и использование его с вертикальными дренами при толщине слабых грунтов значительных размеров. В последнее время во многих странах мира все большее применение для решения таких задач находит метод вакуумирования, основанный на приложении к грунтовому массиву вакуумного давления. Запатентованный еще в 1950-х годах, он претерпел ряд изменений и технологических усовершенствований с целью повышения эффективности и сокращения затрат на производство работ. Анализируя методологию применения вакуумирования, в современном строительстве можно выделить два основных способа – мембранный и безмембранный, каждый из которых имеет свою специфику.

With the development of new territories there is a growing need in the soft water-saturated soils improvement. The most common method is preloading of soft soils by surcharge load, when the soil layer has a small thickness, and the combination of surcharge preloading with vertical drains, when the thickness of the soil layer is large. In recent years the method of vacuum consolidation is increasingly used to solve such problems in many countries of the world. It is based on the use of vacuum pressure on the soil. Patented in 1950-s, it has undergone several modifications and technological improvements with the aim of improving efficiency and reducing the cost of the work. In modern construction an analysis of the methodology for using this method, it is possible to distinguish two main systems — membrane and membraneless, each of which has its own specifics. This article discusses the principle of this method and the main directions of its development.

В статье рассматриваются принцип действия метода вакуумирования, а также основные направления его развития.

Ключевые слова:

Вакуумирование, вертикальная дрена, пригрузочная насыпь, слабый грунт, уплотнение грунта

Key words:

Soft soil, soil improvement, surcharge fill, vacuum consolidation, vertical drain

Введение

В условия современного строительства появилась необходимость освоения территорий, сложенных слабыми грунтами, характеризующимися полным водонасыщением, высокой сжимаемостью, малыми прочностью и модулем деформации. В таких условиях особенно важное значение приобретает инженерная подготовка территории к строительству [1].

Для инженерной подготовки слабых водонасыщенных грунтов основания широкое применение получил метод предварительного уплотнения их перед строительством с целью улучшения их прочностных и деформационных свойств [1] (рис.1).

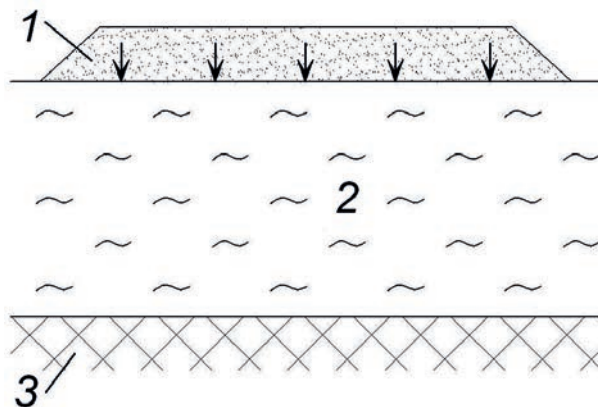


Рис. 1. Принципиальная схема уплотнения слабых грунтов пригрузочной насыпью: 1 – пригрузочная насыпь; 2 – слабый грунт; 3 – водоупор

Однако при большой толще слабых грунтов, учитывая, что водопроницаемость их в вертикальном направлении сравнительно невелика, процесс консолидации занимает весьма длительное время. Для значительного сокращения сроков консолидации применяются вертикальные дрена, которые значительно сокращают пути фильтрации поровой воды, отжимающейся из толщи основания до дренажной поверхности под давлением, создаваемым временной нагрузкой [1]. Наиболее часто при предпостроечном уплотнении применяются ленточные и песчаные дрена (рис. 2).

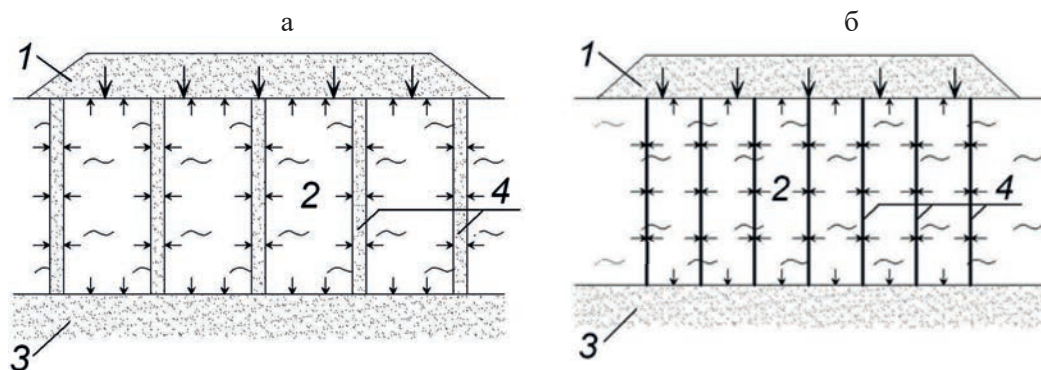


Рис. 2. Принципиальные схемы уплотнения слабых грунтов пригрузочной насыпью с вертикальными дренами: а — с песчаными дренами; б — с ленточными дренами; 1 – пригрузочная насыпь; 2 – слабый грунт; 3 – фильтрующий слой; 4 – дрена

Помимо указанных методов, в последнее время все большую популярность в разных странах мира набирает метод вакуумирования, который в отдельных случаях позволяет избежать потери устойчивости, связанной с устройством пригрузочной насыпи, и сократить затраты на ее устройство.

Метод вакуумирования

В 1952 г. В. Кьеллман (Швеция) запатентовал метод вакуумирования для предпостроечного уплотнения слоев глинистых грунтов (рис. 3) [6].

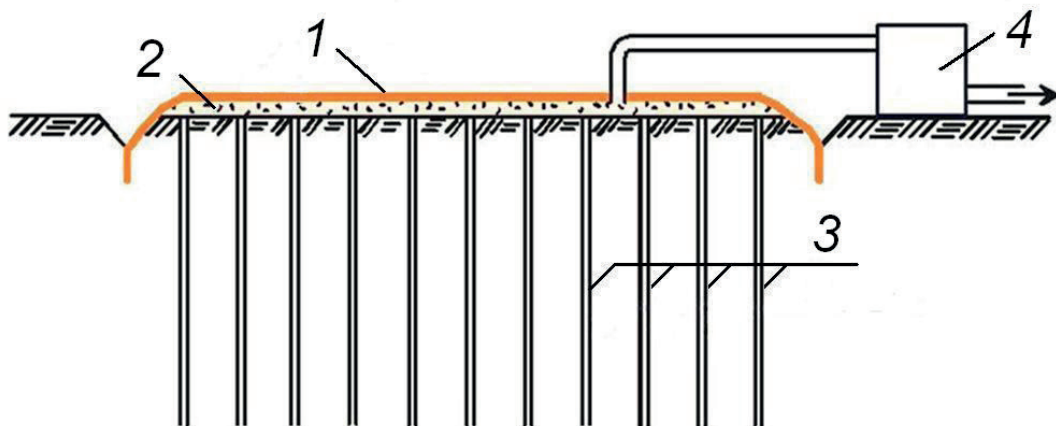


Рис. 3. Принципиальная схема уплотнения слабых грунтов методом вакуумирования: 1 – мембрана; 2 – фильтрующий песчаный слой; 3 – вертикальные дрена; 4 – вакуумный насос

Система вакуумирования в общем случае включает в себя дренажную систему, изолирующую систему и систему вакуумных насосов [3]. Дренажная система состоит из взаимосвязанной сети вертикальных дрен, горизонтальных дренирующих труб

и фильтрующего песчаного слоя. Изолирующая система представлена главным образом геомембраной. По средствам системы насосов в грунтовом массиве создается требуемое вакуумное давление.

Рассмотрим принцип работы системы вакуумирования на примере однородного основания, представленного слоем слабого водонасыщенного грунта.

Как правило, при расчетах консолидации грунтового основания не учитывается атмосферное давление P_a , так как это не влияет на конечный результат расчета [10]. Однако для понимания механизма вакуумирования учитывать его необходимо.

Перед приложением вакуумного давления величины общего напряжения, порового давления и эффективного напряжения определяются по формулам соответственно (1), (2) и (3):

$$\sigma = P_a + h\gamma + z\gamma_{sb}, \quad (1)$$

$$u = P_a + z\gamma_w, \quad (2)$$

$$\sigma' = \sigma - u = h\gamma + z(\gamma_{sb} - \gamma_w), \quad (3)$$

где σ – общее напряжение; u – поровое давление; σ' – эффективное напряжение; P_a – атмосферное давление; h – глубина залегания уровня подземных вод; γ – удельный вес грунта; z – глубина от уровня подземных вод; γ_{sb} – удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды; γ_w – удельный вес воды.

При создании в массиве грунта вакуумного давления общее напряжение остается неизменными, а поровое давление становится равным

$$u = z\gamma_w. \quad (4)$$

При этом величина эффективного напряжения принимает следующий вид:

$$\sigma' = \sigma - u = P_a + h\gamma + z(\gamma_{sb} - \gamma_w). \quad (5)$$

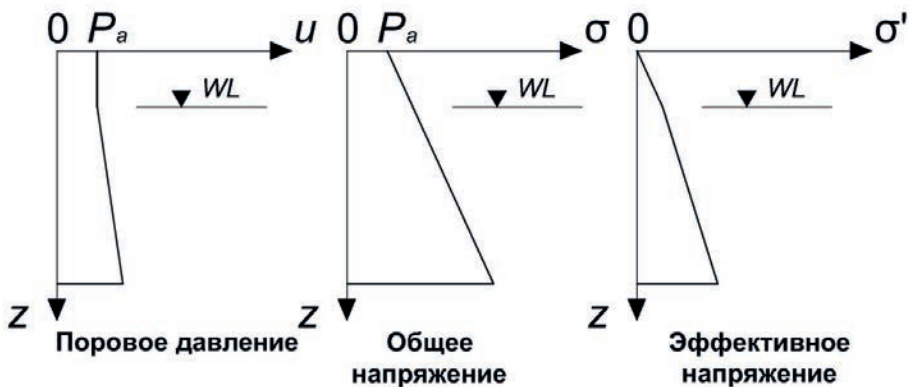
Следовательно, величина приращения эффективных напряжений ($\Delta\sigma'$) в процессе приложения вакуумного давления равна

$$\Delta\sigma' = nP_a, \quad (6)$$

где n – показатель эффективности применения метода вакуумирования, $n \leq 1$.

На рис. 4 представлено распределение порового и эффективного давлений в грунтовом массиве до и во время приложения вакуумного давления.

а



6

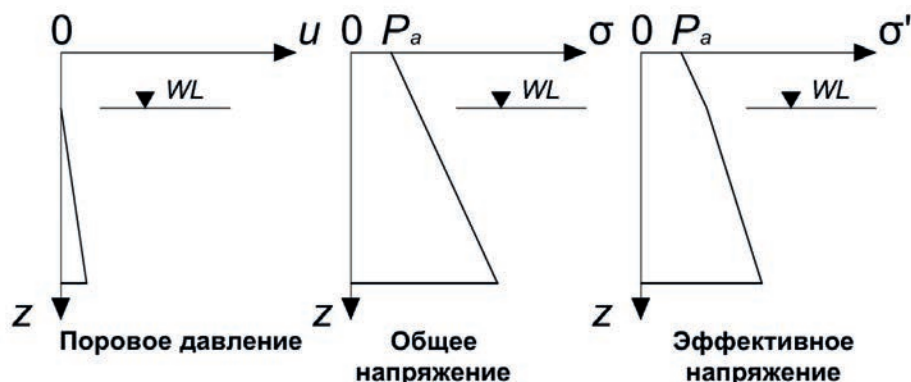


Рис. 4. Эпюры напряжений в массиве слабого водонасыщенного грунта: а — до приложения вакуумного давления; б — во время приложения вакуумного давления; P_a – атмосферное давление; u – поровое давление; σ' – эффективное напряжение; σ – общее напряжение

Теоретически величина давления в поровой воде в процессе вакуумирования должна достигать величины атмосферного давления (~ 100 кПа) [10], однако на практике она составляет лишь 60-70 кПа ввиду имеющихся потерь, вызванных неидеальной герметичностью системы. Следует отметить, что нагрузка, вызванная вакуумным давлением, соответствует нагрузке от пригрузочной насыпи высотой 3 – 3,5 м.

В случае, когда необходимо уплотнение слоя слабых грунтов большой толщины, дополнительно метод вакуумирования комбинируют с устройством пригрузочной насыпи [5, 6].

Развитие метода вакуумирования в странах мира

Хотя метод вакуумирования был предложен еще в 1950-х годах, долгое время имела место проблема поддержания постоянного вакуумного давления в течение всего процесса консолидации, вследствие чего этот метод не имел широкого использования еще несколько десятилетий. По мере технологического прогресса, а также усовершенствования и создания новых эффективных материалов (например, геомембран) метод вакуумирования стал применяться во многих странах мира [3], особенно в Европе, США, Китае, Японии и в некоторых других азиатских странах [11].

Интенсивное развитие метода вакуумирования приходится на начало 1980-х годов [10, 11].

Начиная с 1982 г., в Китае метод вакуумирования был применен для инженерной подготовки грунтов оснований зданий и сооружений транспортной морской инфраструктуры. В дальнейшем метод нашел применение на строительстве скоростных автомагистралей, взлетно-посадочных полос и дамб, а также жилых объектов [3, 11].

С 1988 г. французская компания Menard проводит многочисленные исследования в этой области [3]. Результатом их стала разработка собственной системы вакуумирования – Menard Vacuum System (рис. 5). В отличие от классической схемы, разработанной в 1950-х годах, вместо вертикальных дренажей здесь используются специальные цилиндрические дренажные трубы.

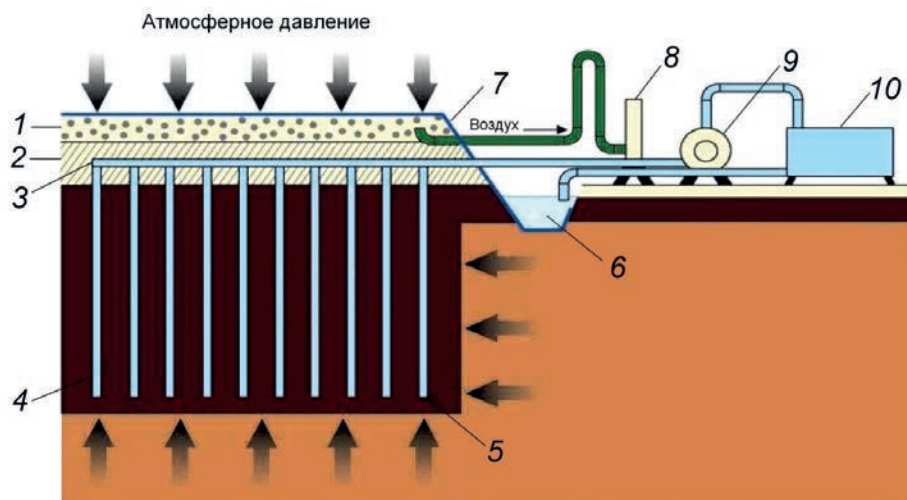


Рис. 5. Принципиальная схема вакуумирования слабых грунтов компании Menard [11]: 1 – насыпь; 2 – дренарующий слой; 3 – горизонтальные дренаи; 4 – цилиндрические дренажные трубы; 5 – дренажная скважина; 6 – траншея, заполненная бентонитом и полиакрилатом; 7 – геомембрана; 8 – бустер; 9 – вакуумный насос; 10 – водоочистная станция

В качестве альтернативы к традиционным вакуумным технологиям в начале 2000-х годов голландской компанией Cofra B.V. была разработана технология вакуумного уплотнения грунта, в которой за счет непосредственного соединения вертикальных дрен с системой вакуумных насосов посредством специальных воздухо-непроницаемых шлангов пропадает необходимость использования геомембраны в качестве изолирующего слоя (рис. 6) [2, 6, 8]. В результате к дренам может применяться вакуумное воздействие.

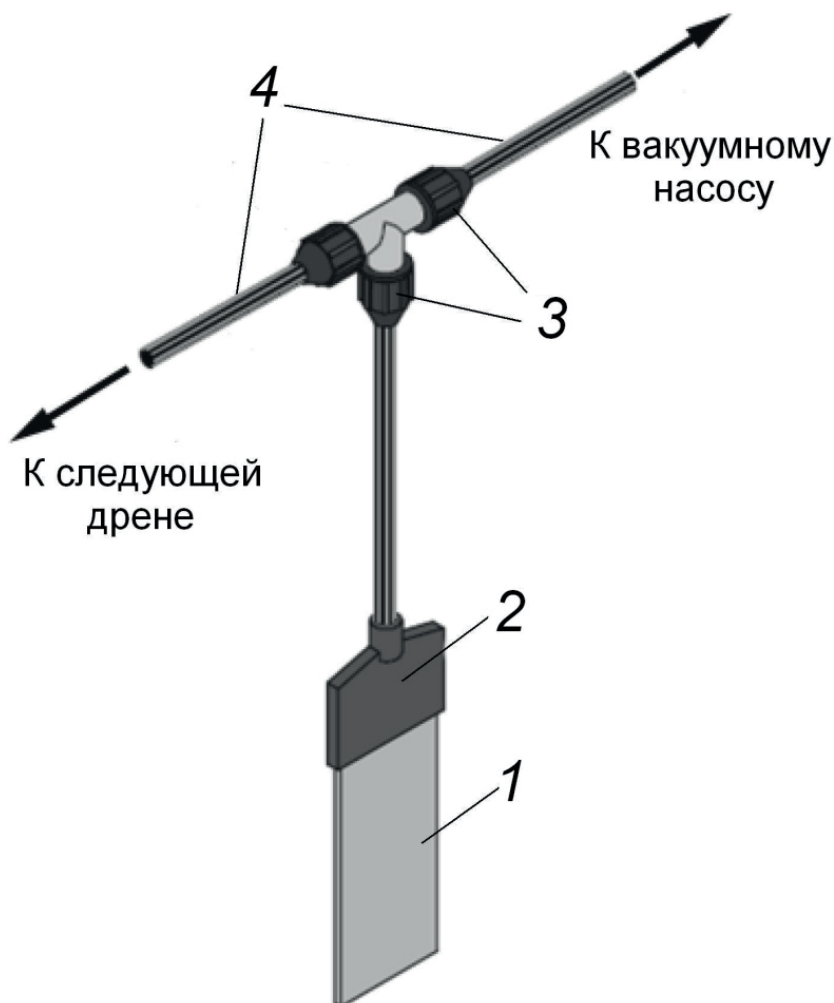


Рис. 6. Схема соединения вертикальной дрены с горизонтальной системой шлангов, используемая в системе вакуумирования слабых грунтов компании Sofra B.V.: 1 – ленточная дрена; 2 – соединительный колпак; 3 – соединительные муфты; 4 – воздушонепроницаемые шланги

Другим примером безмембранного метода вакуумирования является система, разработанная бельгийской компанией Silt NV еще в конце 90-х годов [3]. В качестве вертикальных дренажных элементов здесь используются песчаные дренажи, а роль горизонтального дренажа выполняет песчаный фильтрующий слой, залегающий в основании толщи слабого грунта, что соответственно накладывает ограничения на использование такого метода. Вакуумные насосы устанавливаются вокруг уплотняемой области в специально пробуренных водозаборных скважинах (рис. 7).

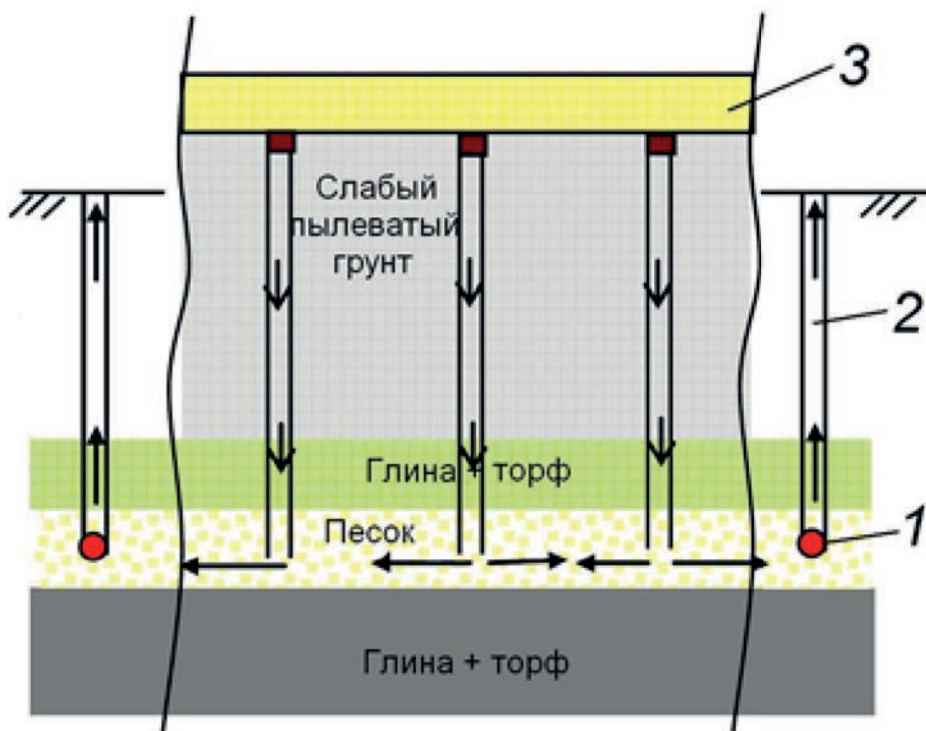


Рис. 7. Принципиальная схема вакуумирования слабых грунтов компании Silt NV: 1 – вакуумный насос; 2 – водозаборная скважина; 3 – песчаная платформа

Параллельно с разработкой безмембранных методов вакуумирования был выявлен существенный недостаток мембранного метода. Система могла производить вакуумное давление на насосе и под геомембраной соответственно около 80 и 60 кПа. Однако давление вакуума, создаваемое под геомембраной, значительно снижалось в процессе выполнения операции [6]. В 2002 г. японской компанией Maruyama Industry Co., Ltd была внедрена система разделения воздуха и воды, которая позволяет поддерживать высокое вакуумное давление (более 80 кПа) в процессе консолидации (рис. 8) [3, 6]. Устройство непосредственно под геомембраной специальных связанных между собой резервуаров для разделения воздуха и воды привело к увеличению расчетного срока производства работ по предпостроечному уплотнению.

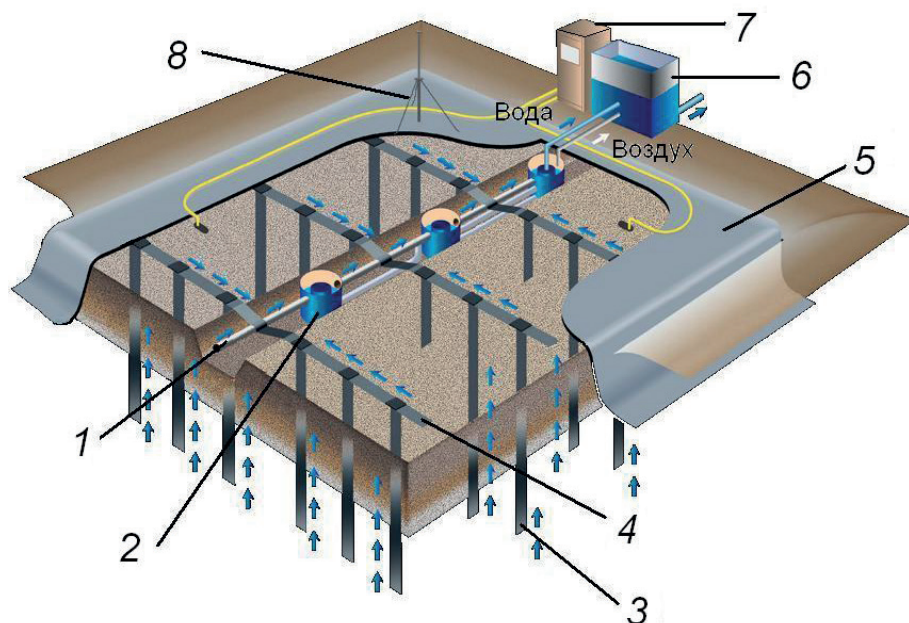


Рис. 8. Принципиальная схема вакуумирования слабых грунтов компании Maruyama Industry Co., Ltd: 1 – перфорированная дренажная труба; 2 – резервуар для разделения воды и воздуха; 3 – вертикальные дрены; 4 – горизонтальные дрены; 5 – воздухонепроницаемая пленка; 6 – вакуумный насос; 7 – система мониторинга; 8 – устройство измерения осадок

Метод вакуумирования слабых грунтов был успешно применен при строительстве таких объектов как контейнерный терминал на реке Кай Меп в г. Вунгтау (Вьетнам); очистная станция в г. Пусан (Южная Корея); электростанция Ка-Мау в г. Хошимин (Вьетнам); Международный круизный терминал (Сингапур); аэропорт Суварнабхуми в Таиланде; автомагистраль А2 в г. Винкевен (Нидерланды); автомагистраль Север-Юг в Малайзии; порт Брисбен в г. Квинсленд (Австралия) и др. [5, 10].

Так, например, при строительстве причала на реке Саравак в Малайзии [10] проводилось предварительное уплотнение грунтов, представленных илами толщиной слоя до 20 м с показателем текучести $IL = 0,7$ и влажностью $W = 60\%$, сдвиговой прочностью 10 кН/м^2 . В основной части территории, расположенной в 40 м от берега реки, уплотнение илов производилось с применением пригрузочной насыпи высотой 3 м и вертикальных ленточных дрен по треугольной сетке с шагом 1,5 м и длиной 26 м. Непосредственно в зоне берега реки в связи с тем что коэффициент устойчивости грунтов основания в случае применения пригрузочной насыпи соответствовал значению, равному 1,0, уплотнение илов производилось с применением мембранного метода вакуумирования [10]. Уплотнение грунтов методом вакуумирования производилось при давлении вакуума 65 кПа. Через 2 месяца вакуумирования была достигнута степень консолидации толщи илов $U \approx 75\%$ при принятой в проекте величине 70%, а осадка поверхности грунта в среднем составила 0,6 м. Значение сдвиговой прочности илов после уплотнения увеличилось с 10 до 14 кН/м². При этом в основной

части территории проектная степень консолидации толщи илов в случае устройства пригрузочной насыпи с вертикальными ленточными дренами была достигнута спустя 12 месяцев, а осадка составила 0,5 м [10].

Таким образом, применение метода вакуумирования для уплотнения толщи илистых грунтов на рассматриваемом объекте позволило достигнуть проектного значения степени консолидации в более короткие сроки, чем уплотнение с помощью пригрузочной насыпи. Авторами статьи [10] делается вывод о том, что в случае возможности потери устойчивости грунтов основания применении других методов уплотнения, например, с пригрузочной насыпью, становится достаточно трудоемким и продолжительным процессом.

В отечественной практике строительства метод вакуумирования для предпостроечного уплотнения слабых водонасыщенных грунтов до настоящего времени не применялся. Однако следует отметить, что в начале 90-х годов в НИИОСП им. Н. М. Герсеева проводилась серия лабораторных экспериментов по исследованию повышения несущей способности свай методом вакуумирования грунта в околосвайном пространстве [12]. В результате экспериментов был отмечен положительный эффект от вакуумирования в части уплотнения водонасыщенного глинистого грунта и повышения несущей способности модели вакуумной сваи.

Заключение

Предпостроечное уплотнение слабых водонасыщенных органических и органоминеральных грунтов методом вакуумирования применяется при строительстве крупных объектов в разных странах мира, особенно в Европе, США, Китае, Японии и некоторых других азиатских странах. В свою очередь, на территории России отсутствуют известные случаи применения метода вакуумирования для предпостроечного уплотнения слабых грунтов основания; при этом, как правило, применяются классические методы уплотнения с устройством пригрузочной насыпи и вертикальных ленточных и песчаных дрен.

Однако из предварительного обзора мировой практики применения метода вакуумирования видно, что использование указанного метода снижает риск потери устойчивости слабых грунтов основания при устройстве пригрузочной насыпи, сокращает сроки консолидации и в некоторых случаях может иметь преимущество перед другими методами в отношении технико-экономических показателей.

Рассматриваемый метод представляет научный и практический интерес в отношении возможности его эффективного применения в грунтовых условиях на территории России, с целью развития нормативно-технической базы и последующего внедрения в отечественную практику строительства в части предпостроечного уплотнения слабых водонасыщенных грунтов.

Библиографический список

1. Зехниев Ф. Ф. Стабилизация оснований с плоскими вертикальными песчаными дренами: дисс. ... канд. техн. наук; Всесоюз. н.-и. проектно-изыскат. и конструкторско-технол. ин-т оснований и подземных сооружений им. Н. М. Герсеванова. — М., 1988.
2. Bergado D.T., Saowapakpiboon J., Kovittayanon N., de Zwart T.P. BeauDrain-S PVD vacuum system in soft Bangkok clay: a case study of the Suvarnabhumi airport project. Lowland Technology International 10(1). June 2008.
3. Dam T. K. L., Sandanbata I., Kimura M. Vacuum consolidation method – worldwide practice and the latest Improvement in Japan. // Technical Research Report of Hazama Corporation, ISSN: 1880-2370, Vol. 38, 1–14. 2006.
4. Elgamal A.W., Adalier K. Soil stabilization by ambient pore pressure and geomembrane containment. / Geosynthetics International. January 1996.
5. Indraratna B. Recent advances in the application of vertical drains and vacuum preloading in soft soil stabilization. / Australian Geomechanics Society - EH Davis Memorial Lecture 2009.
6. Griffin H., O'Kelly B.C. Ground improvement by vacuum consolidation — a review. // Proceedings of the Institution of Civil Engineers Ground Improvement 167(4):274 – 290. November 2014.
7. Kjellman W. Consolidation of clay soil by means of atmospheric pressure. // Proceeding of Conference on Soil Stabilization, Cambridge, Mass., 258-263. 1952.
8. Rujikiatkamjorn C., Indraratna B. Application of vacuum consolidation for sustainable transport infrastructure. / 2nd International Conference on Sustainable Built Environment. pp. 1-12. 2012.
9. Teerachaikulpanich N., Kosaka T. High pressure for vacuum consolidation method using air-water separation system. / Ground Improvement Case Histories Embankments with Special Reference to Consolidation and Other Physical Methods, 293–314. 2015.
10. Yee K., Ooi T.A., Ting W.H. Vacuum consolidation technology for soft soils treatment: principles and field experiences. / Proceedings of the Malaysian Geotechnical Conference, Kuala Lumpur, Malaysia. 16-18 March 2004.
11. Yu L., Djunaidy M. A vacuum consolidation method application case for improving dredging slurry. URL: <http://geotekindo.com>.
12. Коновалов П.А., Бреднев А.В., Труфанов А.Н., Финтушал А.Я. Повышение несущей способности свай методом вакуумирования грунта в околосвайном пространстве. // Труды ВНИИОСП, вып. №49, 1990. С. 18-26.

Авторы:

Фаршед Фарходович ЗЕХНИЕВ, канд. техн. наук, доцент, член-корр. Академии архитектуры и строительства Таджикистана, почетный строитель РФ, заведующий лабораторией оснований и фундаментов на слабых грунтах НИИОСП им. Н. М. Герсееванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

Farshed ZEKNIEV, Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Corresponding Member of the Academy of Architecture and Construction of Tajikistan, Honorary Builder of the Russian Federation, head of the Laboratory of bases and foundations on the soft soils, NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: farshedzehni@yandex.ru

Дмитрий Алексеевич ВНУКОВ, старший научный сотрудник лаборатории оснований и фундаментов на слабых грунтах НИИОСП им. Н. М. Герсееванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

Dmitriy VNUKOV, senior researcher, Laboratory of bases and foundations on the soft soils, NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: lab2@bk.ru

Анна Владимировна САЗОНОВА, инженер лаборатории оснований и фундаментов на слабых грунтах НИИОСП им. Н. М. Герсееванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

Anna SAZONOVA, engineer, Laboratory of bases and foundations on the soft soils, NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: lab2@bk.ru

К ВОПРОСУ РАЗВИТИЯ НОРМАТИВНОЙ БАЗЫ ПО ГЕОТЕХНИЧЕСКИМ МЕРОПРИЯТИЯМ ИНЖЕНЕРНОЙ ЗАЩИТЫ ТЕРРИТОРИЙ ОТ ПРОЯВЛЕНИЙ КАРСТОВО-СУФФОЗИОННЫХ ПРОЦЕССОВ

THE DEVELOPMENT OF THE REGULATORY FRAMEWORK FOR THE GEOTECHNICAL ENGINEERING ACTIVITIES-ENGINEERING PROTECTION OF TERRITORIES FROM THE OCCURRENCE OF KARST-SUFFUSION PROCESSES

М. Н. ИБРАГИМОВ, канд. техн. наук

В. В. СЁМКИН, канд. техн. наук

А. В. ШАПОШНИКОВ, канд. техн. наук

Рассмотрены основные положения регламента работ в подготовленных НИИОСПом Методических рекомендациях по геотехнической защите строящихся и реконструируемых сооружений на закарстованных территориях от проявлений карстово-суффозионных процессов. Излагаются требования к инженерно-геологическим изысканиям, расчету, проектированию оснований и фундаментов и производству укрепительных работ в случае грунтов основания на карстопасных территориях, а также по геотехническому мониторингу в процессе строительства и эксплуатации сооружений повышенного (КС-3) и нормального (КС-2) уровней ответственности.

The article describes the main provisions of the work rules in prepared by NIISP Guidelines for geotechnical-shield construction and reconstruction of structures in the karst areas from the occurrence of karst-suffusion processes. Setting out the requirements for engineering & geological surveys, calculations, designing of bases and foundations and the production of rehabilitation works of soil foundation on karst-hazardous territories, as well as geotechnical monitoring in the process of the construction and operation of buildings increased (COP-3) and normal (COP-2) level of responsibility.

Ключевые слова:

Геотехнический мониторинг, карст, карстово-суффозионный процесс, карстующаяся порода, тампонаж

Key words:

Geotechnical monitoring, karst, karstic rocks, karst-suffosion process, plugging

Проблема строительного освоения закарстованных территорий является весьма актуальной. Площадь распространения карстующихся пород с различной степенью развития карста занимает на Европейской части России около 20% территории [1]. Карстовые процессы и связанные с ними карстовые деформации (провалы, оседания, разуплотнения и ослабления зоны грунтов) наблюдаются практически во всех экономически развитых регионах страны. В этих районах вследствие образования карстовых провалов происходит значительное число аварий и разрушений различных сооружений, включая промышленные и гражданские, как, например, на рис. 1 и 2.



