



IV МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-ПРАКТИЧЕСКАЯ МОЛОДЕЖНАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ ПО ГЕОТЕХНИКЕ

Сборник материалов

www.tyuiu.ru



МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
Федеральное государственное бюджетное образовательное
учреждение высшего образования
«ТЮМЕНСКИЙ ИНДУСТРИАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

**IV МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-ПРАКТИЧЕСКАЯ
МОЛОДЕЖНАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ ПО ГЕОТЕХНИКЕ**

Сборник материалов

Тюмень
ТИУ
2018

УДК 624.1
ББК 26.3
М 43

Организационный комитет Молодежного бюро РОМГГиФ:

А. З. Тер-Мартirosян, д. т. н.; М. М. Тупиков, к. т. н.;
А. А. Чепурнова; С. О. Шулятьев, к. т. н.

Региональный оргкомитет ФГБОУ ВО ТИУ:

Я. А. Прозин, д. т. н.; Р. В. Мельников, к. т. н.;
Н. Ю. Киселёв, к. т. н.; Е. А. Григорьян

М 43 IV Международная научно-практическая молодежная конференция по геотехнике : сборник материалов / отв. ред. Я. А. Прозин. – Тюмень : ТИУ, 2018. – 103 с.
ISBN 978-5-9961-1782-6

В издании опубликованы статьи и доклады, представленные на IV Международной научно-практической молодежной конференции по геотехнике, организованной Молодежным бюро РОМГГиФ совместно ФГБОУ ВО ТИУ, при участии НИУ МГСУ и НИИОСП им. Н. М. Герсевича.

В сборнике изложены результаты исследовательских и опытно-конструкторских работ по широкому кругу вопросов.

Основные темы конференции: фундаменты зданий и сооружений; ограждающие конструкции котлованов; тоннели и линейные сооружения; экспериментальные исследования грунтов; динамика грунтов; строительство на специфических грунтах; строительство на мерзлых грунтах; геотехнический мониторинг; геотехнические расчеты.

Издание предназначено для научных и инженерно-технических работников, а также аспирантов и студентов технических вузов.

УДК 624.1
ББК 26.3

ISBN 978-5-9961-1782-6

© Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Тюменский индустриальный университет», 2018

СОДЕРЖАНИЕ

Анализ применения композитных материалов в геотехнике	5
<i>Бояринцев А.В., Ланько С.В.</i>	
Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, г. Санкт-Петербург	
Влияние на консолидацию грунта дополнительной динамической нагрузки, изменяющейся во времени по гармоническому закону	10
<i>Гейдт В.Д., Гейдт Л.В., Гейдт А.В.</i>	
Тюменский индустриальный университет, г. Тюмень	
Моделирование процесса консолидации водонасыщенной среды, подвергнутой глубинному осесимметричному вибровоздействию.....	14
<i>Гейдт В.Д., Гейдт Л.В., Гейдт А.В.</i>	
Тюменский индустриальный университет, г. Тюмень	
Влияние фильтрационной консолидации на достоверность результатов статических испытаний свай.....	18
<i>Глухов В.С., Вишнякова Ю.С.</i>	
Пензенский государственный университет архитектуры и строительства, г. Пенза	
Пути оптимизации осадки свай в пробитых скважинах с уширением с учетом взаимовлияния	22
<i>Глухова М.В., Глухов В.С.</i>	
Пензенский государственный университет архитектуры и строительства, г. Пенза	
Моделирование задач фильтрации и теплопроводности при расчете плотин и шпунтовых ограждений	26
<i>Евзеров И.Д., Марченко Д.В., Гераймович Ю.Д., Колесников А.В.</i>	
ЛИРА софт, г. Москва	
Определение параметров прочности оттаивающих грунтов в испытаниях на трехосное сжатие	28
<i>Калабина М.В., Царапов М.Н.</i>	
Московский государственный университет имени М.В.Ломоносова, г. Москва	
Сравнение результатов расчета осадок основания по национальным стандартам России и Германии с данными мониторинга	34
<i>Калугина Ю.А.</i>	
НИИОСП им. Н.М. Герсевича, г. Москва	
Результаты полевых испытаний буронабивных свай повторным нагружением в глинистых грунтах.....	41
<i>Ляшенко П.А., Шмидт О.А.</i>	
Кубанский государственный аграрный университет им. И. Т. Трубилина, г. Краснодар	
Теоретическое обоснование конструкций инженерной защиты трубопроводов в зонах пучинистых грунтов	45
<i>Марков Е.В., Пульников С.А.</i>	
Тюменский индустриальный университет, г. Тюмень	
Вариативные подходы к оценке и управлению оползневым риском транспортных систем.....	47
<i>Мацкий В.С., Кацко Д.И.</i>	
Кубанский государственный аграрный университет, г. Краснодар	
Интерпретация результатов лабораторного определения параметров деформируемости грунтов.....	51
<i>Мирный А.Ю.</i>	
Индивидуальный предприниматель, г. Москва	

Роль инженерных изысканий в проектировании.....	56
<i>Невянцева О.В.</i>	
Тюменский индустриальный университет, г. Тюмень	
Гидравлический пакер для выполнения инъекции раствора в грунт.....	58
<i>Паронко А.А., Самохвалов М.А., Гейдт А.В.</i>	
Тюменский индустриальный университет, Тюмень	
Влияние параметров разделительной стенки на осадки фундаментов эксплуатируемого близко расположенного здания	62
<i>Полищук А.И., Межаков А.С.</i>	
Кубанский государственный аграрный университет им. И. Т. Трубилина, г. Краснодар	
Разработка метода расчета осадки одиночной инъекционной сваи в глинистых грунтах.....	67
<i>Полищук А.И., Семёнов И.В.</i>	
Кубанский государственный аграрный университет им. И.Т. Трубилина, г. Краснодар	
Анализ и оценка достоверности результатов динамических испытаний грунтов сваями в современных условиях.....	69
<i>Попов Н.И.</i>	
ТОО «КарагандаГИИЗ и К*», г. Караганда	
Изучение особенностей поведения конструкций причальных сооружений, взаимодействующих со слабыми грунтами	74
<i>Сидоров В.В., Ванина Ю.В.</i>	
Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва	
Оценка гидрогеологических условий территории в связи с подтоплением. Оценочные гидрогеологические расчеты дренажей	79
<i>Степанов М.А., Нурпеисова А.А.</i>	
Тюменский индустриальный университет, г. Тюмень	
Технология устройства буроинъекционной сваи с контролируемым расширением в грунте.....	83
<i>Степанов М.А., Волосюк Д.В., Степанов Мих.А.</i>	
Тюменский индустриальный университет, г. Тюмень	
Особенности использования результатов лабораторных испытаний для проведения геотехнических расчетов в PLAXIS	87
<i>Тер-Мартыросян А.З., Сидоров В.В., Ермошина Л.Ю.</i>	
Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва	
Результаты определения деформационных характеристик грунтов в полевых условиях прессиометром конструкции «Геофундаментпроект»	92
<i>Хасанов А.З., Хасанов З.А., Набиева Н.А.</i>	
СамГАСИ им. Мирзо Улугбека, г. Самарканд	
Новый способ усиления фундаментов в пылевато-глинистых грунтах	99
<i>Гейдт А.В., Паронко А.А.</i>	
Тюменский индустриальный университет, г. Тюмень	

Анализ применения композитных материалов в геотехнике

Бояринцев А.В., Ланько С.В.

Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, г. Санкт-Петербург

Под композитами следует понимать материалы, состоящие из двух и более разнородных материалов и обладающие свойствами, которых не имели исходные материалы. Более конкретно можно считать, что композит является сочетанием по крайней мере двух различных химических веществ, в котором можно установить отчётливые границы, отделяющие исходные материалы [8].

В строении композита обычно выделяют наполнитель (дисперсную фазу) и связующее (матрицу). Определяющее влияние на прочностные и деформативные свойства композита оказывает наполнитель, распределённый в связующем. Матрица же отвечает за равномерное распределение напряжения между элементами наполнителя, а также перераспределения напряжений, в случае выхода некоторых волокон, в случае с волокнистым композитом, из строя.

В общем случае композиты можно разделить на два вида: композиты с дисперсными частицами и волокнистые композиты.

Активное развитие композитные материалы получили в 80е годы XX века. На данный момент, они имеют широкое распространение во многих видах промышленности, таких как: автомобилестроение, машиностроение, самолётостроение, кораблестроение, ракетостроение, оборонная промышленность.

Наибольший интерес для строительного дела в целом, и геотехники в частности, представляют полимерные композитные материалы (далее ПКМ), поскольку они являются наиболее дешёвыми из всех видов композитов и при этом обладают рядом свойств, привлекательных для строительной отрасли: сопоставимые механические показатели с традиционными материалами, низкий удельный вес, высокая коррозионная стойкость, низкая теплопроводность, а также конструируемость.

Так, из стеклопластика успешно выполняют несущие элементы ферм пешеходных мостов. Из углепластиковых лент выполняют усиление несущих железобетонных и металлических конструкций, получивших недопустимые деформации.

Активно применяемые. Первостепенно, для получения понимания того, насколько на сегодняшний день распространены композитные материалы в геотехнике— была изучена актуальная учебная и справочная литература. [2-5]. В ходе анализа которой получены данные, свидетельствующие о достаточно узком распространении интересующих материалов в области. На данный момент композиты активно применяются в армировании насыпей, защите склонов от эрозии, в закреплении слабых грунтов, а также в армировании фундаментов.

Композитная арматура (см. рис.1 а) обладая сопоставимым со сталью сопротивлением растяжению обладает повышенной стойкостью к агрессивному воздействию окружающей среды, ввиду чего является хорошей альтернативой последней. Согласно пункту Л.1.2 [1] композитную арматуру рекомендуется применять для армирования конструкций, эксплуатируемых в условиях агрессивного воздействия окружающей среды. К данным конструкциям можно отнести в том числе фундаменты и подвальные стены.



а



б



в



г

Рисунок 1. Композиты, активно применяемы в геотехнике
а – композитная арматура; б – геотекстиль; в – георешётка;
г – грунтоцементный массив

Не меньшее распространение получил геотекстиль (рис. 1 б). Как правило, данные материалы используются для армирования насыпей, искусственных склонов. Располагают данный материал горизонтально, между слоями грунта. Заходя за призму обрушения откоса, геоткань выполняет роль армирующего элемента, и препятствует оползанию массива грунта, и возведённых на нём сооружений. Также геотекстиль может использоваться при устройстве дренажных систем, для предотвращения его заиливания.

Для защиты откосов от процессов суффозии широкое распространение получили различные георешётки (рис. 1 в), которые обеспечивают надёжную защиту склонов и откосов от размыва дождевыми и сточными водами.

Менее очевидным местом применения композитов является укрепление слабых оснований всем известными способами смолизации, цементации и силикатизации. Сутью которых является создание в массиве грун-

та на месте слабого слоя более прочного (рис. 1 г), посредством его закрепления различными растворами, среди которых: цементный, силикатный и различные смолы. Образующая масса отлично подходит под понятие композита, в котором цементный раствор, или смола, выполняют роль матрицы, распределяя напряжения между частичками грунта – наполнителя.

Внедряемые разработки. Рассмотренные материалы являются всем известными и активно применяемыми в настоящий момент. Однако, существует ряд конструкций, которые ещё не получили широкой известности, но являются весьма интересными с практической точки зрения.

Первым является композитный шпунт (рис. 2а). В гидротехническом строительстве, для ограждения набережных или каналов активно применяется стальной шпунт. Однако, слабая стойкость к агрессивным средам вынуждает производителей работ тратить значительные средства на защиту шпунтин от воздействия воды. Данные методы: огрунтовка, окраска поверхности, соприкасающейся с водой; носят лишь временный характер, и срок службы таких ограждений не велик.



а



б

Рисунок 2. Внедряемые разработки с применением композита

а – композитный шпунт; б – наплавляемая противопучинная рубашка

Применение же композита способно значительно продлить срок службы ограждающих конструкций, и как следствие, сократить издержки на ремонтные работы

Вторым является наплавляемая рубашка из модифицированного полиолефина (рис. 2б), созданная для уменьшения воздействия касательных сил морозного пучения. С момента освоения регионов, характеризующихся распространением многолетнемёрзлых грунтов и глубинным промерзанием, отечественные инженеры столкнулись с проблемой пучения грунтов. Со второй половины XX века учёными кафедры оснований и фундаментов ЛИСИ предпринимались попытки создания различных обмазок, для защиты фундаментов от пучащегося грунта. Однако, срок службы любой созданной обмазки исчислялся парой лет, связано это с тем, что сама мазь стирается, и растворяется в окружающем грунте. Для предотвращения данного явления, приняты меры, по защите мази, посредством обмотки её

полиэтиленом. Данное решение, позволило увеличить срок службы обмазок до десятилетий, однако всё равно надёжность данной системы оставалась достаточно низкой.

Совместная разработка Казанского национального технического университета, организации «Фундамент проект», а также завода полимерных изделий «Маяк» позволяет повысить надёжность подобных противопучинных мероприятий. Разработка заключается в создании полимерного термоусаживаемого рукава, который надевается на тело сваи в зоне контакта с пучащимся грунтом. Нанесение данных рукавов предполагается следующим образом: рукав, большего диаметра надевается на сваю, затем, посредством нагрева, он уменьшается в диаметре и обеспечивает плотное прилегание к поверхности сваи. Применение данного рукава позволит сократить касательные силы пучения в 2 раза [7].

Разрабатываемые. Не менее интересными являются конструкции, находящиеся в стадии разработки. К таким можно отнести композитную винтовую сваю, разработкой которой занимается заведующий кафедрой автомобильных дорог, мостов и тоннелей СПбГАСУ, кандидат технических наук Квитко Александр Владимирович.

Сутью данной разработки является применение стеклопластиковой трубы в качестве стойки, передающей нагрузку от надземных конструкций на металлический башмак, оборудованный винтовыми лопастями. Передача нагрузки от вышележащих конструкций на стойку осуществляется через металлический оголовок. Крепление стеклопластиковой трубы к башмаку и оголовку осуществляется посредством заклёпок.

Автором разработки произведён полевой эксперимент, в рамках которого ввинчиванием погружались две винтовые сваи- металлическая и стеклопластиковая. Данные сваи имели одинаковые размеры – диаметр и толщину стенки. В ходе данного опыта металлическая труба, не дойдя до проектной отметки, погнулась в процессе погружения, не выдержав приложенного вкручивающего момента. Стеклопластиковая же свая была успешно погружена на необходимую глубину [9].

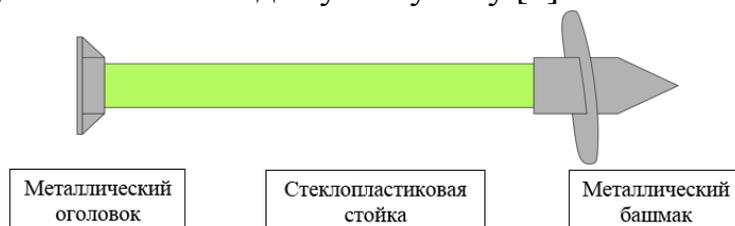


Рисунок 3. Винтовая композитная свая

Перспективные направления внедрения композитных материалов. Анализируя существующие разработки можно легко сделать вывод о том, что композитные материалы доказывают свою надёжность, и привлекают к себе всё больше внимания инженеров и исследователей. Стоит отметить,

что своё распространение композиты получили лишь в некоторых областях геотехники. При этом остаётся ряд направлений, в которых внедрение композитов может принести не меньшую пользу. Среди таких направлений является фундаментостроение в условиях распространения многолетнемерзлых грунтов.

Так, по мнению авторов данной работы, экономический эффект можно получить от применения композита при создании композитной противопучинной сваи (рис.4), главной особенностью которой, будет направленная работа отдельных зон сваи, учитывающая специфику окружающей среды каждой из зон.

Так, работа материала зоны 1 нацелена, в первую очередь, на сопротивление агрессивному воздействию атмосферы и ультрафиолета, а также на восприятие нагрузок от вышележащих конструкций.

Зона 2 – место контакта сваи с деятельным слоем. В данном месте, помимо восприятия нагрузок от вышележащих конструкций, а так же сопротивления агрессивному воздействию окружающего грунта, одной из главных задач является уменьшение величины воздействия касательных сил морозного пучения, за счёт уменьшения прочности смерзания ПКМ с мёрзлым грунтом.

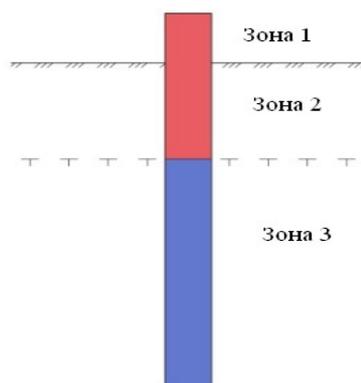


Рисунок 4. Принципиальная схема противопучинной ПКМ-сваи

Зона 3 – место контакта сваи с мёрзлым грунтом. Главной задачей данной зоны является наиболее эффективная передача нагрузок от вышележащих конструкций на многолетнемерзлые грунты основания.

Помимо упомянутого свойства, данная свая будет обладать всеми положительными свойствами композита, среди которых: сопоставимые механические и деформационные свойства со сталью, коррозионная стойкость, низкий удельный вес, увеличение прочности с понижением температуры.

Проведённый выше анализ литературы, показывает, что в отечественной практике аналогов данным сваям нет. Ввиду чего возникает необходимость изучения геотехнических характеристик композита, учитывающих специфику мёрзлых грунтов. Наибольший интерес представля-

ет прочность смерзания. Не менее интересен такой параметр материала, как морозостойкость. Исходя из чего, для понимания целесообразности применения композита в фундаментостроении в условиях Крайнего Севера необходим ряд исследований.