Рис.1. Разрушение заводского цеха в результате карстового провала в Дзержинске



Рис.2. Провал жилого дома в карстовую воронку во Владимирской области

Для предотвращения возможных деформаций и защиты строящихся и реконструируемых сооружений на закарстованных территориях следует предусматривать мероприятия, обеспечивающие их надежность и эксплуатационную сохранность. К защитным мероприятиям, рекомендуемым СП 22.13330.2016 (СНиП 2.02.01-83* Основания зданий и сооружений) [2] для строящихся сооружений, относятся:

- конструктивные мероприятия, осуществляемые путем проектирования плоских или ребристых фундаментных плит, перекрестных ленточных фундаментов, в том числе с консольными удлинениями за пределы сооружений, с применением жёсткого каркаса здания, повышением жёсткости конструктивной системы здания горизонтальными и вертикальными связями и поясами;
- водозащитные мероприятия, предусматривающие отвод поверхностных и грунтовых вод от карстующихся пород путем планировки территории и устройства поверхностных водонепроницаемых экранов по периметру сооружений;
- геотехнические мероприятия, предусматривающие заполнение карстовых полостей, тампонаж трещин и закрепление грунтов покровных отложений над закарстованными породами;
- технологические мероприятия, исключающие или снижающие воздействие на потенциально карстующиеся породы.

Следует отметить, что конструктивные, водозащитные и технологические мероприятия являются пассивными, поскольку не влияют на естественный ход развития карста и на протекание карстово-суффозионных процессов. В отличие от них геотехнические мероприятия, связанные с тампонажем карстовых полостей и закреплением грунтов покровных отложений, являются активными, поскольку позволяют прекращать или резко замедлять развитие существующих карстовых полостей и форм, образование карстово-суффозионных процессов и предотвращать деформации грунтов основания.

Объем противокарстовой защиты для выполнения необходимых требований определяется в каждом конкретном случае в зависимости от прогнозируемых видов и размеров карстовых деформаций, степени экономической и социальной ответственности защищаемого объекта, конструктивных и эксплуатационных особенностей сооружений.

Для объектов нового строительства могут быть применены все виды защиты. Для объектов нового строительства повышенного уровня ответственности (КС-3) или для реконструкции, как правило, проектируется геотехническое противокарстовое мероприятие и предусматривается дополнительно проведение геотехнического мониторинга и научно-техническое сопровождение строительства.

В настоящее время в развитие положений раздела 6.12 в [2] и с учётом положений главы 8 СП 116.13330.2012 Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов [3], а также Федерального закона от 30.12.2009 г № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» [4] институтом в 2017г. разработаны Методические рекомендации по геотехническим мероприятиям инженерной защиты территории от проявления карстово-суффозионных процессов. Необходимость разработки такого документа возникла в связи с возрастающим объемом строительства и реконструкции жилых, социально-культурных зданий и объектов, а также промышленных и гидротехнических сооружений. Текст рекомендаций будет помещен на сайте ФАУ ФЦС в 2018 году.

В указанных Методических рекомендациях основные положения регламента работ — оценка карстоопасности территории, проектирование и выполнение противокарстовых мероприятий и мониторинг объекта работ — изложены в пяти разделах. Поэтапное выполнение конкретных позиций регламента работ, предусмотренных в Методических рекомендациях, представлено на рис. 3.



Рис. 3. Этапы выполнения регламента геотехнических противокарстовых мероприятий

Для вновь проектируемого или реконструируемого сооружения в первую очередь (этап 1) выполняется оценка карстоопасности территории на основании анализа имеющихся материалов архивных изысканий, карт районирования, наличия поверхностных проявлений карстовых деформаций. При выявлении признаков карстоопасности проводятся (этап 2) инженерно-геологические изыскания, основными задачами которых в соответствии с требованиями СП 47.13330.2016 (Инженерные изыскания для строительства. Основные положения) [5] являются:

- районирование территории с выделением границ различной степени карстоопасности и с определением категории устойчивости относительно карстовых деформаций;
- установление степени опасности воздействия карста на сооружения, экологической и социально-экономической обстановки;
- составление прогноза развития карста на период строительства и эксплуатации проектируемых объектов с учетом возможных техногенных воздействий;
- определение необходимых для разработки мероприятий противокарстовой защиты параметров физико-механических характеристик основания, обеспечивающих прочность и устойчивость сооружения при возможном проявлении карстовых деформаций.

На основании результатов инженерно-геологические изыскания определяют (этап 3) расчетом (численными и аналитическими методами) геометрические параметры карстовых полостей в водорастворимой горной породе с учетом наиболее неблагоприятного участка на разрезе и скорейшего наступления провалобразования перекрывающей толщи грунтов, при образовании которой возникают карстовые деформации. Кроме того, выполняется проверка карстовых проявлений на окружающей территории, а при необходимости проводятся экспериментальные исследования (моделирование), в том числе с учётом техногенных факторов (существующих и прогнозируемых). При этом оценивается степень опасности карстовых полостей в активной зоне проектируемого сооружения с учетом изучения состава заполнителя карстовых полостей и трещин, а также оценивается суффозионная устойчивость покрывающих отложений.

По результатам инженерно-геологических изысканий территории застройки оценивается (этап №4) категория карстовой опасности, которая в соответствии с [2] может относиться к опасной или потенциально опасной, а возможно, и неопасной.

Опасная территория характеризуется наличием на поверхности земли проявлений карстово-суффозионных процессов в виде воронок и оседаний, наличием карстующихся пород с высокой степенью трещиноватости и присутствием карстовых полостей высотой более 1 м по провалам бурового инструмента, наличием в покровных отложениях сильно фильтрующих разнотекстурных песчаных грунтов и высокой интенсивностью вертикальной и горизонтальной фильтрации.

Потенциально опасная территория характеризуется отсутствием на поверхности земли провальных воронок и оседаний, наличием в основании карстующихся пород с карстовыми пустотами менее 1 м (по провалам бурового инструмента), расположенными неглубоко по отношению к кровле карстующейся породы, наличием в покровных песчаных отложениях несплошных водоупорных глинистых слоев

в несколько метров толщиной, наличием в покровных отложениях вертикальной фильтрации средней интенсивности.

Неопасная территория характеризуется отсутствием поверхностных и подземных проявлений карстовых процессов, наличием слоя водоупора мощностью более 10 м, вертикальной фильтрацией с градиентом $i \leq 1$ и отсутствием температурных и гидрохимических аномалий подземных вод.

В зависимости от вида карста и категории устойчивости территории относительно интенсивности карстовых деформаций (провалов) на этапе 5 для зданий повышенного и нормального уровней ответственности выбирают один из следующих типов геотехнического противокарстовых мероприятий:

- для карстоопасных районов, преимущественно для сульфатного карста (гипсы, ангидриты), часто встречающегося в сочетании с карбонатным, проводится, как правило, комплексное противокарстовое мероприятие, предусматривающее закрепление в плане застройки объекта верхней зоны раздробленной, трещиноватой карстующейся толщи с тампонажем полостей и закрепление части толщи сильно фильтрующих грунтов покровных отложений над карстующимися породами (по расчетам противифльтрационного экрана). Такой вид мероприятия полностью исключает рост объемов существующих и образование новых карстовых полостей и возникновение карстово-суффозионных процессов с провалами под фундаментами;

- для потенциально опасных районов преимущественно карбонатного карста (трудно растворимые породы – известняк, доломит) достаточно выполнить закрепление верхней раздробленной, трещиноватой зоны до кровли монолитной (незакарстованной или слабозакарстованной) с тампонированием полостей в карстующейся толще, что позволяет резко понизить водопроницаемость породы, а следовательно, полностью исключает развитие карстово-суффозионных процессов под фундаментами на заданный срок эксплуатации сооружения.

На основании данных инженерно-геологических изысканий, технических характеристик конструкций, уровня ответственности и геотехнической категории проектируемого или реконструируемого сооружения разрабатывается (этап 6) проект противокарстовой защиты с технико-экономическим обоснованием выбранного оптимального решения – закрепление только закарстованных грунтов или в совокупности с закреплением грунтов покровных отложений.

Проектная документация должна содержать масштабные инженерно-геологические разрезы и планы с нанесением контуров и размеров закрепленного массива, данные о пространственном расположении скважин в массиве с указанием размеров зон, обрабатываемых растворами и видами растворов. Проект производства работ (ППР) должен включать опытно-производственные работы, которые должны предшествовать основным работам, и разделы, отражающие требования к технологии производства работ, контролю качества и приемке работ, охране окружающей среды и технике безопасности.

Выполнение опытно-производственных работ (этап 7) и контрольные работы по тампонажу карстовых пустот и закреплению грунтов покровных отложений

позволяют на основании полученных результатов корректировать (при необходимости) проектные положения по регламенту работ, уточнять инженерно-геологические условия, регламент укрепительных работ, составы применяемых растворов и режимы инъекционных работ.

Сложность работ по закреплению пород (этап 8) зависит не только от вида и характера закарстованности породы, но и от расположения ее относительно земной поверхности и от вида покровных отложений (при их наличии). Карстующаяся порода, представляющая опасность для наземных сооружений, может залегать на значительной глубине, достигающей, как показывает практика, до 50-60 м. Наиболее сложной является работа, когда карстующаяся порода покрыта значительной толщей четвертичных отложений, представленных в основном несвязанными песчаными грунтами.

Способ бурения покровных отложений выбирается исходя из инженерно-геологических условий и глубины залегания закарстованных пород. Бурение покровных отложений производится с обсадкой металлическими или пластмассовыми трубами. Диаметр скважин назначается в зависимости от глубины и выбранного способа бурения — в среднем от 110 до 150 мм. В карстовых породах бурение производится меньшим диаметром, порядка 75-100 мм.

Бурение и нагнетание растворов в трещиноватых, закарстованных породах производится ограниченными зонами по глубине, зависящими от характера трещиноватости и от величины удельного водопоглощения породы. Максимальный интервал зоны до 10 м допускается в породах, исключающих обрушение стенок скважин при бурении, обладающих сравнительно небольшой и одинаковой по всей глубине трещиноватостью (удельное водопоглощение 0,1 – 0,2 л/мин). В породах с переменной трещиноватостью или при больших значениях удельного водопоглощения (0,2 – 1,0 л/мин и более) интервал зоны уменьшается до 5 м. В породах с карстовыми кавернами и крупными трещинами интервал зоны принимается укороченный, до 1 – 3 м.

Инъекционные работы следует производить, руководствуясь рекомендациями [6, 7, 8], способом последовательного сближения скважин, начиная с максимальных расстояний, при которых гидравлическая связь между ними при заданных рабочих давлениях будет отсутствовать. Конечные расстояния между скважинами назначаются порядка 5 м.

Для уплотнения карстующихся пород используются в зависимости от их пустотности и трещиноватости тампонажные растворы различного вида и состава. Наибольшее распространение в отечественной строительной практике получили цементные, цементно-глинистые, цементно-песчаные, цементно-зольные, глиноцементные и глиносиликатные растворы. Выбор вида раствора для проектирования работ по тампонажу и закреплению закарстованных пород в зависимости от характера трещиноватости, степени закарстованности и гидрогеологических условий рекомендуется принимать согласно таблице. Оптимальные составы растворов для конкретных инженерно-геологических условий и применяемых материалов подбираются лабораторными исследованиями и уточняются по результатам опытно-производственных работ.

Таблица

<i>Характер породы</i>	<i>Наличие подземных вод</i>	<i>Рекомендуемые виды растворов</i>
Трещиноватая водопроницаемая скальная и полускальная порода с раскрытием трещин 0,1 - 1 мм, (удельное водопоглощение 0,1 - 1 л/мин·м ² ; $K_{\phi} = 0,3 - 3$ м/сут)	Независимо от степени обводнения	Нестабильные цементные растворы
Трещиноватая сильноводопроницаемая скальная и полускальная порода с раскрытием трещин до 10 мм (удельное водопоглощение до 10 л/мин·м ² ; $K_{\phi} = 3 - 30$ м/сут)	При скорости подземных вод менее 1000 м/сут	- Нестабильные растворы (цементные с инертными добавками: песок, зола уноса, каменная мука и т.д.). - Стабильные растворы (цементно-глинистые)
Трещиновато-пористые слабосцементированные грунты: песчаники, мелкокавернозные известняки и доломиты, известняки-ракушечники, неплотные туфы и туфобрекчии с раскрытием трещин 0,1 - 0,2 мм (удельное водопоглощение 0,1 - 0,2 л/мин·м ² ; $K_{\phi} = 0,3 - 0,6$ м/сут)	Независимо от степени обводнения	- Нестабильные цементные растворы с предварительной силикатизацией грунта. - Стабильные цементно-бентонитовые растворы с повышенным содержанием бентонита. - Стабильные бентонито-силикатные растворы
Открытые карстовые формы: полости, каналы, каверны и т.д. (удельное водопоглощение более 1 - 2 л/мин·м ² ; K_{ϕ} более 3-6 м/сут)	При скорости подземных вод свыше 1000 м/сут	- Растворы быстросхватывающиеся (в барьерные ряды). - Растворы, способные образовывать в пустотах пробки и преграды (песчаная пульпа, песчаная пульпа с добавкой опилок, волокнистых материалов, шлака, резиновой крошки). - Растворы с ускоренным временем схватывания
Карстовые полости, каналы, каверны и т.д. шириной более 5-10 см, содержащие несцементированный заполнитель пустот	Независимо от степени обводнения	- Стабильные растворы (цементные, стабилизированные химическими добавками). - Стабильные растворы (цементно-глинистые). - Нестабильные растворы (цементные с инертными добавками: песок, зола уноса, каменная мука и т.д.)

Геотехнические мероприятия по укреплению закарстованных грунтов инъекцией растворов носят скрытый характер, поэтому работы должны контролироваться на всех этапах ее производства, включая входной контроль за поступающими материалами, оперативный в процессе производственных и технических циклов работ, а также контроль качества выполненной инъекции на отдельных участках и в массиве в целом.

Контроль качества производства работ обеспечивается обязательным ведением журналов по всем видам работ (буровым, инъекционным, контрольным). Состав и объем контрольных работ по определению результатов и качества инъекционного уплотнения устанавливается проектом в зависимости от природных особенностей цементируемых грунтов и их пустотности и от назначения цементации. На основании отчетной документации о проделанной работе и результатов контрольных работ по оценке качества выполненной цементации грунтов выполняется оценка инъекции в целом по сооружению.

При проведении противокарстовых мероприятий в основании сооружений повышенного (КС-3) и нормального (КС-2) уровней ответственности следует выполнять (этап 9) геотехнический мониторинг с целью своевременного выявления изменений контролируемых параметров конструкций и грунтов оснований. А в случае перехода объектов в состояние аварийное или ограниченно работоспособное принимать дополнительные меры противокарстовой защиты. Для объектов нормального уровня ответственности (КС-2) геотехнический мониторинг по [2] осуществляют по программе, а для повышенного уровня (КС-3) — по проекту, разрабатываемому и утверждаемому в составе проектной документации. Геотехнический мониторинг включает, как правило, комплексную систему периодических наблюдений за осадками и деформациями оснований и фундаментов сооружений, маршрутные наблюдения за прилегающей территорией с целью фиксации вновь образовавшихся карстовых провалов и оседаний поверхности, а также за изменением уровней, температуры и химического состава подземных вод, физико-механических свойств грунтов. При выполнении геотехнического мониторинга применяются визуально-инструментальные, геодезические, параметрические, геофизические и гидрогеологические методы наблюдений.

Выводы

1. Разработанные Методические рекомендации по геотехническим мероприятиям инженерной защиты территории от проявления карстово-суффозионных процессов содержат требования к инженерно-геологическим изысканиям, расчету, проектированию оснований и фундаментов и к производству укрепительных работ грунтов основания на карстоопасных территориях, а также к геотехническому мониторингу в процессе строительства и эксплуатации сооружений повышенного (КС-3) и нормального (КС-2) уровней ответственности.

2. Положения Методических рекомендаций позволяют учесть накопленный опыт строительства и эксплуатации на закарстованных территориях, включая в первую

очередь сооружения повышенного и нормального уровней ответственности, и в значительной степени избежать разработки специальных технических условий.

3. Особое внимание в методических рекомендациях уделено надежности проектирования геотехнических противокарстовых мероприятий (создание сплошного массива закрепленных грунтов или массива из армирующих элементов из закрепленных грунтов). В Методических рекомендациях сформулированы требования по проектированию, в том числе — к расчетным показателям и контролируемым параметрам.

4. Большое внимание в Методических рекомендациях уделено технологическим особенностям выполнения геотехнических работ в части обеспечения проектных требований по свойствам закрепляемых грунтов, применяемым материалам и технологическим параметрам производства работ.

Библиографический список

1. Толмачев В.В., Троицкий Г.М., Хоменко В.П. Инженерно-строительное освоение закарстованных территорий. — М.: Стройиздат, 1986.
2. СП 22.13330.2016 СНиП 2.02.01-83* Основания зданий и сооружений.
3. СП 116.13330.2012. Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов.
4. Федеральный закон от 30.12.2009 г №384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений».
5. СП 47.13330.2016. Инженерные изыскания для строительства. Основные положения.
6. Рекомендации по проектированию фундаментов на закарстованных территориях. НИИОСП им. Н.М. Герсеева.
7. Рекомендации по закреплению растворами закарстованных грунтов в основании гражданских и промышленных объектов. НИИОСП им. Н.М. Герсеева.
8. Цементация скальных оснований гидротехнических сооружений. ВСН 34-83. 1984.

Авторы:

Мидехат Насибулович ИБРАГИМОВ, канд. техн. наук, ведущий научный сотрудник сектора «Усиление оснований» НИИОСП им. Н. М. Герсеева АО «НИЦ «Строительство», Москва

Midkhat IBRAGIMOV, Ph.D. in Engineering, leading researcher of the laboratory 'Strengthening the Foundations', NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: Midhat33@gmail.com

тел.: +7 (499) 170-27-85

Вадим Валентинович СЁМКИН, канд. техн. наук, заведующий сектором «Усиление оснований» НИИОСП им. Н. М. Герсеева АО «НИЦ «Строительство», Москва

Vadim SEMKIN, Ph.D. in Engineering, Head of the laboratory 'Strengthening the Foundations', NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: Baltiy@yandex.ru

тел.: +7 (903) 549-17-74

Андрей Васильевич ШАПОШНИКОВ, канд. техн. наук, заместитель заведующего сектором «Усиление оснований» НИИОСП им. Н. М. Герсеева АО «НИЦ «Строительство», Москва

Andrey SHAPOSHNIKOV, Ph.D. in Engineering, Deputy head of the laboratory 'Strengthening the Foundations', NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: Baltiy@yandex.ru

тел.: +7 (903) 108-67-54

ОПЕРАТИВНЫЕ МЕТОДЫ КОНТРОЛЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ФУНДАМЕНТОВ

OPERATIONAL METHODS OF CONTROL THE BEARING CAPACITY OF FOUNDATIONS

В. А. КОВАЛЁВ, канд. техн. наук
А. Б. ПАТРИКЕЕВ

Описываются усовершенствованные и новые методы оперативного контроля несущей способности фундаментов в вытрамбованных котлованах, из забивных блоков и забивных железобетонных свай, направленные на снижение сроков, трудоемкости и стоимости испытаний фундаментов в полевых (натурных) условиях в процессе их устройства.

The article describes improved and new methods of operative control of load-bearing capacity of foundations in tamped pits, out of driving blocks and driven concrete piles, aimed at reducing the time, labor and cost of testing foundations in field (natural) conditions during their installation.

Ключевые слова:

Забивные железобетонные сваи в просадочном грунте; несущая способность фундаментов в уплотненном грунте и из забивных свай; фундаменты в вытрамбованных котлованах, из забивных блоков; оперативные методы (экспресс-методы) контроля

Key words:

Bearing capacity of foundations in tamped pits and from the driven piles; driven reinforced concrete piles in collapsible soils; foundations in rammed trenches and from driven blocks; operation methods (express-methods) of the dynamic control

Особенности устройства и применяемое оборудование для выполнения фундаментов в вытрамбованных котлованах, из забивных блоков, а также забивных железобетонных свай явились основой для разработки предложений по оперативному контролю несущей способности рассматриваемых конструкций фундаментов в процессе их изготовления. Эти методы и предложения базируются на непосредственных динамических испытаниях [1] либо на учете результатов вытрамбовывания котлованов, забивки блоков [2], их отдельных этапов, например, понижения дна котлованов, т.е. «отказе» на завершающем этапе выполнения работ [3-5], а для забивных свай – на учете результатов поэтапного их погружения только вдавливающей статической нагрузкой [6].

Динамические испытания фундаментов в вытрамбованных котлованах путем их добивки рекомендуется [1] выполнять с учетом требований ГОСТ [7], СП [8], а также опыта испытаний забивных свай.

Существенным недостатком динамических испытаний, так же как и статических, является весьма значительный перерыв во времени между сроками изготовления и началом испытаний фундаментов или набивных свай, необходимый для набора прочности бетоном.

Для оперативной оценки возможной несущей способности по результатам вытрамбовывания котлованов используются, в основном, две методики. По первой из них [3-5] учитывается число ударов трамбовки заданных веса и высоты сбрасывания для вытрамбовывания котлованов, а по второй – суммарная затраченная энергия [9, 10].

По этим методикам требуется тщательный подсчет числа ударов трамбовки, соблюдение высоты ее сбрасывания, из-за чего они часто оказываются неприемлемыми.

При вытрамбовывании котлованов, погружении блоков основными показателями оценки несущей способности является их «отказ» и энергия удара трамбовки. Эти показатели используются в работах [4, 5], по которым вполне достоверные результаты могут быть получены для фундаментов в вытрамбованных котлованах и из забивных блоков без уширения или только по уширенным основаниям.

На основании анализа предложений по работам [1, 3-5] выполненных НИИОСП исследований оперативный контроль несущей способности фундаментов в вытрамбованных котлованах в процессе их выполнения рекомендуется выполнять по формулам:

а) без уширенного основания

$$Fu = \gamma_{ck} GH / s_a; \quad (1)$$

б) с уширенным основанием

$$Fuc = \gamma_{ck} GH / s_{ac} + \gamma_{ck} GH_f / s_{af}, \quad (2)$$

где γ_c – коэффициент условий работы, принимаемый при устройстве фундаментов в вытрамбованных котлованах без уширений равным 1, а с уширенным основанием – 0,95;

k – коэффициент, учитывающий переход от динамического сопротивления грунта погружению трамбовки в грунт к осадке фундамента при воздействии на него статической нагрузки и принимаемый равным соотношению несущей способности фундаментов F_u , полученной по данным испытаний опытных фундаментов по ГОСТ [7], и расчетом по формуле (1) при $k=1$;

G – вес трамбовки, кН;

H – высота, м, сбрасывания трамбовки при первоначальном вытрамбовывании котлована;

H_f – высота сбрасывания трамбовки, м, равная $(0,25 - 0,5)H$;

s_a , s_{ac} , s_{af} – соответственно погружение трамбовки: в грунт при отсутствии уширенного основания, в жесткий грунтовый материал и в грунт по боковой поверхности фундамента в случаях создания уширенного основания при последних сбрасываниях трамбовки, принимаемые за «отказ».

Формулой (1) следует пользоваться при вытрамбовывании котлованов под фундаменты без уширенного основания, а также с уширенным основанием в случаях, когда на последнем этапе втрамбовывания жесткого грунтового материала обеспечивается плотный контакт боковых поверхностей трамбовки по всей глубине котлована и скважины. Обычно это достигается при погружении трамбовки в жесткий грунтовый материал на заключительном этапе его втрамбовывания на глубину не менее чем на 0,05 - 0,1 от глубины ранее вытрамбованного котлована или на 0,15 - 0,2 м.

В тех случаях, когда после выполнения уширенного основания глубина котлована оказывается меньше ранее полученной, вследствие чего на заключительном этапе втрамбовывания жесткого материала отсутствует полный контакт боковой поверхности трамбовки с грунтом, «отказ» s_{ac} оказывается возможным определять только за счет сопротивления основания по торцевой части трамбовки. Поэтому несущую способность фундаментов в вытрамбованных котлованах с уширенным основанием в подобных случаях следует определять по формуле (2), в которой первый член представляет собой несущую способность фундамента по боковой поверхности, а второй – по уширенному основанию.

При вычислении несущей способности $F_{ис}$ фундаментов в вытрамбованных котлованах по формуле (2) величины «отказов» s_{af} за счет сопротивления грунтов по боковой поверхности фундаментов рекомендуется определять в процессе выполнения опытных работ для всех основных применяемых их видов, а также наиболее характерных напластований грунтов в пределах высоты фундаментов по излагаемым далее методикам.

«Отказы» s_{ac} и s_a следует определять для всех контролируемых рабочих фундаментов на завершающих этапах устройства уширенного основания либо вытрамбовывания котлованов.

Вытрамбовывание опытных котлованов под фундаменты с уширенным основанием с отдельным определением величин «отказов» за счет сопротивления грунта по боковой поверхности s_{af} и под уширенным основанием s_{ac} рекомендуется выполнять в последовательности, показанной на рис. 1.

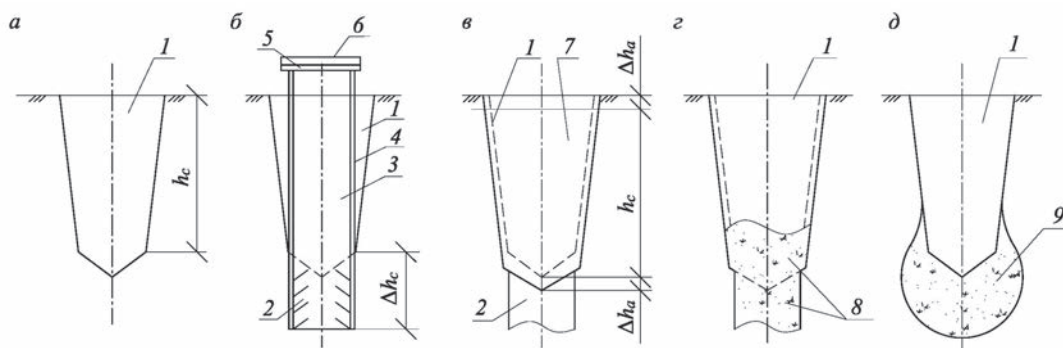


Рис. 1. Схема вытрамбовывания опытного котлована с раздельным определением величин «отказов» при сопротивлении грунтов: s_{af} – по боковой поверхности фундамента; s_{ac} – по уширенному основанию, а также на этапе а са при одновременном учете суммарного сопротивления грунтов по боковой поверхности и по торцу трамбовки

а — устройство вытрамбованного котлована; б — устройство приемки; в — продолжение вытрамбовывания котлована; г — отсыпка жесткого грунтового материала; д — создание уширенного основания; 1 – вытрамбованный котлован; 2 – приемок ниже дна котлована; 3 – грунтоотборник; 4 – короб-стакан грунтоотборника с грунтозацепами в нижней его части; 5 – верхняя опорная плита; 6 – амортизационная прокладка; 7 – трамбовка для вытрамбовывания котлована; 8 – жесткий грунтовой материал; 9 – уширенное основание

- вытрамбовывание основного котлована на заданную глубину h_c с определением величин «отказа» s_a по рис. 1, а;

- отрывка в вытрамбованном котловане ниже его дна приемка 2 на глубину $\Delta h = (0,2 - 0,3)h_c$ – глубины котлована вручную или, например, с помощью грунтоотборника 3, состоящего из короба-стакана 4 с верхней опорной плитой 5 и амортизационной прокладкой 6, имеющего в поперечном сечении форму нижнего конца трамбовки;

- продолжение вытрамбовывания котлована на глубину $\Delta h_a = (0,15 - 0,25)h_c$ той же трамбовкой путем 3-6 сбрасываний ее с высоты $H_f = (0,25 - 0,5)H$ от принятой при вытрамбовывании первоначального котлована с определением величины «отказа» s_{af} за счет сопротивления грунта по боковой поверхности;

- отсыпка в вытрамбованный котлован жесткого грунтового материала 8 отдельными порциями с последующим втрамбовыванием каждой из них в дно котлована для создания уширенного основания 9 по схеме, приведенной на рис. 2.

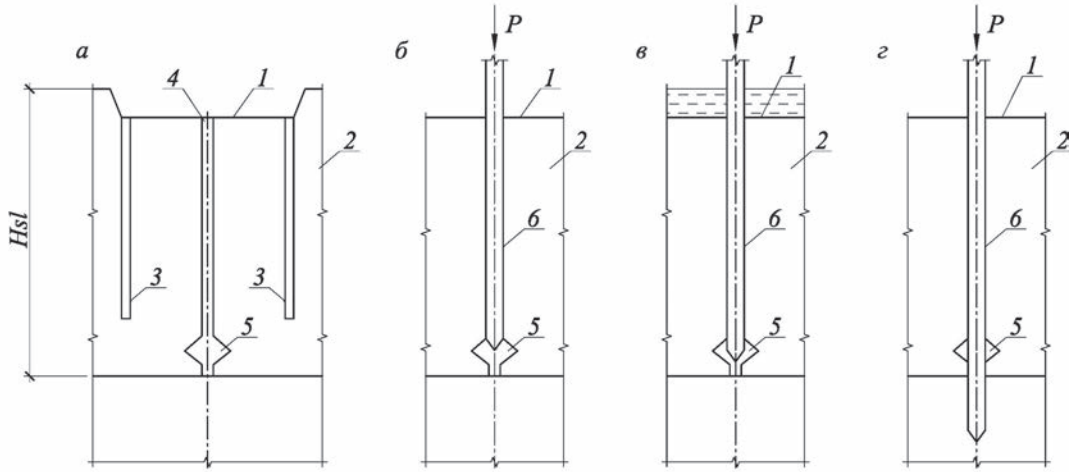


Рис. 2. График понижения дна котлована в процессе его вытрамбовывания (1) и втрамбовывания жесткого грунтового материала при создании уширения (2): $2s_a$ и $2s_{ac}$ – значения «отказов» соответственно при вытрамбовывании котлована и создании уширенного основания от каждых двух ударов трамбовки на этих этапах работ

На заключительном этапе создания уширенного основания определяется «отказ» s_{ac} , соответствующий сопротивлению грунта уширенного основания по торцу трамбовки.

На всех приведенных на рис. 1 этапах за расчетную величину «отказов» s_{af} и s_{ac} принимается среднее значение понижения дна котлована от последних двух ударов трамбовки.

Для фундаментов в вытрамбованных котлованах с уширенным основанием значение коэффициента k в формуле (2) в данное время установить не представляется возможным, так как все имеющиеся архивные и опубликованные результаты по этим фундаментам были получены без учета изложенных выше требований.

Испытания забивных свай в различных грунтовых условиях, в том числе в грунтах II типа по просадочности, как это описывается далее, рекомендуется выполнять по технологической схеме, показанной на рис. 3 [6].

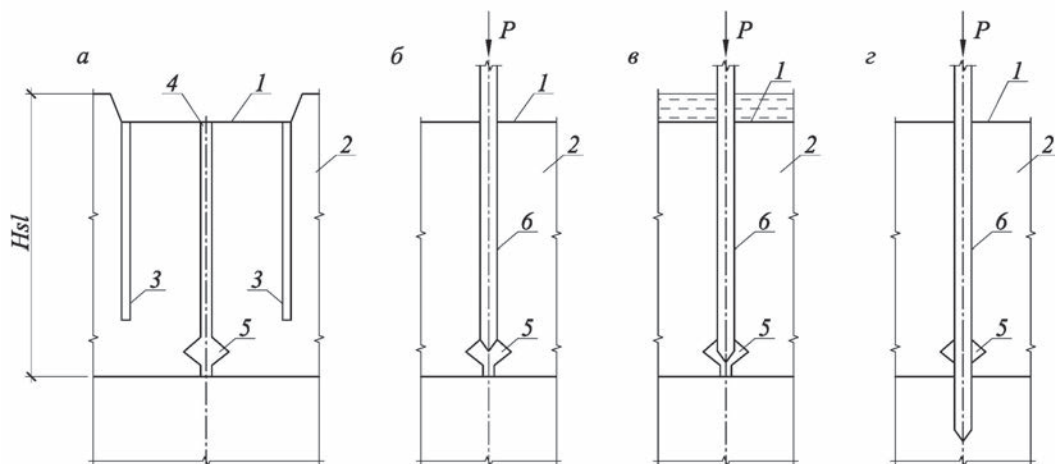


Рис. 3. Схема испытания забивной сваи в просадочном грунте: а — устройство в отрытом котловане дренажных скважин – глубоких прорезей и лидерной скважины с уширением-полостью в нижней части; б — погруженная в лидерную скважину свая после ее нагружения до срыва; в — то же при повторном нагружении сваи после замачивания просадочной толщи; г — то же после добивки сваи до проектной глубины и нагружения ее до срыва или расчетной осадки; 1 – котлован; 2 – просадочный слой; 3 – дренажные скважины; 4 – лидерная скважина; 5 – уширение; 6 – свая

В котловане 1 шириной (диаметром) $3 - 20b$, где b – ширина поперечного сечения сваи, принимаемая в зависимости от испытания сваи в кусте или одиночной сваи, устраивают на глубину $0,7 - 1H_{sl}$ – просадочного слоя 2 дренажные часто расположенные скважины (глубокую прорезь) 3 и лидерную скважину 4 на всю глубину просадочной толщи 2 и в нижней части ее выполняют уширение-полость 5, например, посредством трехножевого уширителя диаметром $1,05 - 1,5d$ – диаметра (размера по диагонали) сваи (рис. 3, а), при котором обеспечиваются под торцом сваи отсутствие опоры, а при замачивании – оплывание и обрушение грунта.

Забивают сваю 6 (рис. 3, б) на глубину до верха уширения 5 и нагружают ее отдельными ступенями с замером осадок от каждой ступени до ее срыва и строят график зависимости осадки сваи от нагрузки (кривая 1 на рис. 4). На этой кривой по точке резкого увеличения осадки сваи от нагрузки определяют величину нагрузки P_n , воспринимаемой силами трения и сцепления по боковой поверхности сваи. Эту нагрузку принимают за величину дополнительной нагрузки, возникающей за счет сил нагружающего (отрицательного) трения при просадке грунта от его собственного веса для случая замачивания его снизу, т.е. при подъеме уровня подземных вод.

Разгружают сваю 6 (рис. 3, в) и замачивают просадочный грунт 2 до полного водонасыщения путем заливки воды в котлован 1. Производят повторное нагружение отдельными ступенями сваи 6 до ее срыва, после чего производят ее разгрузку. По результатам повторного нагружения сваи строят график осадки ее от нагрузки при

полном водонасыщении грунта (кривая 2 на рис. 4). По точке резкого приращения осадки на этой кривой определяют величину дополнительной нагрузки P'_n , возникающей от сил нагружающего трения при просадке грунта от собственного веса для случая замачивания его сверху.

Добивают сваю 6 (рис. 3, з) до проектной глубины погружения (при необходимости — с наращиванием ее по длине) и производят нагружение сваи отдельными ступенями до срыва или расчетной осадки. По результатам этого нагружения сваи строят график осадки ее от нагрузки (кривая 3 на рис. 4), где по точке резкого увеличения осадки определяют несущую способность сваи F_d , кН, при отсутствии просадки грунта от собственного веса и локального замачивания его вокруг сваи.

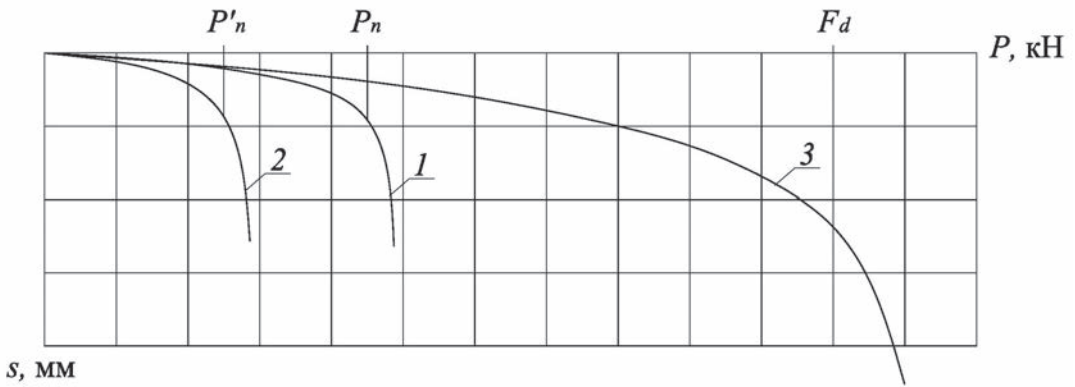


Рис. 4. Схематические графики зависимости осадки сваи s от нагрузки P ; 1, 2, 3 — соответственно кривые по определению P_n , P'_n , F_d

По результатам испытаний расчетную нагрузку N , кН, на сваю с учетом дополнительной нагрузки от сил нагружающего трения при полном водонасыщении, т.е. при замачивании сверху, принимают равной

$$N = \gamma_0 F_d / \gamma_n \gamma_k - \gamma_c 2P'_n, \quad (3)$$

а при природной влажности или для случая подъема уровня подземных вод — равной

$$N = \gamma_0 F_d / \gamma_n \gamma_k - \gamma_c (P_n + P'_n), \quad (4)$$

где γ_0 — коэффициент условий работы, учитывающий повышение однородности грунтовых условий при применении свайных фундаментов, равный $\gamma_0 = 1$ при односвайном фундаменте и $\gamma_0 = 1,15$ при кустовом расположении свай;

γ_n — коэффициент надежности по назначению (ответственности) сооружения, принимаемый равным 1,2; 1,15 и 1,1 соответственно для сооружений I, II и III уровней ответственности;

γ_k — коэффициент надежности, принимаемый по СП [8] в зависимости от способа определения несущей способности сваи равным: 1,2, если несущая способность сваи определена по результатам полевых испытаний статической нагрузкой; 1,25, если

несущая способность свай определена расчетом по результатам статического зондирования грунта или по результатам динамических испытаний свай, выполненных с учетом упругих деформаций грунта, а также по результатам полевых испытаний грунтов эталонной свайей или свайей-зондом; 1,4, если несущая способность свай определена расчетом, в том числе по результатам динамических испытаний свай, выполненных без учета упругих деформаций грунта.

γ_c – коэффициент условий работы свай, значение которого принимают в зависимости от возможного значения просадки грунта от собственного веса s_{sl} : при $s_{sl} \leq 5$ см величина $\gamma_c = 0$; при $s_{sl} \geq 2s_u$ величина $\gamma_c = 0,8s_u$ – предельно допустимая величина осадки; при $5 \text{ см} < s_{sl} < 2s_u$ – по интерполяции от 0 до 0,8.

Таким образом, рассмотренная технологическая схема испытания свай в грунте II типа по просадочности позволяет выполнять испытания только вдавливающей статической нагрузкой без выдергивающей, с отдельным определением несущей способности по боковой поверхности и по торцу свай.

Следует отметить, что аналогичные испытания вполне возможно выполнять и для свайных фундаментов в обычных (непросадочных) грунтовых условиях с соответствующим изменением методики производства работ.

Анализ представленных технических решений по натурным испытаниям различных видов и конструкций фундаментов показывает, что их практическое применение позволяет существенно снизить сроки, трудоемкость и стоимость при практически той же степени надежности получаемых результатов, что и по действующим нормативным документам.

Библиографический список

1. Крутов В.И., Ковалев А.С., Дулаев А.С. Динамические испытания – добивка фундаментов в вытрамбованных котлованах. // Механизация строительства. — 1999. — №9. — С. 18-22.
2. Крутов В.И., Тропп В.Б. Фундаменты из забивных блоков. — К.: Будівельник, 1987.
3. Arbeitsanweisung. Frankipfahle Type II, GmbH Grundbau «FRANKI» AA-№AA.9.2 Index 2, 2003.
4. Бахолдин Б.В., Стуров В.И., Бессонов В.М. Метод оперативного контроля несущей способности оснований в вытрамбованных котлованах. // ОФМГ. — 1993. — №1. — С. 10-12.
5. Гончаров Б.В., Галимнурова О.В., Гареева Н.Б. О динамическом методе оценки несущей способности фундаментов в вытрамбованных котлованах. // ОФМГ. — 2009. — №1. — С. 12-14.
6. Крутов В.И., Ковалев А.С. Авторское свидетельство СССР (SU)
7. №1719552. Способ испытания свай в просадочном грунте. // БИ №10, 1989.

8. ГОСТ 5686-94. Грунты. Методы полевых испытаний сваями.
9. СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты.
10. Крутов В.И., Багдасаров Ю.А., Рабинович И.Г. Фундаменты в вытрамбованных котлованах. – М.: Стройиздат, 1985.
11. Крутов В.И., Ковалев А.С., Ковалев В.А. Проектирование и устройство оснований и фундаментов на просадочных грунтах. – М.: Изд. АСВ, 2013.

Авторы:

Владимир Александрович КОВАЛЁВ, канд. техн. наук, заведующий лабораторией «Естественные основания и конструкции» НИИОСП им. Н. М. Герсевича АО «НИЦ «Строительство», Москва

Vladimir KOVALEV, Ph.D. in Engineering, Head of Department 'The natural Center of Construction', NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: vladimir@olimproekt.ru

тел.: +7 (499) 170-27-45

Антон Борисович ПАТРИКЕЕВ, инженер лаборатории «Естественные основания и конструкции» НИИОСП им. Н. М. Герсевича АО «НИЦ «Строительство», Москва

Anton PATRIKEEV, engineer of the Department «The natural foundations and constructions», NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: patrikeev@olimproekt.ru

тел.: +7 (499) 170-27-72

СВАИ ПОВЫШЕННОЙ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СБОРНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И БУРОНАБИВНЫЕ

PRECAST AND BORED PILES WITH IMPROVED LOAD CAPACITY

И. Г. ЛАДЫЖЕНСКИЙ, канд. техн. наук

А. В. СЕРГИЕНКО

Ю. В. ЗЕЛЕНОВ

Д. А. ГРЕЧКО

Рассмотрены сваи повышенной несущей способности сборные железобетонные и буронабивные с сердечником. На примере ЖК «Люберецкий» и МЖК на Краснопресненской набережной показаны эффективность использования лидерных скважин, заполненных раствором или бетоном, при погружении сборных железобетонных свай и использования этих свай в качестве сердечников при устройстве буронабивных свай с целью повышения их несущей способности, после чего проведены их статические испытания. В каждом случае приведены результаты статических испытаний, подтверждающих повышение несущей способности свай.

The article describes the features of improved load capacity of precast and bored piles. There are two projects in Moscow that can be used as examples: high-rise apartment complex on Krasnopresnenskaya naberezhnaya and apartment complex «Lyuberetskiy». The authors have constructed two types of reinforced piles and conducted static loading test on them. Static test result proved that the piles may have higher load capacity.

Ключевые слова:

Буронабивная свая, сборная железобетонная свая, свайные фундаменты, сердечник, статические испытания

Key words:

Bored pile, deep-laid foundation, precast pile, static loading

Введение

В связи с активным распространением высотного строительства и увеличением нагрузок на основания растет и применение свайных оснований из сборных железобетонных свай, буронабивных свай и свай других типов.

Повышенные нагрузки требуют увеличения несущей способности свайного основания, что ведет к увеличению числа свай, их длины и поперечных сечений.

В статье рассмотрены два варианта повышения несущей способности свай – для составных сборных железобетонных свай и буронабивных свай, реализованные на двух объектах.

Особенности устройства свайных фундаментов ЖК «Люберецкий»

Широко известно использование лидерных скважин для облегчения погружения сборных железобетонных свай. В зависимости от грунтов такие скважины остаются свободными или заполняются бентонитом. Если при изготовлении заполнить скважину цементно-песчаным раствором или мелкозернистым бетоном, то при погружении сваи будут уплотняться грунтовые стенки скважины, раствор или бетон и их контакт с бетоном сборной сваи. В результате несущая способность сваи будет повышена. В зависимости от грунтовых условий диаметр лидерной скважины может быть меньше, равен или больше поперечного сечения сваи.

На примере построенного жилого комплекса ЖК «Люберецкий» (Заказчик ООО «ДСК Град», исполнитель ООО «Revvork») показано устройство сборных составных железобетонных свай в скважинах, заполненных цементным раствором.

25-этажное 14-секционное здание расположено по адресу: мкр. 12, район «Красная горка», г. Люберцы Московской области.

Инженерно-геологическое строение участка строительства представлено преимущественно песками мелкими средней плотности, суглинками тугопластичными, суглинками мягкопластичными и полутвердыми юрскими глинами.

Из условия обеспечения допустимой осадки условного фундамента с необходимой прорезкой мягкопластичных суглинков проектом было предусмотрено устройство свайного поля из сборных железобетонных свай сечением 300 × 300 мм и длиной 18 м. Для оптимизации свайных полей были применены сваи повышенной несущей способности с использованием лидерных скважин диаметром 450 мм и глубиной 18 м, что позволило отказаться от размещения свай по сетке, расположив их непосредственно под нагрузкой, и сократить общее число свай.

Первоначально для погружения свай бурились лидерные скважины с одновременным заполнением цементно-песчаным раствором М200, затем составная свая по секциям погружалась в скважину сваедавливающей установкой СВУ240, в процессе погружения секции соединялись между собой сваркой. Перерыв в погружении секций на стыковку не превышал 30-40 мин.

На рис.1 приведен инженерно-геологический разрез со сваей.

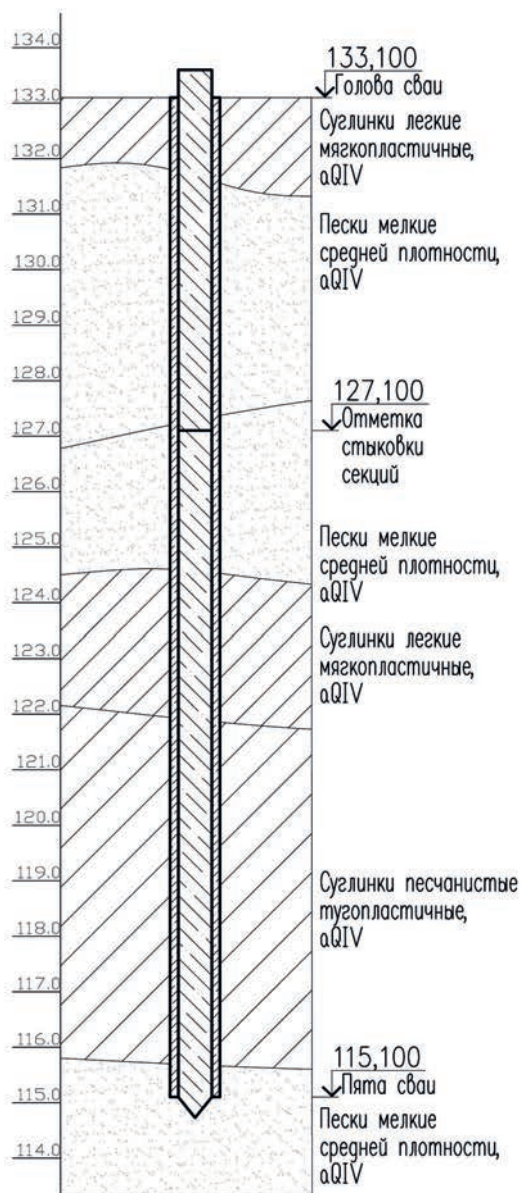


Рис.1. Характерный инженерно-геологический разрез со сваяй

Для окончательной корректировки свайных полей были проведены статические испытания свай.

Шесть свай повышенной несущей способности (ПНС) были испытаны статической нагрузкой до 220 тс, две — статической нагрузкой до 265 тс.

Для сравнения были выполнены статические испытания таких же свай, погруженных в лидерные скважины диаметром 250 мм с бентонитовой смесью до нагрузки 230 тс.

При нагрузке 220 тс для 6 свай осадки составили 2,9 - 8,6 мм.

При нагрузке 265 тс для 2 свай осадки составили 6,9 - 7,8 мм.

При нагрузке 230 тс для 2 свай, погруженных в бентонит, осадки составили 45,6 - 56,0 мм.

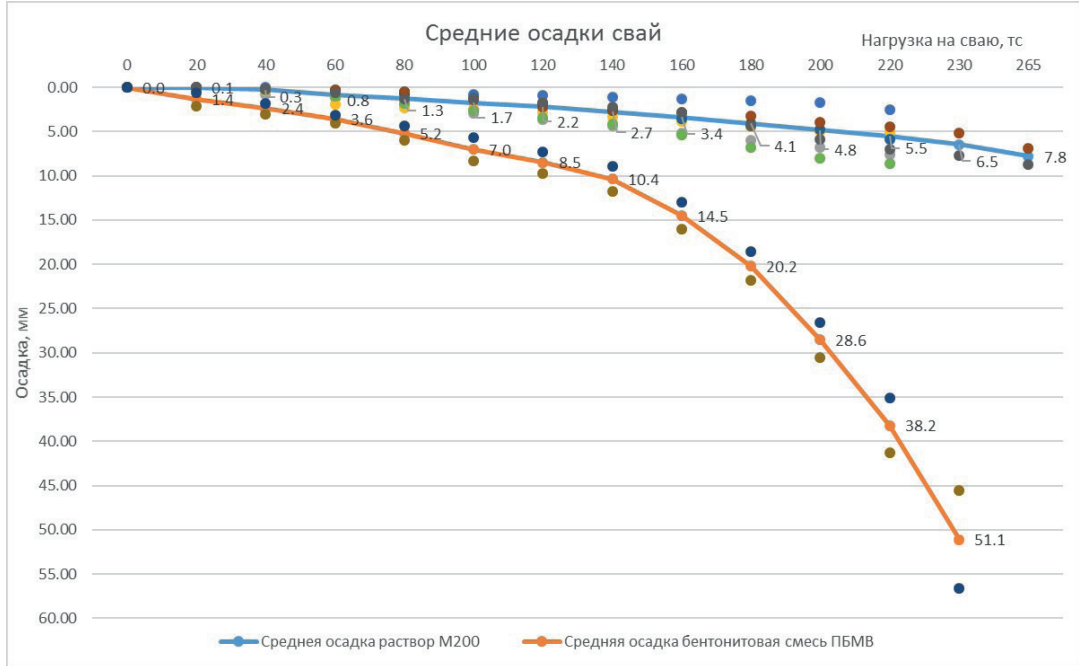


Рис.2. Осредненные осадки опытных свай

Допустимые осадки для здания указанного типа составляют 120 мм [1, 2], а допустимая осадка свай равна $0,2 \times 120 = 24$ мм.

Результаты испытаний позволяют принять расчетную несущую способность грунта основания для свай-ПНС $\rightarrow \frac{265}{1,2} \approx 220$ тс при средней осадке свай 7,8 мм. Расчетная несущая способность грунта основания для свай, погруженных в бентонит, составляет $\frac{185}{1,2} \approx 155$ тс при предельно допустимой осадке 24 мм.

Таким образом, результаты статических испытаний показали, что расчетная несущая способность грунта основания на одну сваю (ПНС) может быть увеличена на $\frac{(220-155)}{155} = 42\%$. При этом расчетная нагрузка на сваю ПНС по материалу составила 180 тс, а на сваю в бентоните — 98 тс.

Полученный результат обеспечил однорядную расстановку свай непосредственно под несущие конструкции блок-секций.

В качестве примера (рис. 3) показан план свайного поля для блок-секций № 1, 2.

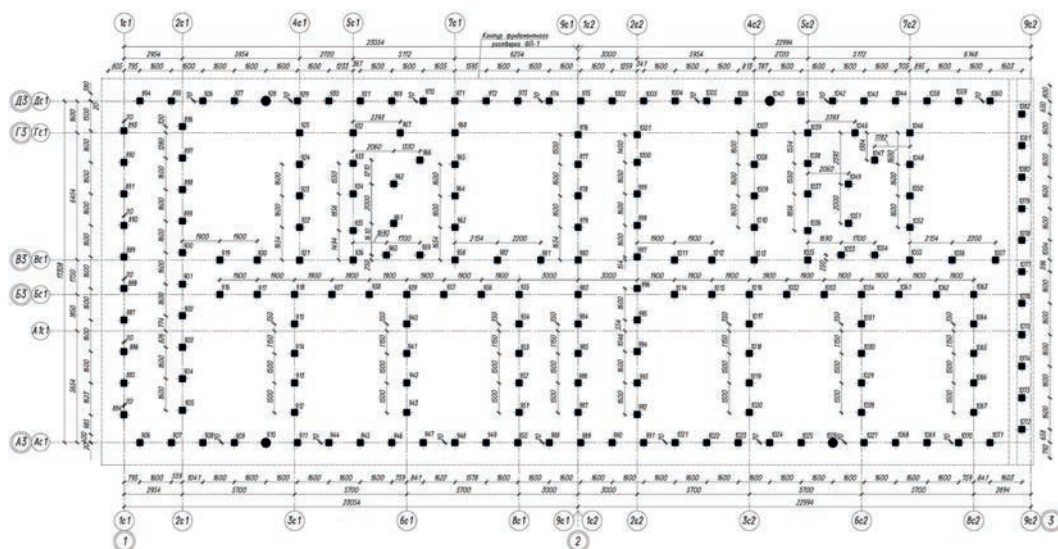


Рис. 3. План свайного поля для блок-секций № 1, 2

Особенности устройства свайных фундаментов высотного многофункционального комплекса на Краснопресненской набережной в Москве

Площадка строительства расположена в Москве на Краснопресненской набережной (Заказчик ООО «Капитал Групп», исполнитель ООО «Каскташ»). В конструктивном отношении проектируемый объект представляет собой многофункциональный высотный жилой комплекс, состоящий из трёх высотных корпусов по 64 надземных и 5 подземных этажей на общем стилобате. Конструктивная схема здания – монолитный железобетонный каркас с несущими колоннами и диафрагмами жёсткости. Фундаментами высотных частей являются монолитные железобетонные плиты толщиной 3000 мм на свайном основании.

В геоморфологическом отношении территория строительства располагается на левом, низком берегу р. Москвы в пределах засыпанной поймы. Абсолютные отметки поверхности земли на площадке изысканий изменяются в пределах 124,05 - 124,62 м.

Инженерно-геологическое строение участка строительства представлено современными аллювиальными отложения в виде суглинков туго- и мягкопластичных, песков мелких и средних средней плотности. Стратиграфически ниже залегают верхнекаменноугольные отложения, представленные известняками, твердыми глинами и тугопластичными суглинками. Ниже залегают среднекаменноугольные отложения, представленные малопрочными известняками подольско-мячковской толщи с прослоями средней прочности.

В гидрогеологическом отношении участок характеризуется наличием пяти водонесных горизонтов – четвертичного (надъюрского), перхуровского, ратмировского,

суворовского и подольско-мячковского. Участок размещения проектируемого сооружения классифицируется как критически подтопленный.

Участок изысканий относится по степени опасности проявления карстовых процессов к категории V, средний размер карстовых провалов – В. Для нейтрализации потенциальной карстовой опасности несущая способность свай в проекте определена без учёта работы свай по пяте, а только по боковой поверхности.

Другие неблагоприятные инженерно-геологические процессы, способные оказать существенное отрицательное влияние на условия строительства и эксплуатации зданий, не обнаружены.

Сваи в высотных башнях были приняты буронабивные диаметром 1,0 м и длиной 22,25 м от отметки дна котлована, равной 100,11 м. Сваи в стилобате — буронабивные диаметрами 0,8 м и 1,0 м и длиной 24,45 м от отметки дна котлована, равной 103,31 м.

Опорной породой для свай будут служить подольско-мячковские известняки $R_c = 29,98 \dots 78,66$ МПа с отметкой подошвы свай 77,86 м.

Учитывая подтопленность участка, устройство свай велось со дна пионерного котлована глубиной 3,0 м.

Устройство свай с участком холостого хода, равным 20,2 м, велось под защитой обсадных труб, далее — без обсадки, что является достаточно сложной технологической задачей. После установки арматурного каркаса бетонирование выполнялось методом ВПТ из бетона класса В40-В60.

С целью повышения несущей способности буронабивных свай и сокращения их числа было принято решение испытать сваи диаметром 1000 мм, устраиваемые с жестким сердечником из готовой железобетонной составной сваи сечением 40×40 см и длиной 24 м. Погружение жесткого сердечника в свежий бетон тела сваи должно создавать дополнительное распорное давление на бетон и стенки скважины и способствовать повышению несущей способности свай по боковой поверхности, а также тампонированию возможных трещин в известняках.

Опытные сваи диаметром 1000 и 800 мм устраивались в буровых скважинах, в которые после зачистки от шлама в забой на 0,5 м засыпался гравий фракции 5 ... 20, задачей которого было создать пригруз остатков шлама от всплытия и деформируемую прокладку между бетоном и известняком, чтобы исключить работу пяты. Затем погружался арматурный каркас из 20Ø36A500C (свая диаметром 1000 мм) и 16Ø36A500C (свая диаметром 800 мм) от забоя до отметки дна котлована, который выше переходил в стальную трубу-шток Ø 720×16 мм и Ø 530×20 мм соответственно. Для снятия бокового трения в зоне холостого хода трубу-шток диаметром 720 мм (свая диаметром 1000 мм) и диаметром 530 мм (свая диаметром 800 мм) вместе с приваренной к ней арматурой покрывали двумя слоями демпфирующего материала из профилированной мембраны Planterstandard с последующим устройством внешнего слоя из пароизоляционной пленки Техно Николь. Бетонирование опытных свай выполнялось от забоя скважины до обсадной трубы, т.е. до дна котлована и далее, заполняя внутреннюю полость стальной трубы диаметром 720 мм (свая диаметром 1000 мм) и диаме-

тром 530 мм (свая диаметром 800 мм). Полость между трубой-штоком диаметром 720 и 530 мм и обсадной трубой после бетонирования заполнялась гравием фракции 5 ... 20 для обеспечения устойчивости ствола сваи выше отметки дна котлована. В арматурный каркас до погружения устанавливали датчики измерения усилий и деформаций. Конструкция сваи и инженерно-геологический разрез приведен на рис.4.

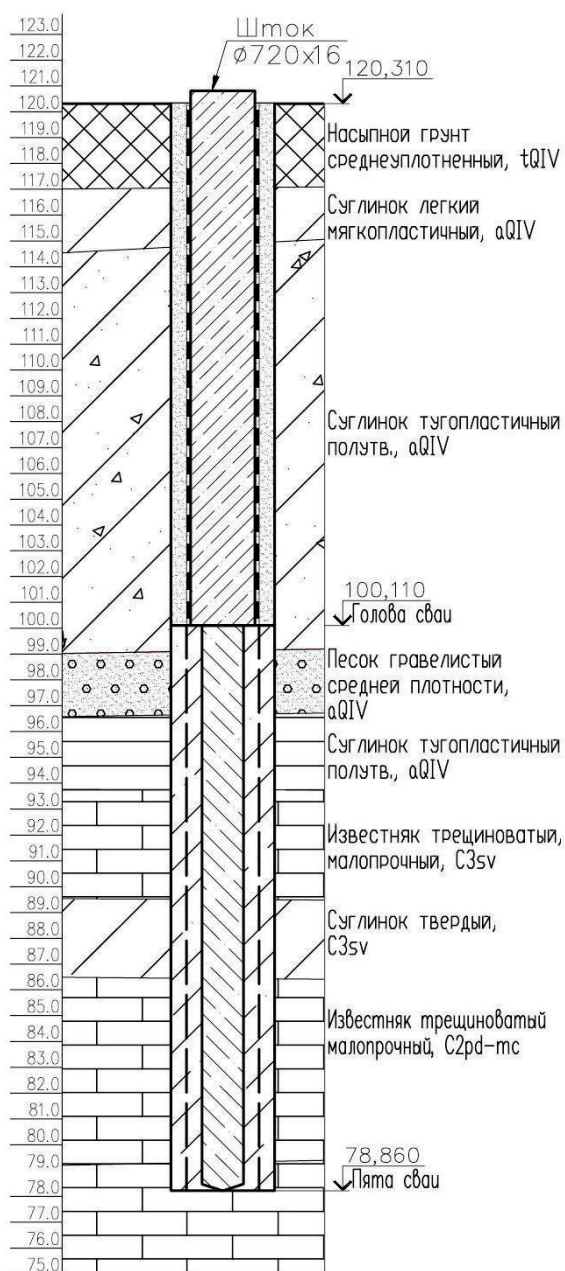


Рис. 4. Конструкция опытной сваи и инженерно-геологический разрез

Были испытаны четыре сваи диаметром 1000 мм с жесткими сердечниками до нагрузки 2880 тс и две сваи до нагрузки 3240 тс. Также испытывались две сваи диаметром 800 мм без сердечника. Поэтому для сравнения несущая способность свай диаметром 1000 мм без усиления сердечником была определена аналитическим путем на основании перерасчетов результатов испытаний свай диаметром 800 мм, которая была принята в качестве эталонной сваи. Аналогичный перерасчет несущей способности свай с диаметра 800 мм на диаметр 1500 мм был успешно выполнен ранее для башни Ахмат-Тауэр в г. Грозном. Для анализа сопоставлялись осадки свай каждого типа на каждой ступени загрузки. Для свай диаметром 1000 и 800 мм по осредненным значениям были построены графики зависимости осадки от нагрузки.

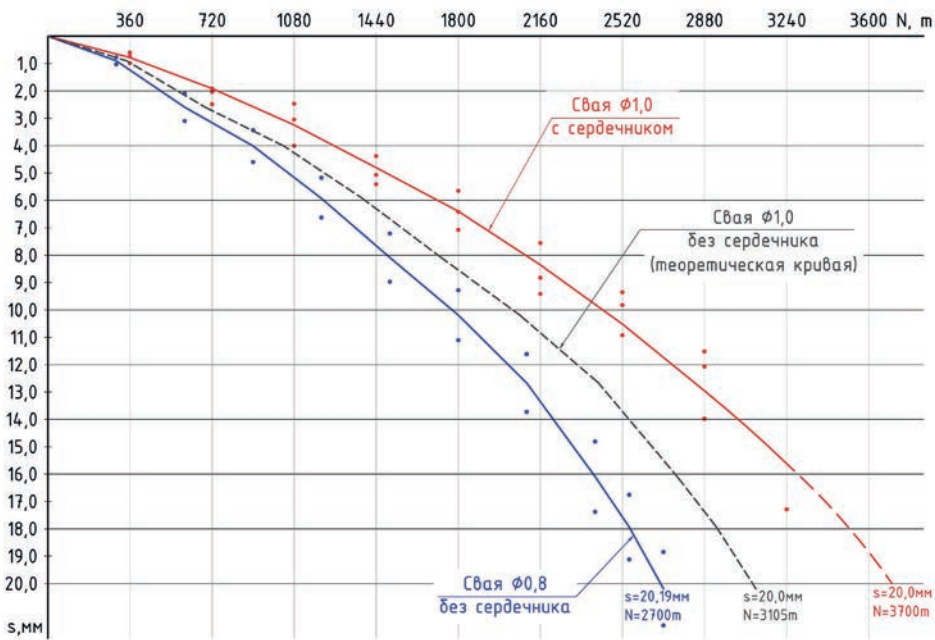


Рис. 5. Осредненные осадки опытных свай

При испытаниях свай диаметром 1000 мм, усиленных сердечником, не было достигнуто максимальное принятое значение осадки (20 мм), которое, в свою очередь, меньше допустимого значения $0,2 \times 150 = 30 \text{ мм}$ [1, 2]. Прекращение испытаний таких свай было связано с ограничениями в возможностях оборудования. Поэтому предельная величина несущей способности сваи для осадки в 20 мм была определена по экстраполяции и показана на графике пунктиром.

Фактическая несущая способность свай диаметром 0,8 м составила 2700 тс, что достаточно для восприятия нагрузок, действующих в стилобатной части комплекса.

Используя сваю диаметром 0,8 м как эталонную, аналитически определена несущая способность свай диаметром 1,0 м без усиления сердечником, которая составила 3105 тс, т.е. на 18% ниже, чем у свай, усиленных сердечником. Несущая способность свай диаметром 1,0 м, выполненных с сердечником, составила 3250 тс при осадке 16 мм, полученная по экстраполяции несущая способность сваи при осадке 20 мм составила 3700 тс.

На рис. 6 приведен план свайного поля башни А.

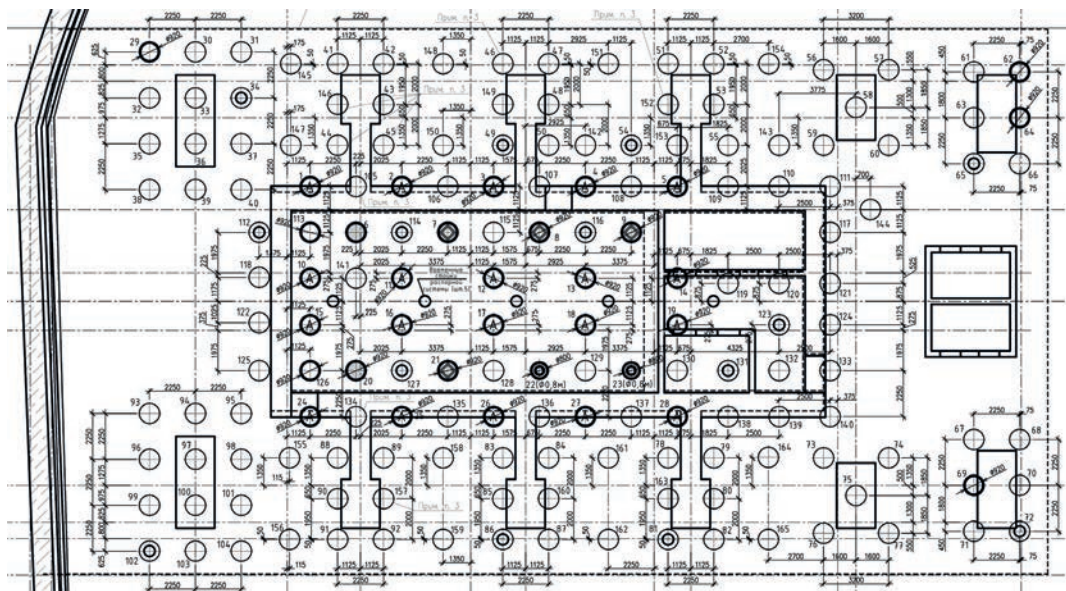


Рис. 6. План свайного поля башни А

Выводы

Сваи повышенной несущей способности, состоящие из заполненной цементно-песчаным раствором М200 скважины диаметром 450 мм и погруженного в нее сердечника из железобетонной сваи 300×300 , показали хорошую технологичность устройства и позволили увеличить расчетную несущую способность сваи по грунту на 42%, получив значение 220 тс.

Буронабивные сваи диаметром 1,0 м, усиленные сердечником из сваи сечением 400×400 мм, показали несущую способность на 18% выше, чем сваи, выполненные без усиления. Фактически достигнутая несущая способность сваи по грунту составила 3250 тс при осадке 16 мм, полученная по экстраполяции до осадки 20 мм несущая способность сваи по грунту составила 3700 тс.

Полученные результаты испытаний свай повышенной несущей способности — сборных железобетонных и буронабивных с сердечниками — показывают эффективность и перспективность их применения для снижения расхода материалов и количества свай в фундаментах. Для более широкого и активного применения таких свай необходимы дальнейшие их апробация и исследования в различных грунтовых условиях, при разном соотношении сечений свай и сердечников.

Библиографический список

1. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*.
2. СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85.
3. Патент РФ № 2011152897/03, 26.12.2011. Свая // Патент России № 118649. 2012. Бюлл. № 21 / Ладыженский И.Г., Бакиров К.И.
4. Патент РФ № 2017135193, 05.10.2017. Бурунабивная свая // Патент России № 176157. 2018. Бюлл. № 1 / Ладыженский И.Г., Сергиенко А.В.
5. *Ладыженский И.Г., Сергиенко А.В.* Усиление основания фундаментной плиты грунтоцементными сваями строящегося здания в г. Москве. // Геотехника, 2015. — № 2. — С. 58-63. Usilenie osnovaniya fundamentnoy plity gruntotsemetnymi svayami stroyashchegosya zdaniya v g. Moskve [Strengthening the foundation of baseplate with cement piles of a building under construction is Moscow] // Geotechnics. — 2015. — № 2. — P.58-63.