Библиографический список

1. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 – М., 2012 – 152 с.
2. Мангушев, Р. А. и др. Основания и фундаменты: Учебник для бакалавров строительства / Р. А. Мангушев, В. Д. Карлов, И. И. Сахоров, А. И. Осокин. – М.: Изд-во АСВ; СПб.: СПбГАСУ, 2011. – 394 с.
3. Карнаухова, Н. Н. Механика мерзлых грунтов и принципы строительства нефтегазовых объектов в условиях Севера: учебник / под ред. Н. Н. Карнаухова – М.: Изд. ЦентрЛитНефтеГаз. – 2008. – 432 с.
4. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения: издание второе, дополненное и переработанное / Под общей ред. В. А. Ильичёва и Р. А. Мангушева. – М.: Изд-во АСВ, 2016 – 1040 с.
5. Ильичёв, В. А. Перспективы развития поселений Севера в современных условиях / В. А. Ильичёв, В. В. Владимиров, А. В. Садовский, А. В. Замаев, В. И. Гребенец, Н. Б. Кутвицкая / М., 2003. – 151 с.
6. Свая с противопучинной оболочкой : пат. 170 032 Рос. Федерация: МПК E02D 5/60 E02D 27/35 / Д. В. Алявин, А. В. Кузьмин; заявитель и патентообладатель ЗАО «Уральский завод полимерных технологий «Маяк». – №2016151230; ; заявл. 26.12.2016; опубл. 12.04.2017, Бюл. №11. – 10 с.
7. Серия 1.411.-3-11см.13 Свая металлическая трубчатая «СМОТ». Материалы для проектирования // ЗАО «Уральский завод полимерных технологий «Маяк», Озёрск. – 2018. – 65 с.
8. Фудзи, Т. Механика разрушения композиционных материалов // Т. Фудзи, М. Дзако – М.: Мир, 1982. – 113 с.
9. Квитко, А. В. Результаты испытаний композитных стеклопластиковых свай // Вестник гражданских инженеров. – 2015. – №6 – С. 88-93.

Влияние на консолидацию грунта дополнительной динамической нагрузки, изменяющейся во времени по гармоническому закону

Гейдт В.Д., Гейдт Л.В., Гейдт А.В.

Тюменский индустриальный университет, г. Тюмень

Вообще-то в такой постановке этот вопрос далеко не праздный. Дело в том, что в настоящее время динамическое воздействие рассматривается как один из эффективных способов ускорения консолидации грунта (например, [1]). Однако, исследование влияния, например, вибровоздействия на консолидацию грунта является трудной задачей, как в экспериментальном, так и в теоретическом плане. Можно с определенной долей уверенности утверждать, что до последнего времени механизм влияния вибровоздействия на консолидацию грунта не выявлен. Многие исследова-

тели (например, [2,3]) придерживаются точки зрения, что ускорение консолидации под влиянием вибровоздействия имеет место и является результатом появления дополнительной динамической внешней нагрузки.

Примем эту точку зрения и попытаемся получить результат в рамках таких представлений на примере бесконечного одномерного плоского слоя грунта толщиной h с постоянным коэффициентом фильтрации k_f . Для определенности допустим, что ось oz направлена вертикально вниз. Начало координат находится на верхней границе рассматриваемого слоя, а на нижней границе (на глубине $z = h$) расположено водонепроницаемое основание (водоупор).

Рассмотрим процесс консолидации такого грунта в двух ситуациях:

1) Дополнительное динамическое воздействие отсутствует. Тогда под действием какой-то внешней нагрузки («включенной» в момент времени $t = 0$) в грунте образуется избыточный напор, описываемый функцией $H = H(t, z)$, а коэффициент пористости $e = e(t, z)$, должен удовлетворять основному уравнению консолидации, который при достаточно больших напорах принимает вид [3]:

$$\frac{\partial e}{\partial t} = (1 + e)k \frac{\partial^2 H}{\partial z^2}; \quad (1)$$

2) В отличие от первой ситуации включается дополнительная динамическая нагрузка так, что напор $\tilde{H} = \tilde{H}(t, z)$ принимает вид (знак «~» относится к ситуации с дополнительным вибровоздействием):

$$\tilde{H} = H + \frac{1}{2} \left(\frac{z}{h} \right)^2 \frac{P_0}{\gamma} \sin \omega t, \quad (2)$$

где ω - циклическая частота колебаний давления;

γ - удельный вес воды;

P_0 - амплитуда изменения дополнительного давления на глубине z ;

$H = H(t, z)$ - такой напор воды в грунте, какой получился бы в отсутствии дополнительного динамического воздействия. Ясно, что во второй ситуации коэффициент пористости $\tilde{e} = \tilde{e}(t, z)$ удовлетворяет уравнению консолидации в виде:

$$\frac{\partial \tilde{e}}{\partial t} = (1 + \tilde{e})k \frac{\partial^2 \tilde{H}}{\partial z^2}. \quad (3)$$

Найдем решение уравнения (3) в предположении, что решение $e = e(t, z)$ уравнения (1) известно точно. То есть функция $e = e(t, z)$ - известна. Эта функция удовлетворяет уравнению (1).

Решение $\tilde{e} = \tilde{e}(t, z)$ уравнения (3) будем искать в виде:

$$\tilde{e}(t, z) = e(t, z) + f(t, z),$$

где e - является решением уравнения (1), т.е. без вибровоздействия.

Тогда учитывая, что

$$\frac{\partial^2 \tilde{H}}{\partial z^2} = \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} + \frac{P_0}{\gamma h^2} \sin \omega t,$$

Получим:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \tilde{e}}{\partial t} &= \frac{\partial e}{\partial t} + \frac{\partial f}{\partial t} = (1+e+f)k \left[\frac{\partial^2 H}{\partial z^2} + \frac{P_0}{\gamma h^2} \sin \omega t \right] = \\ &= (1+e) \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} + f k \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} + (1+\tilde{e})k \frac{P_0}{\gamma h^2} \sin \omega t \Rightarrow \\ &\Rightarrow \frac{\partial f}{\partial t} = f \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} + (1+\tilde{e})k \frac{P_0}{\gamma h^2} \sin \omega t \end{aligned}$$

$$\frac{\partial f}{\partial t} - f \frac{\partial \ln(e+1)}{\partial t} = (1+\tilde{e})k \frac{P_0}{\gamma h^2} \sin \omega t = (1+e)k \frac{P_0}{\gamma h^2} \sin \omega t + f \frac{kP_0}{\gamma h^2} \sin \omega t$$

Тогда:

$$\frac{\partial f}{\partial t} - f \left\{ \frac{\partial}{\partial t} [\ln(e+1)] + \frac{kP_0}{\gamma h^2} \sin \omega t \right\} = (1+e)k \frac{P_0}{\gamma h^2} \sin \omega t \quad (4)$$

Это линейное неоднородное дифференциальное уравнение 1^{го} порядка. Применяя метод Бернулли, т.е. решение, будем искать в виде $f = uV$, где V - является решением соответствующего однородного дифференциального уравнения, т.е.

$$\frac{dv}{dt} - V \frac{d}{dt} \left[\ln(1+e) - \frac{kP_0}{\gamma \omega h^2} \cos \omega t \right] = 0 \quad (5)$$

В тоже время

$$V = (1+e) e^{-\frac{kP_0}{\gamma \omega h^2} \cos \omega t}$$

Тогда, подставляя $f = uV$ в (4), с учетом (5), будем иметь

$$\begin{aligned} V \frac{du}{dt} &= (1+e)k \frac{P_0}{\gamma h^2} \sin \omega t \Rightarrow \int du = \frac{kP_0}{h^2} \int \frac{(1+e) \sin \omega t}{(1+e)} e^{+\frac{kP_0}{\gamma \omega h^2} \cos \omega t} dt = \\ &= - \int e^{+\frac{kP_0}{\gamma \omega h^2} \cos \omega t} d \left[+ \frac{kP_0}{\gamma \omega h^2} \cos \omega t \right] = -e^{+\frac{kP_0}{\gamma \omega h^2} \cos \omega t} + c = u \end{aligned}$$

$$f = uv = \left[-\exp\left(+\frac{kP_0}{\gamma \omega h^2} \cos \omega t \right) + e \right] (1+e) e^{-\frac{kP_0}{\gamma \omega h^2} \cos \omega t} = \left[-1 + ce^{-\frac{kP_0}{\gamma \omega h^2} \cos \omega t} \right] (1+e)$$

Учитывая, что при $t = 0$

$$\tilde{\epsilon}(0, z) = \epsilon(0, z) \equiv e_0 \Rightarrow f(0, z) = 0 \quad (6)$$

$$ce^{-\frac{kP_0}{\gamma \omega h^2}} = 1 \Rightarrow c = e^{\frac{kP_0}{\gamma \omega h^2}}$$

Обозначив $\frac{kP_0}{\gamma \omega h^2} \equiv \beta$

Имеем, что $c = e^\beta$. Тогда

$$f = \left[-1 + e^{\beta(1 - \cos \omega t)} \right] (1+e)$$

Итак,

$$\tilde{\epsilon} = e + f = e + (1+e) \left[e^{\beta(1 + \cos \omega t)} - 1 \right] = e + (1+e) \exp[\beta(1 - \cos \omega t)] - 1 - e$$

$$\tilde{\epsilon} = (1+e) \exp\left[\frac{kP_0}{\gamma \omega h^2} (1 - \cos \omega t) \right] - 1$$

$$\tilde{\epsilon} = e(t, z) \exp\left[\frac{2kP_0}{\gamma \omega h^2} \sin^2\left(\frac{\omega t}{2} \right) \right] + \left\{ \exp\left[\frac{2kP_0}{\gamma \omega h^2} \sin^2\left(\frac{\omega t}{2} \right) \right] - 1 \right\} \quad (7)$$

Выводы:

Решение (7) уравнения (3) получено без каких-либо дополнительных допущений, кроме учета начальных условий (6).

Из (7) видно, что полученное решение $\tilde{\epsilon}(t, z)$ при фиксированном z имеет ярко выраженный «осцилляционный» характер. Кроме того, это решение показывает, что после выключения вибровоздействия функция $\tilde{\epsilon}(t, z)$ равна $\epsilon(t, z)$, т.е. отсутствует какой-либо остаточный эффект влияния вибровоздействия.

Библиографический список

1. Коновалов, П. А. Строительство сооружений на заторфованных территориях: производ.-практич. издан. – М.: Стройиздат, 1995. – 343 с.
2. Кушнир, С. Я. Консолидационные явления в торфяных грунтах при динамических воздействиях - В кн.: Материалов II Балтийской конференции по механике грунтов и фундаментостроению. Строительство на торфах и деформации сооружений на сильносжимаемых грунтах. – Таллин, 1988. – С. 210-213.
3. Иванов, П. Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений. Механика грунтов: учеб. для гидротехн. спец. вузов. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш.шк., 1991. – 447 с.

Моделирование процесса консолидации водонасыщенной среды, подвергнутой глубинному осесимметричному вибровоздействию

Гейдт В.Д., Гейдт Л.В., Гейдт А.В.

Тюменский индустриальный университет, г. Тюмень

В нашей стране для многих регионов является типичным высокий уровень грунтовых вод и слабые грунты в основаниях сооружений, автомобильных дорог и аэродромов. Уплотнение при инженерной подготовке таких оснований представляет собой достаточно сложную техническую задачу. Достаточно серьезным усложняющим фактором является то обстоятельство, что инженерную подготовку часто необходимо осуществить за период короткого лета. Кроме того, для многих районов является характерным, что местный грунт имеет сравнительно малый коэффициент фильтрации. Поэтому поиск способов ускорения консолидации (уплотнение грунта за счет отжима поровой воды) является достаточно актуальным. В современной строительной практике в целях ускорения консолидации при инженерной подготовке хорошо себя зарегирировало вертикальное дренирование (например, [1]). Однако, применительно к условиям, например, северных территорий, этого недостаточно. В настоящее время во многих исследовательских центрах ведется активная разработка способов ускорения консолидации, основанных на динамических воздействиях на грунт (например, [2,3]). Но на этом пути исследователи столкнулись с целым рядом серьезных проблем, связанных, главным образом, с не изученностью динамического воздействия на процесс консолидации связных грунтов. Даже описание процесса консолидации при вертикальном дренировании в условиях отсутствия какого-либо динамического воздействия является достаточно трудной задачей (например, [4]).

В Тюменском индустриальном университете проведен комплекс экспериментальных и теоретических исследований, посвященных изучению влияния глубинного вибрирования на процесс консолидации пригруженного водонасыщенного грунта как при наличии вертикальных дренажей, так и без таковых. Построена математическая модель этих процессов. Сравнением с результатами измерений, полученных в лабораторных условиях, установлен уровень адекватности этой модели. Указанная математическая модель реализована в комплекте программ, в среде визуального объектно-ориентированного программирования. В этих программах весь процесс расчета разбит на 3 этапа: до-вибрационная (одномерная) консолидация; консолидация в условиях непосредственного вибровоздействия, и после-вибрационная консолидация. В программах в качестве входных используются следующие данные: длительности до-вибрационной, вибрационной и после-вибрационной консолидации; данные консолидационных испытаний, данные о зависимости коэффициента фильтрации от коэффициента пористости и от направления; величина внешней нагрузки; толщина испы-

туемого слоя грунта; радиусы дрен и зоны влияния/дренажа; параметры вибровоздействия (интенсивность механических волн на входе, частота колебаний, скорость распространения продольных волн в среде, коэффициент затухания); параметры среды (значения начального коэффициента пористости, внутренний коэффициент пористости, размеры частиц грунта, начальный и конечный коэффициент внутреннего трения, начальная структурная прочность); координаты расположения датчиков давлений; параметры, определяющие выбор граничных условий (водоупор или водоотвод) на разных границах [5].

Выходные величины разбиты на две группы: пространственно-временные (как функции двух пространственных координат и времени) и временные (как функции времени). Величина осадок представлена в зависимости от радиуса и времени. Все выходные величины отображаются в виде соответствующих графиков, «привязанных» к соответствующим моментам времени, заданных по специально заданному расписанию. В соответствии с этим расписанием на экране отображаются также пространственные изображения приведенного коэффициента пористости, давления в поровой воде и «вибрационного» давления. Пространственно-временными выходными величинами являются: приведенный коэффициент пористости, давление в поровой воде, давление в скелете грунта, «вибрационное давление». Временными величинами являются: количество воды, отфильтрованной в горизонтальном и вертикальном (порознь) направлениях, а также суммарное количество отфильтрованной воды; соответствующие расходы воды; степень консолидации – как доля воды, отфильтрованной к текущему моменту времени относительно предельного количества воды, удаленной к моменту достижения состояния фильтрационного равновесия.

Ниже, в качестве иллюстрации, приведены некоторые типичные графики, полученные как результат реальных расчетов по этим программам (рис.1, 2, 3, 4, 5, 6).

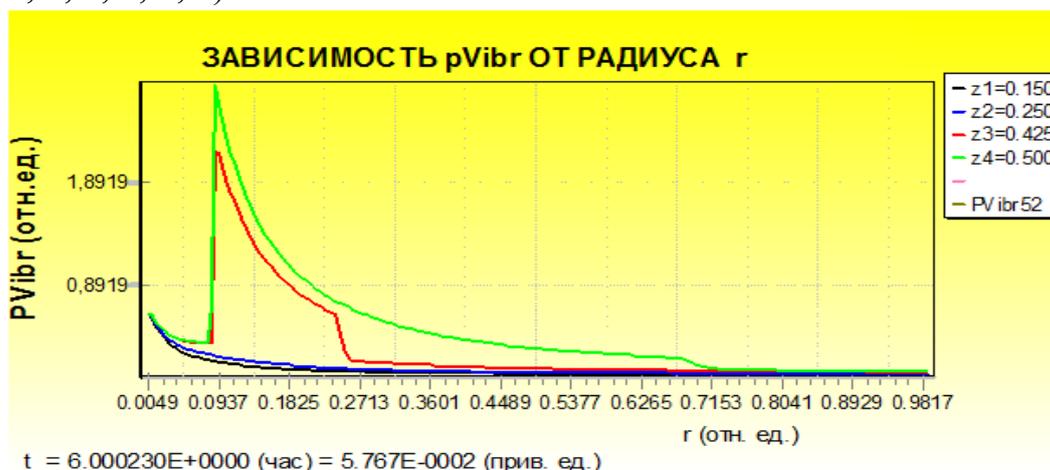


Рисунок 1. Результаты расчетов “вибрационного давления” в одном из опытов

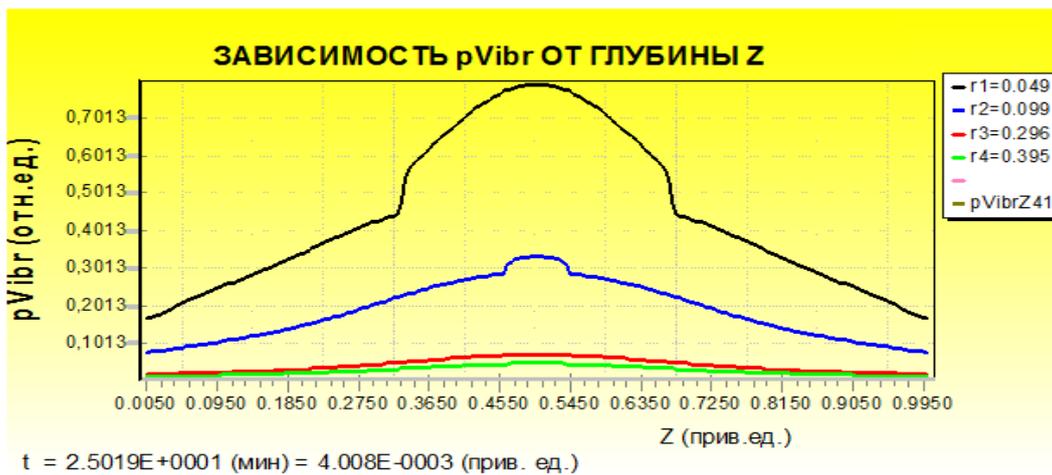


Рисунок 2. Результаты расчетов “вибрационного давления” в одном из опытов

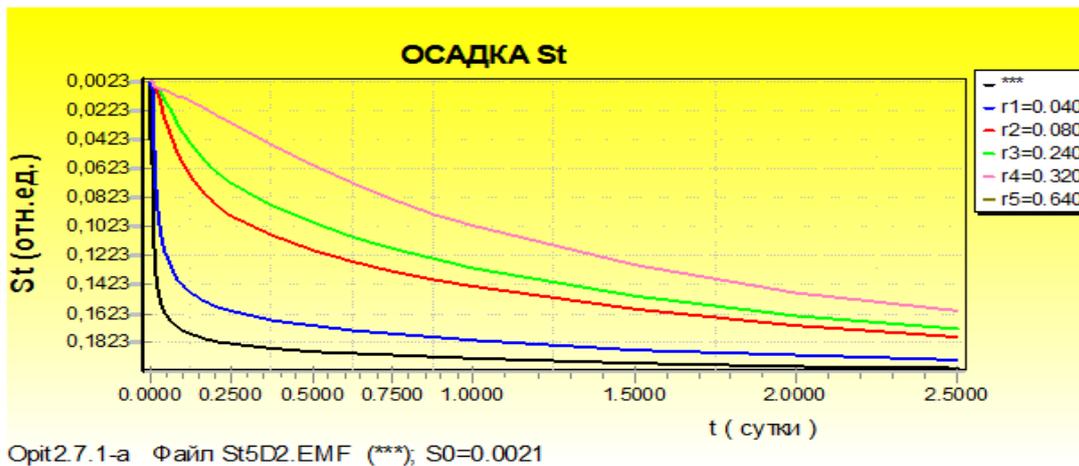


Рисунок 3. Результаты расчетов (в одном из опытов) зависимости осадки от времени в долях от толщины образца для разных удалений от дрены