Авторы:

Иосиф Генрихович ЛАДЫЖЕНСКИЙ, канд. техн. наук, старший научный сотрудник Лаборатории конструкций и методов возведения подземных сооружений НИИОСП им. Н.М. Герсеева АО «НИЦ «Строительство», Москва

Iosif LADYZHENSKIY, Ph.D. in Engineering, Senior researcher, Laboratory of construction and technologies of underground structures, NIIOSP named after N.M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: igl1702773@gmail.com

Алексей Викторович СЕРГИЕНКО, старший инженер Лаборатории конструкций и методов возведения подземных сооружений НИИОСП им. Н.М. Герсеева АО «НИЦ «Строительство», Москва

Aleksey SERGIENKO, Senior engineer, Laboratory of construction and technologies of underground structures, NIIOSP named after N.M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: Sergienko-avs@ya.ru

Юрий Владимирович ЗЕЛЕНОВ, старший инженер Лаборатории конструкций и методов возведения подземных сооружений НИИОСП им. Н.М. Герсеева АО «НИЦ «Строительство», Москва

Yuriy ZELENOV, Senior engineer, Laboratory of construction and technologies of underground structures, NIIOSP named after N.M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: zelenovy@mail.ru

Дмитрий Андреевич ГРЕЧКО, инженер Лаборатории конструкций и методов возведения подземных сооружений НИИОСП им. Н.М. Герсевича АО «НИЦ «Строительство», Москва

Dmitry GRECHKO, Engineer, Laboratory of construction and technologies of underground structures, NIIOSP named after N.M. Gershevich JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: dmitrygrek@gmail.com

ПЕРСПЕКТИВНЫЕ НАПРАВЛЕНИЯ КОНТРОЛЯ КАЧЕСТВА И ИСПЫТАНИЙ СВАЙ

PERSPECTIVE SPHERES OF QUALITY CONTROL AND PILE TESTING

И. К. ПОПСУЕНКО, канд. техн. наук

Приведены новые методы и приборы для контроля качества бетонирования и сплошности буронабивных и буроналивных свай. Описана новая аппаратура для статических и динамических испытаний буровых и забивных свай, в том числе с применением волновой теории удара. Методы направлены на повышение достоверности данных контроля качества свай и их испытаний, позволяют оперативно принимать решения о мероприятиях по устранению дефектов в сваях в процессе их выполнения. В НИИОСП им. Н. М. Герсеванова создана база для практического применения новых методов и приборов для контроля качества буронабивных свай, а также статических и динамических испытаний забивных свай, труб и буронабивных свай.

Ключевые слова:

Волновая теория удара, контроль качества, статические и динамические испытания свай

The article deals with the up-to-date apparatus and methods of determining the integrity of the bored piles. The devices for static and dynamic testing of both bored and driven piles according to wave impact theory are described. The mentioned methods ensure the reliable quality control of the piles and enable a contractor to prevent and to eliminate the defects in the piles during their performance. NIIOSP has everything to apply the up-to-date apparatus and methods of determining the integrity of the bored piles, static and dynamic tests of the driven piles, tubes and bored piles.

Key words:

Determining the integrity of the bored piles, static and dynamic tests of the piles, wave impact theory

Буронабивные сваи. Контроль качества

При устройстве буронабивных свай наиболее уязвимым местом является контроль их качества. Не претендуя ни в коей мере на всеобъемлющий анализ причин возникновения дефектов в буронабивных сваях, остановимся на эффективных методах

контроля качества их изготовления. Действующие на настоящий момент в строительстве нормативные документы, например СП 45.13330.2012 Земляные сооружения, основания и фундаменты и МДС 12-23.2006 Временные рекомендации по технологии и организации строительства многофункциональных высотных зданий и зданий-комплексов в Москве содержат прямые указания на необходимость проверять сплошность свай геофизическими методами. СП 45.13330.2012 Земляные сооружения, основания и фундаменты включает следующие требования к проектам (пункт 12.7 «Приемка и контроль качества изготовления свайных фундаментов»):

а) 12.7.1. В зависимости от поставленных задач, наличия и полноты проектно-технической документации, характера и степени дефектов и повреждений в сваях может выполняться сплошной (полный) или выборочный контроль качества изготовленных свай.

б) 12.7.3. В состав работ по выборочному контролю качества бетона свай включается: выбуривание кернов на полную длину из 2% общего числа выполненных из монолитного бетона свай на объекте, но не менее 2 свай, и испытания образцов бетона, изготовленных из керна, на одноосное сжатие; контроль длины свай и оценка сплошности их стволов с использованием сейсмоакустических испытаний — 20% общего числа свай на объекте; оценка качества (однородности) бетона свай на полную их длину методами радиоизотопных или ультразвуковых измерений — 10% общего числа свай на объекте. Примечание — При согласовании с проектной организацией допускается ограничиться одним из указанных способов контроля.

Требование выбуривания кернов из буронабивных свай на полную длину свай хотя и является прямым методом контроля, по опыту, при массовом контроле практически неосуществимо при длинных сваях из-за постепенного отклонения керновой скважины от оси сваи вследствие неоднородностей бетона и относительно небольшого диаметра свай. Выход буровой коронки за пределы свай, как правило, происходит уже на глубинах до 15 м. Поэтому для контроля сплошности и длины свай необходимо шире применять неразрушающие геофизические методы.

Не секрет, что стоимость аппаратуры для исследования бетона свай весьма высока и что квалификация специалистов требует наличия специальных знаний, и в результате исследования качества изготовления свай на строительных объектах нашей страны доступна далеко не всем производителям работ и строительным и свайным лабораториям. В НИЦ «Строительство» планируется для НИИОСП им. Н. М. Герсеева приобретение передового оборудования для контроля качества стволов буронабивных и буроинъекционных свай неразрушающими методами контроля и соответствующее обучение специалистов за счет средств инновационного развития общества.

Использование современной аппаратуры для испытаний и контроля качества ствола буровых свай будет способствовать повышению доступности и надежности контроля таких сложных систем, как свайные фундаменты.

Когда требуется предварительно, так сказать, в первом приближении определить наличие дефектов и длину в буровых сваях диаметром от 0,6 м и более, вначале чаще

всего применяют акустический метод. Наиболее многочисленны низкочастотные методы, реализующие возбуждение свай механическим ударом молотком и прием упругой волны низкочастотным приемником. В зарубежных странах метод сейсмоакустического зондирования получил наименование Sonic Integrity Test (SIT) — звуковое тестирование сплошности (целостности). В России при контроле сплошности буронабивных свай методом сейсмоакустического зондирования применяются отечественные приборы: Спектр 2.0 и 4.0 (производитель ОАО «Интерприбор», Россия), аппаратный комплекс АПЗ-1 (ООО «Геодиагностика», Санкт-Петербург), измеритель длины свай ИДС-1 (ООО «Логические системы», Москва). Отечественные стандарты на акустическое зондирование отсутствуют. Известны зарубежные приборы IFCO IT System (производитель фирма «Profound», Нидерланды) и PET (производитель фирма PILETEST, Великобритания), и последний, наиболее апробированный — это PIT (pile integrity tester) фирмы Pile Dynamics, Inc. (рис. 1), имеющий стандарт для испытания ASTM D5882. Поскольку метод является приблизительным, для первичной оценки сплошности и длины свай допустимо применение отечественной аппаратуры, что практикуется в лаборатории свайных фундаментов НИИОСП им. Н. М. Герсеева.



Рис. 1. PIT (pile integrity tester) проверка сплошности свай фирмы Pile Dynamics, Inc.

Следующим шагом в исследовании материала ствола буровых свай является их более детальное исследование с применением ультразвуковых методов сквозного прозвучивания. Межскважинные дефектоскопы используют метод ультразвукового исследования с определением акустической жесткости бетона между парами трубок, в которых находятся излучатель ультразвука и приемник. Единой методики и стандартов для ультразвукового прозвучивания в нашей стране свай нет. Если посмотреть на отечественный рынок устройств ультразвукового сквозного прозвучивания, то он

весьма пестр и неоднороден. Программ обработки сигналов существует множество, но они не стандартизированы. Из отечественных приборов и программного обеспечения можно выделить методы сейсмоакустического зондирования, реализуемые ООО «Геодиагностика». Из зарубежного оборудования, имеющего стандарты, можно рассматривать CHAMP (Cross Hole Analyzer) Pile Dynamics Inc. ASTM D6760 (рис. 2). В отличие от отечественных приборов, измеряющих, в основном, скорость прохождения ультразвуковой волны в промежутке между излучателем и приемником, этот прибор в совокупности с программным обеспечением определяет местоположение дефекта в режиме реального времени. CHAMP рассматривается как базовый прибор для ультразвукового сквозного исследования буровых свай, приобретаемого НИИОСПом по программе инноваций АО «НИЦ «Строительство». Необходимо отметить, что метод сквозного прозвучивания, как и любой другой, имеет и присущие ему недостатки; одним из основных является ограниченный установленными трубками объем обследования бетона прозвучиванием, т.е. краевые зоны свай на периферии сечения не охватываются.



Рис. 2. Прибор CHAMP ASTM D6760 для сквозного прозвучивания ультразвуком

Этот недостаток устраняется в другом приборе, использующем другой физический принцип — различия в тепловыделении «нормального» и дефектного бетонов при твердении и гидратации бетонной смеси в теле буровых свай. Для этого служит прибор TIP (thermal integrity profiler) Pile Dynamics Inc. ASTM D6760 (рис. 3).



Рис. 3. Прибор TIP для оценки теплового профиля

Прибор TIP с использованием программного обеспечения отображает температуру, измеренную по всей глубине сечений свай. Это позволяет оперативно выявлять проблемные области, в которых возникает сужение или расширение ствола свай, а также отклонения арматурного каркаса от проектного положения. Прибор разрешает оценивать качество заполнения скважины бетоном в течение 12-48 ч после ее бетонирования. Это дает возможность оперативно, не дожидаясь негативных результатов, провести «лечение» ствола свай. Прибор можно использовать для проверки качества буронабивных свай.

Испытания забивных, буронабивных свай и труб

ГОСТ 5686-2012 «Испытания грунтов сваями» предусматривает возможность испытаний свай с применением волновой теории удара. Однако до настоящего времени аппаратура для таких испытаний в НИИОСП им. Н.М. Герсеевича отсутствовала. Необходимо отметить, что благодаря программе инноваций в АО «НИЦ «Строительство» уже приобретена для НИИОСП часть современного оборудования для динамических испытаний свай в режиме применения волновой теории удара PDA (Pile Driving Analyzer) по ASTM 4945 китайского производства. Далее как пример применения такой аппаратуры приведены результаты испытаний свай с применением волновой теории удара (рис. 4). Поскольку возможности аппаратуры ввиду ее относительной новизны на российском рынке строительного контроля известны не всем специалистам, остановимся на краткой их характеристике. Перед проведением испытаний на сваю устанавливаются датчики: тензометрические и акселерометры, по совместным

показаниям которых с использованием специализированного программного обеспечения выдаются результаты испытаний:

- сопротивление грунта;
- для забивных свай — напряжения сжатия в верхней и нижней частях сваи;
- растягивающие усилия вдоль сваи;
- энергия удара;
- целостность сваи;
- отображается график расчетной статической нагрузки.

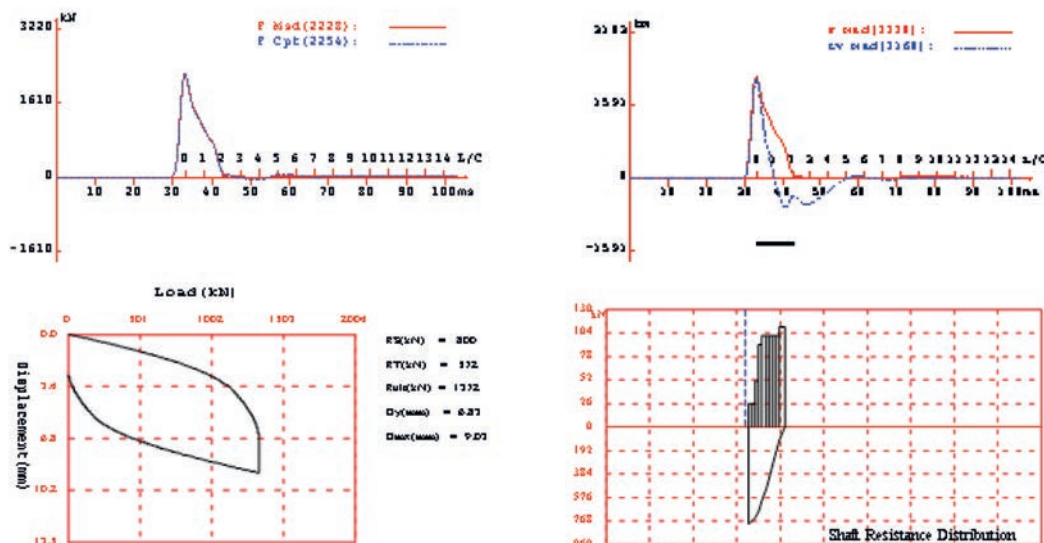


Рис. 4. Результаты динамического испытания свай PDA (Pile Driving Analyzer) фирмы Pile Dynamics, Inc. в виде графиков акселерограмм, тензограмм, квазистатической несущей способности свай с выделением сопротивления по боковой поверхности

Указанную аппаратуру можно использовать не только для испытаний забивных свай и труб, но и для буронабивных свай с приложением к голове буронабивных свай ударной нагрузки, способной сдвинуть сваю.

Таким образом, испытания свай с обеспечением всех данных, характерных для дорогостоящих и длительных статических испытаний, можно быстро и сравнительно недорого получить с применением современной аппаратуры, использующей волновую теорию удара.

Статические испытания свай, безусловно, дают традиционно надежные результаты и в ряде случаев являются единственно приемлемой методикой испытаний свай. Для статических испытаний в НИИОСП им. Н. М. Герсевича подготовлены в рамках инвестиционной программы АО «НИЦ «Строительство» новшества в части проведения испытаний свай по методике Bi-directional test (рис. 5), а также статических испытаний по традиционной схеме с анкерными балками либо грузовой платформой, но с приме-



Рис. 5. Готовые модули (двунаправленные испытания свай погружными домкратами) для установки в сваи по методике Bi-directional test (Китай)

нением автоматической системы слежения за усилием, передаваемым на сваю, и ее деформациями с оценкой критерия ее стабилизации по ГОСТ 5686-2012.

Не останавливаясь подробно на методике испытаний с применением Bi-directional test, более известной у нас как испытания с погружными домкратами, можно сказать, что по опыту такие испытания целесообразны там, где устройство анкерных систем для восприятия реактивных усилий от вдавливания свай превышает 1500 т. Но для практики строительства такие испытания востребованы и могут быть включены в проекты.

Традиционные статические испытания свай остаются весьма востребованными и в то же время трудоемкими, требующими участия весьма квалифицированных и, что главное, ответственных специалистов. В значительной мере исключить субъективный фактор случайных ошибок при проведении статических испытаний свай позволяет автоматическая система испытаний, поддерживающая гидравлическое давление в нагрузочной системе и скорость деформации сваи в соответствии с требованиями ГОСТ, заложенными в программу (рис. 6).

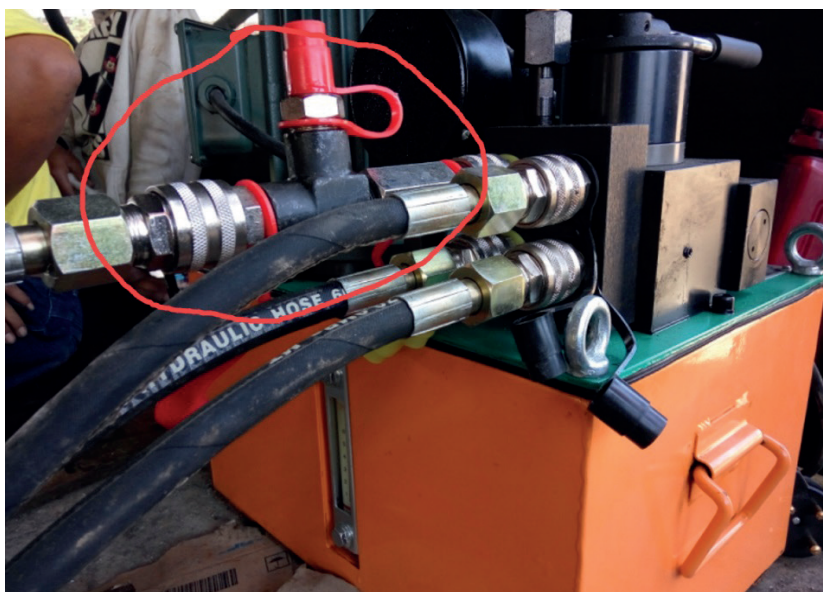


Рис. 6. Элементы автоматической системы слежения за давлением в гидросистеме нагрузочных домкратов

Выводы

Современные свайные фундаменты требуют модернизации методов контроля качества и испытаний буронабивных, забивных свай и труб.

В НИИОСП им. Н. М. Герсеева подготовлена база для развития методов контроля качества свай и проведения их испытаний на современном уровне.

Целесообразно в проекты свайных фундаментов закладывать методы контроля свай:

- PIT (pile integrity tester) проверки сплошности свай;
- CHAMP (Cross-hole analyzer) ASTM D6760 сквозного прозвучивания ультразвуком;
- прибор для оценки теплового профиля TIP (Thermal integrity profiler) при твердении бетона в буронабивных и буроналивных сваях;
- Bi-directional test (двухнаправленные испытания свай погружными домкратами) типа Остерберг;
- автоматическая система статических испытаний, поддерживающая гидравлическое давление в нагрузочной системе и скорость деформации сваи в соответствии с требованиями ГОСТ 5686-2012;
- испытания свай с применением волновой теории удара (PDA pile driving analyzer).

Библиографический список

1. СП 45.13330.2012 Земляные сооружения, основания и фундаменты.
2. МДС 12-23.2006 Временные рекомендации по технологии и организации строительства многофункциональных высотных зданий и зданий-комплексов в Москве.

Автор:

Иван Константинович ПОПСУЕНКО, канд. техн. наук, заведующий лабораторией свайных фундаментов, НИИОСП им. Н. М. Герсеева АО «НИЦ «Строительство», Москва

Ivan POPSUENKO, Ph.D. in Engineering, Head of Laboratory of pile foundations, NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: lab11@niiosp.ru

тел.: +7 (499) 170-27-40

ОПЫТ ПРЕОБРАЗОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ЖИЛОГО КОМПЛЕКСА В Г. ЩЕЛКОВО

THE CONVERSION EXPERIMENT OF CONSTRUCTION CHARACTERISTICS OF THE FOUNDATION SOILS FOR CONSTRUCTION OF A RESIDENTIAL COMPLEX IN SHCHYOLKOVO CITY

С. А. РЫТОВ, канд. техн. наук
И. Ф. ВАЛИЕВ

Представлен опыт применения технологии преобразования строительных свойств грунтов с применением щебеночных армирующих элементов при строительстве жилого комплекса в г. Щелково. Рассматриваемая технология предложена взамен свайным фундаментам, что позволило сократить сроки и стоимость строительства подземной части возводимого комплекса. В статье приведены результаты полевых исследований свойств грунта, преобразованного щебеночными элементами.

The article describes the experiment by using the conversion technology of construction characteristics of the foundation soils by using crushed stone reinforcing elements for construction of a residential complex in Shchyolkovo city. The considered technology is proposed instead of pile foundations, which allowed to reduce the time and cost of construction of the underground part of the complex under construction. The article presents the results of field studies of soil properties transformed by stone columns.

Ключевые слова:

Преобразование строительных свойств грунтов, преобразованное основание, приведенный модуль грунтового основания, штамповые испытания, щебеночные армирующие элементы (ЩАЭ)

Key words:

Reduced soil base module, soil reinforcement, stone columns, stamp tests, transformed (reinforced) base

В статье рассмотрен опыт применения технологии преобразования строительных свойств грунтов с применением щебеночных армирующих элементов при строительстве жилого комплекса в городе Щелково Московской области.

Рассматриваемый жилой комплекс (рис. 1) представляет собой три отдельно стоящих девятиэтажных корпуса (А, Б и В). Каждый корпус имеет один подземный этаж. Среднее давление под подошвой фундамента – 160 кПа. Территория, отведенная под застройку комплекса, частично расположена на месте бывшего карьера по добыче песка, на момент проведения геологических изысканий и проектирования карьер был рекультивирован путем его засыпки.



Рис. 1. Генплан рассматриваемого жилого комплекса

Первоначально генпроектная организация планировала для корпусов А и Б устройство свайных фундаментов. Их применение вызвано наличием в основании насыпных и сильносжимаемых грунтов (рис. 2). На рис. 3 представлен характерный геологический разрез площадки строительства.

Индекс	№ ИГЭ	Геолого-литологическая описание	Уд. вес, кН/м ³	Уг. внутр. трения, φ	Уд. сцеп. С, кПа	Мод. деф. Е, МПа
tq _{IV}	15	Насыпной грунт - слежавшийся суглинистый	Расчетное сопротивление R ₀ = 100 кПа			
tq _{IV}	16	Насыпной грунт - слежавшийся песчаный	Расчетное сопротивление R ₀ = 120 кПа			
ahQ _{II}	2	Суглинок мягкопластичный с примесью органики	18,5	17,0	16,0	6,0
ahQ _{II}	3	Песок мелкий средней плотности с примесью органики	16,7	31,0	1,0	22,0
afQ _{II}	4	Песок мелкий средней плотности	17,8	32,0	2,0	22,0
afQ _{II}	5	Суглинок полутвердый	20,1	22,0	33,0	23,0
afQ _{II}	6	Суглинок мягкопластичный	19,4	20,0	24,0	14,0
J ₃	7	Глина полутвердая с примесью органики	17,9	11,0	54,0	19,0
eC ₃	8	"Доломитовая мука", представлена суглинком тугопластичным	18,8	21,0	46,0	16,0
C ₃	10	Глина полутвердая	20,3	12,0	63,0	25,0

Рис. 2. Таблица свойств грунтов

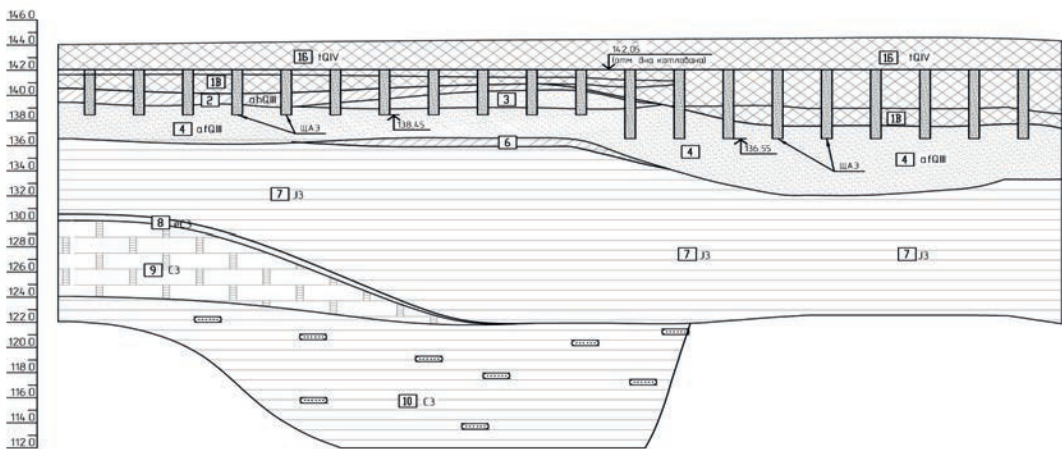


Рис. 3. Характерный инженерно-геологический разрез площадки строительства (корпус А)

Заказчик обратился в НИИОСП с просьбой об оптимизации проектных решений для сокращения стоимости и сроков возведения фундаментов проектируемого жилого комплекса.

В качестве альтернативы свайным фундаментам специалистами НИИОСП был рассмотрен вариант преобразования свойств грунтов основания путем устройства щебеночных армирующих элементов (ЩАЭ), данная технология широко используется в Европе [2]. Технология устройства ЩАЭ представлена на рис. 4.

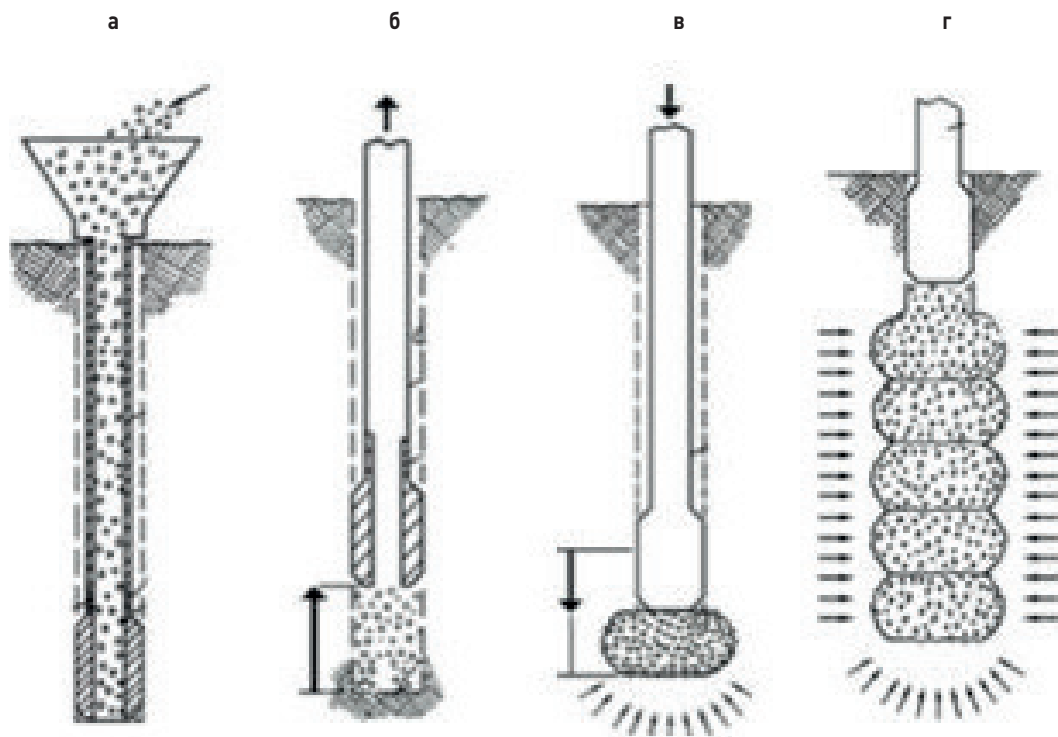


Рис. 4. Схема устройства щебеночных армирующих элементов: а – устройство скважины погружением трамбовочного оборудования с теряемым наконечником; б – подача щебня в скважину с поэтапным извлечением трамбовочного оборудования; в – уплотнение подошвы ЩАЭ втрамбовыванием щебня; г – послойное уплотнение щебня

В ходе проектирования были выполнены сопоставительные расчеты осадок фундаментов корпусов А и Б на естественном и на преобразованном основаниях. Расчеты выполнялись в программе КРОСС, входящей в программный комплекс SCAD Office.

Согласно СП 22.13330.2016 [1], для рассматриваемых корпусов допускается предельная максимальная осадка 15,0 см.

Для предварительных расчетов и оценки эффективности применения ЩАЭ был использован приведенный модуль преобразованного основания.

На основании расчетов с приведенным модулем были приняты следующие решения: для корпуса А усиление выполнялось ЩАЭ диаметром 600 мм и длиной 3,5, 5,5 и 11,0 м по сетке $1,4 \times 1,4$ м, для корпуса Б — ЩАЭ диаметром 600 мм, длиной 2,5 и 3,5 м по сетке $2,0 \times 2,0$ м. На рис. 5 и 6 приведены результаты расчетов осадок фундамента корпуса А на естественном и на преобразованном основаниях.

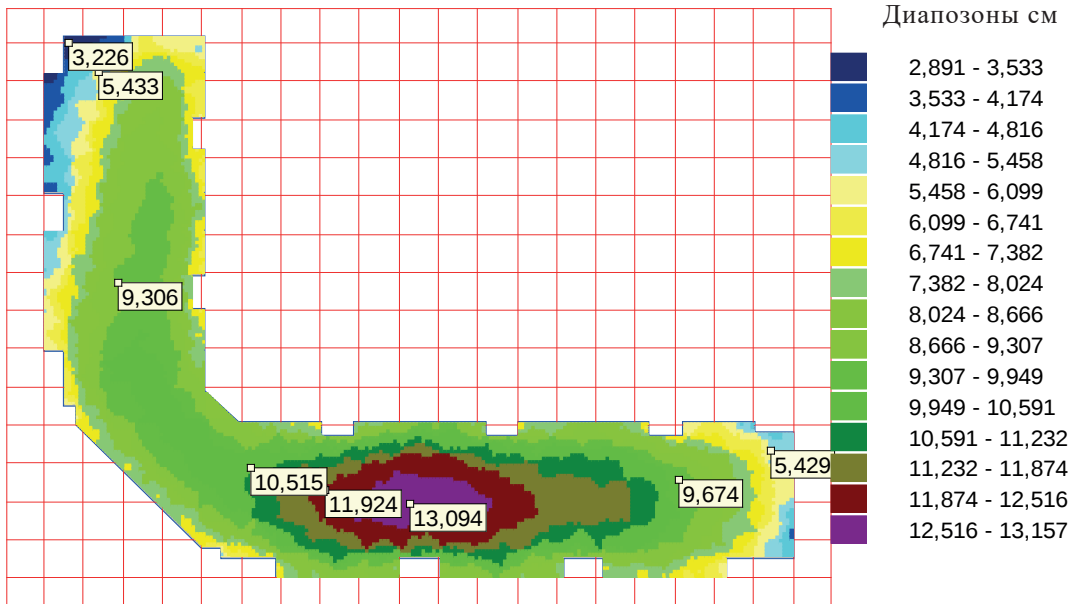


Рис. 5. Эпюра осадок фундамента корпуса А на естественном основании

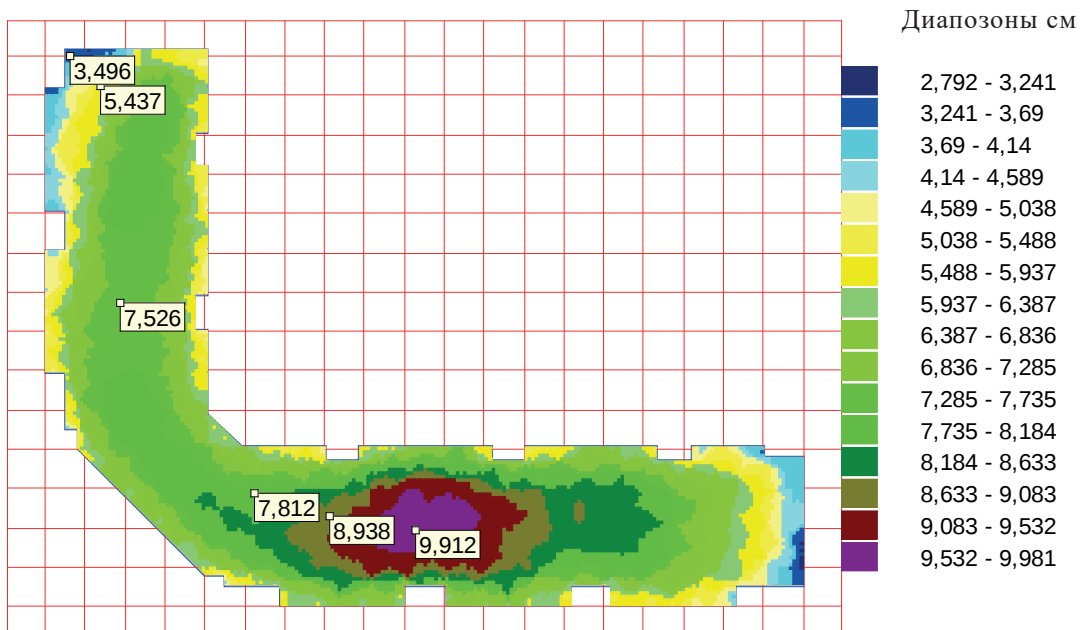


Рис. 6. Эпюра осадок фундамента корпуса А на преобразованном основании

Для подтверждения результатов предварительных расчетов НИИОСП провел полевые штамповые испытания преобразованного основания штампом $3,0 \times 3,0$ м на четырех опытных участках. Схема испытательного стенда представлена на рис. 7, общий его вид — на рис. 8. Характерные графики штамповых испытаний приведены на рис. 9.

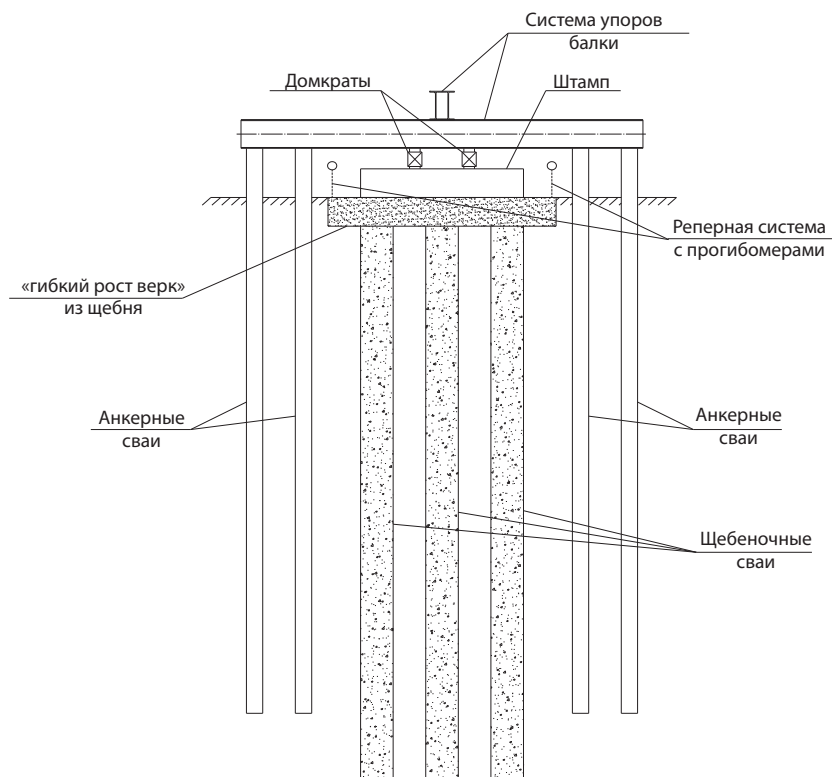


Рис. 7. Схема испытательного стенда



Рис. 8. Общий вид испытательного стенда

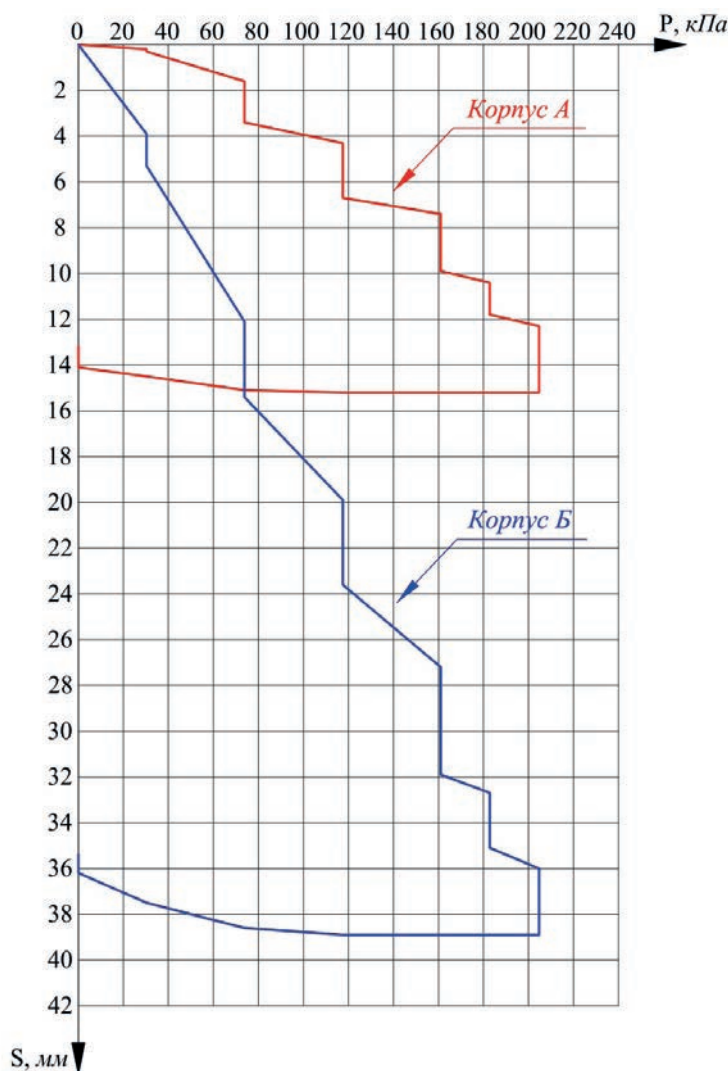


Рис. 9. Характерные графики штамповых испытаний на опытных участках корпусов А и Б

В период возведения зданий и в течение года после ввода объекта в эксплуатацию велись геодезические наблюдения за осадками жилого комплекса, согласно которым максимальная осадка корпусов А и Б составила $\approx 45,0$ мм.

По результатам расчетов, натурных испытаний и геодезического мониторинга установлено следующее.

1. Устройство ЩАЭ позволило увеличить модуль деформации грунтов основания до 30%.
2. Расчетные осадки основания с учетом применения ЩАЭ уменьшились на 15 - 20% и не превысили предельных нормативных величин.

3. Применение ЩАЭ сократило стоимость СМР по устройству фундаментов корпусов А и Б возведенного жилого комплекса примерно в 2 раза и сроки производства работ — в 3 раза.

Библиографический список

1. СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*».
2. Ulrich Smolczyk. Geotechnical engineering handbook. Vol. 2. — Berlin, 2003.

Авторы:

Сергей Александрович РЫТОВ, канд. техн. наук, заведующий лабораторией электротехнических технологий НИИОСП им. Н. М. Герсевича АО «НИЦ «Строительство», Москва

Sergey RYTOV, Ph.D. in Engineering, Chief of the Laboratory of electrical technology, NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: lab38@mail.ru

Ильнур Фаварисович ВАЛИЕВ, инженер лаборатории электротехнических технологий, НИИОСП им. Н. М. Герсевича АО «НИЦ «Строительство», Москва

Ilnur VALIEV, engineer of the Laboratory of electrical technology, NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow
e-mail: valiev.if@mail.ru

ОБ АНАЛИТИЧЕСКОЙ ОЦЕНКЕ ДОПУСТИМОСТИ ВЛИЯНИЯ НАДЗЕМНОГО И ПОДЗЕМНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА НА ТРАМВАЙНЫЕ ПУТИ

ON THE ANALYTICAL EVALUATION OF THE PERMISSIBILITY OF THE EFFECTS OF SURFACE AND UNDERGROUND CONSTRUCTION ON TRAMWAY

М. Л. ХОЛМЯНСКИЙ

При строительстве в стесненных городских условиях неизбежно устройство котлованов и траншей, а также прокладка тоннелей и подземных коммуникаций вблизи линий трамвая. «Правилами технической эксплуатации трамвая» для ограничения негативного влияния ограничивается перекос пути. В связи с этим поставлены и решены задачи по разработке простых формул для оценки перекоса трамвайных путей. Рассмотрены устройство котлована вблизи пути и проходка тоннеля перпендикулярно пути при различных положениях конечных точек тоннеля. Получены простые конечные формулы, дан пример расчета.

Excavation of pits and trenches and tunneling near tram lines in constrained urban conditions is unavoidable. "Rules of tram technical operation" limit tramway skew to avoid negative effects. In this connection some problems are stated and solved to obtain simple formulas to evaluate tramway skew. Trench excavation near tramway and tunneling perpendicular to it at different positions of start and final points are considered. Simple resulting formulas are obtained; a worked example is given.

Ключевые слова:

Влияние строительства на существующие сооружения, котлованы, трамвайные пути, перекос трамвайного пути, прокладка тоннелей, траншеи

Key words:

Effects of construction on existing structures, pits, tramway, tramway skew, trenches, tunnelling

Введение

При строительстве в условиях городов важнейшей задачей является обеспечение сохранности существующей застройки. К настоящему времени в этом направлении выполнены масштабные исследования [1, 2, 5, 7–10], позволившие разработать практические методы расчета. В нормы вошли рекомендации по прогнозу влияния строительства и его оценке как для промышленных и гражданских зданий, так и для подземных инженерных коммуникаций [6].

В то же время неотъемлемой частью городской инфраструктуры являются транспортные коммуникации, протяженность которых обуславливает близкое расположение со многими объектами строительства. Среди них следует выделить линии наземного рельсового транспорта, чувствительные к неравномерным деформациям основания, в том числе трамвайные пути.

Правила технической эксплуатации трамвая [3] не содержат точных и исчерпывающих указаний по ограничению деформаций трамвайного пути. Отклонение двух рельсовых нитей от установленной нормы на коротком протяжении (перекос пути) ограничивается предельно допускаемым значением 10 мм на 10 м [3].

Для определенности в настоящей работе принимается, что перекос пути

$$j = b_r \rho, \quad (1)$$

где $b_r = 2B_r$ — ширина колеи;

$\rho = d\psi/dx$ — кручение (производная от угла ψ поворота пути относительно собственной оси по координате x вдоль пути).

Ввиду недостаточно высокой точности прогноза влияния строительства представляется целесообразным максимально упростить постановку задачи — при получении решений в конечной форме легче рассматривать различные сочетания исходных данных.

Постановка задач

Для прогноза перекоса трамвайного пути последний рассматривается как протяженная конструкция, взаимодействующая со смещающимся грунтовым основанием. Это позволяет добиться упрощений в постановке задачи или даже привести к конечным формулам, что может не только значительно облегчить сами расчеты, но и привести к пониманию механизмов соответствующих процессов и облегчить проектирование.

Ранее упрощения были получены для сооружений, обладающих протяженной зоной контакта с грунтом, когда одно из измерений ее значительно меньше другого: здания на ленточных фундаментах, подземные трубопроводы, транспортные тоннели и т.п. [8–10].

Дополнительные деформации трамвайного пути вызываются перемещениями грунтового массива, которые, в свою очередь, определяются изменением его напря-

женно-деформированного состояния при строительстве. Деформации трамвайного пути при заданных перемещениях грунтового массива можно определять с учетом взаимодействия грунта с конструкцией пути. Поэтому предлагается следующая последовательность задач:

- Прогноз перемещений грунтового массива на основе моделирования изменения напряженно-деформированного состояния грунтового массива при различных видах воздействия строительства:
 - устройство котлована;
 - передача нагрузки от веса здания;
 - проходка тоннеля
- Расчет деформаций конструкции трамвайного пути при неравномерных вертикальных перемещениях (осадках) грунта.

Расчет деформаций конструкции трамвайного пути при перемещениях грунта имеет исходными данными результаты прогноза перемещений грунтового массива.

Расчет деформаций конструкции трамвайного пути при неравномерных осадках грунта

Для расчета взаимодействия трамвайного пути с грунтом принимается модель местных упругих деформаций грунта (модель Винклера). Эта модель применялась в аналогичных задачах об осадках (поступательных вертикальных перемещениях) сооружений [2, 5, 8–10]. В случае удлиненных сооружений и кручения применение этой модели представляется более оправданным ввиду более высокой степени локализации деформации и, соответственно, меньшей распределительной способности основания.

Для вывода основных уравнений деформирования пути с абсолютно жесткими шпалами при перемещениях грунта используются обозначения, приведенные на рис. 1.

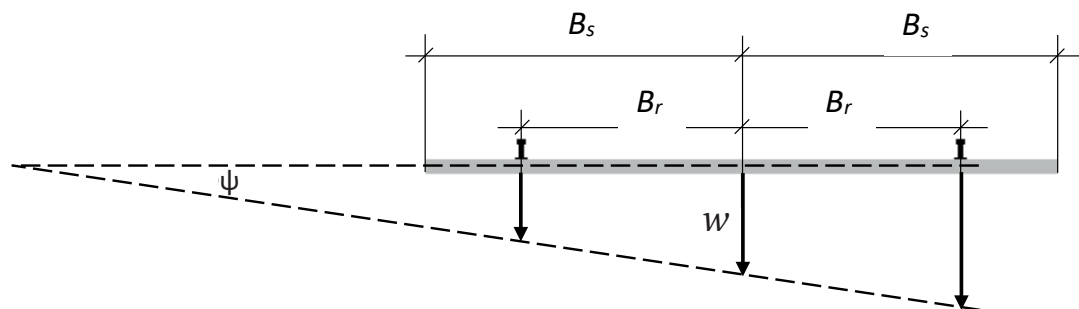


Рис. 1. Условные обозначения

Запишем выражение для потенциальной энергии деформирования (на единицу длины пути):

$$U = EI(d^2w/dx^2)^2 + CB_r w^2 + EIB_r^2(d^2\psi/dx^2)^2 + (CB^3/3)\psi^2, \quad (2)$$

где EI — изгибная жесткость одного рельса;

w — осадка центра шпалы;

C — коэффициент жесткости основания Винклера.

При выводе уравнения (2) в запас не учитывается собственная крутильная жесткость рельса. В (2) два слагаемых в правой части зависят только от w , а два других — только от ψ . Поэтому выводимые из (2) дифференциальные уравнения для w и ψ независимы. Выпишем уравнение для интересующего нас угла поворота ψ :

$$EIB_r^2 d^4\psi/dx^4 + (CB/3)\psi = M, \quad (3)$$

где M — крутящий момент.

Уравнение (3) может быть преобразовано к более удобному для решения виду:

$$d^4\psi/dx^4 + 4\alpha^4\psi = M/(EIB_r^2); \quad (4)$$

значение α дается формулой

$$\alpha = \{K/(2b_r^2EI)\}^{1/4}, \quad (5)$$

где K — жесткость основания при кручении (на единицу длины пути).

Уравнения (3) и (4) имеют нулевые правые части, так как расчет ведется на заданные крутильные перемещения грунта $\psi_g(x)$. При этом при вычислении второго члена левой части, обусловленного деформациями основания, вместо ψ следует подставить $\psi - \psi_g(x)$. В итоге имеем

$$d^4\psi/dx^4 + 4\alpha^4\psi = 4\alpha^4\psi_g(x). \quad (6)$$

Оценка зависимости крутильного перемещения грунта $\psi_g(x)$ от координаты x вдоль трамвайного пути может оказаться весьма сложной. Поэтому в запас можно предположить наиболее опасный вид зависимости — скачкообразный. Такая зависимость задается ступенчатой функцией, характеризуемой единственной величиной — значением скачка. На практике в качестве такой величины можно принимать максимальное крутильное перемещение грунта ψ_0 .

Поскольку перекося связан с ρ — производной от угла поворота пути по координате x вдоль пути, продифференцируем (6) и получим с учетом вида правой части:

$$d^4\rho/dx^4 + 4\alpha^4\rho = 4\alpha^4\psi_0\delta(x), \quad (7)$$

где $\delta(x)$ — дельта-функция Дирака.

При бесконечной протяженности пути уравнение (7) имеет, как можно убедиться, следующее решение:

$$\rho(x) = (\psi_0\alpha/2) \exp(-\alpha|x|) [\cos(\alpha|x|) + \sin(\alpha|x|)]. \quad (8)$$

Таким образом, перекося

$$j(x) = (\psi_0\alpha b_r/2) \exp(-\alpha|x|) [\cos(\alpha|x|) + \sin(\alpha|x|)]. \quad (9)$$

Максимум перекося достигается при $x = 0$:

$$j_0 = (\psi_0\alpha b_r/2). \quad (10)$$

Для получения окончательного результата необходимо определить жесткость основания при кручении на единицу длины пути. Она определяется в линейной стадии работы основания на основе модуля деформации E_s и коэффициента Пуассона ν грунта. Воспользуемся формулой, следующей из результатов [4] для плоской задачи о повороте жесткого гладкого штампа на полуплоскости:

$$K = \pi E_s b_s^2 / [16(1 - \nu^2)]. \quad (11)$$

После подстановки (11) в формулу (10) выражение для максимального перекося получает вид

$$j_0 = \psi_0 \alpha \sqrt{\frac{\pi E_s b_s^2 b_r^2}{16(1 - \nu^2)EI}}. \quad (12)$$

Для оценки возможных неточностей расчета предлагается коэффициент условий работы $\gamma_d = 1,5$. Окончательно имеем

$$j_0 = \gamma_d \psi_0 \alpha \sqrt{\frac{\pi E_s b_s^2 b_r^2}{16(1 - \nu^2)EI}}. \quad (13)$$

Пример расчета влияния разработки траншеи на трамвайные пути

При проектировании крепления вертикальных стенок траншеи для устройства тепловой магистрали в г. Москве возникла задача о прогнозе дополнительных деформаций существующих трамвайных путей, расположенных в непосредственной близости от нее.

Предусматривается выполнение работ по устройству трассы открытым способом с креплением стенок траншеи. Глубина траншеи — до 3,8 м. Крепление осуществляется при помощи неизвлекаемых металлических труб $\varnothing 219 \times 10$ мм, длиной 6,6 м, погружаемых с шагом 0,5 м. На уровне поверхности земли устраивается обвязочный пояс из двутавра №30 и распорки из труб $\varnothing 219 \times 10$ мм с шагом 6,0 м. Выполняется деревянная забирка из досок толщиной 60 мм. Расстояние от оси труб ограждения траншеи до оси ближнего рельса трамвайного пути составляет 1,2 м и более.

Определение перемещений грунтового массива в поперечном сечении траншеи, удаленном от забоя, производится по двумерной расчетной схеме в условиях плоской деформации с использованием программы Plaxis. Расчетная схема и перемещения грунта после завершения разработки траншеи показаны на рис. 2. При этом максимальный угол поворота пути $\psi_0 = 0,7 \cdot 10^{-4}$.

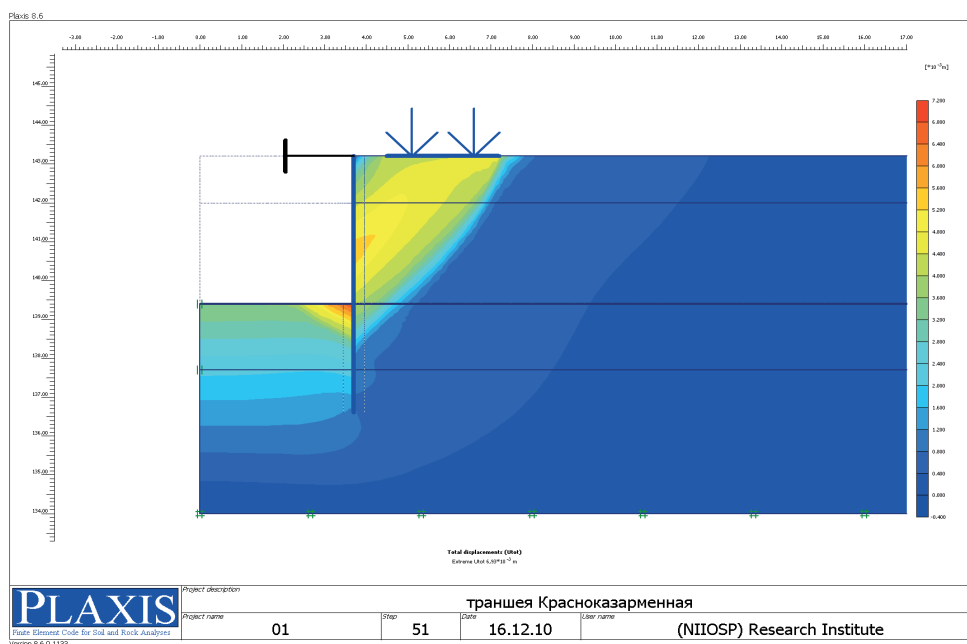


Рис. 2. Расчетная схема и перемещения грунта после завершения разработки траншеи

Для расчета перекоса пути на основе исходных материалов и литературных источников принимаются следующие исходные данные:

$$E_s = 50 \text{ МПа};$$

$$b_s = 2,7 \text{ м};$$

$$b_r = 1,5 \text{ м};$$

$$\nu = 0,25;$$

$$E = 206\,000 \text{ МПа};$$

$$I = 3547 \text{ см}^4 \text{ (для рельса Т62)}.$$

Из формулы (13) имеем

$$j_0 = 97 \cdot 10^{-6} < 10^{-3}. \quad (14)$$

Условие допустимости перекоса [3] выполняется. Заметим, что при расчете с увеличенным до 1 м шагом труб условие допустимости перекоса не выполняется.

Определение перемещений грунтового массива при проходке тоннеля

Для расчета перемещений грунтового массива при проходке тоннеля перпендикулярно оси трамвайного пути применяется известная [9] формула для осадок поверхности полупространства при проходке тоннеля с учетом положения начальной и конечной точек тоннеля (при отсутствии сооружения):

$$w = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi i}} e^{\frac{-x^2}{2i^2}} \left\{ G\left(\frac{y-y_i}{i}\right) - G\left(\frac{y-y_f}{i}\right) \right\}, \quad (15)$$

где V_s — перебор грунта;

i — параметр ширины мульды оседания;

x, y — координаты;

ось y — проекция оси тоннеля на поверхность грунта;

ось x — перпендикулярна оси y и совпадает с осью трамвайного пути;

y_i и y_f — координаты y начальной и конечной точек тоннеля;

$$G(\alpha) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\alpha} e^{\frac{-\beta^2}{2}} d\beta = \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \operatorname{erf}\left(\frac{\alpha}{\sqrt{2}}\right). \quad (16)$$

При расположении начальной точки тоннеля вдали от трамвайного пути ($y_i = -\infty$) имеем

$$w = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi i}} e^{\frac{-x^2}{2i^2}} \left\{ 1 - G\left(\frac{y-y_f}{i}\right) \right\}. \quad (17)$$

Для определения перекоса пути можно в запас пренебречь жесткостью пути (не учитывать взаимодействие грунта с его конструкцией); в этом случае угол поворота поверхности грунта определяется на основе (17) и дается формулой

$$j = b_r \rho = b_r \frac{\partial \psi}{\partial x} = \frac{b_r V_s x}{2\pi i^4} e^{\frac{-x^2+y_f^2}{2i^2}}. \quad (18)$$

Искомое кручение пути при произвольном положении конечной точки тоннеля y_f находится по формуле

$$j = b_r \rho = b_r \frac{\partial \psi}{\partial x} = \frac{b_r V_s x}{2\pi i^4} e^{\frac{-x^2+y_f^2}{2i^2}}. \quad (19)$$

Легко видеть, что кручение, даваемое формулой (19), является нечетной функцией x . Его экстремальные значения находятся приравниванием нулю производной $\partial j / \partial x$; они достигаются в точках $x = \pm i$; их абсолютные значения

$$j_0 = \frac{b_r V_s}{2\pi\sqrt{ei^3}} e^{\frac{y_f^2}{2i^2}}. \quad (20)$$

Наибольшее значение достигается при $y_f = 0$ (конечная точка тоннеля расположена под осью трамвайного пути):

$$j_0 = \frac{b_r V_s}{2\pi\sqrt{ei^3}}. \quad (21)$$

Вывод

Получены формулы для определения перекоса трамвайного пути, определяющего допустимость эксплуатации трамвая при надземном и подземном строительстве вблизи путей. При различных упрощающих предположениях рассмотрены влияние разработки котлована и проходки тоннеля.

Выведены обыкновенные дифференциальные уравнения (вместо уравнений в частных производных). Исследованы два простых предельных случая. При устройстве котлована вблизи пути задается скачкообразное изменение угла поворота грунта и учитывается взаимодействие пути с его основанием. При проходке тоннеля перпендикулярно пути при различных положениях конечной точки тоннеля взаимодействие пути с основанием не учитывается. Получены простые конечные формулы; дан пример расчета.

Библиографический список

1. *Ильичев В.А., Петрухин В.П., Колыбин И.В., Мещанский А.Б., Бахолдин Б.В.* Геотехнические проблемы строительства ТРК «Манежная площадь // НИИОСП им. Н. М. Герсевича – 70 лет. Труды института. М., 2001. — С. 31-39.
2. *Ильичев В. А., Никифорова Н. С., Тушиков М. М.* Расчет осадок зданий при прокладке мелкозаглубленных коммуникационных тоннелей и меры по их снижению // Строительство и реконструкция. Известия ОрелГТУ. — 2010. — № 6 (32). — С. 13-20.
3. Правила технической эксплуатации трамвая. Министерство транспорта Российской Федерации.
4. *Мусхелишвили Н.И.* Некоторые основные задачи теории упругости. Основные уравнения. Плоская теория упругости. Кручение и изгиб. Изд. 5-е, испр. и доп. — М.: Наука, 1966.
5. *Пушилин А.Н., Шейнин В.И.* Оценка усилий в конструкциях здания, возникающих из-за проходки подземной выработки // Сб. тр. НИИОСП «75 лет НИИОСП им. Н.М. Герсевича». — М., 2006.

6. СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений.
7. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Геотехническое сопровождение развития городов. — СПб: Стройиздат Северо-Запад: Группа компаний «Геореконструкция», 2010.
8. Холмянский М.Л., Шейнин В.И. Метод численного анализа взаимодействия протяженного сооружения со смещающимся грунтовым массивом // Строительная механика и расчет сооружений. — 2013. — №6. — С. 59–63.
9. Attewell P.B., Yeates J., Selby A.R. Soil movements induced by tunnelling and their effects on pipelines and structures. — Glasgow: Blackie, 1986.
10. Klar A., Vorster T.E.B, Soga K., Mair R.J. Soil-pipe-tunnel interaction: comparison between Winkler and elastic continuum solutions. / Technical Report of the University of Cambridge CUED/D-SOILS/TR 332. Cambridge, 2004.

Автор:

Михаил Львович ХОЛМЯНСКИЙ, ведущий научный сотрудник лаборатории геомеханики подземных сооружений НИИОСП им. Н. М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство», Москва

Mikhail KHOLMYANSKY, leading researcher, Laboratory of geomechanics of underground structures, NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: mlkholmyansky@yandex.ru

тел.: +7 (499) 170-27-09

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ И ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ИЗМЕНЕНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВОГО МАССИВА ПРИ УСТРОЙСТВЕ СТЕНЫ В ГРУНТЕ ТРАНШЕЙНОГО ТИПА

EXPERIMENTAL AND NUMERICAL STUDIES OF CHANGES IN THE STRESS- STRAIN STATE OF A SOIL MASS DURING THE CONSTRUCTION OF A SLURRY WALL

О. А. ШУЛЯТЬЕВ, канд. техн. наук
Д. К. МИНАКОВ

В статье приводятся результаты мониторинга на опытном участке депо-зитарно-реставрационного и выставочного центра (ДРВЦ) в г. Москве: осадки грунтовых марок и горизонтальные перемещения грунта по глубине инклинометрических скважин в результате устройства двух захваток стены в грунте. Данные мониторинга подкреплены результатами численного моделирования в программе Plaxis 3D. Для анализа полученных результатов мониторинга и численных расчетов выполнено сопоставление начальных горизонтальных напряжений в грунте с давлением свежего бетона и глинистого раствора на стенки траншеи. Проведен поиск результатов инклинометрических измерений при устройстве стены в грунте на других опытных участках по всему миру, представлены наиболее интересные его результаты.

The article presents the results of monitoring at the experimental site of the Depository and Restoration and Exhibition Center (DRVTs) in Moscow: settlements of soil marks and horizontal soil movements along the depth of inclinometer wells as a result of the installation of two panels of the slurry wall. The monitoring data are supported by numerical simulation results in the Plaxis 3D program. To analyze the obtained monitoring results and numerical calculations, the initial horizontal stresses in the ground are compared with the pressure of fresh concrete and slurry on the walls of the trench. The search for the results of inclinometer measurements during the construction of a slurry wall at other experimental sites around the world was conducted, and the most interesting results of this search are presented.

Ключевые слова:

Инклинометрические измерения, напряженно-деформированное состояние грунтового массива, опытный участок, стена в грунте, численное моделирование

Key words:

Experimental site, inclinometer measurements, numerical simulation, slurry wall, stress-strain state of soil mass

Опытный участок

При устройстве стены в грунте происходит изменение напряженно-деформированного состояния (НДС) грунтового массива, которое может вызвать технологические осадки окружающей застройки [1]. Оценка изменения НДС грунтового массива, как правило, выполняется посредством численного моделирования [2, 3]. Для повышения достоверности и точности прогноза изменения НДС грунтового массива результаты численного моделирования необходимо верифицировать на основе опытных данных. С этой целью в НИИОСП им. Н. М. Герсеева разработан проект опытного участка, который был реализован в г. Москве на объекте «Строительство депозитарно-реставрационного и выставочного центра (ДРВЦ)».

Комплекс ДРВЦ является важной частью развития Государственного музея изобразительных искусств (ГМИИ) им. А. С. Пушкина и служит в первую очередь для размещения фондохранилищ, новых реставрационных мастерских и выставочных залов для временных экспозиций. Комплекс состоит из двух корпусов: Выставочного центра и Депозитарно-Реставрационного центра, связанных общей подземной частью глубиной от 15,6 до 21,4 м от поверхности земли. Ограждающей конструкцией подземной части ДРВЦ является стена в грунте траншейного типа (рис. 1 и 2).

Проект опытного участка включает в себя шесть инклинометрических скважин и шесть грунтовых марок, предназначенных для наблюдений за изменениями НДС грунтового массива при устройстве двух захваток стены в грунте: №61 и №60 длиной 2,65 и 6,8 м соответственно и шириной 0,8 м. Глубина инклинометрических скважин от поверхности земли составляет 29 м, глубина стены в грунте в пределах опытного участка на 1 м меньше – 28 м. Схема опытного участка представлена на рис. 3, график выполнения строительных работ и геодезических измерений на опытном участке — в табл. 1.

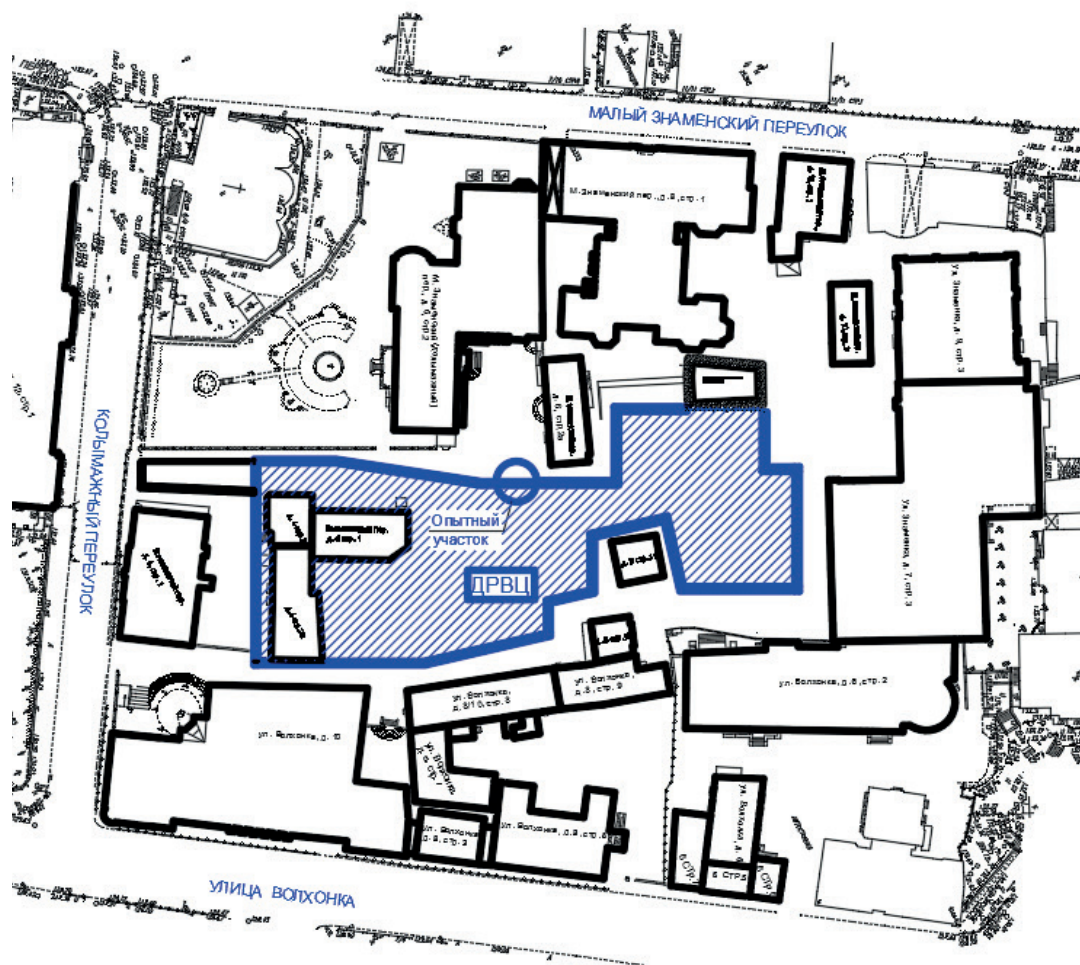


Рис. 1. План стены в грунте и подземной части ДРВЦ

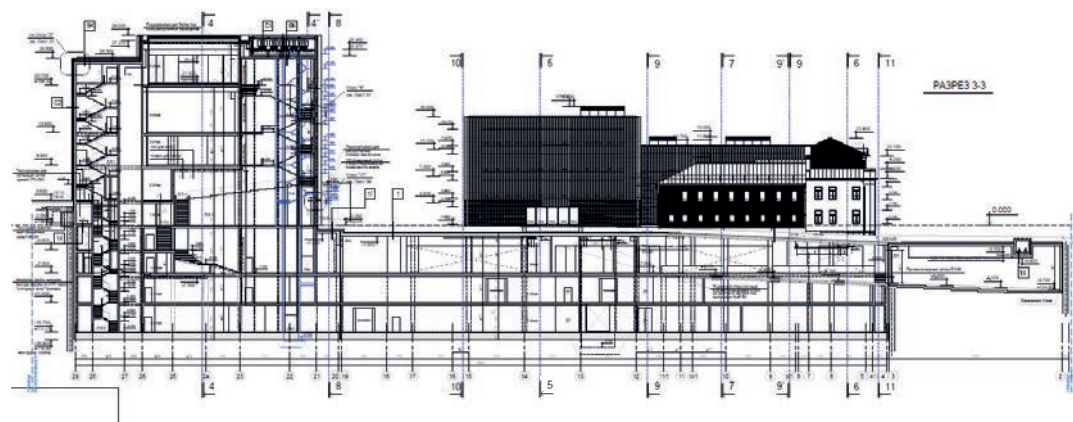


Рис. 2. Продольный разрез ДРВЦ

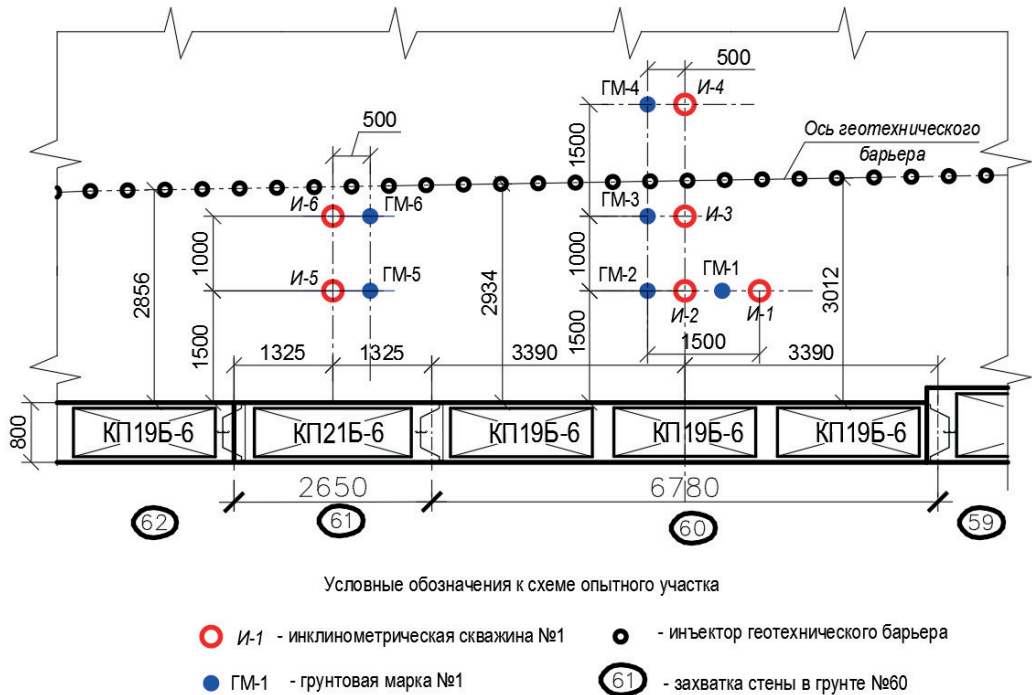


Рис. 3. Схема опытного участка

Таблица 1

**График выполнения строительных работ и геодезических измерений
на опытном участке**

Дата начала работы	Работа/цикл геодезического измерения
20.07.2017	Нулевой геодезический цикл
24.07.2017	Эксплуатация захватки №61
25.07.2017	1-й геодезический цикл
26.07.2017	Бетонирование захватки №61
28.07.2017	2-й геодезический цикл
1.08.2017	3-й геодезический цикл
2.08.2017	Эксплуатация захватки №60
4.08.2017	4-й геодезический цикл
10.08.2017	Бетонирование захватки №60
24.08.2017	5-й геодезический цикл

Опытный участок ДРВЦ имеет до разведанной глубины (38 м) следующее геологическое строение (сверху вниз): современные техногенные отложения (глубина подошвы 2,8 м), верхнечетвертичные аллювиальные отложения (глубина подошвы 12,4 м), среднечетвертичные моренные отложения (глубина подошвы 16,4 м), среднечетвер-

тичные флювиогляциальные отложения (глубина подошвы 34,0 м), каменноугольные отложения (глубина подошвы 2,8 м). Подземные воды на опытном участке вскрыты на глубине 16,4 м. Инженерно-геологический разрез для опытного участка, совмещенный с разрезом по стене в грунте и инклинометрическим скважинам, представлен на рис. 4 (И-1...И-6). Нормативные характеристики грунтов опытного участка представлены в табл. 2.