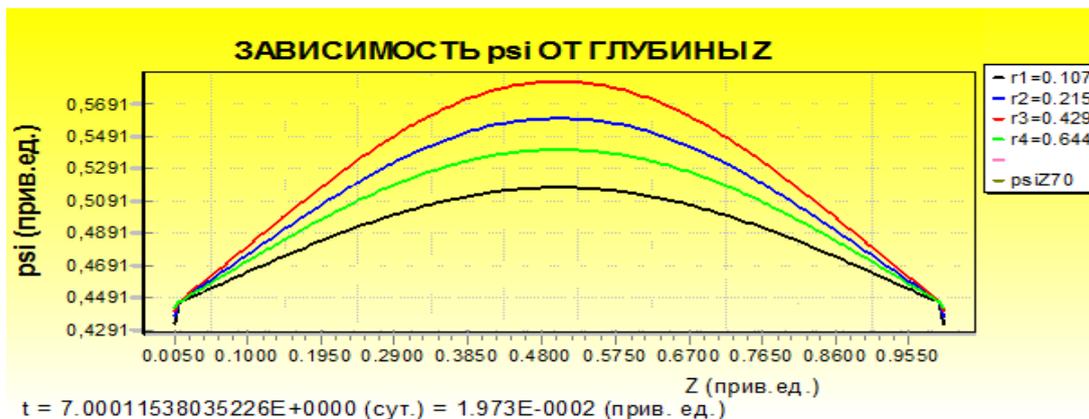


Рисунок 4. Результаты расчетов (в одном из опытов) зависимости приведенного коэффициента пористости от глубины для разных удалений от дрены в указанный момент времени

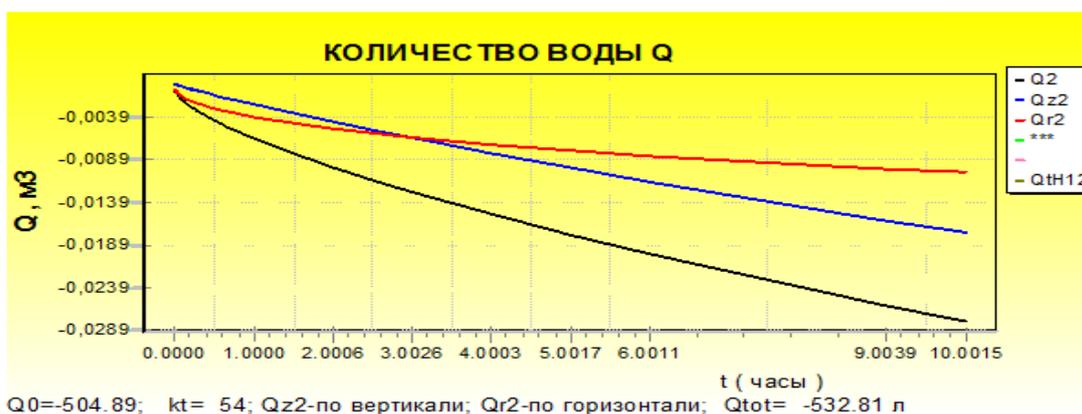


Рисунок 5. Результаты расчетов (в одном из опытов) зависимости от времени удаленной воды в горизонтальном (Qz2) и вертикальном (Qr2) направлениях в сравнении с суммарным количеством удаленной воды к данному моменту времени

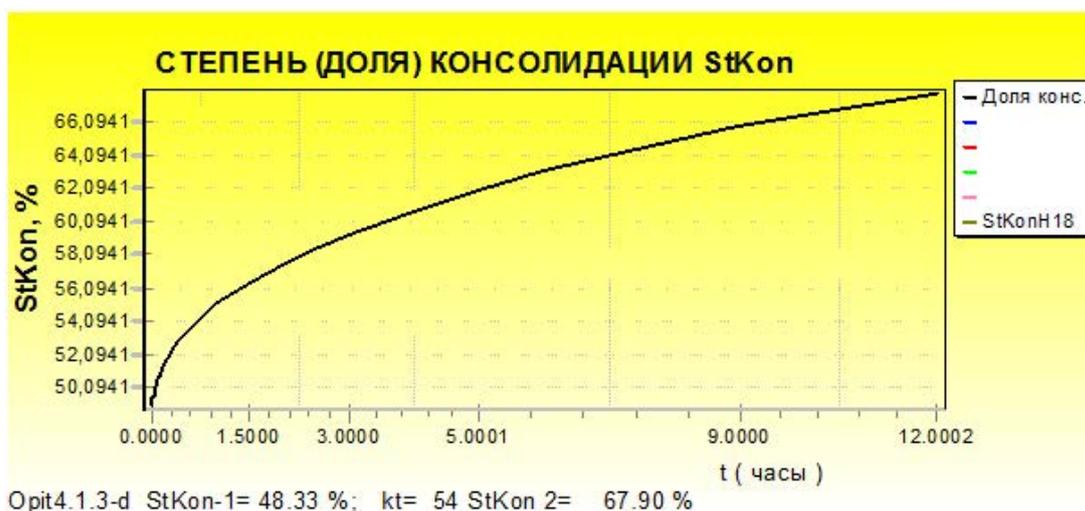


Рисунок 6. Степень консолидации в разные моменты времени

Выводы:

Предложен программный продукт, позволяющий производить расчеты на ПЭВМ с учетом всех основных обстоятельств, влияющих на процесс консолидации в обсуждаемых ситуациях.

Библиографический список

1. Коновалов, П. А. Строительство сооружений на заторфованных территориях: производ. - практич. издан. – М.:Стройиздат, 1995. – 343 с.
2. Кушнир, С. Я. Консолидационные явления в торфяных грунтах при динамических воздействиях - В кн.: Материалов II Балтийской конференции по механике грунтов и фундаментостроению. Строительство на торфах и деформации сооружений на сильносжимаемых грунтах. – Таллин, 1988. – С. 210-213.
3. Иванов, П. Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений. Механика грунтов: учеб. для гидротехн. спец. вузов. - 2-е изд., перераб.и доп. – М.: Высш. шк., 1991. – 447 с.

4. Абелев, М. Ю. Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах. – М.: Стройиздат, 1983. – 248 с.

5. Гейдт, В. Д. Стабилизация водонасыщенных заторфованных оснований самоформирующимися дренами. Дис...канд.техн.наук: 28.02.03. – Москва, 2003. – 203с.

Влияние фильтрационной консолидации на достоверность результатов статических испытаний свай

Глухов В.С., Вишнякова Ю.С.

Пензенский государственный университет архитектуры и строительства, г. Пенза

Уплотнение и ползучесть глинистых грунтов – весьма важна при определении предельных деформаций основания и их протекании во времени. Скорость протекания осадок – важный фактор прочности и устойчивости сооружений.

Весьма важным процесс фильтрационной консолидации является при оценке несущей способности свай, погружаемых забивкой или вдавливанием, а также набивных свай, скважины для которых устраиваются пробивкой или выштамповыванием ложа.

Авторы исследовали зависимость несущей способности традиционных призматических свай, погружаемых вдавливанием, от процесса фильтрационной консолидации.

При строительстве 16-ти этажного жилого дома по ул. Советской Армии в г. Самаре запроектировано свайное поле из составных призматических свай общей длины 14÷16,0 м. Проведены испытания шести таких свай сечением 30х30 см и длиной 12,0 м. Каждая из свай испытывалась пять раз через различные промежутки времени.

В целом статические испытания свай проводились в соответствии с проектом Арх. № 1236-17. Испытаниям подвергались сваи №50, 54, 312, 512, 518, 623. При испытании опытных свай загрузка осуществлялась гидравлическими домкратами марки ДГ-200. Упором для домкрата служила грузовая платформа, которая анкеровалась к анкерным сваям. Контроль за перемещениями опытных свай осуществлялся с помощью прогибомеров с ценой деления 0,01 мм. Методика проведения испытания соответствовала требованиям ГОСТ 5686-2012 [1].

Инженерно-геологические условия площадки приняты согласно Технического отчета об инженерно-геологических изысканиях, выполненного ООО «Изыскатель» Арх. № 54 от 06.04.2016 в г. Самара. Согласно указанному отчету с поверхности площадка представлена почвенно-растительным слоем толщиной 0,6-1,2 м, который подстилается суглинка-

ми от тугопластичной до мягкопластичной консистенции с показателем текучести в диапазоне $I_L=0,46\div 0,64$, удельное сцепление 21,0 кПа, угол внутреннего трения 16° и модуль деформации $8,0\div 10,0$ МПа.

Особенностью площадки следует считать высокий уровень грунтовых вод, который залегает практически с отметки дна котлована.

Проектом свайного поля предусматривались сваи длиной $14\div 16$ м. Расчетная нагрузка на сваи $N=640,0$ кН. Погружение свай производилось по технологии вдавливания с помощью сваевдавливательной установки «Тайзер». В процессе погружения фиксировалось усилие вдавливания. Контролируемое усилие вдавливания в проекте принято равным $N_k=705,0$ кН. По мере достижения указанного усилия погружение заканчивалось.

Контролируемое усилие с коэффициентом 1,1 принято из опыта вдавливания свай в аналогичных грунтовых условиях, когда основание представлено водонасыщенными суглинками.

Известно, что погружение свай сопровождается вытеснением грунта, что обуславливает формирование вокруг свай уплотненной области грунта, в пределах которой улучшаются строительные свойства последнего. Однако, из-за малого значения коэффициента фильтрации в глинистых грунтах указанный процесс носит относительно длительный характер. Тем более вследствие уплотнения указанный коэффициент существенно уменьшается по сравнению с областью суглинка за пределами зоны уплотнения.

На этапе погружения сваи вдоль боковых граней формируется водно-коллоидная оболочка, что выполняет роль своего рода смазки между боковыми гранями и грунтом. По окончании погружения сваи грунтовая вода отжимается из уплотненной области, что ведет к нарастанию сил трения между гранями сваи и минеральными частицами грунта. Указанная сила начинает превышать трение между частицами грунта в околосвайном водонасыщенном пространстве. Поэтому при оценке несущей способности свай расчетное сопротивление вдоль боковых граней не зависит от материала сваи, а реализуется между грунтом. Считается, что вокруг сваи формируется грунтовая оболочка толщиной $5,0\div 15,0$ мм, которая перемещается вместе со свай «прилипаясь» к последней.

Для всех шести свай контролируемое усилие $N_k=705,0$ кН достигнуто при погружении свай менее, чем на 12,0 м. При проведении настоящих испытаний ставилась задача определить несущую способность свай на различных отрезках времени. В частности:

- Первое – непосредственно зафиксировать момент достижения усилия $N_k=705,0$ кН;
- Второе – через два часа после окончания вдавливания;
- Третье – через 24 часа после завершения второго испытания;
- Четвертое – через шесть суток после завершения третьего испытания;
- Пятое – после десяти суток после окончания четвертого испытания.

Согласно требованиям ГОСТ 5686-2012, нагрузки на опытные сваи прикладывались ступенями по 130,0 кН, за исключением первой ступени, принятой равной 260,0 кН.

ГОСТом при статических испытаниях грунтов сваями несущая способность определяется на момент потери устойчивости опытной сваи или соответствующей 20% допустимой осадки для проектируемого здания.

В отличие от указаний ГОСТ за величину несущей способности авторами принималась ступень нагрузки, предшествующая ступени, обуславливающей потерю устойчивости сваи. Результаты приведены в таблице.

Таблица 1

№ сваи	Глубина погружения, м	Несущая способность по результатам испытания, кН					Коэффициент надежности γ_n
		I	II	III	IV	V	
50	11,7	705,0	840,0	920,0	980,0	1005,0	1,39
54	10,9	705,0	860,0	900,0	910,0	960,0	1,29
312	11,3	705,0	845,0	890,0	960,0	995,0	1,36
512	11,8	705,0	835,0	895,0	970,0	1010,0	1,38
518	11,4	705,0	850,0	910,0	965,0	1000,0	1,37
623	11,5	705,0	870,0	925,0	1000,0	1050,0	1,42

В таблице коэффициент надежности γ_n принимался по результатам определения несущей способности в четвертом испытании - через шесть суток после завершения третьего испытания. Согласно результатам, коэффициент надежности изменяется в диапазоне $\gamma_n=1,29\div 1,42$, если испытания проводить поле «отдыха» сваи в течении шести суток, что и регламентируется ГОСТом.

Представляет интерес увеличение несущей способности от продолжительности отдыха свай. На рисунке приведены зависимости несущей способности свай F (кН) от продолжительности процесса фильтрационной консолидации грунтового основания T (часы).

Зависимость $F=f(T)$ носит криволинейный характер с ярко выраженными участками. Самый интенсивный участок нарастания несущей способности сваи приходится на первые два часа после погружения последней. В данном случае за два часа F вследствие упрочнения фильтрационной консолидации прирастает в среднем на 140,0 кН или в 1,2 раза. За сутки в 1,26 раза. За шесть суток в 1,41 раза. Полученные результаты испытаний шести свай в данных грунтовых условиях конкретной строительной площадки позволяют сделать следующий основной вывод.

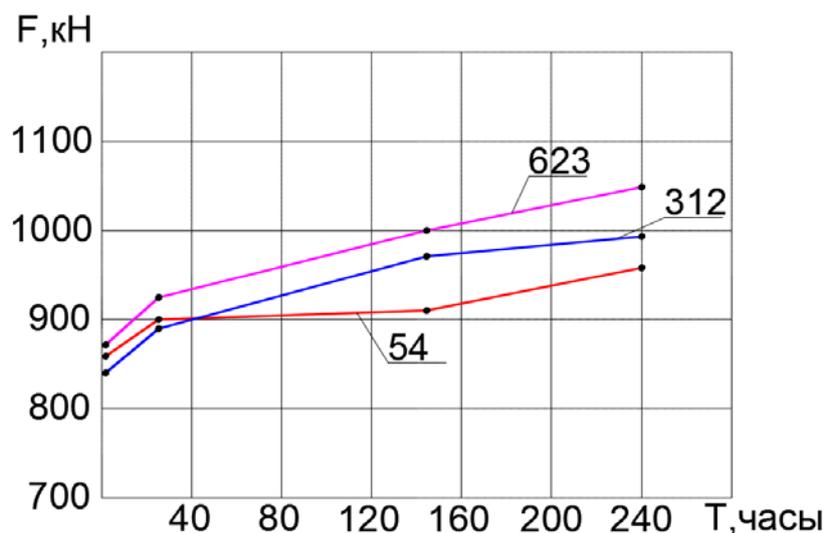


Рисунок 1. Зависимость несущей способности свай F (кН) от продолжительности процесса фильтрационной консолидации грунтового основания T (часы).

Процесс фильтрационного уплотнения в достаточные на практике сроки с точностью $3\div 5\%$ завершается в течение $6\div 7$ суток, если учесть принимаемый при назначении расчетно-допускаемой нагрузки коэффициент запаса $1,2$, т.е. 20% от F .

Результаты испытаний позволили авторам внести в проект заниженное значение контролируемого усилия вдавливания. Последнее превышает $N_{р.д.}$ только на 10% , а не на 25% рекомендуемых СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты» [3]. При этом, если при погружении сваи заданной длины контролируемое усилие не достигнуто, рекомендуется проверить указанное усилие через два часа. При отрицательном результате – через 24 часа. Затем, если усилие вдавливания меньше N_k , провести через шесть суток стандартные статические испытания сваи и принять окончательное решение о несущей способности сваи и дублере, в случае необходимости.

В целом по результатам испытаний в проекте изменены длины свай. Все сваи приняты длиной $12,0$ м и в процессе устройства свайного поля не пришлось возвращаться ни к одной свае с целью уточнения контролируемого усилия через 24 часа.

Библиографический список

1. ГОСТ 5686-2012. Грунты, методы полевых испытаний сваями. – Введ. 2013-07-01. – Москва: Стандартинформ, 2014. – 42 с.
2. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83* – Введ. 2017-07-01. – Москва: Стандартинформ, 2017. - 130 с.
3. СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85 – Введ. 2011-05-20. – Москва: Минрегион России, 2011. - 80 с.
4. Буров, В. П. Исследования влияния скорости погружения на усилия вдавливания свай / В. П. Буров, Ю. С. Маусумбаев // Известия вузов. – 1969. – №9. – С. 17-21.

5. Малышев, М. В. Расчет осадок фундаментов при нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями в грунтах / М. В. Малышев, Н. С. Никитина – Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1982. – № 2. – С. 21-25.

6. Шулятьев, О. А. Особенности взаимодействия свай с грунтом и между собой в условиях свайного поля / О. А. Шулятьев, И. А. Боков – Вестник НИЦ Строительство. – 2014. – № 10. – С. 166-176.

Пути оптимизации осадки свай в пробитых скважинах с уширением с учетом взаимовлияния

Глухова М.В., Глухов В.С.

Пензенский государственный университет архитектуры и строительства, г. Пенза

Достаточно перспективным вариантом фундаментов в широком диапазоне грунтовых условий можно считать сваи в пробитых скважинах с уширением (СПСу) [1, 2, 3]. Особенностью последних является способность воспринимать значительные нагрузки, порядка 1500÷3000 кПа. При указанных нагрузках давление на грунтовое основание в уровне подошвы уширения составляет порядка $P=2000\div4000$ кПа. Расчет осадки таких свай ведется по известной традиционной методике с использованием расчетной схемы грунтового основания в виде линейно-деформируемого полупространства.

В большинстве случаев при определении деформации грунтового основания СПСу расчетные осадки не превышают допустимых значений несмотря на указанную значительную величину давления на грунт под уширением. Последнее обусловлено технологией устройства рассматриваемых свай.

При устройстве СПСу скважина формируется пробивкой с вытеснением грунта, что обуславливает формирование вокруг скважины уплотненной зоны. То же имеет место при формировании уширения из щебня. Ниже подошвы уширения указанная зона распространяется на $(0,8\div1,0)D_y$. В пределах зоны уплотнения существенно повышается модуль деформации грунта, который в расчетах принимается порядка $E=(15,0\div25,0)$ МПа. В последней перераспределяется значительная часть вертикальных сжимающих напряжений σ_{zp} , существенно уменьшая расчетную осадку (рис. 1).

Положение с расчетными деформациями грунтового основания рассматриваемых свай усугубляется при проектировании кустов или свайных полей. Указанное связано со взаимовлиянием СПСу при расчете осадки [4].

В настоящей работе авторами исследованы основные аспекты взаимовлияния СПС на расчетную осадку в зависимости от расположения свай в плане, вертикальной привязки и их количества. Поверочные расчеты осадок показывают, что в свайных полях следует выделять фрагмент из девяти свай (рис. 2).