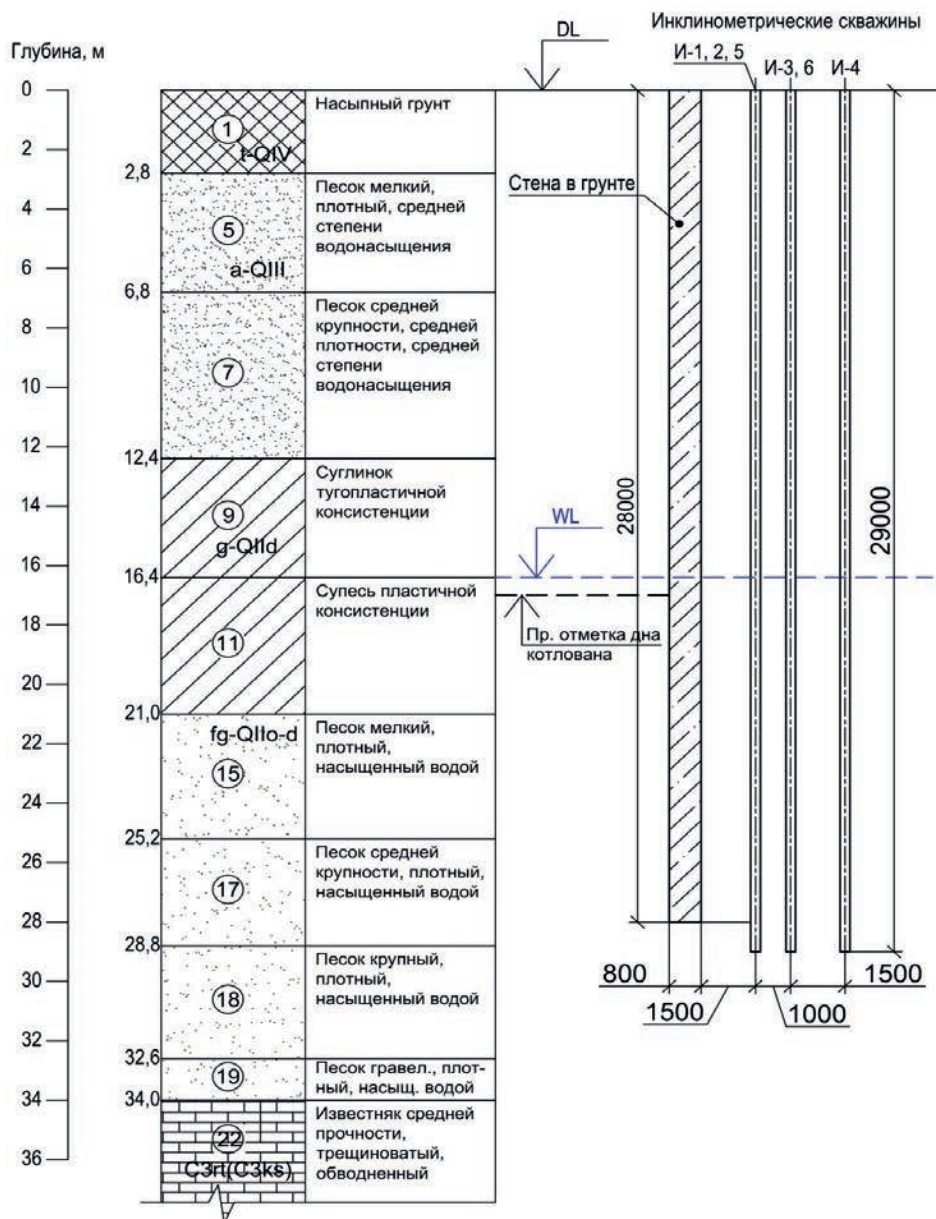


Рис. 4. Инженерно-геологический разрез для опытного участка, совмещенный с разрезом по стене в грунте и инклинометрической скважине (И-1...И-6)

Таблица 2

Нормативные значения характеристик грунтов опытного участка ДРВЦ

№ ИГЭ	γ , кН/м ³	E , МПа	c , кПа	φ , град
ИГЭ-1	Расчетное сопротивление $R_0=100$ кПа			
ИГЭ-5	20,3	31	5	36
ИГЭ-7	18,6	27	4	38
ИГЭ-9	22,1	23	57	21
ИГЭ-11	20,1	12	15	22
ИГЭ-15	21,0	34	5	34
ИГЭ-17	20,7	39	6	39
ИГЭ-18	21,3	46	4	46
ИГЭ-19	20,4	49	2	49
ИГЭ-22	23,2	Предел прочности на одноосное сжатие $R_c = 24,6$ МПа		

Результаты мониторинга на опытном участке

Согласно выполненным на опытном участке инклинометрическим измерениям, горизонтальные перемещения грунтового массива в результате устройства двух захваток стены в грунте варьируются от 0 до 8 мм. Максимальные перемещения зафиксированы в скважинах И-1, И-2 и И-3, расположенных напротив захватки №60, что, вероятно, объясняется ее большей по сравнению с захваткой №61 длиной. Результаты инклинометрических измерений по скважинам И-1...И-4, расположенным напротив захватки №60, представлены на рис. 5 - 8. Положительное направление горизонтальной оси на этих рисунках соответствуют перемещениям грунтового массива в сторону стены в грунте, отрицательное – в сторону грунта. Как видно из рис. 5 - 8, грунт по глубине скважин И-1...И-3 перемещается в сторону стены в грунте как в результате экскавации захватки №60, так и в результате ее бетонирования. Перемещения грунта по глубине скважины И-4 составляют меньше 1 мм и направлены после стадии бетонирования к стене в грунте. Это можно объяснить тем, что скважина И-4 находится за геотехническим барьером, на котором на момент выполнения работ по устройству захваток стены в грунте на опытном участке уже были установлены иньекторы и выполнен цикл заполнительной цементации. Более подробно вопрос устройства геотехнического барьера для защиты окружающей застройки при строительстве комплекса ДРВЦ представлен в книге Шулятьева с соавторами [4].

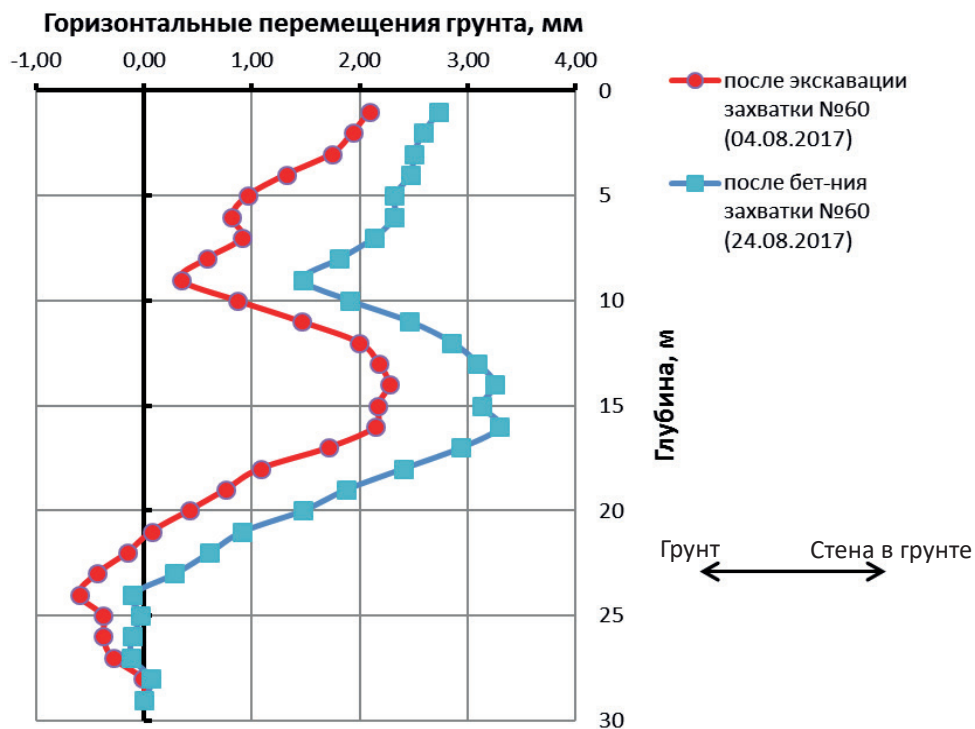


Рис. 5. Перемещения по глубине скважины И-1

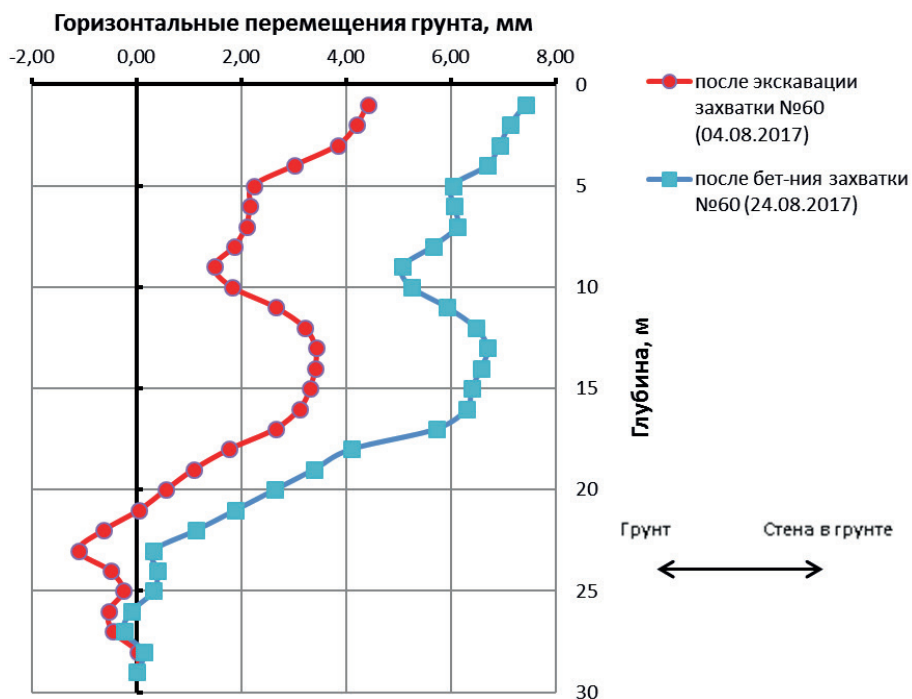


Рис. 6. Горизонтальные перемещения грунта по глубине скважины И-2

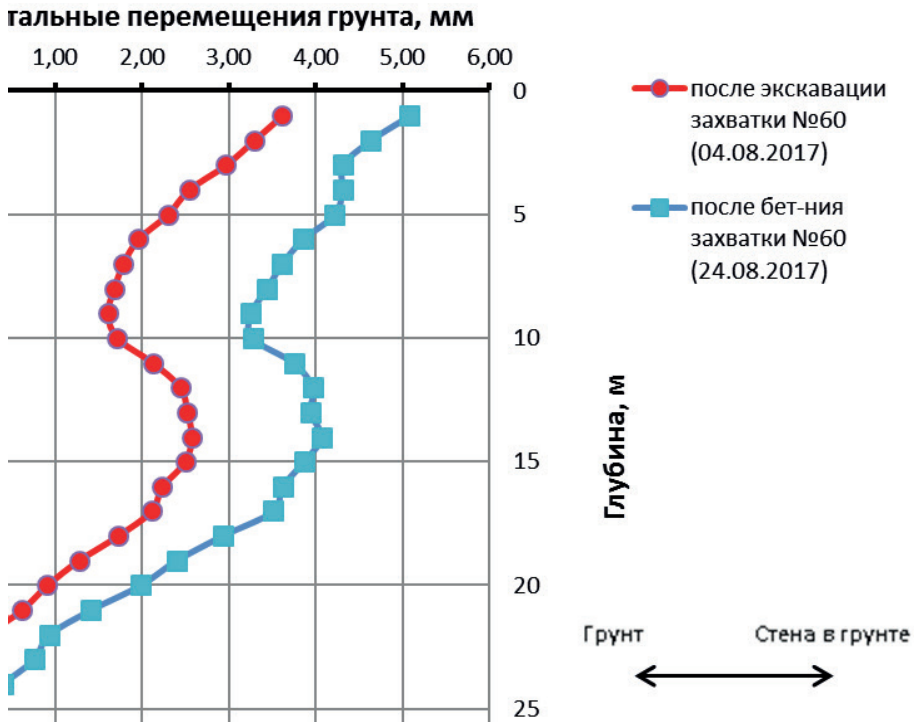


Рис. 7. Горизонтальные перемещения грунта по глубине скважины И-3

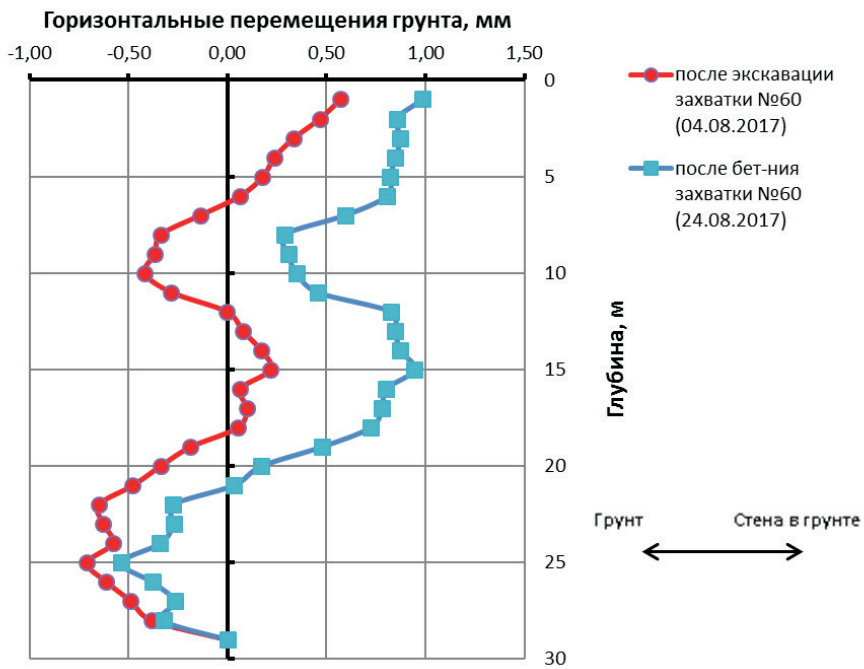


Рис. 8. Горизонтальные перемещения грунта по глубине скважины И-4

Осадки грунтовых марок ГМ-1...ГМ-6 в результате устройства двух захваток стены в грунте составляют 1,5 - 1,7 мм (рис. 9). Отсутствие зависимости между расстоянием от стены в грунте и осадками грунтовых марок объясняется, вероятно, незначительными их величинами, находящимися в пределах точности геодезических измерений.

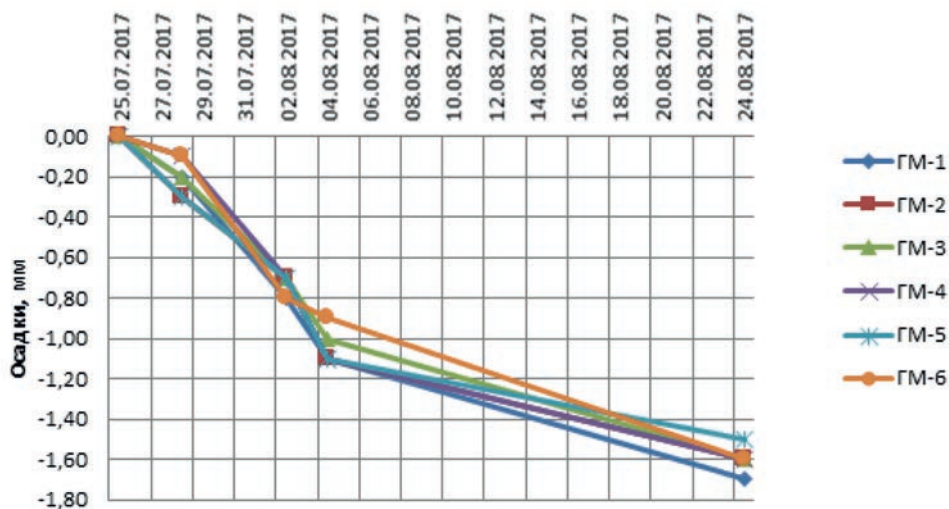


Рис. 9. Вертикальные перемещения грунтовых марок ГМ-1...ГМ-6

Численное моделирование устройства стены в грунте и сопоставление полученных результатов с данными мониторинга

Для анализа полученных результатов мониторинга, было выполнено численное моделирование устройства захваток №60 и №61 в программе Plaxis 3D. Численное моделирование велось с использованием двух различных моделей грунта: модели Мора-Кулона и модели упрочняющегося грунта. Принятые в расчетах по различным моделям характеристики грунта представлены в табл. 3 и 4. Откопка траншеи моделировалась путем замены грунта в пределах траншеи нагрузкой, эквивалентной гидростатическому давлению глинистого раствора. Стадия бетонирования моделировалась также нагрузкой, по билинейной зависимости (1), предложенной Лингсом с соавторами в 1994 г. [5], с критической высотой, равной 9 м. Согласно этой зависимости (1) давление бетона на стенки траншеи до определенной глубины, называемой критической, является гидростатическим (на каждый метр глубины давление на стенку траншеи возрастает на величину $\gamma_{\text{бетон}} \times 1 \text{ м}$). Ниже критической глубины давление бетонной смеси на стенки траншеи продолжает линейно возрастать, но с меньшей скоростью, зависящей от плотности глинистого раствора (на каждый метр глубины давление на стенку траншеи возрастает на величину $\gamma_{\text{бентонит}} \times 1 \text{ м}$).

$$\sigma = \begin{cases} \gamma_{\text{бетон}} \times h & \text{при } h \leq h_{\text{крит}} \\ \gamma_{\text{бентонит}} \times h + (\gamma_{\text{бетон}} - \gamma_{\text{бентонит}}) \times h_{\text{крит}} & \text{при } h > h_{\text{крит}} \end{cases} \quad (1)$$

где σ — давление свежего бетона на стенки траншеи;

$\gamma_{\text{бетон}}$ — объемный вес бетонной смеси;

$\gamma_{\text{бентонит}}$ — объемный вес глинистого раствора;

$h_{\text{крит}}$ — критическая глубина;

h — глубина ниже уровня верха стены в грунте.

Таблица 3

Характеристики грунта в расчетах по модели Мора-Кулона

ИГЭ	γ , кН/м ³	E , МПа	ν	c , кПа	ϕ , град
1	18	10	0,3	15	15
5	20,3	31	0,3	5	36
7	18,6	27	0,3	4	38
9	22,1	23	0,35	57	21
11	20,1	12	0,32	15	22
15	21,0	34	0,3	5	37
17	20,7	39	0,3	6	36
18	21,3	46	0,3	4	34

Таблица 4

Характеристики грунта в расчетах по модели упрочняющегося грунта

ИГЭ	γ , кН/м ³	E_{50}^{ref} , МПа	E_{oed}^{ref} , МПа	E_{ur}^{ref} , МПа	m	c , кПа	ϕ , град
1	18	10	10	30	0,5	15	15
5	20,3	31	31	93	0,5	5	36
7	18,6	27	27	81	0,5	4	38
9	22,1	23	23	69	0,5	57	21
11	20,1	12	12	36	0,5	15	22
15	21,0	34	34	102	0,5	5	37
17	20,7	39	39	117	0,5	6	36
18	21,3	46	46	138	0,5	4	34

Сопоставление горизонтальных перемещений грунтового массива на расстоянии 1,9 м от центральной оси захватки №60 после ее бетонирования по численному моделированию и по результатам мониторинга (скважины И-1, И-2) представлено на рис. 10. Как видно из этого рисунка, по результатам численного моделирования горизонтальные перемещения грунта направлены от стены в грунте, по результатам мониторинга — к стене в грунте. Горизонтальные перемещения по результатам численного моделирования существенно больше, чем по результатам мониторинга. Максимальное горизонтальное перемещение грунта по мониторингу составляет 8 мм (скважина И-2), по расчету с моделью Мора-Кулона — 33 мм, по расчету с моделью упрочняющегося грунта — 16 мм. Горизонтальные перемещения по расчету с моделью Мора-Кулона представляются неправдоподобно большими, что, вероятно, говорит о том, что данная

модель не подходит для моделирования процесса устройства стены в грунте, поэтому в дальнейшем результаты расчетов, полученные с ее использованием, в рамках настоящей работы не рассматривались.

Сопоставление горизонтальных перемещений грунтового массива на расстоянии 1,9 м от центральной оси захватки №60 после отдельных стадий ее устройства (откопки и бетонирования) по мониторингу и по численному моделированию с использованием модели упрочняющегося грунта представлено на рис. 11. Как видно из этого рисунка, абсолютные значения горизонтальных перемещений грунтового массива возрастают при переходе от стадии откопки к стадии бетонирования как по данным мониторинга, так и по результатам расчетов, однако по результатам численного моделирования относительный вклад стадии откопки в общую величину горизонтальных перемещений значительно меньше, чем по данным мониторинга.

Очертания кривых горизонтальных перемещений грунтового массива по глубине после откопки захватки №60 по результатам численного моделирования и мониторинга в целом похожи. Указанные кривые характеризуются небольшими перемещениями в нижней части стены в грунте и характерным изгибом в средней части. Наличие характерного изгиба в средней части может быть связано с наличием уровня подземных вод, расположенного на глубине –16,4 м, и прослойкой глинистых грунтов (ИГЭ-9, 11) в диапазоне глубин 12 - 21 м, характеризующихся более высоким уровнем начальных эффективных горизонтальных напряжений за счет небольшого угла внутреннего трения (см. формулу (1)). После бетонирования захватки №60 разница между результатами мониторинга и численного моделирования становится существенно большей.

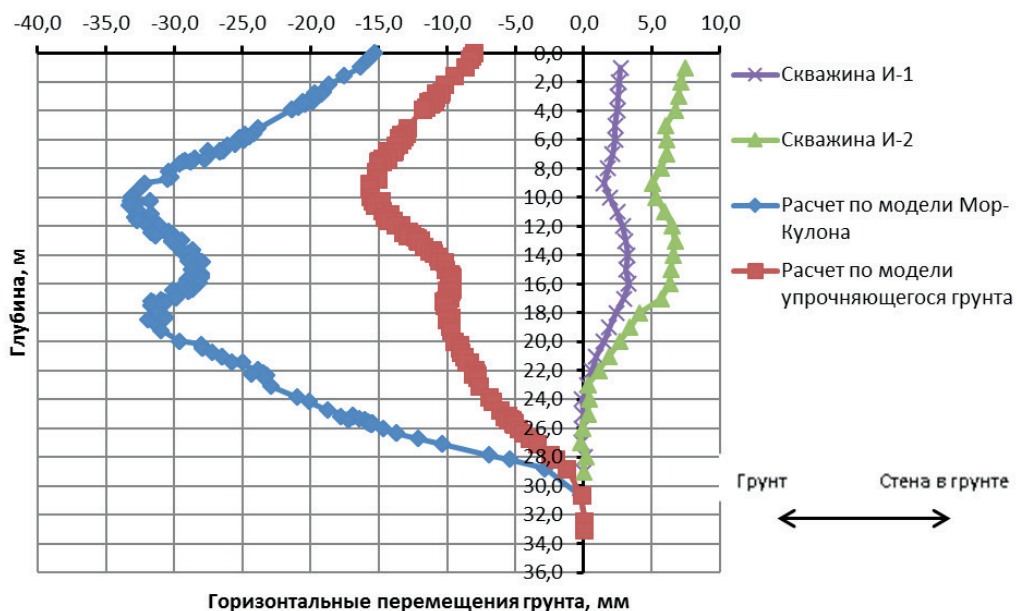


Рис. 10. Горизонтальные перемещения грунтового массива на расстоянии 1,9 м от центральной оси захватки №60 после ее бетонирования по мониторингу и по расчетам с различными моделями грунта

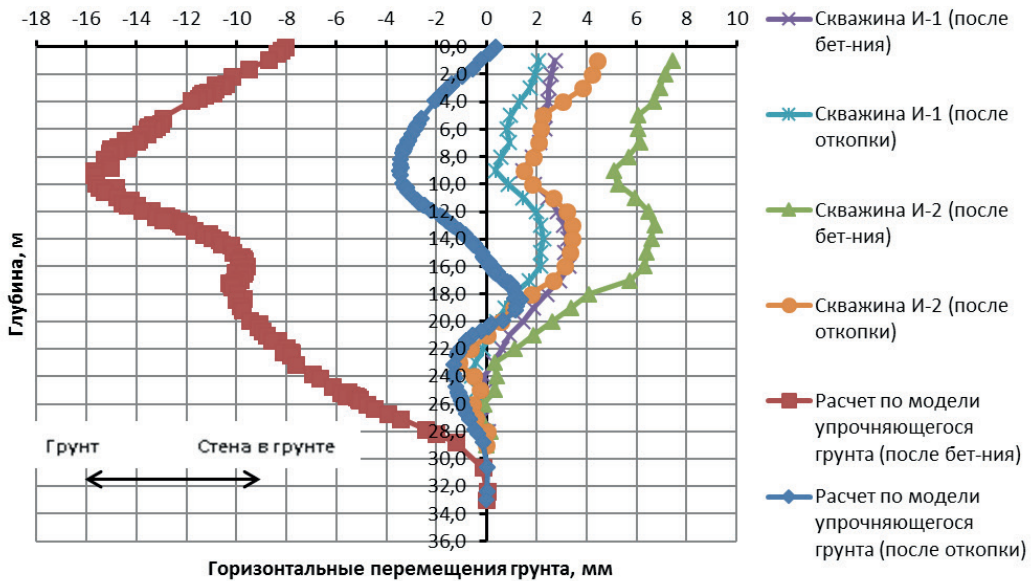


Рис. 11. Горизонтальные перемещения грунтового массива на расстоянии 1,9 м от центральной оси захватки №60 после отдельных стадий ее устройства (откопки и бетонирования) по мониторингу и по расчетам с моделью упрочняющегося грунта

Анализ полученных результатов численного моделирования и мониторинга

Полученные результаты численного моделирования существенно отклоняются от данных мониторинга. По данным численного моделирования горизонтальные перемещения грунтового массива, как уже указывалось, существенно больше, чем по данным мониторинга, и направлены не к стене в грунте, а от нее.

Логично предположить, что направление горизонтальных перемещений грунтового массива должно определяться тем, что больше — начальные полные горизонтальные напряжения в грунтовом массиве или давление на стенки траншеи стены в грунте в процессе ее устройства, оказываемое глинистым раствором или свежим бетоном. В первом случае грунт должен двигаться к стене в грунте, во втором — от стены в грунте. Такое предположение подтверждается, например, результатами инклинометрических измерений на опытном участке в Роттердаме, представленными в работе Лэхлер с соавторами [6], согласно которым грунтовый массив переместился от стены в грунте на расстоянии до 25 мм (рис. 12) в результате устройства (откопки и бетонирования) ее захватки с размерами $8 \times 1,2 \times 41(h)$ м. Общее направление перемещения грунтового массива от стены в грунте объясняется в данном случае существенным превышением давления свежего бетона над полными горизонтальными напряжениями, действующими в грунте. Значительный пик горизонтальных перемещений на глубине, равной 9 м, связан с прослойкой слабого грунта —

торфа. Помимо результатов мониторинга на опытном участке, в работе [6] представлены также результаты численного моделирования устройства стены в грунте (см. рис. 12). При выполнении такого численного моделирования использовались следующие модели грунтов: модель упрочняющегося грунта для песков и линейно-упругая, идеально пластическая модель Треска для глинистых грунтов. Пески принимались дренированными, глинистые грунты — недренированными. В целом результаты численного моделирования и мониторинга совпадают, хотя пик горизонтальных перемещений в слабых грунтах (торф), согласно численному моделированию, существенно меньше — 14 мм. Геологическое строение опытного участка в Роттердаме, а также характеристики инженерно-геологических элементов, принятые в работе Лэхлер с соавторами [6] при выполнении численного моделирования устройства стены в грунте, представлены в табл. 5. Подземные воды на рассматриваемом опытном участке вскрыты на глубине 2,75 м.

Таблица 5

**Инженерно-геологическое строение опытного участка в Роттердаме
и характеристики инженерно-геологических элементов, принятые в работе [6]
при численном моделировании опыта**

Параметр	Песок 1b	Глина 2b	Торф	Глина 4a	Песок 5b	Суглинок	Песок 6b
Диапазон глубин, м	0-5,8	5,8-7,5	7,5-9,9	9,9-16,1	16,1-38,5	38,5-50,3	50,3-60
γ_{unsat} , кН/м ³	17,5	-	-	-	-	-	-
γ_{sat} , кН/м ³	19,5	15	10,5	16	20	20	20
φ'/φ_u , град	32	0	0	0	35	0	0
c'/c_u , кПа	3	40	30	40	0	120	0
v_{ur}/v_u	0,2	0,5	0,5	0,5	0,2	0,5	0,2
E_{50}^{ref} , МПа	20	-	-	-	40	-	40
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$, МПа	20	-	-	-	40	-	40
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$, МПа	80	-	-	-	160	-	160
E_u , МПа	-	20	15	20	-	60	-
m	0,5	-	-	-	0,5	-	0,5

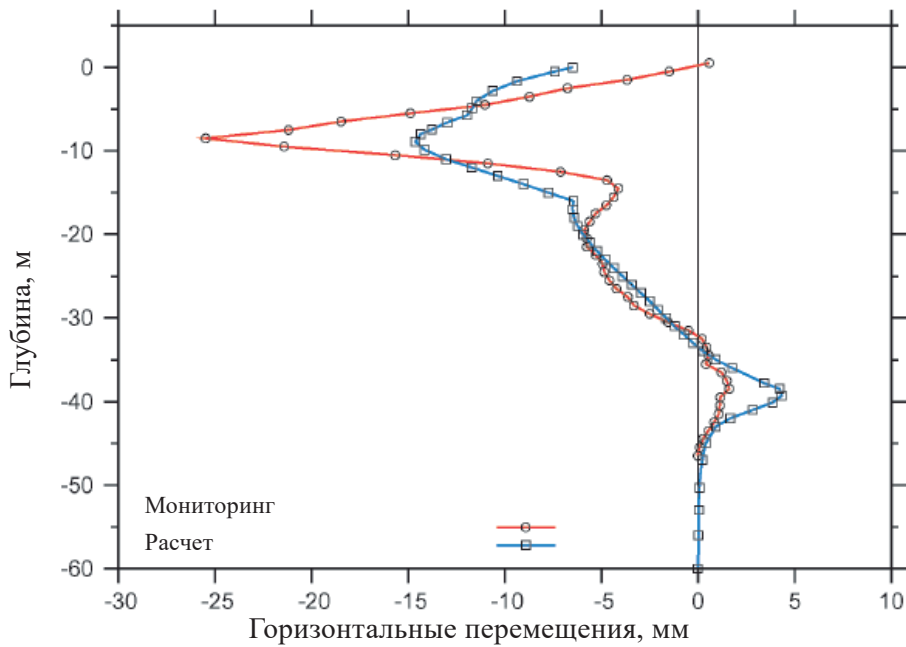


Рис. 12. Горизонтальные перемещения грунтового массива на расстоянии 2,5 м от центральной оси захватки стены в грунте (опытный участок в Роттердаме [6])

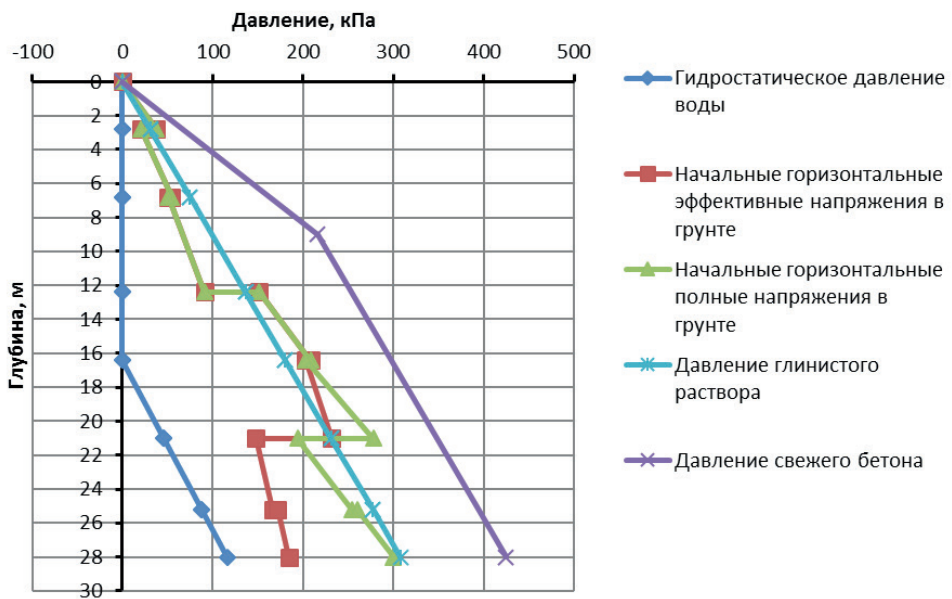


Рис. 13. Сопоставление напряжений в грунтовой массе с давлением на стенки траншеи при устройстве стены в грунте

Сопоставление напряжений, действующих в грунтовом массиве на опытном участке ДРВЦ, с давлением на стенки траншеи при устройстве стены в грунте представлено на рис. 13. Коэффициент бокового давления грунта K_0 принимался при расчете начальных горизонтальных эффективных напряжений по известной формуле (1), предложенной Яку в 1948 г. [7]. Как видно из указанного рисунка, на стадии откопки траншеи начальные полные горизонтальные напряжения в грунтовом массиве по всей высоте стены в грунте, кроме слоя суглинков и супесей (диапазон глубин 12,5-21 м), меньше, чем давление глинистого раствора на стенки траншеи. На стадии бетонирования стены в грунте полные горизонтальные напряжения в грунтовом массиве по всей высоте стены в грунте меньше, чем давление свежего бетона. Таким образом, в соответствии с полученной картиной напряжений грунтовый массив должен двигаться от стены в грунте на всех стадиях ее устройства, за исключением слоя суглинков и супесей на стадии откопки траншеи. Как видно из рис. 11, грунтовый массив в соответствии с результатами численного моделирования ведет себя именно таким образом.

$$K_0 = 1 - \sin \varphi, \quad (2)$$

где K_0 – коэффициент бокового давления;

φ – угол внутреннего трения.

Оценивая абсолютные значения горизонтальных перемещений грунтового массива по результатам численного моделирования, следует учитывать, что характеристики для модели упрочняющегося грунта принимались условно ($E_{50}^{\text{ref}} = E_{\text{оed}}^{\text{ref}} = 0,33E_{\text{ур}}^{\text{ref}}$; $m = 0,5$), так как специальные инженерно-геологические изыскания для их определения на опытном участке и прилегающей к нему территории не выполнялись.

Среди факторов, которые могли повлиять на результаты инклинометрических измерений на опытном участке ДРВЦ, следует отметить длительный интервал времени между откопкой траншеи и ее бетонированием, составивший 7 суток. В течение такого интервала времени вода, просачивающиеся через стенки траншеи, могла повлиять на механические характеристики окружающего массива грунта, что повлекло за собой его движение в направлении к стене в грунте.

На результаты инклинометрических измерений на опытном участке ДРВЦ могло повлиять также то, что низ инклинометрических скважин, который при обработке первичных данных инклинометрии принимался неподвижным, находится всего на 1 м ниже подошвы стены в грунте и, возможно, мог получить в процессе ее устройства горизонтальные перемещения. С учетом небольших значений измеренных горизонтальных перемещений грунтового массива влияние этого фактора может быть довольно существенным.

На небольших глубинах значительное влияние на результаты инклинометрических измерений могли оказать динамические воздействия от тяжелой строительной техники, используемой при строительстве стены в грунте на опытном участке.

На основании полученных опытных данных и выполненного анализа не представляется возможным однозначно установить причины несоответствия результатов мониторинга и численных расчетов. Согласно проведенному в рамках настоящей

работы поиску источников, в мире накоплено очень мало опытных данных по инклинометрическим измерениям при устройстве стены в грунте траншейного типа. Кроме рассматриваемой площадки ДРВЦ, это опытные площадки в Роттердаме [6] и Амстердаме [8]. Вследствие этого, на наш взгляд, необходимо проводить дополнительные опытные исследования изменения напряженно-деформированного состояния грунтового массива при устройстве стены в грунте, в том числе при помощи инклинометрических измерений. Для повышения точности и достоверности инклинометрических измерений рекомендуется проводить инклинометрические измерения до глубины не менее чем на 5 м ниже подошвы стены в грунте.

Выводы

1. Согласно выполненным на опытном участке ДРВЦ инклинометрическим измерениям, максимальные горизонтальные перемещения грунтового массива в результате устройства захватки стены в грунте №60 длиной 7,8 м на расстоянии 1,9 м от ее центральной оси составляют 4 мм после откопки траншеи и 8 мм — после ее бетонирования. Общее направление перемещений грунтового массива — к стене в грунте.

2. Согласно результатам численного моделирования устройства захватки стены в грунте длиной 7,8 м, выполненного в программе PLAXIS 3D, максимальные горизонтальные перемещения грунтового массива на расстоянии 1,9 м от ее центральной оси составляют 4 мм после откопки траншеи и 16 мм — после ее бетонирования. Общее направление перемещений грунтового массива — от стены в грунте. Результаты численного моделирования хорошо отвечают результатам сопоставления начальных полных горизонтальных напряжений в грунтовом массиве с давлением на стенки траншеи глинистого раствора и свежего бетона. Движение грунтового массива в сторону от стены в грунте при ее устройстве также подтверждаются результатами инклинометрических измерений, выполненных на опытной площадке в Роттердаме [6].

3. Результаты численного моделирования, соответствующие окончанию бетонирования захватки №60, существенно отклоняются от данных мониторинга как по общему направлению горизонтальных перемещений грунтового массива, так и по абсолютному значению перемещений. При этом следует отметить, что очертания кривых горизонтальных перемещений грунтового массива по глубине после откопки захватки №60 по результатам численного моделирования и мониторинга в целом схожи. Разница между результатами численного моделирования и мониторинга значительно возрастает после бетонирования захватки №60. На результаты инклинометрических измерений мог оказать влияние длительный интервал времени между откопкой траншеи и ее бетонированием (7 суток). В течение этого интервала времени вода просачивалась через стенки траншеи и могла повлиять на механические характеристики окружающего массива грунта, что повлекло за собой его движение в направлении к стене в грунте. Кроме того, на результаты инклинометрических измерений могло повлиять также то, что низ инклинометрических скважин, который при обработке первичных данных инклинометрии принимался неподвижным, находится всего на 1 м ниже подошвы

стены в грунте и, возможно, мог получить в процессе ее устройства горизонтальные перемещения. На небольших глубинах значительное влияние на результаты инклинометрических измерений могли оказать динамические воздействия от тяжелой строительной техники, используемой при строительстве стены в грунте на опытном участке.

4. Согласно проведенному в рамках настоящей работы поиску источников, в мире накоплено очень мало опытных данных по инклинометрическим измерениям при устройстве стены в грунте траншейного типа. Кроме рассматриваемой площадки ДРВЦ это опытные площадки в Роттердаме [6] и Амстердаме [8]. Вследствие этого, на наш взгляд, необходимо проводить дополнительные опытные исследования изменения напряженно-деформированного состояния грунтового массива при устройстве стены в грунте, в том числе при помощи инклинометрических измерений. Практическое значение исследования изменения напряженно-деформированного состояния грунтового массива при устройстве стены в грунте заключается в расчете технологических осадок существующей застройки и в повышении точности определения усилий, действующих в стене в грунте и элементах распорной системы котлована.

Библиографический список

1. *Petrukhin V.P., Shuljatjev O.A., Mozgacheva O.A.* Effect of geotechnical work on settlement of surrounding buildings at underground construction [Влияние геотехнических работ на осадки окружающей застройки, расположенной рядом с подземным строительством]. / Proceedings of the 13th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Prague, 2003.
2. *Шулятьев О.А., Минаков Д.К.* Технологические осадки при устройстве стены в грунте траншейного типа // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. – 2017. – Т. 8, № 3. – С. 41–50. DOI: 10.15593/2224-9826/2017.3.05.
3. *Мангушев Р.А., Веселов А.А., Конюшков В.В., Сапин Д.А.* Численное моделирование технологической осадки соседних зданий при устройстве траншейной «стены в грунте» // Вестник гражданских инженеров. – 2012. – № 5 (34). – С.87-98.
4. *Шулятьев О.А., Мозгачева О.А., Поспехов В.С.* Освоение подземного пространства городов: Научное издание. – М.: Издательство АСВ, 2017.
5. *Lings M.L., Ng C.W.W., Nash D.F.T.* The lateral pressure of wet concrete in diaphragm wall panels cast under bentonite [Боковое давление свежего бетона в захватках стены в грунте, устраиваемых под бентонитовым раствором]. / Proceedings of the Institution of Civil Engineers — Geotechnical Engineering, 1994. —107:3, pp. 163-172.
6. *Lächler, A., Vermeer, P.A., Wehnert, M.* Assessment of diaphragm wall stability and deformation [Оценка устойчивости и деформаций стены в грунте]. / XIV European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Madrid, 2007, pp. 1055-1060.
7. *Jaky J.* Pressure in silos [Давление в силосах], 2nd ICSMFE, London, 1948. — Vol. 1, pp 103-107.

8. *Wit, de J.C.W.M., Lengkeek, H.J.* Full scale test on environmental impact of diaphragm wall trench installation in Amsterdam — the final results [Полномасштабные испытания влияния устройства стены в грунте траншейного типа в Амстердаме – окончательные результаты]. / International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. Toulouse, 2002.

Авторы:

Олег Александрович ШУЛЯТЬЕВ, канд. техн. наук, заместитель директора НИИОСП им. Н. М. Герсеева АО «НИЦ «Строительство», Москва

Oleg SHULYATYEV, Ph. D. in Engineering, Deputy technical Director of NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: niiosp35@yandex.ru

Денис Константинович МИНАКОВ, старший инженер НИИОСП им. Н. М. Герсеева АО «НИЦ «Строительство», Москва

Denis MINAKOV, senior engineer of NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: sigurdvelsung@mail.ru

К ВОПРОСУ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ГЛУБИНЫ СЖИМАЕМОЙ ТОЛЩИ

ON THE DETERMINATION OF ACTIVE ZONE THICKNESS

О. А. ШУЛЯТЬЕВ, канд. техн. наук

В. В. БАХМИСОВ

При строительстве высотных зданий, возникает необходимость определять глубину сжимаемой толщи до 100 м и более. Существующие способы определения глубины сжимаемой толщи основаны на решении задачи для однородного изотропного нормально уплотненного массива грунта. В данной статье рассмотрено влияние неоднородности, анизотропии, прочности и переуплотнения грунта на определение глубины сжимаемой толщи, а также высоты капиллярного поднятия и наличия капиллярно подвешенной воды.

When erection high-rise buildings, it becomes necessary to determine the depth of the compressible strata by 100 m or more. The existing methods for determining the depth of the compressible layer are based on the solution of the problem for a homogeneous, isotropic soil massif. In this article, the influence of heterogeneity, anisotropy, and strength, as well as preconsolidation pressure, capillary rise height and capillary-suspended water on the determination of the depth of compressible thickness is considered.

Ключевые слова:

Анизотропия, высота капиллярного поднятия, глубина сжимаемой толщи, капиллярно-подвешенная вода, массив грунта, неоднородность, распределение напряжений, переуплотненный грунт, OCR

Key words:

Capillary rise height, capillary-suspended water, depth of compressible thickness, preconsolidation pressure, soil anisotropy, soil orthotropic, stress distribution, OCR

Введение

Глубина сжимаемой толщи имеет важное значение при назначении объемов инженерно-геологических изысканий и выполнении расчетов как численным, так и аналитическим методами. Основным способом определения глубины сжимаемой толщи H_c в соответствии с СП 22.13330 Основания и фундаменты зданий и сооружений [1] является ограничение ее путем сопоставления дополнительных напряжений в скелете

грунта, возникающих в результате приложения нагрузки σ_{zp} с существующими эффективными напряжениями в массиве грунта σ_{zg} в соответствии с условием

$$\sigma_{zp} = k \sigma_{zg}. \quad (1)$$

Коэффициент k принимается, в основном, равным 0,5. Исключение составляют слабые грунты (при $E = 7 \text{ МПа}$), для которых $k = 0,2$.

Основная идея, заложенная в этом способе, заключается в том, что ниже данной глубины значения деформации настолько малы, что можно их не учитывать.

Вместе с тем в некоторых случаях возникает парадоксальная ситуация, когда по расчету требуется увеличивать глубину сжимаемой толщи, а осадка при этом уменьшается. Это возникает в связи с тем, что на осадку оказывает влияние, кроме H_c , модуль деформации грунта, зависящий от напряженного состояния. Это особенно явно проявляется при строительстве на анизотропных, неоднородных, переуплотненных прочных грунтах (см. примеры, рассмотренные далее). Такие грунты характерны для основания высотных зданий, H_c которых может достигать 100 м и более.

При такой большой глубине в некоторых случаях в основании также встречается несколько водоносных горизонтов с водой, находящейся в зоне капиллярной каймы, и капиллярно-подвешенной водой, которые создают дополнительные (к напряжениям от собственного веса грунта) напряжения в скелете грунта.

В статье приводится оценка указанных особенностей грунтов на величину сжимаемой толщи.

1. Определение дополнительных существующих эффективных напряжений в массиве грунта от воды, находящейся в зоне капиллярной каймы, и капиллярно-подвешенной воды

В общем случае в каждой точке массива грунта существующие эффективные напряжения определяются напряжениями от собственного веса грунта σ'_{zgi} ; давлением в поровой воде u_{zi} ; дополнительными напряжениями в скелете грунта от воды, находящейся в зоне капиллярной каймы σ_{zki} , и капиллярно-подвешенной воды σ_{zkpi} :

$$\sigma'_{zgi} = \sigma_{zgi} - u_{zi} + \sigma_{zki} + \sigma_{zkpi}. \quad (2)$$

Оценим влияние каждого из этих факторов.

Капиллярно-подвешенная — это дополнительная вода в ограниченной зоне, которая находится в грунте выше уровня подпертых вод (УПВ). Она увеличивает вес грунта в этой зоне, следовательно, повышает и эффективные напряжения, совпадающие с полными.

Дополнительные напряжения в скелете грунта от воды, находящейся в зоне **капиллярной каймы** σ_{zki} , могут быть определены по формуле

$$\sigma_{zki} = h_c \gamma_w e \Delta G \quad (3)$$

где h_c — высота капиллярного поднятия;

e и ΔG — соответственно коэффициент пористости и разность в степенях влажности грунта, находящегося в зоне капиллярной каймы, и грунта, расположенного выше капиллярной каймы.

В грунтах высота капиллярного поднятия h_c зависит от их минерального и химического составов, структурно-текстурных особенностей, состава и свойств поровой жидкости. Влияние химико-минерального состава проявляется через угол смачивания, который зависит от смачиваемости минерала жидкостью. У гидрофильных минералов $\theta \rightarrow 0$, у гидрофобных $\theta \rightarrow 90^\circ$. Гидрофильные плёнки на поверхности частиц увеличивают величину капиллярного поднятия, гидрофобные снижают её.

Величина **высоты капиллярного поднятия** h_c определяется зависимостью

$$h_c = 2\sigma \cos\theta / r \rho_w g = P_{\text{кап}} / \rho_w g, \quad (4)$$

где σ – поверхностное натяжение жидкости;

θ – угол смачивания;

r – радиус капилляра;

ρ_w – плотность воды;

g – ускорение свободного падения.

В табл. 1 и 2 представлена высота капиллярного поднятия соответственно для грунтов, имеющих разные текстурно-структурные особенности [2], а также результаты расчета σ_{zk} , выполненного по формуле (4) с учетом $\Delta G = 0,5$.

Таблица 1

**Высота капиллярного поднятия в однородных несвязных грунтах
(по А. Агтенбергу)**

Грунт	Размер частиц, слагающих грунт, мм	e	Высота капиллярного поднятия, см	σ_{zk} , кПа
Гравий мелкий	5-2	0,5	2,5	0,06
Песок:				
грубозернистый	2-1	0,5	6,5	0,16
крупнозернистый	1-0,5	0,5	13,1	0,33
среднезернистый	0,5-0,2	0,55	26,1	0,65
мелкозернистый	0,2-0,1	0,6	42,8	1,29
тонкозернистый	0,1-0,05	0,6	105,5	3,15

Таблица 2

Высота капиллярного поднятия суглинков и глин (по Ф.П. Саваренскому)

Грунт	Высота капиллярного поднятия, см	e	Число дней	σ_{zk} , кПа
Суглинок	160,6	0,65	85	5,2
Суглинок лёгкий	196,0	0,65	207	6,3
Глина	90,7	0,85	25	3,9
То же	99,5	0,85	25	4,3
«	125,0	0,85	114	5,3
«	153,5	0,85	207	6,5

В Терминологическом словаре-справочнике по инженерной геологии [2] приводятся данные о том, что в глинах высота капиллярного поднятия достигает 8 м и даже больше, в суглинках – 4 м, в супесях – 1,5 м, в песках мелкозернистых – 1 м, в среднезернистых – 0,4 м. Приведенные данные для глин представляются несколько завышенными. Вероятно, они вычислены по формуле (4). Более реальные значения для них соответствуют данным, приведенным в справочнике по водопонижению [3], и равны 5м. В этом случае σ_{zk} может достигать для глин 20 кПа, суглинков – 13к Па, супесей 5 кПа. За счёт разности капиллярного давления в разных точках слоя грунта капиллярная влага может перемещаться в любом направлении, образуя, в частности, зону **капиллярно-подвешенной воды**. Толщина такой зоны равна разности высот капиллярного поднятия в контактирующих грунтах разной дисперсности. Наиболее часто зона капиллярно-подвешенной влаги образуется в зоне аэрации над уровнем грунтовых вод. Такая вода учитывается в расчете в составе удельного веса грунта γ_i .

2. Влияния механической анизотропии, неоднородности, переуплотнения, а также прочности грунта на напряжения в скелете грунта, возникающие в результате приложения нагрузки σ_z

Механическая анизотропия грунта

В силу своего генезиса осадочным породам присуща механическая анизотропия, вызванная накоплением осадка в разные периоды времени года. Разница в механических характеристиках грунта во взаимно перпендикулярных направлениях (в вертикальном и горизонтальном) может достигать 2 раз и более. Наличие тонких прослоек из более прочного грунта создаёт некоторое армирование, что перераспределяет напряжения в грунте и тем самым снижает (в случае горизонтальной слоистости) глубину сжимаемой толщи и общую величину осадки фундамента, повышает его несущую способность.

Наличие анизотропии сказывается на распределении усилий в основании фундаментов. Если коэффициент анизотропии грунта $n_a < 1$, происходит рассеивание напряжений по глубине, а следовательно, и уменьшение глубины сжимаемой толщи и осадки фундамента. При $n_a > 1$, наоборот, происходит концентрация напряжений по вертикальной оси, увеличение глубины сжимаемой толщи и осадки фундамента.

Для учёта механической анизотропии грунта в формулу Буссинеска вводится коэффициент концентрации Ψ (модель Иванова – Гриффитса – Фрелиха) [4-6]:

$$\sigma_z = \frac{\Psi N \cos^{\Psi} Q}{2\pi R^2} \quad (5)$$

Значения коэффициента концентрации Ψ в зависимости от коэффициента анизотропии n_a представлены на рис. 1. При $n_a = 1$ значение $\Psi = 3$ (для однородных и изотропных упругих сред). При этом σ_z совпадает с решением Буссинеска.

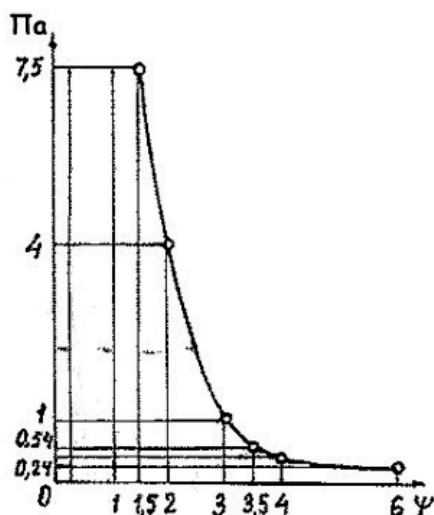


Рис. 1. Зависимость коэффициента концентрации Ψ от коэффициента анизотропии n_a

При коэффициенте анизотропии $n_a = 3$ (среднее значение для описанных выше воскресенских и вендских глин) значение $\Psi = 2,5$, вертикальные напряжения уменьшаются на 17% и, соответственно, уменьшается глубина сжимаемой толщи и осадка фундамента.

Указанный эффект происходит в результате перераспределения напряжений на большую площадь, вследствие чего уменьшаются вертикальные напряжения и возрастают горизонтальные.

Неоднородность грунта

Для учета **неоднородности грунта** в формуле (5) значение Ψ будет меняться в зависимости от изменения модуля деформации E по глубине от 1,5 до 6 [5]. Для модуля деформации, равномерно возрастающего с глубиной, что согласуется с физическим смыслом (E линейно зависит от изменения горизонтальных напряжений, которые, в свою очередь, линейно возрастают с глубиной) и результатами экспериментальных исследований, в частности, при исследовании вендских глин при строительстве башни Лахта – Центра [7], в формуле (5) $\Psi = 4$ [6]. Это приведет к увеличению вертикальных напряжений на 30% и, соответственно, глубины сжимаемой толщи.

Начальное напряженное состояние

К эффекту увеличения вертикальных напряжений приводит и учет **начального напряженного состояния** переуплотненных грунтов. На рис. 2 приведен пример расчета глубины сжимаемой толщи, выполненного по формуле (1) при $k = 0,5$ на основании численного расчета при разных значениях коэффициента переуплотнения грунта OCR и разных давлениях фундамента на массив грунта. Грунт основания –

полутвердый суглинок. Анализ результатов расчета показал, что основное увеличение глубины сжимаемой толщи происходит при изменении OCR с 1 до 5 и составляет около 20%.

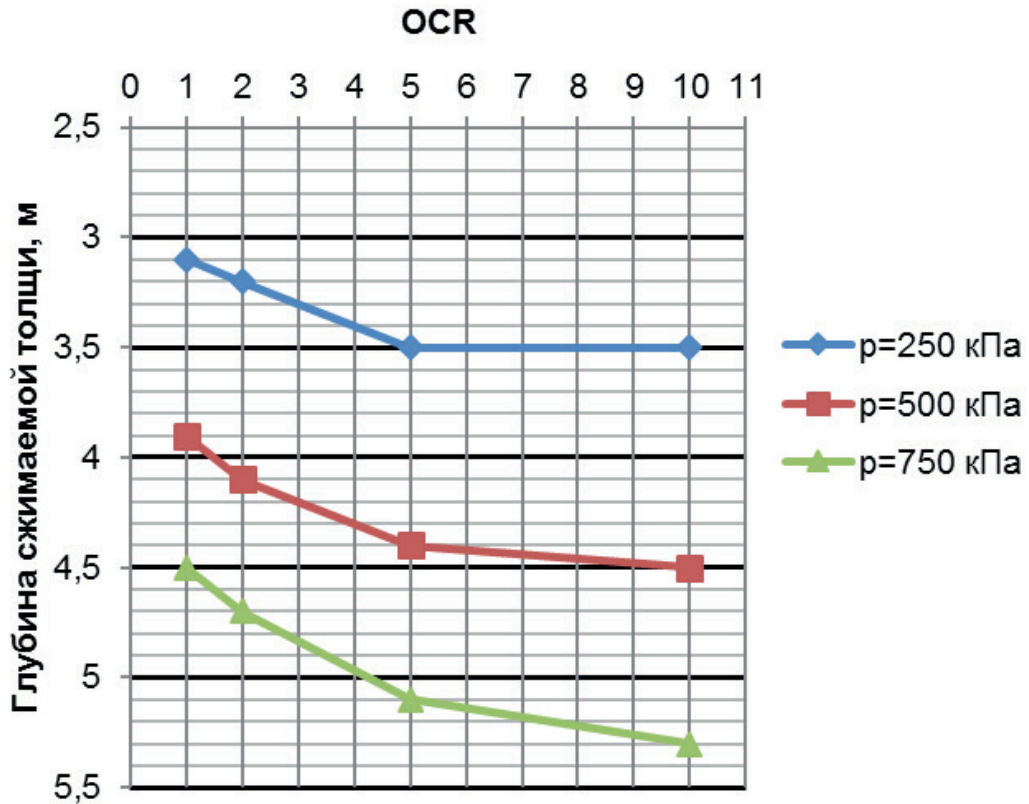


Рис. 2. Зависимость глубины сжимаемой толщи от OCR при разной нагрузке на фундамент

Здесь следует отметить, что наряду с увеличением вертикальных напряжений возрастают и горизонтальные, а имея в виду тот факт, что на модуль деформации существенное влияние оказывают горизонтальные напряжения, при расчете осадки фундамента необходимо учитывать оба эти фактора: изменение глубины сжимаемой толщи и изменение модуля деформации. В рассмотренном выше примере осадки фундамента при увеличении OCR, несмотря на увеличение глубины сжимаемой толщи, уменьшились.

Другим примером строительства на переуплотненных грунтах является Башня «Лахта – Центр» [7]. На рис. 3 представлена зависимость вертикальных перемещений грунта, рассчитанных при разных значениях коэффициента переуплотнения (OCR) вендских глин.

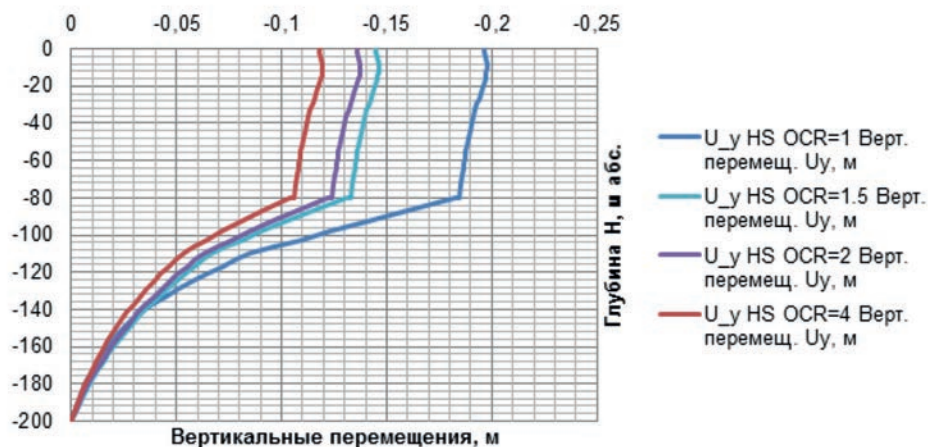


Рис. 3. Вертикальные перемещения массива грунта при разных значениях OCR

Нетрудно заметить, что при увеличении OCR осадка грунта уменьшается (рис. 3 и 4). Наибольшее уменьшение наблюдается при изменении OCR с 1 до 1,5, где осадка уменьшилась с 20 до 15 см (на 25%). Дальнейшее увеличение OCR с 1,5 до 4 привело к уменьшению осадки с 15 до 12 см (15%).

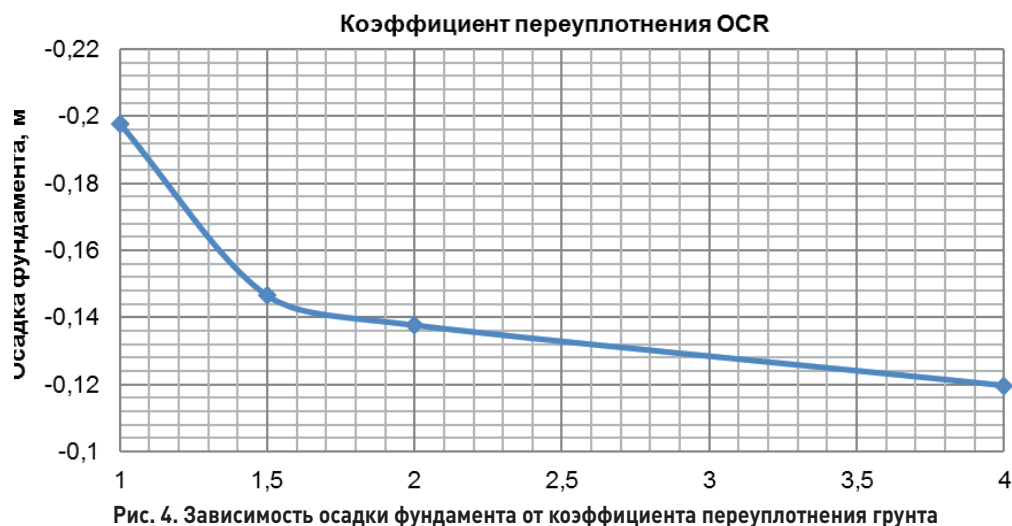


Рис. 4. Зависимость осадки фундамента от коэффициента переуплотнения грунта

Здесь уместно отметить, что в настоящее время у геотехников в России, в том числе и НИИОСП, нет единого мнения о достоверности значений параметров переуплотнения, полученных в результате лабораторных исследований, и о правомерности методики учета их в расчетах оснований. Проектировщик должен самостоятельно принимать решение о необходимости их учета при расчетах и их влияния на напряженное состояние массива грунта и глубину сжимаемой толщи.

Прочность грунта

Формула (5), являющаяся разновидностью задачи Буссинеска, основана на теории упругости. Отсутствие смешанной задачи решения теории упругости и предельного равновесия может привести к недостаточно хорошему описанию действительного напряженного состояния основания при нагрузках, близких к предельным, так как для разных по **прочности грунтов**, решая задачу по теории упругости, мы получим одинаковое напряженное.

Это наглядно демонстрирует упрощенный способ определения напряжений в массиве грунта, описанный В.А. Флориным [8]. Указанный способ разработан инженером, А. Шейдингом. Согласно этому способу принимается, что напряжения распространяются в массиве грунта под углом α к вертикали от края фундамента наружу по аналогии с продавливанием бетона. Угол α зависит от прочностных характеристик грунта. Так, для плотных глин малой влажности он составляет $45 - 60^\circ$, для илов слабых глинистых грунтов – 30° . Чем больше угол α , тем больше нижняя сторона пирамиды продавливания, т.е. напряжения распространяются на большую площадь и тем самым снижаются вертикальные напряжения. Другими словами, увеличение прочности грунтов приводит к снижению напряжений по высоте массива грунта и, как следствие, к снижению глубины сжимаемой толщи.

Заключение

Проведенный в статье анализ показывает важность учета при определении H_c неоднородности, анизотропии, прочности и коэффициента переуплотнения грунта. При этом в некоторых случаях возникает парадокс: при увеличении глубины сжимаемой толщи осадка уменьшается по сравнению с расчетом без учета рассмотренных факторов. Он заключается в критерии определения H_c . В данном случае более важным, особенно при проектировании фундаментов высотных зданий, является возможность перейти на критерий ограничения H_c не по напряжениям, а по значению деформации, которой можно пренебречь. Значение предельной деформации должно зависеть от категории ответственности здания и от чувствительности его к общим и связанными с ними неравномерными осадкам.

Представляет интерес также переход при численном расчете на модель упрочняющегося грунта при малых деформациях HS small (hardening soil small stress), в которой применяется дополнительная гиперболическая зависимость между напряжениями и деформациями при малых относительных деформациях, разработанная Т. Benza под руководством Р. Vermeera [9] и позволяющая не выполнять искусственное ограничение H_c . Вместе с тем здесь следует отметить, что методика и способы определения параметров данной модели грунта требуют дополнительных исследований [10, 11].

В статье сделана попытка оценить влияние некоторых факторов на глубину сжимаемой толщи. В ней отнюдь не предлагается заменить существующие нормативные документы. Цель ее — обратить внимание проектировщиков на эти факторы. В дальнейшем при выполнении расчетов и проектировании проектировщик должен

самостоятельно принимать решение о необходимости учета того или иного фактора и выбрать способ такого учета при необходимости.

Выводы

1. В результате учета неоднородности грунта в виде изменяющегося модуля общей деформации по глубине значения вертикальных напряжений, а следовательно, и глубина сжимающей толщи могут быть увеличены до 30%.

2. Учет анизотропии грунта снижает величину сжимаемой толщи, так, при коэффициенте анизотропии $n_a = 3$ – на 17%, при $n_a = 4$ – на 30%.

3. При строительстве на переуплотненных грунтах происходит увеличение глубины сжимаемой толщи. В рассмотренном примере при строительстве на переуплотненных тугопластичных суглинках с $OCR = 5$ происходит увеличение глубины сжимаемой толщи на 20%. При этом за счет возрастания горизонтальных напряжений происходит снижение осадки фундамента.

Библиографический список

1. СП 22.13330.2011 Основания и фундаменты зданий и сооружений.
2. Пашкин Е. М., Каган А. А., Кривоногова Н. Ф. Терминологический словарь-справочник по инженерной геологии. – М.: Издательство «КДУ», 2011.
3. Емельянов А.В. и др. Водопонижение в строительстве. — М.: Стройиздат, 1971.
4. Кушнер С.Г. Расчет деформаций оснований зданий и сооружений. — Запорожье.: Издательско-полиграфич. объединение «Запорожье», 2008.
5. Гольштейн М.Н., Царьков А.А., Черкасов И.И. Механика грунтов, основания и фундаменты. — М.: Транспорт, 1981.
6. Фрелих О.К. Распределение давления в грунте. — М.: Из-во Наркомхоза РСФСР, 1938.
7. Шулятьев О.А. Основания и фундаменты высотных зданий. — М.: Издательство АСВ, 2016.
8. Флорин В.А. Основы механики грунтов. Том 1. — Л.: Гос. изд-во по строительству, архитектуре и строительным материалам, 1959.
9. Benz T. Small strain stiffness of soils and its numerical consequences. Ph.D. thesis. — Stuttgart: Universitat Stuttgart, 2007.
10. Вознесенский Е.А., Никитин М.С., Сенцова Е.А. Методические вопросы определения параметров моделей, учитывающих повышение жесткости грунтов при малых деформациях // Геотехника. 2016. — №2. — С. 4-16.
11. Шулятьев О.А., Мозгачёва О.А., Поспехов В.С. Освоение подземного пространства городов: Научное издание. — М.: Издательство АСВ, 2017.

Авторы:

Олег Александрович ШУЛЯТЬЕВ, канд. техн. наук, заместитель директора НИИОСП им. Н. М. Герсевича АО «НИЦ «Строительство», Москва

Oleg SHULYATYEV, Ph.D. in Engineering, Deputy director of NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: niiosp35@yandex.ru

Виктор Васильевич БАХМИСОВ, инженер НИИОСП им. Н.М. Герсевича АО «НИЦ «Строительство», Москва

Viktor BAKHMISOV, Engineer of NIIOSP named after N. M. Gersevanov JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: bahmisov7@live.com

ФИЛОСОФИЯ НАУКИ

PHILOSOPHY OF SCIENCE

Н. А. МИНКИНА, д-р филос. наук, проф.

Э. А. ЛЕОНОВА, доц.