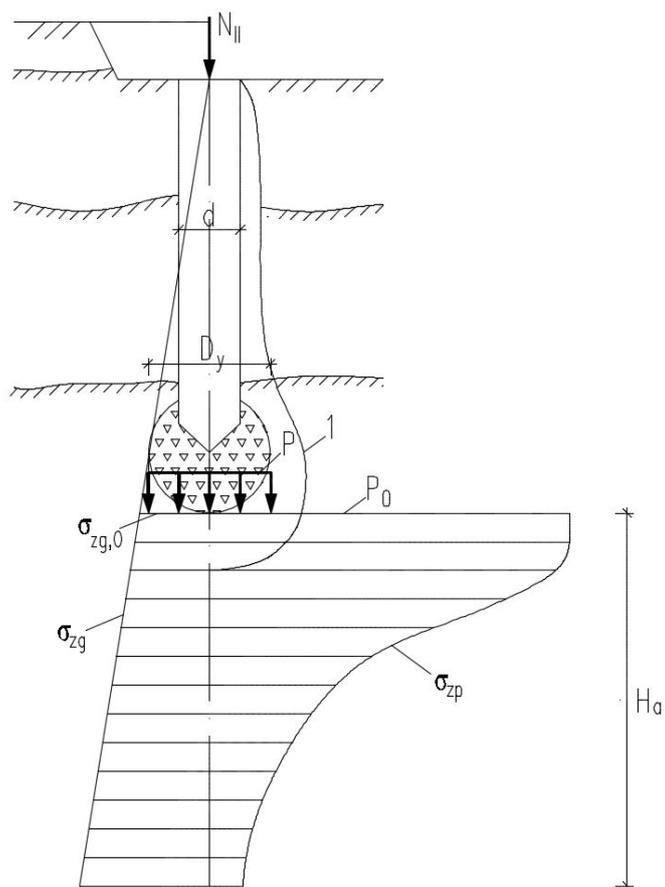


Рисунок 1. Схема расчета осадки: 1 – контур зоны уплотнения

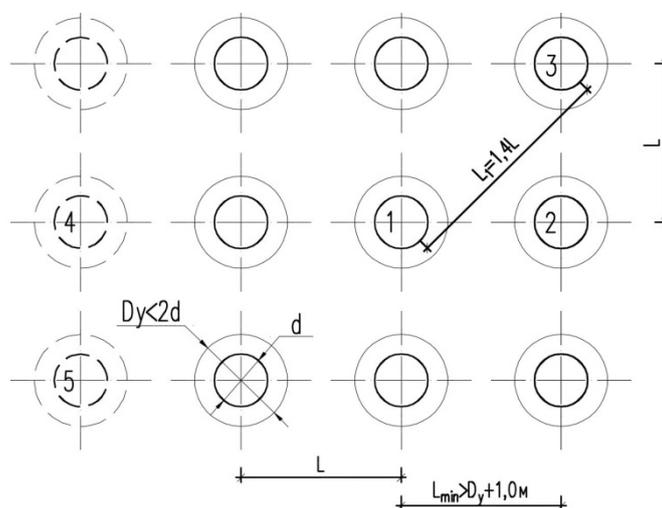


Рисунок 2. Расчетная схема фрагмента свайного поля для исследования взаимодействия свай

При расположении свай с уширением в плане, руководствуясь указаниями свода правил СП 24.13330.2011, минимальное расстояние между осями свай принимается из условия соблюдения расстояния в свету между

уширениями не менее 1,0 м. Следовательно, минимальное расстояние между осями свай порядка $4d$, где d - диаметр ствола сваи. При этом диаметр уширения рассматриваемых свай принимается не более $D_y \leq 2d$.

Во фрагменте из девяти свай исследовалось взаимовлияние свай в кусте на осадку сваи №1. Рассматривались два направления оптимизации осадки указанной сваи.

1. Изменялись расстояния между сваями в плане;
2. Сваи принимались различной длины с расположением подошвы уширения в разных уровнях.

В рассматриваемом фрагменте из девяти свай наибольшее взаимовлияние приходится на сваю №1. На деформацию грунтового основания накладываются вертикальные сжимающие напряжения σ_{zp} от восьми окружающих свай.

Для схемы, когда расстояние между сваями №1 и №2 минимальное $l_{min} = D_y + 1,0$ м и $l_l = 1,4l$ расчетная осадка сваи №1 от влияния восьми свай составляет порядка 310% от расчетной осадки указанной сваи без учета взаимовлияния. Взаимовлияние, обуславливающее такое увеличение деформации, недопустимо.

С целью возможной оптимизации технического решения исследован характер взаимовлияния рассматриваемых свай на примере изменения расстояния l между двумя сваями №1 и №2. При этом в качестве грунтового основания принимались суглинки с модулем деформации $E = 10,0$ МПа. По результатам расчетов с использованием программного обеспечения, учитывающего взаимовлияние, построен график зависимости взаимовлияния на осадку ΔS расстояния между осями свай по мере увеличения последнего (рис. 3).

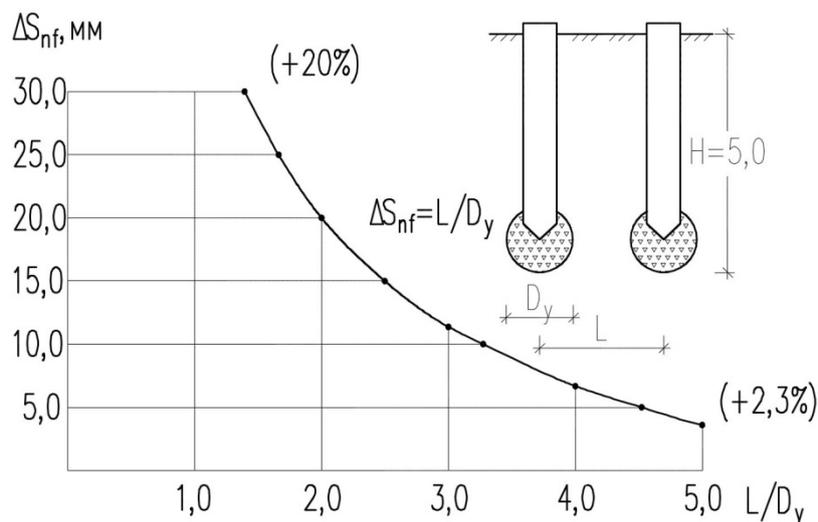


Рисунок 3. Зависимость влияния на осадку сваи соотношения $\Delta S = f(l/D_y)$

Анализируя зависимость $\Delta S = f(l/D) = f(l/D_y)$ следует отметить, что указанная зависимость носит нелинейный характер. При расстоянии между

осями $l=1,5D_y=3d$ осадка сваи №1 увеличивается в расчетах на 20% и, следовательно, увеличение осадки от влияния восьми свай нельзя считать допустимым. Видимо, следует увеличить расстояние между осями свай. Исходя из данного графика при расстоянии $l=2,5D_y=5d$, расчетная осадка сваи №1 не превысит допустимого значения $S_u=120\div 150$ мм, которое регламентируется для большинства зданий и сооружений.

Исходя из последних умозаключений, влияние свай №4 и №5 на осадку сваи №1 можно не учитывать, если указанные сваи находятся на расстоянии $10d$ от сваи №1. При этом влияние сваи №4 на увеличение осадки сваи №1 не превышает $2\div 3\%$, т.е. порядка $4,0\div 5,0$ мм.

Уменьшение взаимовлияния на осадку путем увеличения расстояния между сваями в ряде случаев невозможно из-за нагрузок на фундаменты и для кустов свай ведет к серьезному увеличению размеров кустовых ростверков, а, следовательно, к удорожанию фундаментов.

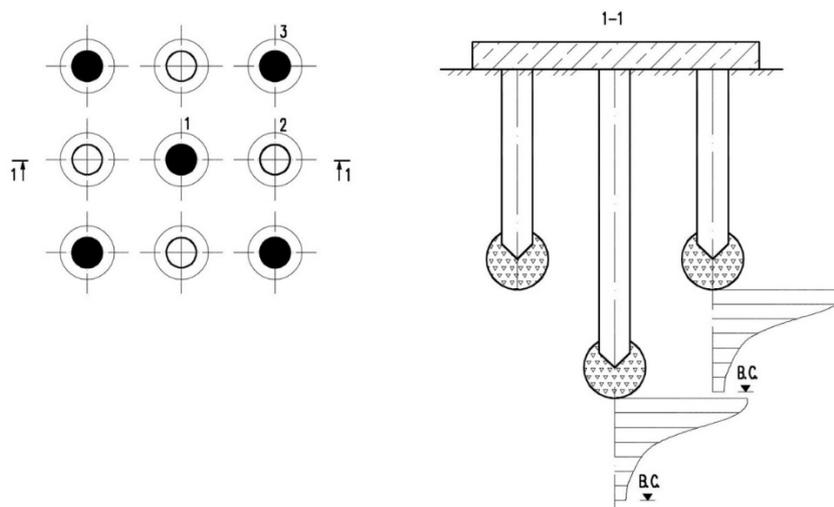


Рисунок 4. Схема для расчета разноуровневых свайных фундаментов

Авторами предлагается более рациональный путь оптимизации технического решения. Рекомендуется выполнить сваи с разноуровневым расположением подошвы уширения по диагональной схеме. При этом средняя свая №1 должна иметь бóльшую длину (рис. 4). Соотношение длин в кусте определяется с учетом взаимовлияния из условия, что осадка средней сваи №1 не превышает допускаемое значение осадки S_u для проектируемого объекта. Наряду с указанным, решается задача минимизации расстояний между сваями.

Библиографический список

1. Бартоломей, А. А. Фундаменты в вытрамбованных котлованах в грунтах со слабым подстилающим слоем / А. А. Бартоломей, А. Б. Шукенбаев // Тр. IV междуна-род. конф. по проблемам свайного фундаментостроения. – 1994. – С. 14-17.
2. Крутов, В. И. Свайные фундаменты из набивных свай в пробитых скважи-нах / В. И. Крутов, В. К. Когай, В. С. Глухов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2010. – №2. – С.10-14.

3. Глухов, В. С. Модернизация метода расчета несущей способности свай в пробитых скважинах с уширением / В. С. Глухов, О. В. Хрянина, М. В. Глухова // Современные научные исследования и инновации. – 2015. – №3-1 (47). – С. 91-95.

4. Глухов, В. С. Исследование влияния уширения свай в пробитых скважинах на осадку / В. С. Глухов, О. В. Хрянина, М. В. Глухова // Известия Юго-Западного государственного университета. – 2011. – 5-2(38). – С. 351а-354.

Моделирование задач фильтрации и теплопроводности при расчете плотин и шпунтовых ограждений

Евзеров И.Д., Марченко Д.В., Гераймович Ю.Д., Колесников А.В.

ЛИРА софт, г. Москва

В ПК ЛИРА 10.8 были добавлены конечные элементы для работы с задачей фильтрации (новая реализованная задача) совместно с задачами теплопроводности (задача появилась в ПК ЛИРА 10.6).

В совокупности возможность решения этих двух задач позволяет производить полноценные расчёты подпорных гидротехнических сооружений (земляные плотины, перемычки, дамбы), водопроводящих каналов, дренажных систем, при осушении грунтового основания [1].

В рамках модуля расчета теплопроводности решается стационарная задача:

$$- \operatorname{div}(K \operatorname{grad} T) = q, \quad (1)$$

T - температура,

q - плотность источников тепла,

K - коэффициент теплопроводности,

$Q = -K \operatorname{grad} T$ - тепловой поток.

Для применения МКЭ нужно интегральное тождество, аналогичное принципу возможных перемещений. Его получаем из (1) и формулы Грина интегрирования по частям:

$$\begin{aligned} \int_{\Omega} q * t * d\Omega &= \int_{\Omega} - \operatorname{div}(K \operatorname{grad} T) * t * d\Omega = \\ &= \int_{\Omega} K \operatorname{grad} T * \operatorname{grad} t * d\Omega - \int_{\Gamma} K \partial T / \partial n * t * d\Gamma \end{aligned} \quad (2)$$

Здесь t - вариация T .

Возможны три варианта граничных условий:

1) На части границы Γ_1 задана температура $T = T_0$;

2) На части границы Γ_2 задан тепловой поток $Q = Q_0$;

3) На части границы Γ_3 происходит теплообмен с окружающей средой по закону $Q + k(T - T_1) = 0$, k - коэффициент теплообмена,

T_1 - температура окружающей среды;

Было добавлено 17 новых типов нагрузок для задачи теплопроводности: заданная температура и сосредоточенный тепловой поток в узлах, со-

средоточенные, равномерно распределенные и неравномерно распределенные тепловые потоки в элементах, а для элементов поверхностного теплообмена - температура окружающей среды. В результате расчета получаем распределение температуры по конструкции (Рисунок 1).

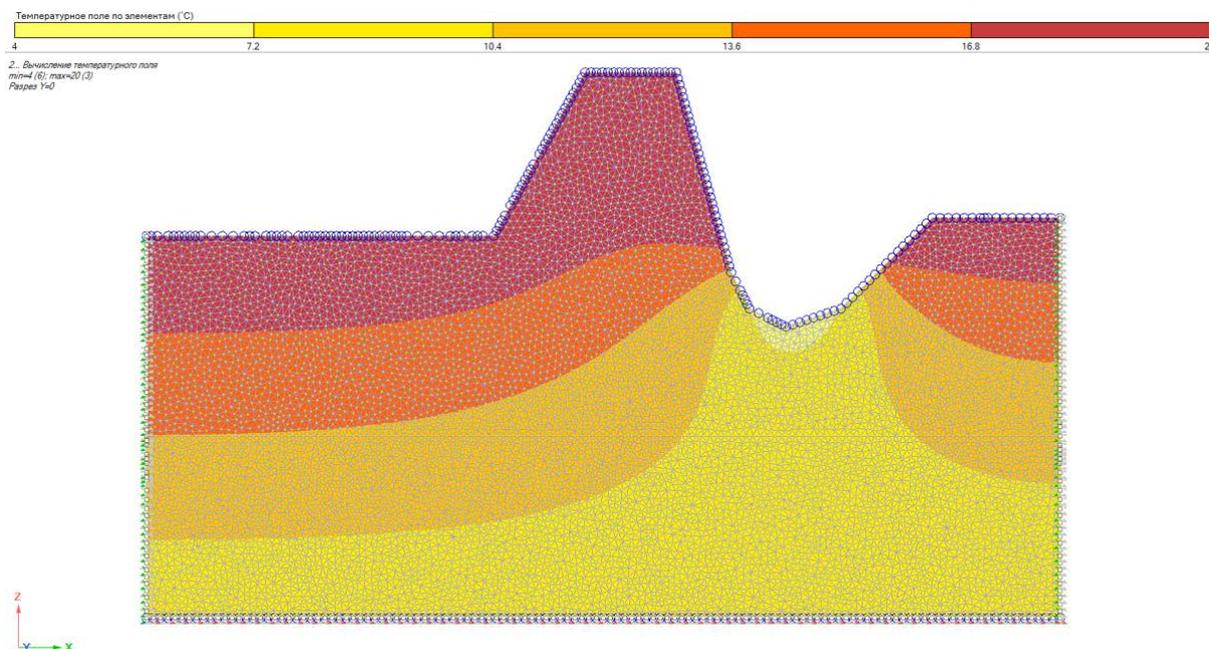


Рисунок 1. Распределение температуры

Для задачи фильтрации, программа производит расчет поля давления и скорости фильтрации грунтовых вод в расчетных схемах с произвольной геометрией для дальнейшего определения напряженно-деформированного состояния от действия вычисленного порового давления. Расчет выполняется, как с учетом физически нелинейных свойств грунта, так и с учетом изменения геометрии конструкции (Монтаж + Фильтрация). Кроме этого реализована возможность совмещения расчета фильтрации с расчетом стационарной теплопроводности в рамках одной задачи.

Для типов материалов плоского и объемного грунта добавлены фильтрационные свойства. В библиотеке загрузений созданы новые типы загрузения:

- «Стадия нелинейного загрузения с расчетом фильтрации»;
- «Стадия возведения сооружения с расчетом фильтрации»;

Добавлен новый тип узловой нагрузки: давление жидкости для фильтрации, которую можно назначать как на отдельные узлы, так и на группу узлов с линейным или заданным функцией законом распределения, также, добавлен новый тип закрепления, используемый в расчетах фильтрации.

В результате расчета доступна возможность оценить распределение давления и скорости фильтрации в грунтовом массиве, направление фильтрации, а также перемещения и напряжения, которые вызваны действием

вычисленного порового давления. Всё это делает возможным производить полноценный расчёт плотин методом конечных элементов.

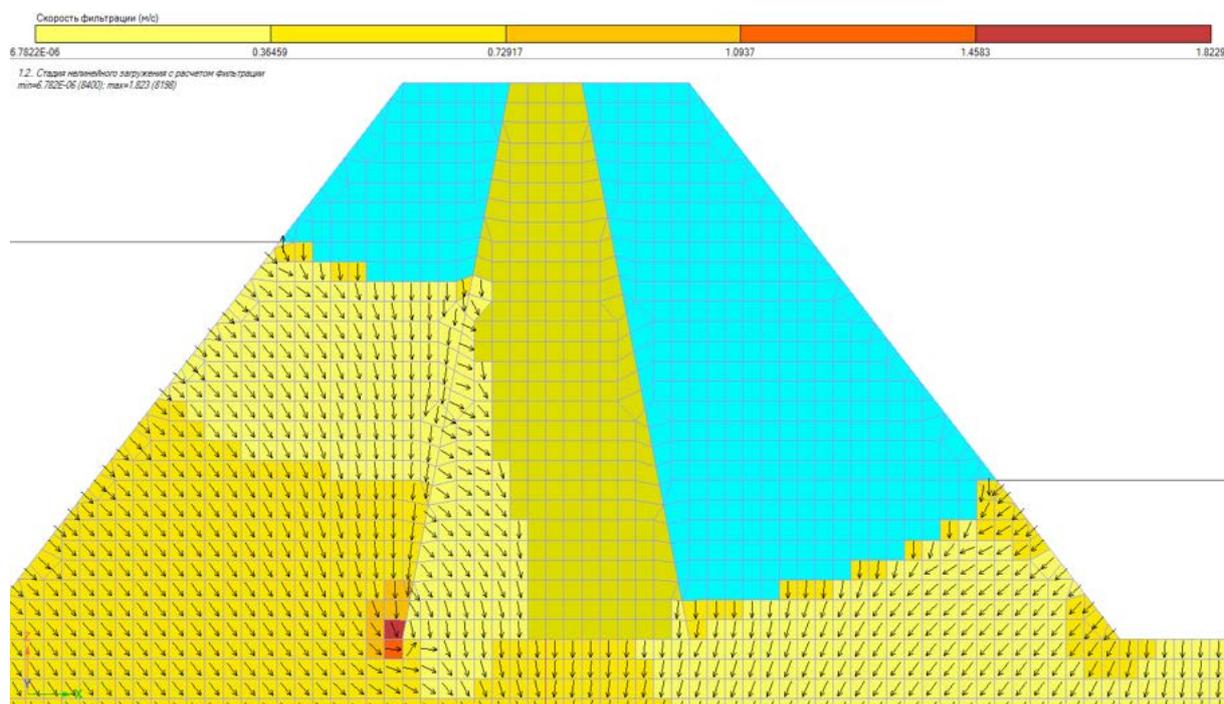


Рисунок 2. Скорость фильтрации

Библиографический список

1. СП 39.13330.2012 Плотины из грунтовых материалов. Актуализированная редакция СНиП 2.06.05-84*

Определение параметров прочности оттаивающих грунтов в испытаниях на трехосное сжатие

Калабина М.В., Царапов М.Н.

*Московский государственный университет имени М.В.Ломоносова,
г. Москва*

Приведена методика определения параметров прочности оттаивающих грунтов в испытаниях на трехосное сжатие. Выявлены особенности поведения грунтов при оттаивании под нагрузками. Получены экспериментальные данные о прочности оттаивающих грунтов.

Введение. При строительстве и эксплуатации сооружений в областях криолитозоны часто можно столкнуться с проблемой оттаивания грунтов. Оттаивающие грунты представляют собой многокомпонентные системы со сложными физико-химическими взаимодействиями между их составляющими. Эти взаимодействия непрерывно изменяются во времени без и при

любых механических и тепловых нагрузках [1]. При строительстве по II принципу, с допущением оттаивания вечномерзлых грунтов, часто не учитывают изменения прочностных свойств грунтов. Но, достаточно прочные мерзлые грунты при переходе температуры через 0 °С могут превращаться в разжиженные массы, не способные выдерживать даже незначительную нагрузку [2]. Поэтому изучение процессов, протекающих в грунтах при оттаивании чрезвычайно важно.

Специфика оттаивающих грунтов. Оттаивающие грунты – относительно новое направление в инженерной геокриологии. В настоящее время учеными предпринимаются многочисленные попытки прогнозирования поведения таких грунтов. Для полного понимания протекания процессов в этих специфических грунтах необходимо учитывать комплекс факторов. Уже выявляются и устанавливаются факторы, влияющие на формирование прочностных свойств оттаивающих грунтов. К ним относятся физические свойства, дисперсность, структурно-текстурные особенности, температура грунта, влажность грунта и скорости оттаивания. Изучение и расчет влияния этих факторов позволяют составлять прогнозы развития и изменения механических свойств.

Основная специфика оттаивающих грунтов состоит в наличии в составе изначально мерзлого грунта льда. При отрицательной температуре лед в грунтах содержится в виде ледяных включений либо в виде льда-цемента. При наличии в составе льда порода обладает значительными характеристиками прочности. Лед образует льдоцементационные связи и сцепляет грунтовые частицы друг с другом, также лед – это специфическое минеральное образование, и он сам обладает значительной прочностью [3]. Но при оттаивании лед превращается в воду, разрушаются кристаллизационные связи между грунтовыми частицами, что является одной из причин снижения прочности. Также при оттаивании освобождается значительное количество свободной гравитационной воды, которая ослабляет связь грунтовых частиц, уменьшая величину угла внутреннего трения и сцепления, а также вода способствует развитию избыточного порового грунта, которое при приложении малой по величине внешней нагрузки на грунт может способствовать его разрушению и потере несущей способности. В грунтах в процессе оттаивания также происходит миграция влаги к фронту промерзания-оттаивания, что изменяет строение. Этот процесс определяет наличие крупных пустот в оттаивших грунтах и наличие избытка воды в зоне разрушения, что негативно влияет на параметры прочности. Еще специфика оттаивающих грунтов проявляется в повышенной проницаемости таких грунтов и наличии следов первичной криогенной текстуры.

Исследование прочностных свойств оттаивающих грунтов чрезвычайно важно. Грунты при оттаивании практически теряют свою несущую способность в зависимости от количества льда в составе. Чем больше льдистость, тем значительнее потеря прочности. Непредвиденное оттаива-

ние грунтов-оснований может произойти в любой момент времени в период строительства или при эксплуатации инженерного сооружения в областях криолитозоны. Причиной может служить техногенное воздействие, выражающееся в утечке из коммуникаций, разрушении естественных природных покровов, нарушении теплоизоляции здания или сооружения [4].

Учет свойств оттаивающих грунтов позволяет избегать неблагоприятных и опасных последствий, либо прогнозировать происходящие процессы и поведение грунтов в новом состоянии под внешними нагрузками.

Грунты в природном массиве находятся в сложном напряженном состоянии. Они подвергаются воздействию различных разнонаправленных сил. При этом они представляют собой сложную неоднородную многокомпонентную систему. Очень сложно создать подобные условия в лабораториях. Но в настоящее время уже предпринимаются попытки моделирования естественного напряженного состояния грунтов.

Методика проведения испытаний на трехосное сжатие. При проведении испытаний на оттаивающих грунтах методом трехосного сжатия определяем такие характеристики прочности грунтов как угол внутреннего трения и удельное сцепление. Параметры прочности получаем в ходе экспериментов, проводимых при нагружении образцов грунта в камере трехосного сжатия при их одновременном оттаивании. В ходе испытаний производится трехосное осесимметричное нагружение образцов с возможностью их неограниченного бокового расширения[5]. Схема испытаний – консолидированное – недренированное, что в наибольшей степени отражает процесс оттаивания, происходящий в природных условиях при переходе температуры через 0°C . Для него характерно уплотнение грунта без оттока влаги.

Для определения прочности используем образцы грунта нарушенного сложения с заданными значениями плотности и влажности, в наибольшей степени приближенными к величинам параметров в естественных природных условиях на исследуемой территории.

Перед проведением испытаний проводим подготовительные процедуры на грунтах. Необходимо изготовить образцы цилиндрической формы диаметром 70 мм и высотой 140 мм. Размеры образцов определяются техническими возможностями установки трехосного сжатия, но соотношение диаметра и высоты образцов постоянное. Перед тем, как поместить образец грунта на основание камеры стабилометра, его торцы покрываем бумажными и каменными фильтрами, для оттока воды во время проведения испытания. Для обеспечения герметичности установки и равномерной передачи всестороннего давления образец помещаем в резиновую оболочку и закрепляем. После сверху устанавливаем верхний штамп для последующего центрирования установки и задания вертикального нагружения.

Образец грунта необходимо устанавливать на основание камеры прибора строго под штоком, для недопущения перекосов и получения до-

стоверных опытных данных. следует соединить и закрепить верхнюю и нижнюю части камеры трехосного сжатия, закрутить все необходимые соединения для приведения прибора в рабочее положение. После заполняем камеру рабочей деаэрированной жидкостью для равномерной по всех площади образца передачи бокового давления. Для измерения деформаций и порового давления в образце используем специальные измерительные датчики и устройства, расположенные в камере прибора. Перед экспериментом необходимо записать начальные показания на всех измерительных приборах. На современных установках большинство этих процедур компьютеризовано и контролируется автоматически. Значения всех необходимых параметров фиксируется с начального момента приложения нагрузок до разрушения грунтового образца.

На начальном этапе испытания проводим реконсолидацию или предварительное обжатие образца грунта для восстановления значений плотности и влажности. Для этого на образец передают всестороннее давление ступенями по 0,025 МПа. После производим оттаивание исследуемого грунта, повышая температуру в термокамере прибора. При этом следим за изменением размеров и формы образца.

Далее производим дополнительное уплотнение образца увеличением всестороннего давления в камере при открытом дренаже. Всестороннее давление при консолидации σ_3 вычисляется как сумма давления в камере, достигнутого при реконсолидации, и заданного давления консолидации σ_c . Его величина чаще всего зависит от рассчитанной предельно допустимой нагрузки от предполагаемого возводимого сооружения. Всестороннее давление передаем ступенями по 0,025 МПа до достижения максимального значения давления. Ступени имеют такую малую величину, так как грунт относится к специфическим и слабым. Каждая степень выдерживается не менее 15 минут. Конечная ступень - до завершения 100% фильтрационной консолидации грунтового образца [5]. В современных установках все необходимые операции по заданию нагрузок и фиксации параметров проводятся автоматически, по предварительному заданию условий в спецпрограммах. После завершения процесса консолидации фиксируем изменение объема и перекрываем дренаж. В современных приборах давление консолидации не обязательно создавать в статическом режиме. Можно использовать кинематический режим. Скорость приложения нагрузки при этом следует задавать до 0,1 МПа в минуту.

Для того, чтобы разрушить грунтовой образец при ранее достигнутом давлении в камере и закрытом дренаже прикладываем дополнительную вертикальную нагрузку. При использовании кинематического режима происходит увеличение вертикальной деформации грунта и непрерывное возрастание вертикальной нагрузки. В статическом же режиме нагружение производится интервалами от 15 секунд до 1 минуты ступенями. Величина ступени составляет 10 % от значения эффективного напряжения, то есть

составляет часть от разницы между полным давлением в камере и поровым в образце. Нагружение продолжаем до момента разрушения образца. Разрушение определяется по резкому изменению значений деформаций или визуально по изменению формы образца или появлению крупных трещин, в зависимости от свойств грунта.

После окончания испытания снимаем нагрузку с образца, убираем давление в камере и сливаем рабочую жидкость. Необходимо брать пробу на влажность и плотность до и после проведения эксперимента. А также делать фотографии образца с масштабной линейкой до и после. Если образец будет сильно льдистый, то при оттаивании вода уйдет – останется пустота. Изменение формы образца хорошо бы учитывать при интерпретации результатов лабораторных испытаний и выявлении закономерностей поведения грунтов.

Экспериментальные данные. Трехосные испытания проводились на оттаивающих песчаных грунтах с Байдарацкой губы. При испытании грунтов производилось моделирование реальной природной обстановки на данной территории. Температура в термокамерах задавалась на основе данных термометрии. Исследования проводились при изменении температуры от -3 до +1 °С. Нагрузки на образец выбирались, исходя из напряженно-деформируемого состояния природных грунтовых массивов. Данные лабораторные испытания позволяют определить изменение их прочности при повышении температуры.

Таблица 1

Значение напряжений в образце грунта при разрушении

Осевое давление при разрушении σ_1 , МПа	Объемное давление при разрушении σ_v , МПа
0,056	0,013
0,074	0,020
0,103	0,023
0,174	0,016
0,249	0,053
0,323	0,050
0,330	0,070
0,430	0,087
0,487	0,100
0,640	0,130
0,757	0,144
0,863	0,160
1,070	0,200
1,144	0,300
1,367	0,300

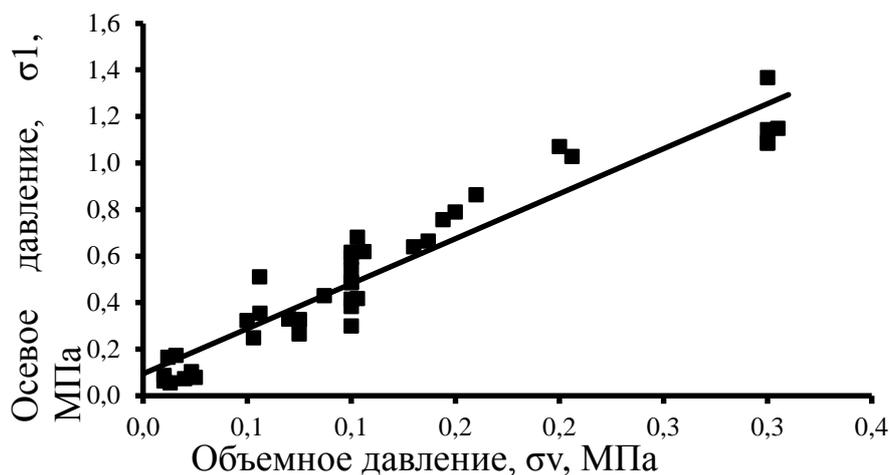


Рисунок 1. Результаты трехосных испытаний песчаных грунтов.

В табл. 1 представлены значения осевых и объемных напряжений в песчаном грунте при разрушении образца в приборе трехосного сжатия. На рис.1. представлен график зависимости объемных и осевых давлений в образце грунта в испытаниях. В ходе экспериментов получены данные о прочности. Величина угла внутреннего трения составляет 36° и сцепления – 24 кПа.

Оттаивающие грунты обладают низкими значениями прочности, что связано с различными неблагоприятными процессами, возникающими и развивающимися при оттаивании.

Трехосные испытания наиболее достоверно отражают естественную природную среду, так как учитывают напряжения, возникающие в грунте, при воздействии внешних сил, действующих одновременно в различных направлениях.

Заключение. В общем, поведение оттаивающих грунтов подчиняется общим закономерностям поведения талых и мерзлых грунтов [6]. Однако оттаивающие грунты обладают специфическими особенностями. Их свойства высокодинамичны. При оттаивании существенно изменяются физико-механические свойства, происходит перестройка структуры, развивается избыточное поровое давление и уменьшаются параметры прочности. При этом закономерности поведения грунтов при оттаивании определяется их первоначальным составом, строением, состоянием и свойствами в мерзлом состоянии.

Библиографический список

1. Роман, Л. Т. Механика мерзлых грунтов. – М.: МАИК «Наука/Интерпериодика», 2002. – 426 с.
2. Цытович, Н. А. Механика мерзлых грунтов: учебное пособие. – М.: «Высшая школа», 1973. – 448 с.
3. Ершов, Э. Д. Общая геокриология: учебник. – М.: Изд-во МГУ, 2002. – 682 с.

4. Мельников, П. И., Вялов, С. С. (ред.). Оттаивающие грунты как основания сооружений: [Сб. статей] / АН СССР, Науч. совет по криологии Земли, Сиб. отд-ние, Ин-т мерзлотоведения; М. Наука, 1981. – 95 с.

5. ГОСТ 12248-2010. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости. – М.: Стандартинформ, 2011. – 83 с.

6. Трофимов, В. Т., Королев, В. А., Вознесенский, Е. О. Грунтоведение: учебник. – 6-е изд., перераб. и доп. – М.: Изд-во МГУ, 2005. – 1024 с.

Сравнение результатов расчета осадок основания по национальным стандартам России и Германии с данными мониторинга

Калугина Ю.А.

НИИОСП им. Н.М. Герсеванова, г. Москва

В настоящее время растет интерес международного сотрудничества России и Германии в области строительства и реализации совместных проектов, что значительно затрудняется в связи с несоответствием национальных баз нормативных стандартов. Это касается и расчета фундаментов, что является зачастую основополагающей геотехнической задачей.

Расчет осадки основания в России производится в соответствии с СП 22.13330.2016 [1], в Германии основной регламентирующий документ для этой цели является DIN 4019: 2015-05 [2]. Анализ сопоставление методик расчета осадок в соответствии с СП [1] и DIN [2], в основе которых лежит метод послойного суммирования, представлен в предыдущих работах, например в [3]. На основе данного анализа сравнения методик расчета одного и того же метода, заключающегося в суммировании деформаций сжатия каждого из слоев, слагающих сжимаемую толщину грунтового основания, выявлены следующие отличия:

– наличие в расчете по российскому нормативному документу [1] коэффициента β , принимаемого для расчета осадки равным 0,8;

– определение i , соответственно, получаемые значения коэффициентов, учитывающих распределения нормальных вертикальных напряжений в грунтовой массе, α по [1] и i по [2], в основе чего лежит фундаментальное решение Ж. Буссинеска [4];

– условие определения нижней границы сжимаемой толщи совпадает только в случае наличия слабых грунтов на границе сжимаемой толщи;

– принятие в расчетах различного модуля деформации [5, 6].

Учитывая все вышеперечисленные отличия методик расчета осадок по СП [1] и DIN [2], а также при использовании в расчетах отличающегося модуля деформации надо полагать, что результаты расчетов также могут иметь значительные отличия. Получаемые расхождения зависят от множества факторов: инженерно-геологических условий; принятия исходных данных (прежде всего расчетного модуля деформации и граничных усло-

вий); формы и размера фундамента; вертикального давления, оказываемого на основание.

В качестве примера сопоставления результатов расчетов по СП [1] и DIN [2] с реальными данными мониторинга проведен ряд расчетов осадок фундамента здания медиацентра переменной этажности 2-3 этажа в сложных инженерно-геологических условиях. Здание в плане имеет неправильную форму близкую к трапеции размерами 423 x 394 м и поделено в плане на 49 отсеков деформационными и антисейсмическими швами (рис. 1). Для расчетов были приняты размеры условного фундамента, приведенного к прямоугольной форме, которые составляют 423 x 232 м.

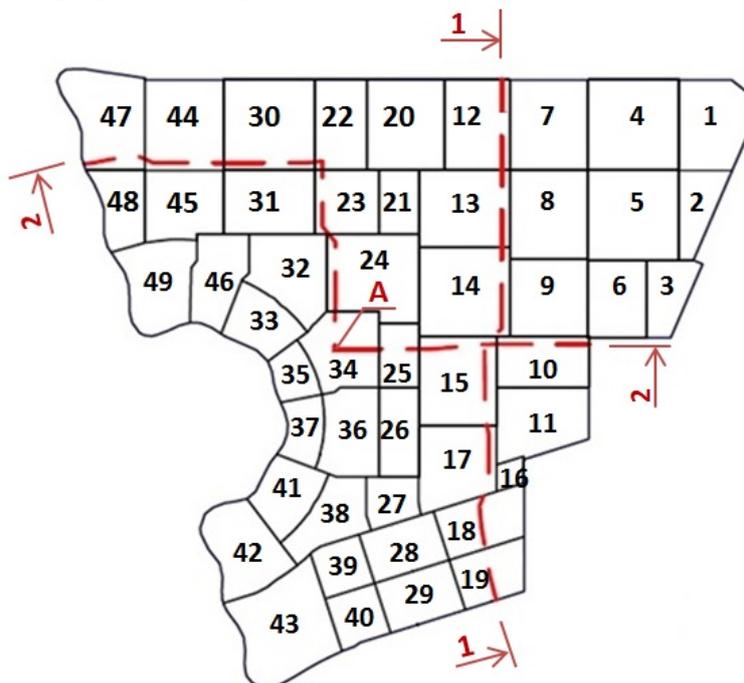


Рисунок 1. Расположение отсеков в плане здания медиацентра

Фундамент здания запроектирован в виде железобетонной плиты на искусственном основании из щебня, армированного геотекстилем. Толщина искусственного основания изменяется от 1,5 м до 3,50 м в зависимости от отметок существующего рельефа.