Статья является вводной к курсу «История и философия науки». Авторы на основе анализа философии и науки показывают их взаимосвязь и различие, предлагают принципы анализа науки и других форм ценностного сознания, в частности науки и философии. Предлагаемые принципы проясняют мысль авторов о том, что философия является не наукой в строгом смысле слова, а мировоззрением, т.е. теоретически обоснованной системой взглядов на мир в целом и место человека в нем. Авторы показывают специфику философского мировоззрения по сравнению с другими типами и формами мировоззрений, дают развернутый анализ видов знания (научное знание, обыденное знание, вненаучное знание и др.). В заключение авторы формулируют предмет философии науки, этапы ее развития и методы изучения.

The article is an introduction to the course of "History and Philosophy of Science". The authors on the basis of the philosophy and science analysis show their interconnection and difference, suggest principles for the scientific analysis and other forms of value consciousness, in particular science and philosophy. The proposed principles clarify the idea of authors that philosophy is not a science in the strict sense of the word, but a worldview, i.e., theoretically justified system of views on the world as a whole and the place of man in it. The authors show the specifics of the philosophical worldview in comparison with other types and forms of worldviews. The authors give a detailed analysis of knowledge types (scientific knowledge, everyday knowledge, extra-scientific knowledge, etc.). In conclusion, the authors lay down the subject of the philosophy of science, the stages of its development and methods of study.

Ключевые слова:

История и философия науки, мировоззрение, наука, философия

Key words:

History and philosophy of science, philosophy, science, worldview

Для того чтобы выяснить, что предполагает философский анализ науки, надо определить, во-первых, предмет философии, в чем ее сущность и специфика и, во-вторых, что представляет собой наука как целостное социальное образование. Философия – это мировоззрение, т.е. воззрение на мир. Следовательно, *предметом философии является мир в целом*. Анализ возникновения и развития человеческого знания позволяет сделать следующий вывод: в древности сфера знания носила нерасчлененный характер. Первые философы были первыми учеными. Им принадлежат открытия в области геометрии,

астрономии и др. Философия представляла собой сферу знания о мире в целом, и она была единственной формой знания. Отделение конкретных наук начинается уже в III в. до н.э. В настоящее время насчитывается более 2000 отраслей знания, по которым готовят специалистов. Таким образом, с развитием наук сфера философии сокращалась.

Естественно возникает вопрос: а что станет с философией, когда конкретные науки поделят между собой все сферы знания? Но целое — это не простая сумма частей. Соотношение между целым и частями носит сложный диалектический характер. Для примера рассмотрим самый простой случай соотношения целого и части — целое как механизм. Возьмите любой механизм и разберите его на составные части, а затем изучите каждую часть в отдельности. Вы поймете, почему работает этот механизм? Ответ очевиден. Уже простой механизм — это организованное целое, качественно другое по сравнению с суммой частей, составляющих это целое. А если мы рассмотрим целое как живой организм, а если еще и социальный организм, т.е. общество? Поймете ли вы, изучив отдельных людей со всеми их желаниями и стремлениями, интересами, почему общество развивается, переходя от одного этапа своего развития к другому? Если история есть история людей, преследующих свои собственные интересы, то можно ли рассчитать сумму этих интересов? Пушкинскому Сальери этого не удалось. «Музыку я разъял, как труп. Поверил я алгеброй гармонию». Попытки его оказались тщетны. Сущее не делится на разум без остатка. Душа оказывается в остатке.

Предметом же философии является мир в целом — и природа, и общество, и сам человек. Сумма знаний конкретных наук о природе, обществе и человеке не даст представления о мире в целом, о том, что такое мир, какова его первооснова и, главное, каково место человека в нем. И это такие проблемы, решать которые не может, да и не должна ни одна конкретная наука. Таким образом, объективно, независимо от воли и желаний ученых или философов, существует потребность в знании о мире в целом, о его первооснове, о месте человека в нем. Следовательно, предметом философии является мир как целое. *Философия представляет собой теоретически обоснованную систему взглядов на мир в целом и место человека в нем.*

В этом определении есть две части. Первая — система взглядов на мир в целом. Эти знания объективны по своему содержанию, с развитием общества они уточняются, развиваются, происходит приращение знаний, возникают новые науки. Но знание всегда ориентировано на истину. Другое дело — вторая часть этого определения, а именно, место человека в мире. Одно дело место человека в античном обществе — раб ли он или гражданин свободного полиса, крепостной ли он крестьянин в России или носит гордое имя дворянина, живет ли он в США или в России. Философия представляет собой единство знания и отношения, единство познавательного и эмоционально-ценностного отношения к миру.

И сразу становится ясно, что философия — это не наука в строгом смысле этого слова. В ней наряду со знанием присутствует и отношение. Как известно, ни один из законов механики или термодинамики не требует эмоционального отношения к себе. Такое единство знания и отношения называется мировоззрением. Философия и является одной из форм мировоззрения, концепцией мира. Поскольку мы пришли к выводу, что

философия не является наукой, а одним из типов мировоззрения, то необходимо несколько слов сказать о связи науки и философии. Предметом изучения философии и науки является мир. Но науку интересует истина, и эта истина одна. Закон всемирного тяготения действует всегда, на всех этапах развития общества. Философия же бывает разная. Она может быть материалистическая и идеалистическая, философия античного рабовладельческого общества коренным образом отличается от философии Средневековья, которая, в свою очередь, существенно отличается от философии Нового времени. Сегодня существует множество философских школ и направлений, в которых находят отражение современные представления о картине мира, о месте человека в мире, его отношении к нему.

Наука возникла в ответ на потребность в знании, философия же предлагает некоторое знание о мире, концепцию мира, но всегда объясняет мир с позиций интереса человека, а точнее, той или иной социальной группы. В философии всегда присутствует наряду со знанием отношение к миру. Круг проблем, которыми занимается философия, многообразен, это проблема жизни и смерти, смысл жизни, природа человека и его сознания и многие другие. Но основная проблема, которая интересовала философов всегда и не менее интересует сегодня, это проблема первоосновы мира, т.е. чем обусловлена взаимосвязь и взаимозависимость различных явлений, что лежит в их основе — некое организованное начало (бог, какая-то космическая идея и т.п.) или причину надо искать в самом мире. В этом сущность **основного вопроса философии**.

Основной вопрос философии имеет две стороны, он решается по двум основаниям. *Во-первых*, когда мы хотим понять, в чем сущность мира. Либо мир материален в своей сущности, а сознание возникает лишь на определенном этапе развития материи, либо в основе мира лежит некая идея, от которой зависят и сама материя, и все существенные и несущественные связи и отношения. Здесь сложились два основных направления — материализм и идеализм. Материализм существовал в различных формах, начиная с материалистов Древней Греции (Фалес, Анаксимандр, Анаксимен, Гераклит, Демокрит и др.), затем французский и английский материализм, или механистический материализм (Вольтер, Гельвеций, Дидро, Гольбах, Локк, Гоббс и др.), диалектический и исторический материализм (Маркс, Энгельс и др.), и современный материализм. Идеализм также существовал и существует в самых различных формах. Прежде всего это объективный идеализм. С точки зрения объективного идеализма мир не зависит от сознания человека, но само его существование зависит от какой-либо идеи (мировая душа Платона, абсолютная идея Гегеля). Другое направление идеализма называют субъективный идеализм. Суть его заключается в обосновании идеи о том, что мир таков, каким его воспринимает человек. К сторонникам субъективного идеализма относят Юма, Канта, Беркли.

Во-вторых, когда мы хотим понять, являются ли наши представления о мире адекватными самому этому миру, постигаем ли мы сущность вещей или лишь то, что лежит на их поверхности. Другими словами, вторая сторона основного вопроса философии — это вопрос о познаваемости мира. При решении второй стороны основного вопроса философии философы также разделились на два направления: одни считают, что мир познаваем в своей сущности, другие утверждают, что мы никогда не можем иметь адекватного

знания о мире. Основной вопрос философии является специфически философским, и ни одна наука не занимается его решением. Однако решением основного вопроса философии содержание философии не исчерпывается. Круг философских вопросов настолько широк, что только их перечень займет достаточно большое пространство. Непосредственно с основным вопросом философии связано понимание субстанции. Субстанция — это первооснова мира. В переводе с латинского *substantia* означает сущность, первооснова всего существующего. Признание одной субстанции называется монизм. Монизм может быть как материалистическим, так и идеалистическим. В идеалистическом монизме в качестве субстанции может выступать бог, мировой разум, абсолютная идея. Материалистический монизм в качестве субстанции признает первовещество, материю. Признание двух, независимых друг от друга субстанций называется дуализм. Примером дуалистической концепции мира является философия Декарта, который признавал две, не зависящие друг от друга субстанции — материальную, обладающую протяженностью, и духовную, обладающую мыслительной способностью.

Философия как мировоззрение имеет свою структуру и выполняет определенные функции. Прежде всего, что такое структура? Структура — это внутренне расчлененная целостность, закономерный порядок связи элементов в составе целого. Можно и нужно говорить о структуре атома, какого-либо механизма, общества и мира в целом. Другими словами, дать структуру означает выделить основные элементы и показать связь между ними.

Если говорить о структуре философии, то она включает в себя три основных элемента: **онтология, гносеология и аксиология**. Когда мы хотим понять, что такое мир, материален или идеален он в своей сущности, что такое материя и какова природа сознания, этот раздел философии называется онтология. Онтология — это учение о бытии, о сущности мира. В переводе с греческого *ontos* означает сущее, *logos* — учение. По существу, в этом разделе мы раскрываем первую сторону основного вопроса философии. Когда мы говорим о границах и возможностях нашего познания, об истине и путях ее достижения, то речь идет о гносеологии. *Gnosis* в переводе с греческого означает знание, *logos* — учение. Гносеология — это теория познания. Аксиология (от греч. *axio* — ценность) — раздел философии, исследующий природу нравственности, религии, политической, правовой и т.п. сфер жизни общества. В этом разделе изучаются такие вопросы как добро и зло, рассматриваются основные религиозные направления и делается попытка ответить на вопрос о том, какова природа религии и почему с развитием общества она меняет свои формы. Смысл жизни и смысл истории, проблема эстетического и многие другие вопросы, связанные с человеком и его ценностями, ставились всегда, делается попытка решить их и сейчас. Поиски ответов на эти философские вопросы и есть аксиологическая проблематика.

Такова в самом общем виде структура философского знания. Любое социальное образование, возникнув и существуя в обществе, выполняет определенные функции. Исходя из предложенной структуры, мы и попытаемся определить роль философии в жизни человека и общества, т.е. ее функции.

Мировоззренческая функция. Эту функцию философия выполняет, если она опирается на данные конкретных наук. Наибольшую нагрузку в смене картины мира

несут естественные науки, и прежде всего — физика. Так, материализм XVII-XVIII веков опирался на законы механики. Отсюда и название — механистический материализм. Это был период, когда наибольшее развитие получила механика, которая рассматривала инерциальное движение макротел. Философия, отталкиваясь от законов механики, рассматривала общество, мир как большой механизм. Более того, французский философ Ламетри пишет книгу «Человек — машина». Таким образом, наличное состояние науки определяло и картину мира, и понимание самого человека.

На рубеже XIX и XX веков началась ломка старых устоявшихся истин. Процесс этот был мучительный, кипели страсти среди физиков, философов. Говорили о кризисе в физике. Рушилась логичная, строгая картина мира. По этому поводу ходила шутка:

«Был этот мир глубокой тьмой окутан,
Да будет свет! и вот явился Ньютон.
Но сатана недолго ждал реванша.
Пришел Эйнштейн — и стало всё как раньше».

До этого периода материя отождествлялась с веществом, которое имеет два атрибута, то есть неотъемлемых свойства.

1. Мельчайшая *неделимая* частица вещества называется атомом.
2. Вещество имеет *массу*.

Первое обстоятельство, потребовавшее пересмотра подхода к определению материи: в 1896 году французский физик Беккерель случайно оставил урановую руду на фотопластинке. Через некоторое время фотопластинка почернела. Следовательно, уран испускает лучи, невидимые простым глазом. Так была открыта радиоактивность (распад атомов, сопровождающийся излучением — выделением внутриатомной энергии).

Итак, атом не является неделимым. Но ведь из атомов состоят все материальные тела. Это означает, что атом состоит из более мелких частиц. Был открыт электрон, который, по утверждению физиков, так же неисчерпаем, как и атом. Но наука пошла еще дальше. Оказалось, что электрон в соединении с позитроном образует фотон, который не обладает массой покоя. В физике это явление называется аннигиляция пар. Следовательно, была масса (и электрон, и позитрон имеют массу), а потом эта суммарная масса исчезла.

Таким образом, до открытия электрона, электромагнитного поля материя фактически отождествлялась с веществом. С открытием делимости атома и исчезновением массы как определяющих свойств вещества некоторые физики и философы пришли к заключению, что материя исчезла. А что значит исчезла материя? Как быть в таком случае с законами сохранения вещества, массы, энергии? И если материя исчезла, то логично предположить, что ее когда-то и не было. Следовательно, мир мог возникнуть из Мировой души Платона или Абсолютной идеи Гегеля? Как видим, философское понимание мира непосредственно связано с наличным уровнем научного знания.

Второе обстоятельство. Отсутствие так называемой наглядности уравнений Максвелла, их, на первый взгляд, сугубо математический характер. Известно, что многие физики болезненно переживали утерю этой наглядности. Так, физик Лоренс писал, что он ничего не понял в уравнениях Максвелла. Он, конечно, понял сами уравнения, но ему было не ясно, какие *процессы* они описывают. В механике легко можно представить,

как движется любое макротело. В отличие от тех процессов, которые описывает механика, их нельзя представить наглядно. Г. Герц сформулировал свой афоризм: «Теория Максвелла — это уравнения Максвелла». Но известно, что любая теория описывает реальные, объективные процессы. Если нет теории, то нет и реальных процессов.

На основании этих открытий был сделан вывод, что материя исчезла. На самом деле было покончено с представлением о материи как о веществе. Философское осмысление этих открытий в области физики и математического обеспечения физических процессов привело к выводу о том, что материя не только вещество. Это и электромагнитное поле, и свет и т.п. Конец классической науки и переход к новому ее этапу — неклассической науке — привел к возникновению множества направлений в рамках философии. Это махизм, эмпириокритицизм, позитивизм, а затем — и неопозитивизм.

Методологическая функция. Методология — это совокупность методов и способов познания и объяснения мира. Причем речь идет о таких методах и способах познания мира, которые носят всеобщий характер. Есть методы, которые используются только одной наукой. Эти методы называются *частнонаучными*. Существуют методы, которые используются определенной группой наук. Это *общенаучные методы*. Философия же имеет дело со *всеобщими* методами, которыми пользуются практически все науки. Философия имеет дело со *всеобщими* методами познания, которые позволяют раскрыть всеобщие законы движения и развития. И в этом смысле, в какой бы области науки ни работал ученый, он отталкивается от той или иной философии, которая выполняет общую методологическую функцию для всего научного познания.

Аксиологическая функция. Уже на уровне здравого смысла понятно, что само по себе знание, взятое вне интересов человека, недостаточно. Оно приобретает смысл лишь в сочетании с ценностями человеческой жизни. Знания могут использоваться в созидательных целях, быть наполнены гуманистическим идеалом. Но эти же знания могут носить разрушительный характер. Добро и знание не являются индифферентными, безразличными по отношению друг к другу. Перед специалистом в любой сфере человеческой деятельности стоит проблема ответственности. Притом не только профессиональной ответственности за результаты своей деятельности, но и нравственной, экологической ответственности. Какой ценой внедряются научные открытия, не ставят ли они человека в ситуацию риска для его здоровья и жизни? Проблема экономической эффективности и нравственного выбора для достижения цели, безграничные познавательные возможности человека, сила его разума и неготовность общества использовать интеллектуальные достижения общества при решении задач, связанных, к примеру, с эвтаназией и клонированием, — все это философские вопросы и проблемы. Религия и наука. Можно ли связать, и если можно, то как, занятия наукой с верой в сверхъестественное? Искусство, его сущность и познавательные возможности, влияние на интуицию и воображение. Мир и человек в нем, смысл его жизни, стремление к бессмертию и конечность его существования. Занятия бизнесом и деловой этикет. И это философские вопросы. Они требуют ответа, хотя человек чаще закрыт, чем открыт.

Второй вопрос, который мы должны выяснить: что такое наука как социальный феномен, как целостное социальное явление? **Наука — это сфера человеческой деятель-**

ности, функцией которой является накопление и систематизация знаний о мире. Науку можно рассматривать в трех основных аспектах: а) деятельность по получению нового знания о мире; б) сумма полученных знаний, из которых складывается научная картина мира; в) наука как социальный феномен.

Первый принцип требует выявить *предмет* философии и предмет науки. Наука имеет своим предметом мир в целом. И природу, и общество, и самого человека изучает множество наук. Но, как мы выяснили, и предметом философии является мир в целом. Особенность науки заключается в том, что она фиксирует существенное, необходимое, повторяющееся, т.е. закономерное в объективной реальности. Философия тоже имеет дело с законами. Кроме того, и это существенно для философии, в ее предмет входят мораль, религия, любовь, ненависть, смысл жизни, страх смерти и т.п. Все, что связано с человеком, и элиминировать его из предмета философии нельзя. А здесь наука не может дать ответы на вопросы, которые являются для человека смысложизненными. Научные законы объективны по своему содержанию. Они не требуют эмоционального отношения к себе, не могут нравиться или не нравиться, поскольку не затрагивают интерес человека. Мы в своей деятельности должны лишь считаться с законами природы, согласуя свою деятельность с требованиями законов. Если бы геометрия, остроумно заметил Лейбниц, так же противоречила нашим страстям и нашим интересам, как и нравственность, то мы бы так же спорили против нее и нарушали ее вопреки всем доказательствам Евклида и Архимеда, которые мы называли бы тогда бреднями и считали бы полными ошибок.

Второй принцип анализа требует выяснения *способа отражения* мира, то есть формы, в которой представлен объективный мир в науке и в философии, способ их существования. Наука отражает этот мир в понятиях, законах, категориях. На определенной стадии получения знания в науке возникают гипотезы, которые могут отбрасываться, корректироваться и, наконец, возникает теория – логически непротиворечивая система идей. В построении теории какой-либо науки решающее значение приобретает небольшое число основополагающих исходных идей – принципов, которые разворачиваются, конкретизируются во множестве частных идей.

Третий принцип требует определения *функций философии и науки*. О функциях философии, ее роли в жизни общества мы говорили выше. Каковы функции науки? Во-первых, наука обслуживает общество знаниями. Она занимается производством знания о мире, сохранением и приумножением информации. Во-вторых, достижения науки внедряются в производство, и в этом смысле наука становится непосредственной производительной силой. В-третьих, наука вообще, общественные науки, в частности, могут ускорять темпы общественного развития. При этом деятельность людей может совпадать с требованиями законов, и тогда темпы общественного развития возрастают, а может противоречить требованиям законов, и тогда общество находится в стагнации. В-четвертых, наука оказывает самое непосредственное воздействие на образовательный процесс.

Четвертый принцип анализа любого социального феномена, в том числе науки, требует рассмотрения науки в ее генезисе, становлении и развитии. А для этого необходимо выяснить, в ответ на *какую социальную потребность возникла наука*, как она развивалась в рамках определенного социокультурного контекста. Появление науки обуслов-

лено потребностями общественно-исторической практики. Дело в том, что практическая деятельность человека нуждалась в знании. Человек строил, и ему нужны были знания о свойствах строительных материалов, он должен был знать, как лечить то или иное заболевание, какие металлы и в каких целях можно использовать. В результате человек накопил знания, полученные опытным путем. Это эмпирические знания, полученные методом проб и ошибок. Это знания, которые констатируют факты, но не объясняют их.

На определенном этапе, и прежде всего с развитием материального производства, этих знаний становится недостаточно. Возникает потребность в выделении особой группы людей, которая занималась бы не только сохранением, но и приумножением знания, такой группы людей, которая не была бы занята производством материальных благ. Возможность эта появилась тогда, когда общество стало производить продукт в таком количестве, чтобы прокормить тех, кто не был занят в сфере материального производства.

Таким образом, наука возникает из потребностей практики. А осуществление этой потребности стало возможным, когда был накоплен достаточный эмпирический материал, нуждающийся в обобщении и позволяющий вывести определенные закономерности. Кроме того, потребность в науке могла реализоваться лишь на определенном этапе развития общества с отделением умственного труда от физического.

В заключение этого вопроса попробуем конкретизировать специфику науки по сравнению с другими формами знания. Возьмем, к примеру, обыденно-практическое знание. Это эмпирические знания, полученные методом проб и ошибок. Эмпирические знания, *во-первых*, останавливаются на познании явлений, но сущность, как известно, не лежит на поверхности вещей. Если бы эмпирические знания давали ответ на вопрос, почему происходит так, а не иначе, то наука не возникла бы. Наука проникает в сущность процессов и явлений и фиксирует эту сущность в понятиях, законах и категориях. *Во-вторых*, эмпирические знания выступают в форме совокупности различных навыков, представлений, отрывочных знаний. Наука — в виде концепций, теорий, систем взглядов. *В-третьих*, эмпирические знания являются достоянием многих людей, наука же сохраняется и приумножается профессиональными группами, которые осуществляют научную деятельность. Кроме науки и эмпирического знания, существует множество других форм знания — вненаучное (художественное, религиозное, мистическое, экстрасенсорное и т.п.). Каждое из них имеет свою специфику, но, в отличие от науки, имеет свой собственный способ существования.

Однако, без знаний, полученных конкретными науками — естественными, техническими, гуманитарными — невозможно иметь научную картину мира. Но сумма знаний конкретных наук не даст нам знания о мире в целом, ибо целое всегда богаче суммы частей, составляющих это целое. Такую интегративную функцию и выполняет философия, если она опирается на данные конкретных наук. Но этим не исчерпывается связь философии и науки. Философский анализ науки предполагает выяснение причин возникновения науки, рассмотрение науки в социокультурном контексте, т.е. выяснение социокультурных детерминант развития науки, анализ ее функций, а также связь науки с религией, моралью, искусством.

Библиографический список

1. Берков В.Ф. Философия и методология науки. М., 2004. С.13 – 18.
2. Вернадский В.И. О науке. Т.1. Научное знание. Научное творчество. Дубна. «Научная мысль». 1997.
3. Вернадский В.И. Научная мысль как планетарное явление. М., Наука. 1991.
4. Голубинцев В.О., Данцев А.А., Любченко В.С. Философия науки. Ростов н/Д.: 2007.
5. Лебедев С.А. Механизм и формы взаимосвязи философского и конкретно-научного знания // Вестник Московского университета, серия 7«Философия». — 1992. — № 3. — С. 52-64.
6. Лешкевич Т.Г. Философия науки. — М.: ИНФРА-М, 2006. — С. 18-29.
7. Межуев В.М. Культурная функция философии // Философские науки. — 2008. — №1. — С. 10-24.
8. Томпсон М. Философия науки. — М.: Фаир-пресс, 2003.
9. Уайтхед А.Н. Наука и философия / Избранные работы по философии. — М.: Прогресс, 1990.
10. Ушаков В.Е. Введение в философию и методологию науки. — М.: Экзамен, 2005.
11. Эйнштейн А. Собрание научных трудов. Т.4. — М.: Наука, 1967.

Авторы:

Нелли Абрамовна МИНКИНА, д-р филос. наук, проф., заведующая кафедрой философии АО «НИЦ «Строительство», Москва

Nelli MINKINA, PhD (Philosophy), Full Prof., Head of the Department of Philosophy, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: kaffcenter@mail.ru

тел.: +7 (499) 170-70-94

Элина Александровна ЛЕОНОВА, доцент кафедры философии АО «НИЦ «Строительство», Москва

Elina LEONOVA, Assistant Professor, Department of Philosophy, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: kaffcenter@mail.ru

тел.: +7 (499) 170-70-94

Уважаемые авторы!

Журнал «Вестник НИЦ «Строительство» принимает для размещения только оригинальные научные статьи согласно тематике журнала, не опубликованные ранее в других печатных изданиях!

Для публикации статьи в журнале ВЕСТНИК необходимо представить на электронную почту редакции vestnikcstroy@list.ru следующие материалы (подробно см. сайт журнала: <http://vestnik.cstroy.ru> раздел Авторам – Правила оформления статьи):

1. Название статьи - на русском и английском языках.
2. Индекс УДК.
3. Информация об авторе на русском и английском языках:
 - 3.1. Ф.И.О. автора (полностью)
 - 3.2. Ученая степень, ученое звание, должность, место и адрес работы/место учебы
 - 3.3. E-mail автора, телефон для связи
4. Аннотация / Abstract (на русском и английском языках): 150-200 слов.
5. Ключевые слова / Keywords (на русском и английском языках): 5-10 слов или словосочетаний.
6. Введение.
7. Основной раздел.
8. Заключение.
9. Библиографический список, оформленный должным образом (см. сайт журнала: <http://vestnik.cstroy.ru>).
10. Рецензия на статью. Рецензент должен обладать ученой степенью и, желательно, ученым званием по специальности, соответствующей теме статьи.
11. Рисунки и таблицы должны иметь названия.
12. Рисунки предоставляются отдельными файлами в форматах: eps, ai, cdr, jpeg, tiff.
13. Статьи, содержащие формулы, помимо word-файла должны дублироваться pdf-файлом, чтобы избежать искажения формул.
14. Рекомендуемый объем статьи – 10-12 страниц текста шрифтом Arial размером 12 пунктов через полтора интервала (32 строки на странице).
15. Количество авторов (соавторов) не должно превышать четырех. В обоснованных случаях это количество может быть увеличено, но при этом соавторы дополнительно должны представить обоснование с характеристикой содержания/объема работы, выполненной каждым из них.

По вопросам оформления статей и приобретения ВЕСТНИКа обращаться в редакцию журнала по телефонам +7 (495) 602-00-70 доб. 1014/1002 или по e-mail: vestnikcstroy@list.ru

Возможно также оформить подписку по каталогу Роспечать: подписной индекс 36569; 82868, тел. +7 (495) 921-25-50

УЧЕБНЫЙ ЦЕНТР

Приглашает вас:

- Повысить квалификацию специалистов и экспертов
- Пройти обучение в аспирантуре
- Подготовить диссертацию
- Защитить диссертацию на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук



НИЦ строительство
научно-исследовательский центр



ЦНИИСК
ИМ. В.А. КУЧЕРЕНКО



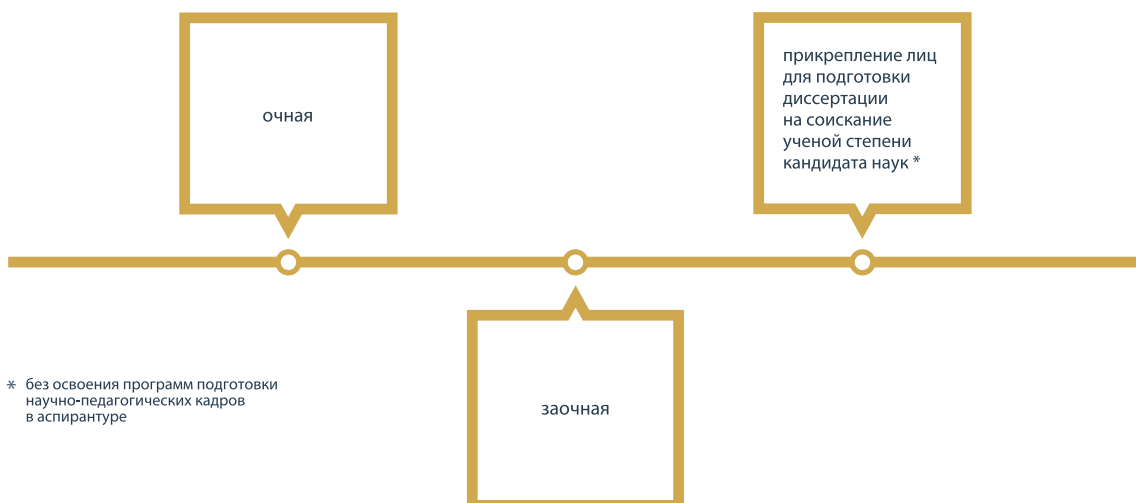
НИИЖБ
ИМ. А.А. ГВОЗДЕВА



НИИОСП
ИМ. Н.М. ГЕРСЕВАНОВА



ОБУЧЕНИЕ В АСПИРАНТУРЕ АО «НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО» ПРОВОДИТСЯ ПО СЛЕДУЮЩИМ ФОРМАМ ОБУЧЕНИЯ:



* без освоения программ подготовки научно-педагогических кадров в аспирантуре

1

АО «НИЦ «Строительство» проводит подготовку специалистов на курсах повышения квалификации по очной и заочной формам:

- разработка индивидуальных программ обучения и учебно-тематических планов
- по уникальным программам АО «НИЦ «Строительство»
- в области инженерных изысканий
- в области проектирования
- в области строительства



2

Преподавательский состав
Учебного центра

- Лекции читают академики, действующие члены и члены-корреспонденты РААСН, лауреаты Премий Правительства РФ, заслуженные деятели науки и техники РФ, доктора и кандидаты технических наук
- Учебный класс рассчитан на обучение до 75 человек одновременно. Оснащен системой кондиционирования и видеонаблюдения



3

Набор в аспирантуру и докторантуру АО «НИЦ «Строительство» проводится по направлению 08.06.01 «Техника и технологии строительства» по направленностям:

- 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения»
- 05.23.02 «Основания и фундаменты, подземные сооружения»
- 05.23.05 «Строительные материалы и изделия»

4

В АО «НИЦ «Строительство» работает совет по защите диссертаций на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук. Защита диссертаций проводится по следующим научным специальностям:

- 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения»
- 05.23.02 «Основания и фундаменты, подземные сооружения»
- 05.23.05 «Строительные материалы и изделия»



г. Москва,
2-я Институтская ул., д. 6



+7(499) 174-73-84
+7(499) 174-73-80



motorina@cstroy.ru
smirnova@cstroy.ru
cool.opk2012@yandex.ru



www.cstroy.ru



НИИОСП

ИМ. Н.М. ГЕРСЕВАНОВА



НИЦ строительство
научно-исследовательский центр



НИИОСП им. Н.М. Герсевича
АО «НИЦ «Строительство»

НАПРАВЛЕНИЯ ДЕЯТЕЛЬНОСТИ

- фундаментальные и прикладные исследования в области механики грунтов, фундаментостроения, подземного строительства, геоэкологии
- создание нормативной базы для фундаментостроения и подземного строительства
- разработка прогрессивных методов и средств для исследования строительных свойств грунтов, контроля качества строительных работ, оценки технического состояния конструкций зданий и сооружений при их обследовании и мониторинге
- создание современных конструкций, технологий и оборудования для фундаментостроения, подземного строительства, реконструкции
- проведение инженерно-геологических и инженерно-геодезических изысканий для строительства
- проектирование оснований, фундаментов и подземных сооружений для сложных инженерно-геологических, природно-климатических и геотехнических условий; сооружений для защиты от загрязнений подземных и поверхностных вод, а также инженерной подготовки территорий
- обследование и оценка технического состояния зданий и сооружений при реконструкции, а также в зонах влияния строящихся объектов
- геотехнический мониторинг
- инжиниринговые услуги
- научно-техническое сопровождение строительства ответственных и сложных объектов

**НИИОСП ИМ. Н.М. ГЕРСЕВАНОВА АО «НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО» ПРЕДЛАГАЕТ
ИСПОЛЬЗОВАТЬ МНОГОЛЕТНИЙ ОПЫТ НАШИХ СПЕЦИАЛИСТОВ
НА ОСНОВЕ ВЗАИМОВЫГОДНОГО СОТРУДНИЧЕСТВА**

Контакты:

тел: +7 (499) 170-57-92, +7 (499) 170-63-12

e-mail: niiosp@niiosp.ru

сайт: www.niiosp.ru

ТЕРМИНОЛОГИЧЕСКИЙ СЛОВАРЬ ПО ФУНДАМЕНТОСТРОЕНИЮ

механике грунтов и грунтоведению

Терминологический словарь содержит около 2 тысяч основных терминов по фундаментостроению, механике грунтов и грунтоведению. В словаре дана не только расшифровка терминов, но и поясняющие их графики, рисунки и таблицы, а также этимология терминов и их английские аналоги.

Словарь предназначен для инженерно-технических работников проектных и строительных организаций, преподавателей и студентов соответствующих вузов.

П.А. Коновалов В.П. Коновалов Ф.Ф. Зехниев

ТЕРМИНОЛОГИЧЕСКИЙ СЛОВАРЬ
ПО ФУНДАМЕНТОСТРОЕНИЮ
МЕХАНИКЕ ГРУНТОВ И ГРУНТОВЕДЕНИЮ



ниц строительство
научно-исследовательский центр



НИИОСП
ИМ. Н.М. ГЕРСЕВАНОВА



Из предисловия:

Предлагаемый вниманию читателя труд – это исполнение мечты нашего замечательного учителя, доброго и внимательного человека: профессора Павла Александровича Коновалова (1933-2016). Он начал его проектировать еще в середине прошлого века. До последнего года своей жизни он работал и неуклонно шел к реализации этого плана: создать терминологический словарь, который представит огромный интеллектуальный ресурс научного языка.



Выпуск словаря приурочен к 85-летию юбилею учёного.

Соавторами стали его ученик Фаршед Фарходович Зехниев – к.т.н., доцент, Почётный строитель РФ, заведующий лабораторией НИИОСП им. Н.М. Герсевича АО «НИЦ «Строительство» и сын учёного Владимир Павлович Коновалов – к.т.н., доцент, геотехник.

По вопросам приобретения словаря можно обращаться в АО «НИЦ «Строительство» по телефону: +7 (495) 602-00-70 доб. 1002/1014, e-mail: inf@cstroy.ru или в Издательство АСВ: www.iasv.ru

Научное издание
Вестник НИЦ «Строительство»
Вып. 2(17) 2018

Редактор выпуска Савельева М.А.
Компьютерная верстка Магомедова М.Р.
Фото обложки: Галахов А.В.

Подписано в печать 23.04.2018. Формат 70×100/16
Бумага мелованная. Офсетная печать.
Тираж 500 экз. Заказ №1710.

Отпечатано в типографии
ООО «Красногорский полиграфический комбинат»
Юридический адрес: 107140, г. Москва, 1-й Красносельский пер., д. 3, офис 17
Фактический адрес: 115093 г. Москва, Партийный переулок д. 1 корп.58, стр.3 пом.7