Инженерно-геологические условия осложнены близким к поверхности расположением уровня подземных вод, наличием высокопористых слабых глин, залегающих как непосредственно у поверхности, так и на значительной глубине и высокой сейсмичностью территории строительства. Физико-механические характеристики грунтов приведены в таблице 1.

Модули деформации для расчета в соответствии с СП [1] $E^{СП}$ были приняты по данным штамповых экспериментов, для расчетов по DIN [2] E^{DIN} – на основании сравнения лабораторных испытаний с данными статического зондирования.

Таблица 1

Физико-механические характеристики грунтов основания

№ ИГЭ	Наименование грунта	Естественная влажность W , %	Граница текучести W_L , %	Граница раскатывания W_p , %	Число пластичности I_p	Показатель консистенции I_L	Плотность ρ , г/см ³	Коэффициент пористости e	Модуль деформации, МПа	
									$E^{СП}$	E^{DIN}
	Искусственное основание						1,7		30	30
5	Глина тяжелая тугопластичной консистенции	45,6	$\frac{61,7}{82,6}$	31,4	$\frac{30,3}{51,2}$	$\frac{0,52}{0,31}$	1,70	1,280	6,3	2,5
5а	Глина тяжелая текучепластичной консистенции	57,8	$\frac{62,0}{83,0}$	28,2	$\frac{33,8}{54,8}$	$\frac{0,88}{0,54}$	1,63	1,543	2,8	1,7
8	Песок пылеватый средней плотности	19,2	не пластичен				1,82	0,718	9,2	27,7
9	Песок мелкий средней плотности	18,6	не пластичен				1,82	0,731	12,5	31,9
10	Песок средней крупности средней плотности	18,7	не пластичен				1,84	0,684	14,3	36,1
12	Гравийный грунт средней плотности	16,5	не пластичен				1,89	0,646	36,1	36,1
13	Галечниковый грунт средней плотности	17,6	не пластичен				1,84	0,698	44,0	44,0
15	Глина тяжелая мягкопластичной консистенции	45,7	$\frac{59,1}{78,8}$	28,0	$\frac{31,1}{50,8}$	$\frac{0,62}{0,38}$	1,70	1,282	1,60	2,8
17	Супесь песчанистая пластичной консистенции	18,9	$\frac{20,8}{23,3}$	16,0	$\frac{4,8}{7,3}$	$\frac{0,60}{0,40}$	1,96	0,636	10,0	11,2

Примечание к таблице: значения W_L , I_p , I_L , указанные над чертой, получены по российским нормам, под чертой – по немецким нормам.

Напластование ИГЭ в пределах площадки строительства характеризуется значительной неоднородностью. В результате частого переслоения песчаных и слабых глинистых грунтов, имеющих мощность в пределах сжимающей толщи до 23 м, а также залегающих на глубине 35-60 м в пределах всей площадки строительства, здание получило: во-первых, значительную осадку, превышающую нормативные значения, а во вторых неравномерную осадку как в области отдельного отсека, так и в плане всего здания. В период от начала строительства 8.02.2011 (после возведения

конструкций «нулевого цикла») и еще до окончания строительства 11.08.2011 максимальное значение осадки достигло 689 мм (отсек №15), минимальное – 174 мм (отсек №12).

На рисунке 2 представлен характер деформирования здания по разрезам 1-1, и 2-2 в соответствии с рисунком 1.

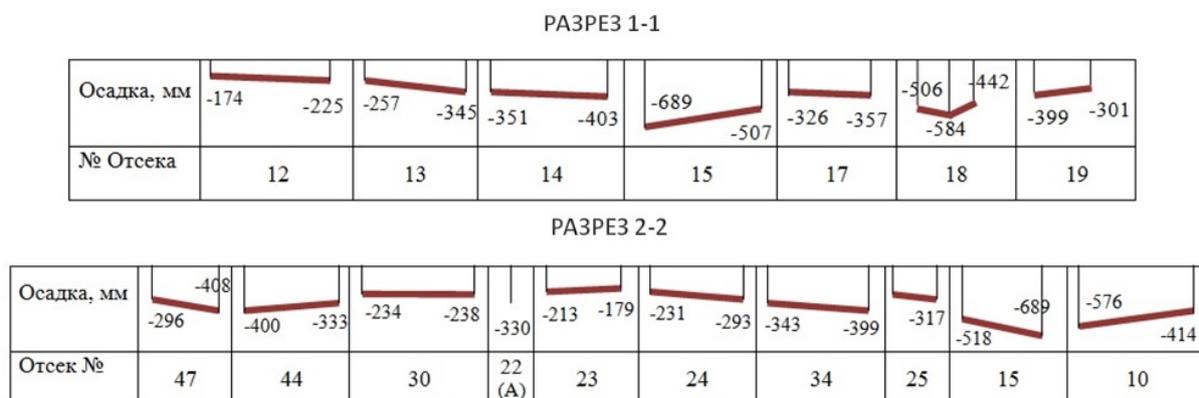


Рисунок 2. Характер деформирования основания по разрезам 1-1 и 2-2

Для сравнения результатов мониторинга с результатами расчетов рассмотрен один из отсеков, получивших максимальные перемещения (отсек № 18). График развитие осадки во времени по данным мониторинга для отсека № 18 представлен на рисунке 3.



Рисунок 3. Развитие средней осадки во времени.

Расчеты проведены при нормативном значении напряжения под подошвой фундамента 70 кПа. Нижняя граница сжимаемой толщи ограничивалась как в соответствии с СП [1], так и в соответствии с DIN [2] глубиной, где вертикальные напряжения от внешней нагрузки составляют 20% вертикальных напряжений от собственного веса грунта. Слой искусственного основания принимался в расчетах как слой грунта основания. Также

был произведен расчет осадок от устройства искусственного основания. Результаты расчетов представлены в таблице 2.

Таблица 2

Расчетные значения осадок здания (искусственного основания), см.

Отсек	Расчет осадки по СП 22.13330, см				Расчет осадки по DIN 4019, см		Данные мониторинга, см		
	максимальной		средней		$E^{СП}$	E^{DIN}	h_{cp}	h_{min}	h_{max}
	$E^{СП}$	E^{DIN}	$E^{СП}$	E^{DIN}					
№ 18	$\frac{77,1}{38,8}$	$\frac{74,0}{39,8}$	$\frac{60,8}{36,8}$	$\frac{61,0}{38,2}$	$\frac{69,3}{37,9}$	$\frac{70,9}{41,3}$	106,6	83,5	124,0

Примечание к таблице: над чертой указаны значения расчетной осадки, полученной от нагрузки от здания, где искусственное основание принимается как слой грунта, под чертой – значения расчетной осадки от веса искусственного основания.

Согласно теории фильтрационной консолидации, построены зависимости степени консолидации (U) от времени (T), учитывая мощности слабофильтрующих глинистых грунтов, входящих в состав сжимаемой толщи при расчете осадки под действием нагрузки от здания (рис. 4) и под действием нагрузки от искусственного основания (рис. 5).

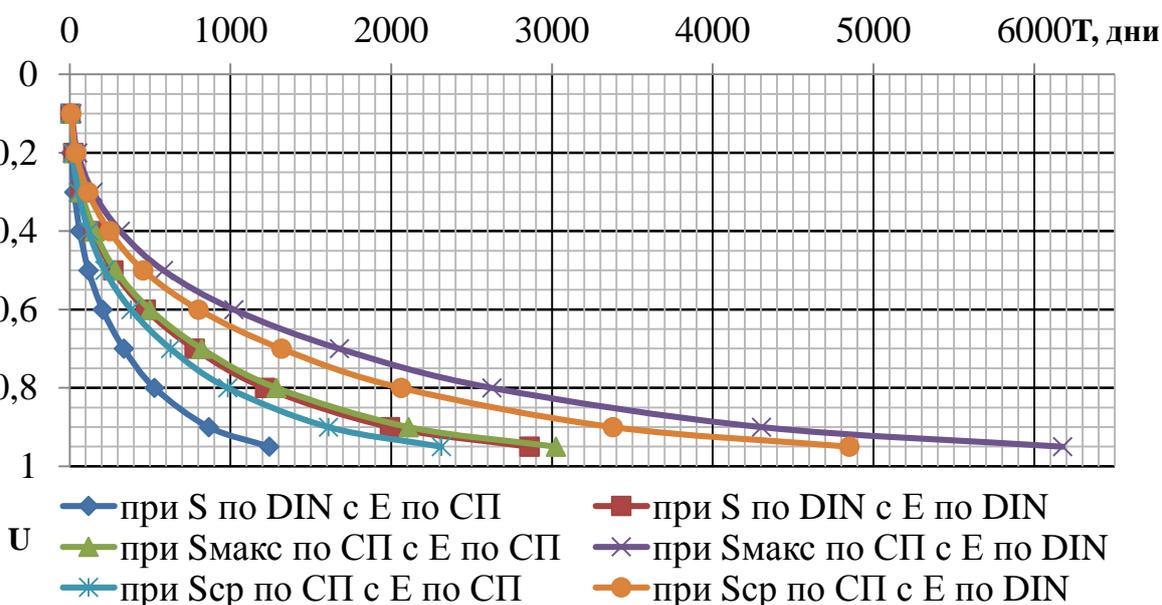


Рисунок 4. Зависимость степени фильтрационной консолидации от времени при расчете осадки под действием нагрузки от здания.

Согласно графику зависимости степени фильтрационной консолидации от времени, при расчете осадки от устройства искусственного основания (рис. 5) к моменту возведения фундаментов здания – примерно через 3 месяца в соответствии с последовательностью производства работ – осадка до-

стигнет 33-58% своих максимальных значений. Учитывая это, вычислена полная осадка фундамента сооружения от приложенных нагрузок в результате возведения здания и устройства искусственного основания (таб. 3).

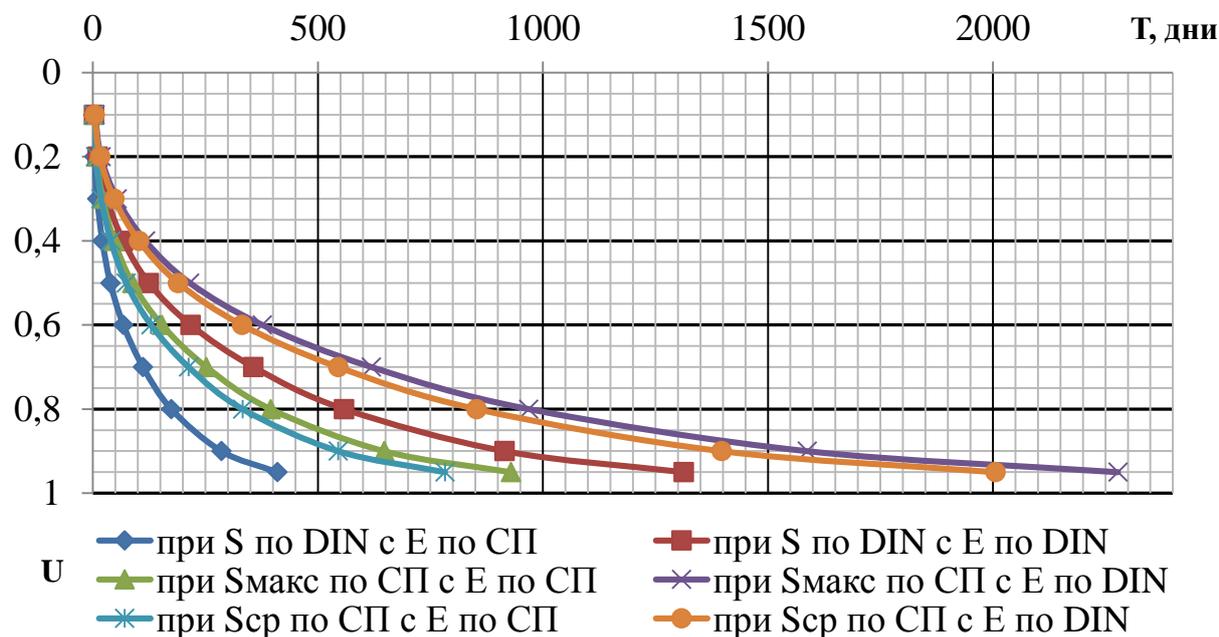


Рисунок 5. Зависимость степени фильтрационной консолидации от времени при расчете осадки под действием нагрузки от искусственного основания.

Таблица 3

Расчетные значения осадок фундамента отсека № 18, см

Отсек	Расчет осадки по СП 22.13330, см				Расчет осадки по DIN 4019, см		Данные мониторинга, см		
	максимальной		средней		$E^{СП}$	E^{DIN}	h_{cp}	h_{min}	h_{max}
	$E^{СП}$	E^{DIN}	$E^{СП}$	E^{DIN}					
№ 18	98,9	101,1	80,7	86,6	85,2	96,6	106,6	83,5	124,0

Сопоставляя данные мониторинга и результаты расчета, было получено, что расчетные значения осадок как по СП [1], так и по DIN [2] меньше данных мониторинга на 10-20 %. Можно предположить, что данные отличия обусловлены тем, что в расчетах по методу послойного суммирования не учитывается деформация грунта в результате вторичной консолидации, которая в особенности для слабых глин может составлять значительную долю осадки сооружения.

Графики развития осадок во времени по данным мониторинга (рис. 3) и расчетным данным (рис. 4) также имеют хорошую сходимость. Значение осадки за последние 7 месяцев мониторинга (20.10.2017 - 20.05.2018)

составляет 12 мм, за этот же период времени (2438-2650 дней) осадка при расчете по DIN [2] с принятием модуля деформации согласно DIN [2] и по СП [1] с принятием модуля деформации согласно СП [1] имеет приблизительно одно значение и составляет 10 мм.

Необходимо также отметить, что сходимость результатов расчетов по DIN [2] и по СП [1] обусловлена заданием исходных данных. При принятии в расчетах разных значений глубины сжимаемой толщи в различных инженерно-геологических ситуациях и характеристик грунтов результаты могут значительно отличаться. В данном случае возможные отличия зависят прежде всего от мощности слабого грунта, входящего в состав сжимаемой толщи, 1 м которого дает прирост осадки 3-4 см. Глубина сжимаемой толщи по СП [1] и DIN [2], несмотря на одинаковое граничное условие, в зависимости от напластования грунтов может отличаться на несколько метров. В пределах рассмотренного объекта эти отличия составляют 3,8-7,2 м.

Представленный пример сопоставления расчетов по различным нормам с данными мониторинга показывает, что вне зависимости от регламентирующего документа, согласно которому производятся расчеты, определяющим критерием является правильность задания исходных данных и выбор граничных условий.

Библиографический список

1. СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений.
2. DIN 4019: 2015-05 Baugrund. Setzungsrechnungen.
3. Кек, Д. Сравнение результатов расчета осадок оснований согласно национальным стандартам России и Германии / Д. Кек, Ю. А. Калугина, Я. А. Пронозин // Геотехника. – 2017. – № 5. – С. 50-60.
4. Boussinesq, J. Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques. Paris: Gauthier-Villars, 1885. – 734 p.
5. Kalugina Ju. Determination of soil deformation moduli after National Building Codes of Russia and Germany / Ju. Kalugina, D. Keck, Ya. Pronozin // Magazine of Civil Engineering. – 2017. – No. 7. – P. 139-149.
6. Калугина, Ю. А. Сравнение расчетных модулей деформации, полученных по данным компрессионных испытаний, согласно национальным стандартам России и Германии / Ю. А. Калугина // Сборник материалов международной научно-практической конференции: в трех томах. Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Тюменский индустриальный университет». – Тюмень, 2016. – С. 74-81.

Результаты полевых испытаний буронабивных свай повторным нагружением в глинистых грунтах

Ляшенко П.А., Шмидт О.А.

*Кубанский государственный аграрный университет им. И. Т. Трубилина,
г. Краснодар*

На сегодняшний день в России основной объем парков резервуаров располагается на участках распространения пылевато-глинистых грунтов. Опыт строительства свайных фундаментов резервуаров на глинистых грунтах показал, что при повторных нагружениях свай происходят значительные приращения осадки, которые нивелируются только по истечении нескольких циклов нагружения-разгрузки [1]. Так, в результате наблюдения за осадками резервуара в Темрюкском районе Краснодарского края установлено, что предельно допустимая по нормативным документам осадка (20 см) была достигнута уже на IV цикле заполнения и опорожнения резервуара. При этом в ходе гидравлических испытаний одним циклом нагружения-разгрузки осадка резервуара составляла лишь 7,8 см [2].

Полевые испытания буронабивных свай проводились на опытной площадке на территории г. Краснодара. В пределах исследованной толщи распространены элювиальные отложения четвертичного периода, представленные одним инженерно-геологическим элементом – суглинком твердым, темно-серым, тяжелым. Сваи были выполнены буронабивными диаметром 100 мм и длиной 1000 мм. Армирование выполнялось конструктивно. Нагружение свай выполнялось через шток, установленный на оголовок, с помощью рычага. Увеличение нагрузки производилось за счет перемещения подвеса с грузом по двум червячным редукторам. Схема статических испытаний приведена на рисунке 1.

В рамках испытаний определялась зависимость осадки буронабивных свай от приложенной силы. Измерение перемещений производилось с помощью фотоэлектронных преобразователей с величиной деления 0,005 мм, которые дублировались датчиками часового типа ИЧ-10. Данные с фотоэлектронных датчиков записывались с шагом 5 сек на блоки управления. Все датчики перемещений были закреплены на отдельной раме, не имеющей сообщения с устройством нагружения и привязанной отдельно к реперной системе.

Для подготовки программы испытаний был проведен анализ режимов эксплуатации крупных резервуаров для хранения нефтепродуктов. Оценивалось минимально разрешенное время полного заполнения резервуара и характер увеличения нагрузки на основание. В процессе эксплуатации резервуаров скорость заполнения зависит от диаметра трубы ввода, скорости движения жидкости и конструкции крыши. Для крупных резервуаров объемом от 10 до 50 тыс. м³ минимально допустимое время полного заполнения составляет от 2,25 до 4,75 часа. Число циклов заполнения-

опорожнения резервуаров зависит от режима эксплуатации (транзитный, накопительный режимы перекачки) и находится в диапазоне от 80 до 350 циклов в год. Отдельно следует отметить, что в процессе эксплуатации резервуары заполняются плавно без выделения ступеней нагружения и без выдержки.

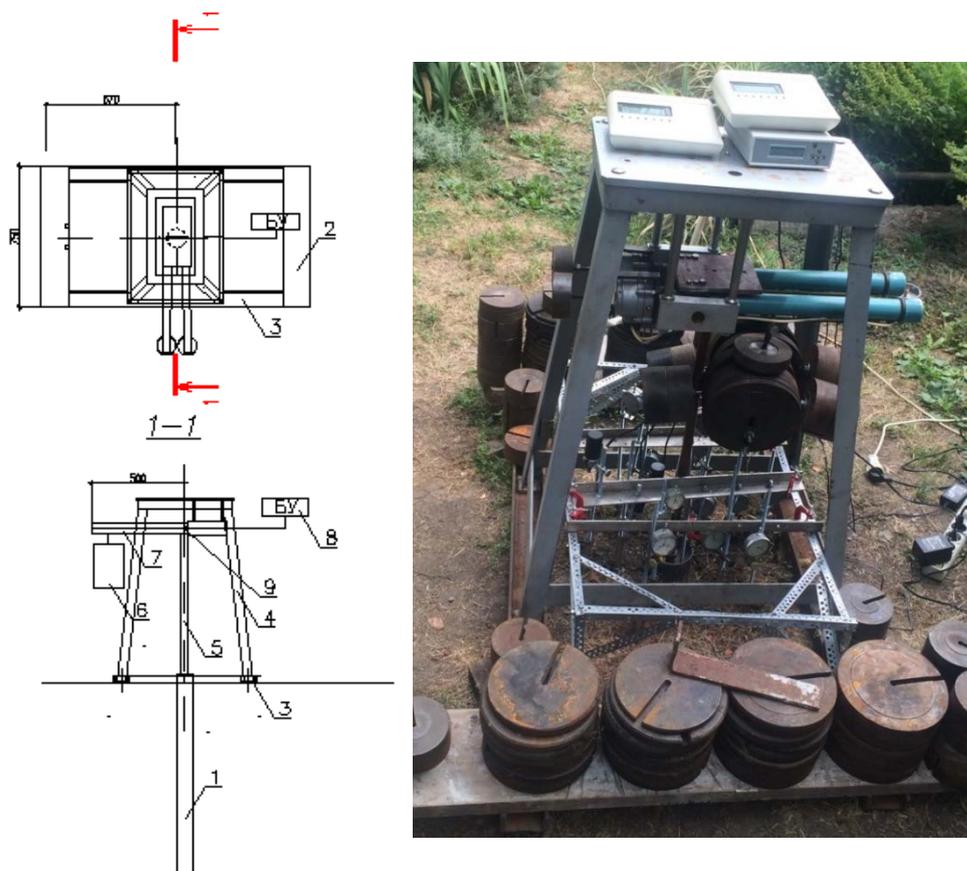


Рисунок 1. Схема испытания свай

1 – свая; 2 – пригруз (2х300кг); 3 – опоры рамы 4 – рама нагружающего механизма; 5 – шток; 6 – груз на подвесах (2х39 кг); 7 – рычаги (два червячных редуктора с электроприводом); 8 – блоки управления; 9 – ось вращения

Статические испытания буронабивных свай проводились плавно возрастающей нагрузкой (без промежуточных ступеней выдержки) в восемь циклов нагружения-разгрузки. Нагружение свай производилось до достижения усилия в 445 кгс, соответствующего рассчитанной несущей способности свай. Время полного нагружения свай составляло 2,25 часа. Скорость нагружения составляла 198 кгс/час. После достижения заданного усилия производилась выдержка сваи под нагрузкой до достижения условного критерия стабилизации, равного скорости осадки менее 0,1 мм за 60 минут измерений. После достижения критерия стабилизации производилась полная разгрузка усилий со скоростью 11,4 кН/час. После завершения испытаний свая выдерживалась в ненагруженном состоянии в тече-

ние суток до следующего цикла испытаний, после чего программа повторялась. Всего были выполнены испытания 2 буронабивных свай. Рассмотрим результаты на примере сваи №1.

В результате испытаний установлено, что конечная осадка в процессе нагружения, а также ее приращение с каждым циклом уменьшается. При этом следует отметить, что уменьшение деформаций происходит в большей степени на последней трети участка нагружения (в интервале свыше 300 кгс), что наглядно наблюдается на рисунках 2 и 3.

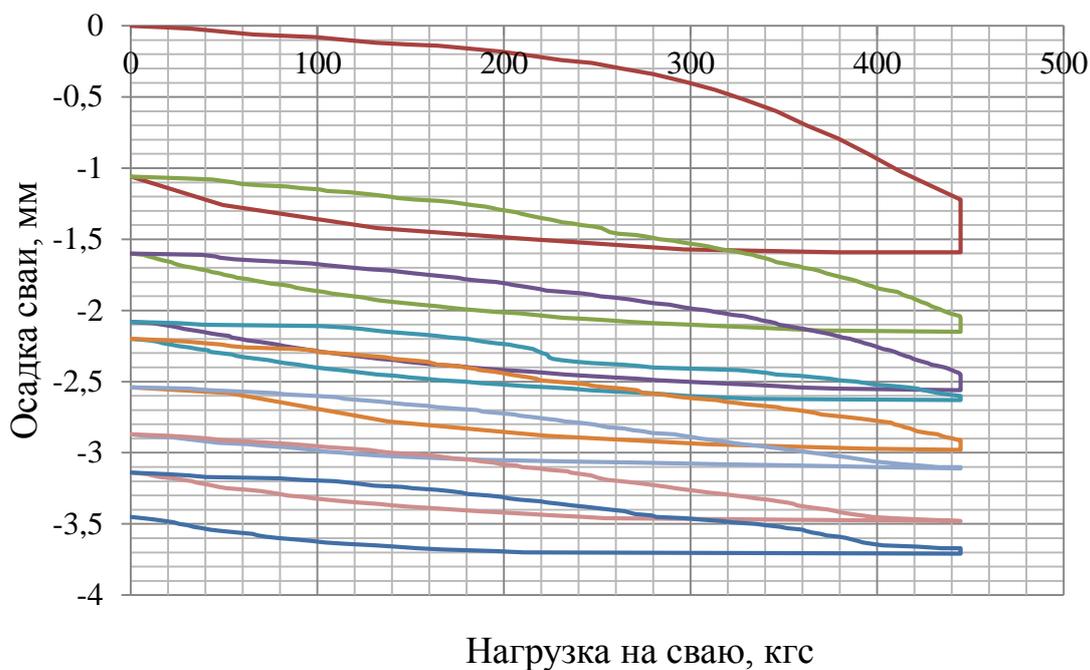


Рисунок 2. Результаты испытаний сваи №1

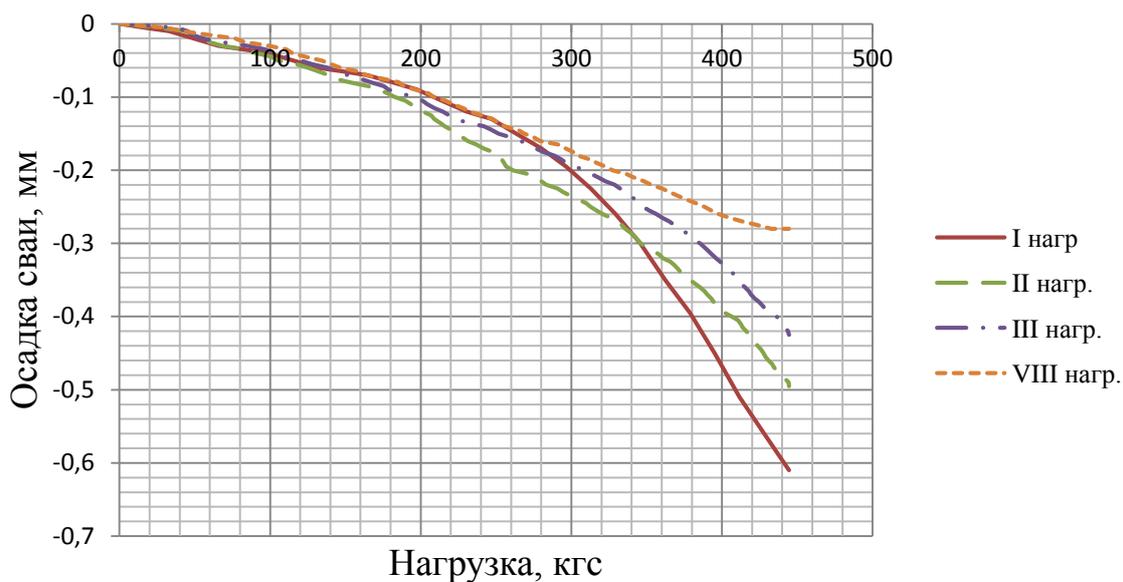


Рисунок 3. Осадка сваи №1 на I, II, III и VIII стадиях нагружения

Для анализа характеристик сжимаемости основания сваи использовался приведенный модуль деформации, получаемый по методу И.З. Гольдфельда [3, 4]. Данные по осадкам, их приращениям, а также по характеристикам сжимаемости грунтов основания сваи приведены в таблице 1.

Таблица 1

Сводные данные по результатам испытания сваи №1

Характеристика	Значение на цикле нагружения							
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
Полная осадка, мм	1,59	2,15	2,56	2,63	2,98	3,11	3,48	3,71
Осадка за цикл, мм	1,59	1,09	0,96	0,275	0,78	0,57	0,60	0,53
Приращение осадки за цикл, мм	-	0,56	0,41	0,07	0,35	0,13	0,37	0,23
Остаточная деформация после снятия нагрузки (за цикл), мм	1,06	0,54	0,48	0,12	0,34	0,33	0,27	0,31
Приведенный модуль деформации $E_{пр}$, МПа	103,1	109,6	112,8	147,7	125,8	129,7	137,1	152

В результате анализа статических испытаний установлено, что приведенный модуль деформации основания с каждым циклом нагружения возрастает и стремится к значениям модуля упругости. Данный эффект также наблюдался и в других исследованиях [5].

Библиографический список

1. Шадунц, К. Ш. Испытания буронабивных свай фундаментов крупных резервуаров / К. Ш. Шадунц, О. Ю. Ещенко, В. В. Угринов // Сборник научных трудов КубГАУ, 2003. – С. 37-41.
2. Коновалов, П. А. и др. Фундаменты стальных резервуаров и деформации их оснований / Научное издание: М: Издательство АСВ, 2009. – 336 с.
3. Гольдфельд, И. З. Графоаналитическая обработка результатов статических испытаний грунтов забивными сваями и зондированием / И. З. Гольдфельд, Е. А. Смирнова // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2011. – №5. – С. 35-40.
4. Шмидт, О. А. Совершенствование метода расчета осадок свайных фундаментов резервуаров с учетом повторяемости их нагружения и разгрузки / О. А. Шмидт // Вестник ПНИПУ. Серия «Строительство и архитектура». – 2018. – Т.9, №2. – С. 125-133. DOI: 10.15593/2224-9826/2018.2.12
5. Ляшенко, П. А. Оценка изменения деформационных характеристик глинистых грунтов в основании буронабивных свай при повторном нагружении / П. А. Ляшенко, Д. В. Гохаев, О. А. Шмидт // Вестник ПНИПУ. Серия «Строительство и архитектура». – 2016. – Т.7, №4. – С. 123-132. DOI: 10.15593/2224-9826/2016.4.012.

Теоретическое обоснование конструкций инженерной защиты трубопроводов в зонах пучинистых грунтов

Марков Е.В., Пульников С.А.

Тюменский индустриальный университет, г. Тюмень

Основной проблемой эксплуатации трубопроводов на крайнем севере Западной Сибири является динамика гидрогеологических и геокриологических процессов. Для холодных трубопроводов наиболее опасно морозное пучение грунтов, поскольку имеет наибольшие погонные усилия, способные повреждать большинство конструкций трубопроводов.

Наибольшую опасность морозное пучение представляет для трубопроводов с высокой отрицательной температурой перекачиваемого продукта ($-0,5 \dots -6$ °С), поскольку вокруг трубопровода формируется зона с пониженным потенциалом грунтовой влаги, но высоким коэффициентом проницаемости. Разница потенциалов является движущей силой перемещения воды в область с более низкой температурой. Пересекая фронт промерзания, вода замерзает, образуя скопления ледяных шпиров и деформируя трубопровод. Проектирование инженерной защиты трубопроводов состоит в теоретическом или экспериментальном обосновании специальных мероприятий для снижения пагубного влияния морозного пучения на подземный трубопровод.

Авторами была разработана математическая модель тепломассопереноса в грунтах, деформирования пучинистых грунтов и деформирования трубопровода, которая позволяет дать теоретическое обоснование параметрам конструкции инженерной защиты трубопроводов от морозного пучения грунтов. Для решения дифференциальных уравнений использован метод конечных разностей. Конечно-разностные уравнения и методика их решения приведена в работе [2]. Там же приведено доказательство сходимости и устойчивости использованной неявной разностной схемы спектральным методом.

Предварительная оценка конструкции инженерной защиты, направленной на устранение процесса морозного пучения грунта, показала, что наиболее перспективным мероприятием является повышение и гидроизоляция грунтов [1]. При этом повышение температуры грунта возможно как с помощью кольцевой теплоизоляции поверхности холодного трубопровода, так и с помощью греющих кабелей. Гидроизоляция уменьшает морозное пучение лишь частично и наиболее эффективна при положении гидроизолирующего слоя на стационарной границе фронта промерзания. Смещение положения границы в сторону отрицательных температур уменьшает эффективность по причине накопления льда за границей гидроизоляции. При смещении границы в сторону положительных температур эффективность снижается по причине перетока воды внутри гидроизолированного грунта из зоны с положительной температурой в зону с отрицательной.

Практическое применение гидроизоляции на трубопроводе в условиях обводненных равнинных территорий севера Западной Сибири возможно с использованием георешетки с высотой ячеек до 250мм (рисунок 1). При этом георешетка перекрывается сверху и снизу полиэтиленовой водонепроницаемой мембраной. Таким образом, зона вблизи нижней образующей трубопровода оказывается блокированной для притока воды и воздействие морозного пучения существенно уменьшается.



Рисунок 1. Общий вид конструкции гидроизолированной грунтовой подушки

Дальнейшие исследования, показали, что размер грунтовой подушки существенно зависит от деформационных свойств её наполнителя. При увеличении модуля деформации грунта в подушке она должна быть более глубокой, а при уменьшении – более широкой. При этом наибольший размер подушки и расход материалов наблюдается при модуле деформации около 60% от модуля деформации местного грунта. Обнаруженная зависимость определяет направление для оптимизации параметров подушки в зависимости от применяемых материалов, их себестоимости и позволяет снизить себестоимость строительного-монтажных работ.

Библиографический список

1. Марков, Е. В. Сходимость и устойчивость метода конечных разностей при расчете морозного пучения / Е. В. Марков, С. А. Пульников, А. Д. Гербер // Проблемы сбора, подготовки и транспорта нефти и нефтепродуктов. – 2017. – №1(107). – С. 69-77.
2. Марков, Е. В. Теоретическое исследование методов инженерной защиты подземных трубопроводов от морозного пучения на участках прерывистого распространения многолетнемерзлых грунтов / Е. В. Марков, С. А. Пульников // Газовая промышленность. – 2018. – № 5. – С. 68-75.
3. Марков, Е. В. Методика обеспечения инженерной защиты от морозного пучения подземных магистральных трубопроводов с помощью грунтовой подушки / Е. В. Марков // Известия высших учебных заведений. Нефть и газ. – 2018. – №3. – С. 91-101.

Вариативные подходы к оценке и управлению оползневым риском транспортных систем

Маций В.С., Кацко Д.И.

Кубанский государственный аграрный университет, г. Краснодар

Безопасность, в соответствии ГОСТ Р 51898-2002 – отсутствие недопустимого риска. Недопустимый риск – риск, при котором частота возникновения опасных факторов чрезвычайно высока, а вытекающие последствия – велики. Очевидно, что любой риск требует снижения.

Допустимый риск – риск, который общество может принять с целью обеспечения своей жизнедеятельности, не рассматривая управление им, то есть, не предусматривая расходы на его снижение в будущем, считая риск оправданным. Толерантный риск – риск, с которым общество живет, так как гарантируются определенные выгоды, но с уверенностью, что он будет контролироваться, пересматриваться и, возможно, снижаться.

Математически риск R выражается в формуле [1]:

$$R = P(D) \times P(V) \times \text{последствия}, \quad (1)$$

где: $P(D)$ – вероятность возникновения опасности; $P(V)$ – вероятность того, что произойдет ожидаемый ущерб, если случится опасность.

Последствия – могут быть как экономическими (связанные с финансовыми затратами на проектные и строительно-монтажные работы), так и экологическими (связанные с привнесением в окружающую среду серьезных изменений). Иначе, риск можно охарактеризовать как произведение вероятности возникновения опасности на ожидаемый ущерб [2]:

$$R(A) = P(A) \times Y(A), \quad (2)$$

где: $P(A)$ – частота события, вероятность возникновения опасности; $Y(A)$ – ожидаемый ущерб от события.

Полностью избавиться от риска априори невозможно, но благодаря инструментам управления, становится возможным существенно снизить как вероятность, так и урон, который может быть нанесен транспортной системе. Значительную помощь в управлении риском оказывает геотехнический мониторинг транспортных сооружений. Для обеспечения предельно безопасной эксплуатации транспортной системы принято разворачивать на объектах строительства сеть геотехнического мониторинга. В соответствии СП 305.1325800.2017 геотехнический мониторинг, это комплекс работ, основанный на натуральных наблюдениях за поведением конструкций вновь возводимого или реконструируемого сооружения, его основания, в т.ч. грунтового массива, окружающего (вмещающего) сооружение, и конструкций сооружений окружающей застройки.

В рамках мониторинга выполняют ряд задач: визуальные обследования, инклинометрические замеры, опрос датчиков линейной деформации и силоизмерительных шайб и геофизические обследования [3].

В современных информационных технологиях для управления неопределенностью широко применяется формула Байеса, позволяющая делать выводы «вперед и назад». Основой современного логического вывода считается «если..., то...» правила. В нашем случае «если событие H истинно, то событие E будет наблюдаться с вероятностью P », а «если событие E уже произошло, то какова вероятность истинности H ?». В таком случае формула Байеса имеет вид:

$$P(H / E) = \frac{P(E/H)P(H)}{P(E/H)P(H)+P(E/\bar{H})P(\bar{H})}, \quad (3)$$

Предполагается, что $P(H)$ и $P(E/H)$ находятся опытным или экспериментальным путем, в нашем случае свидетельства и их вероятностные оценки могут формироваться на основании данных мониторинга: замеры в инклинометрических скважинах, свидетельствующие о подвижках на определенной глубине, перемещения по геодезическим реперам и маркам, а также информация, полученная с тензометров и силоизмерительных шайб.

Можно рассматривать процесс распространения вероятностей по элементам экспертной системы (ЭС), основанной на байесовских сетях, при поступлении в нее новых свидетельств – данных мониторинга. Можно показать, что последовательное поступление свидетельств приводит к результатам аналогичным применению формулы Байеса для одновременно поступающих свидетельств. С помощью аналитической платформы «*Hugin*» была составлена байесовская сеть доверия для транспортной природно-технической системы, дабы определить эффективность инвестиций при проведении противооползневых работ.

На рисунке 1 представлена байесовская сеть доверия, где: F1 – наличие растительности, слабая расчленённость рельефа, блюдца замочания, на отдельных участках грунт влажный. F2→F1 и/или участки застоя воды, участки отсутствия растительности, выходы выветрелых пород, бровки срыва грунта, эрозионные борозды, оплывин. F3 →F1 и/или F2: рельеф расчленен эрозийными промоинами, глубиной более 0,5 м, «пьяный лес», осыпи, оползневые накопления в подошве, рыхлый, водонасыщенный грунт, неурегулированный водоток в подошве, выходы струйных течений, мульда, утечки хозяйственно-бытовых вод. Investment – инвестиции в противооползневые мероприятия (водоотведение, дренаж, подпорные и удерживающие стены). Road – дорожное полотно требует ремонта или находится в аварийном состоянии.

В качестве примера оценки оползневого риска, а также управления им был рассмотрен участок автомобильной дороги А-21 от горноклиматического курорта «Альпика-Сервис» до финишной зоны горнолыжного курорта «Роза Хутор». На многих участках автомобильной дороги образовалось множество опасных участков. К примеру, из-за неисправных водоотводов или их отсутствия на и без того предрасположенной к возникновению катастрофических геологических процессов, транспортной системы,

возникло множество оползневых очагов (рисунок2).В совокупности с непростыми климатическими условиями Северного Кавказа безопасность движения по автодороге 21 значительно снизилась.

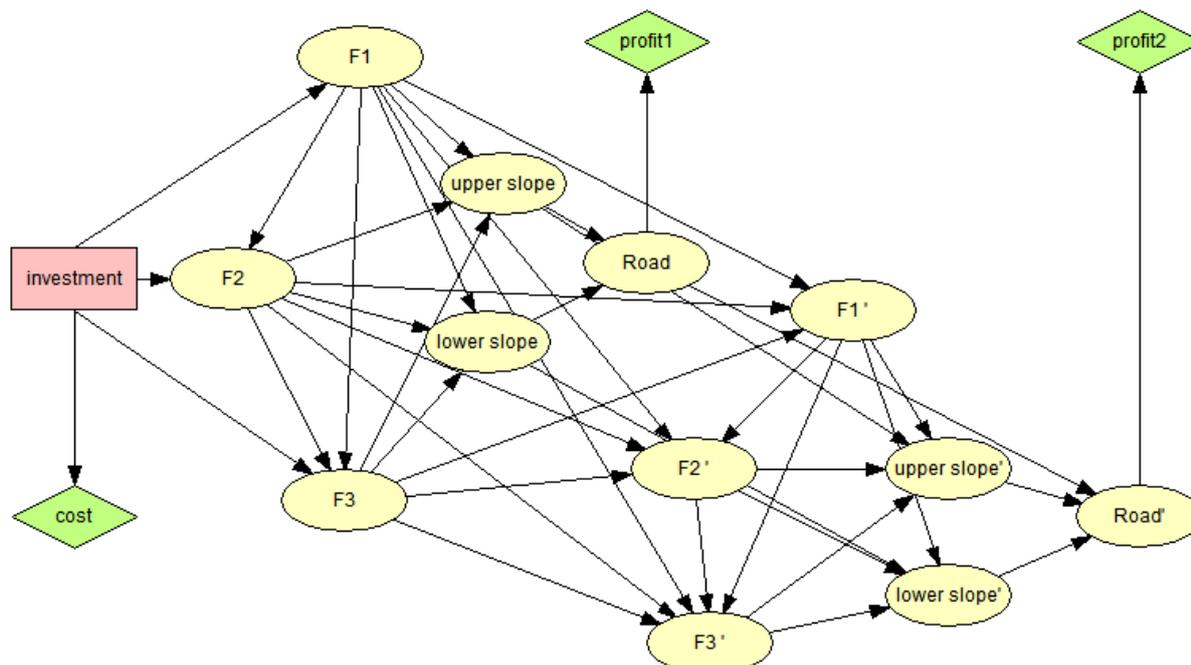


Рисунок 1. Байесовская сеть доверия для данных мониторинга



Рисунок 2. Активный оползень на верховом склоне

По факту проведения мониторинга обнаружены множественные деформации, как конструкций, так и дорожного полотна.

Были посчитаны стандартные отклонения и физико-механические свойства грунтов, определены средние значения. По полученным функциям распределения, приведенным на рисунке 3, была определена вероятность обрушения. Согласно расчетам, она равна 81,5 %.

Общая стоимость мероприятий на данном участке автомобильной дороги равна 545 тыс. рублей. Потенциальный возможный ущерб был оценен по формуле (2). Таким образом, риск равен: $R = 0,815 \cdot 545$ тыс. рублей = 444 тыс. рублей.

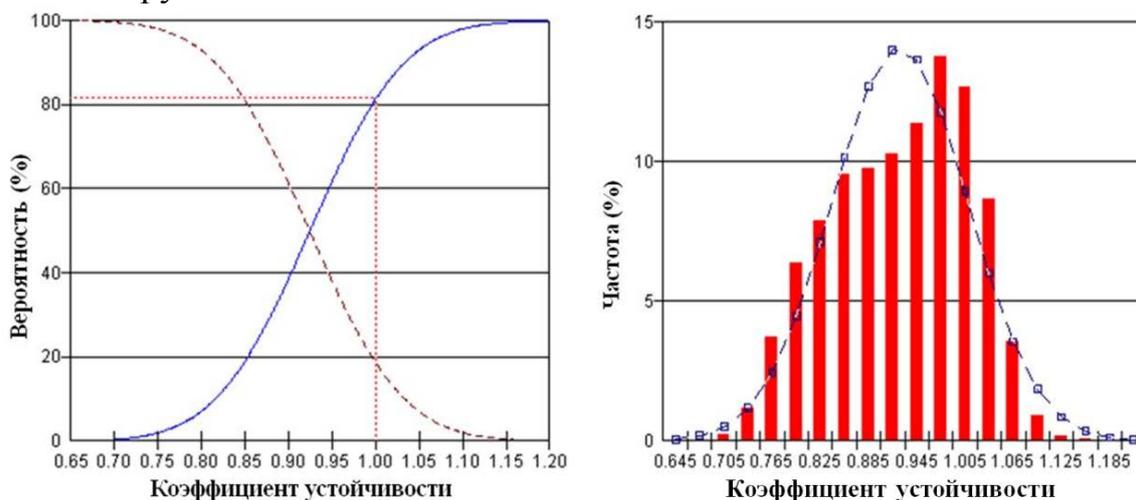


Рисунок 3. Интегральная и дифференциальная функции распределения

БСД (Байесовская сеть доверия) является сильным инструментом по оценке и управлению риском. Благодаря поступающим данным мониторинга в сеть доверия, становится возможным определение эффективности вложений в проектные и строительно-монтажные работы. На рисунке 4 приведена информация об инвестициях и их действенности для данного объекта.

<input checked="" type="checkbox"/>	F1 (C1)	<input checked="" type="checkbox"/>	F1 (C1)
<input checked="" type="checkbox"/>	F1' (C1_1)	<input checked="" type="checkbox"/>	F1' (C1_1)
<input checked="" type="checkbox"/>	F2 (C2)	<input checked="" type="checkbox"/>	F2 (C2)
<input checked="" type="checkbox"/>	F2' (C2_1)	<input checked="" type="checkbox"/>	F2' (C2_1)
<input checked="" type="checkbox"/>	F3 (C3)	<input checked="" type="checkbox"/>	F3 (C3)
<input checked="" type="checkbox"/>	F3' (C3_1)	<input checked="" type="checkbox"/>	F3' (C3_1)
<input checked="" type="checkbox"/>	Road (C5)	<input checked="" type="checkbox"/>	Road (C5)
<input checked="" type="checkbox"/>	Road' (C5_1)	<input checked="" type="checkbox"/>	Road' (C5_1)
<input checked="" type="checkbox"/>	lower slope (C6)	<input checked="" type="checkbox"/>	lower slope (C6)
<input checked="" type="checkbox"/>	lower slope' (C6_1)	<input checked="" type="checkbox"/>	lower slope' (C6_1)
<input checked="" type="checkbox"/>	upper slope (C4)	<input checked="" type="checkbox"/>	upper slope (C4)
<input checked="" type="checkbox"/>	upper slope' (C4_1)	<input checked="" type="checkbox"/>	upper slope' (C4_1)
<input checked="" type="checkbox"/>	investment (D13)	<input checked="" type="checkbox"/>	investment (D13)
<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	
<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	
	-600.981	Action 0	163.49
	617.867	Action 1	1999.7

Рисунок 4. Оценка эффективности инвестиций

Следует допустить, что экономическая эффективность объекта, например, будет 2000 тыс. руб. ($profit_1, profit_2$). Тогда, за каждый период времени, если стоимость инвестиций в противооползневые мероприятия 545 тыс. руб. ($investment$), а в ремонт дорожного полотна 200 тыс. руб., то выполнение противооползневых мероприятий даст прибыль 617 тыс. руб., а их отсутствие – убыток 601 тыс. руб. Для двух промежутков времени эффективность инвестирования доходит до 2000 тыс. руб.

Выводы:

– Посчитан экономический риск эксплуатации транспортной системы при данных геологических условиях. Он составил 433 330 рублей, при вероятности обрушения 81,5%.

– Составлена байесовская сеть доверия для природно-технической транспортной системы, а также диаграмма влияния данных мониторинга на принятие решений;

– Определена эффективность инвестиций в мероприятия по инженерной защите и ремонту данного автодорожного объекта.

Библиографический список

1. Einstein Herbert H. Risk assessment and uncertainties / Einstein Herbert H. // International conference on «Landslides – Causes, Impacts and countermeasures». – Davos, Switzerland, 2001. – P. 457-488.

2. Коробков, В. А. Возможности строительной отрасли по защите от опасных техногенных воздействий / В. А. Коробков // Анализ и оценка природного и техногенного риска в строительстве. – Минстрой России. – М.: ПНИИИС, 1995. – С. 51-55.

3. Маций, В. С. Геотехнический мониторинг автомобильной дороги / В. С. Маций // «III Российская учебно-практическая молодежная конференция» Сборник трудов – М., 2017. – С. 60-66.

Интерпретация результатов лабораторного определения параметров деформируемости грунтов

Мирный А.Ю.

Индивидуальный предприниматель, г. Москва

Принятые в настоящее время основные положения механики грунтов построены на развитом математическом аппарате теории упругости и предполагают линейную связь между компонентами напряжений и деформаций. Параметрами этой связи для идеально упругих тел являются: модуль упругости E , коэффициент Пуассона μ , модуль объемной упругости K , модуль сдвига G [2]. Однако экспериментальными исследованиями показано существенно нелинейное механическое поведение дисперсных материалов [10], в частности, грунтов природного и искусственного происхождения. В связи с этим при проведении инженерных расчетов зависи-

мость между напряжениями и деформациями предполагается линейной только на некотором участке, началом которого является исходное напряженное состояние, а окончанием - напряженное состояние после возведения сооружения. Известные соотношения теории упругости между механическими параметрами, позволяющие по любой известной паре параметров определить оставшиеся, справедливы в пределах рассматриваемого участка. Данный подход позволил получить закономерности распределения напряжений в массиве грунта, разработать инженерные методы расчета осадок зданий и сооружений. Так же на этом допущении основаны все аналитические методы расчета компонент напряженно-деформированного состояния (НДС).

В практике лабораторного определения свойств грунтов в настоящее время используется два основных способа определения параметров деформируемости: трехосное сжатие и компрессионное сжатие, которые в свою очередь сопоставляются с полевыми испытаниями штампом. При этом в нормативных технических документах, регламентирующих расчеты осадок сооружений, в качестве основных рекомендуются штамповые испытания и трехосное сжатие, а компрессионное сжатие может быть использовано для сооружений 2 и 3 уровней ответственности (нормального и пониженного класса ответственности по ГОСТ 27751-2014). В текущей редакции этих документов предполагается, что модуль общей деформации является механической константой данного материала и не зависит от способа определения. При этом принято считать, что модули по результатам штамповых и трехосных испытаний близки между собой, а модуль на основании компрессионных испытаний определяется с учетом дополнительного эмпирического коэффициента m_k (коэффициента Агишева) [1, 4, 5].

Наиболее простым и доступным способом определения являются испытания компрессионного сжатия, что стало причиной широкого применения данных испытаний в практике строительства объектов нормального и пониженного уровня ответственности. Особенностью проведения испытаний является нулевое начальное напряженное состояние. При нагружении увеличиваются вертикальные (сжимающие) напряжения, что ведет к пропорциональному росту горизонтальных напряжений. Таким образом, в ходе испытаний постоянно возрастает среднее напряжение. В случае грунта, как частного случая дисперсного тела, это означает увеличение сопротивления сдвигу за счет внутреннего трения. В результате при компрессионных испытаниях на любом рассматриваемом участке нагружения происходит постоянное изменение как вертикальных, так и горизонтальных напряжений, в случае нормально уплотненного грунта связанных между собой постоянным коэффициентом бокового давления.

Соотношение между компонентами напряжений задается конструкцией прибора и механическими свойствами образца, поэтому траектория нагружения в ходе компрессионных испытаний не может быть изменена.

Трехосное сжатие в настоящее время считается наиболее совершенным видом лабораторных испытаний, однако, у данного метода есть недостатки: недостаточно однородное напряженное состояние в образце, связанное с влиянием жестких штампов и упругой оболочки; непостоянство площади сечения в ходе испытания. Тем не менее, многочисленными исследователями разработаны методики учета данных неточностей при обработке испытаний [3, 6, 9].

Наиболее распространенным в практике режимом трехосного сжатия для определения параметров деформируемости является консолидированно-дренированное испытание с изотропной консолидацией, траектория нагружения при этом соответствует девиаторному раздавливанию (*СТС*). В начальный момент испытания к образцу прикладывается некоторое всестороннее обжатие - формируется начальное среднее напряжение. В ходе вертикального нагружения поддерживается постоянное боковое давление на образец. В процессе нагружения среднее напряжение так же увеличивается, однако это происходит медленнее, чем при компрессионном испытании. При этом активно развиваются деформации сдвига, что и приводит к разрушению образца.

Конструкция прибора позволяет контролировать траекторию нагружения путем управления величиной давления в камере. Это дает возможность реализовать нагружение при постоянном среднем напряжении (траектория *ТС*) и разрушить образец путем снижения давления в камере при постоянной вертикальной нагрузке (траектория *RTC*). Опыты с различными траекториями нагружения проводятся уже более 50 лет и подробно рассмотрены в соответствующих публикациях [3]. Тем не менее, подобные исследования до сих пор не имеют прикладного значения.

На этапе девиаторного нагружения преобладают деформации сдвига. Это объясняется как большей скоростью нарастания девиаторного напряжения, так и предварительным изотропным обжатием образца. Из опыта лабораторных испытаний известно, что при всестороннем давлении более 400-500 кПа большинство несвязных грунтов достигает максимальной плотности и далее в ходе испытания практически не уплотняется. Соответственно, объемные деформации на этапе девиаторного нагружения либо отсутствуют, либо связаны с процессами дилатансии/контракции. В связных грунтах объемные деформации развиваются параллельно со сдвиговыми, и соотношение между ними выравнивается.

В качестве основного инструмента сопоставления методов компрессионного и трехосного сжатия представляется удобным рассмотреть траекторию изменения вертикального и среднего напряжения в ходе нагружения. В случае компрессионного сжатия рост среднего напряжения идет постоянно в ходе испытания, но при этом также прирастает и девиаторное напряжение, что обусловлено величиной коэффициента бокового давления. Изменение коэффициента бокового давления приведет к изменению

соотношения приращений напряжений. Действительно изотропным сжатие в компрессионном приборе становится только в случае $K_0 \rightarrow 1$, а $\nu \rightarrow 0,5$.

При трехосном сжатии девиаторное напряжение прирастает быстрее, чем среднее, а при определенных траекториях нагружения (TC) среднее напряжение может оставаться постоянным.

Современные расчетные модели, подобные модели упрочняющегося грунта *Hardening Soil* используют два независимых закона для сопротивления объемному сжатию и сдвигу [8, 11, 12], что позволяет описывать механическое поведение грунтовой среды с высокой степенью приближения. В свою очередь это ведет к увеличению количества параметров, необходимых для определения модели, однако методики определения некоторых из них не представлены в нормативных технических документах. Кроме того, данные модели непригодны для использования при ручных расчетах в силу громоздкости математических формулировок.

Представляется целесообразным выполнить переход от пары параметров E и ν к паре параметров G и K . В этом случае можно будет продолжить использование существующих инженерных методов расчета, предполагающих линейное деформирование на некотором участке, и в то же время исключить влияние метода определения на величину параметра. Для этого необходимо только внести изменения в методику обработки результатов испытаний.

На основании полученных параметров по известным закономерностям теории упругости может быть осуществлен переход к модулю общей деформации, используемому в методиках расчета осадок нормативных технических документов. Испытания трехосного сжатия позволяют получить пару параметров, достаточную для определения прочих модулей деформации. Испытания компрессионного сжатия требуют указания значения коэффициента Пуассона для обработки результатов, который может определяться специальными испытаниями либо принимать по справочным данным.

Данный подход позволяет эффективно разделить объемную и сдвиговую составляющую деформации в различных видах испытаний, а также сделать получаемые параметры независимыми от метода определения [7].

На основании проведенного исследования могут быть сделаны следующие выводы:

1. Значения модулей общей деформации, получаемые на основании различных методов испытаний, не могут сопоставляться между собой, так как их определение проводится при различных напряженных состояниях, в первую очередь траектории изменения среднего напряжения. Для грунтовых сред это ведет к нелинейному изменению сопротивления объемной и сдвиговой деформации и, как следствием, величин параметров. Представляется удобным использование в качестве параметров деформируемости пары «объемный модуль K - модуль сдвига G » в связи с принципиально различающимся механизмом сопротивления грунтов объемной и сдвиговой деформации.

2. Разделение при интерпретации результатов испытаний объемной и сдвиговой составляющей позволяет получать параметры деформируемости любыми существующими лабораторными методами, при этом получаемые значения не зависят от способа определения, в отличие от принятого в настоящее время использования пары параметров «модуль общей деформации E - коэффициент Пуассона ν ».

3. При проведении геотехнического моделирования целесообразно использовать параметры, определенные различными методами в зависимости от предполагаемой работы грунта в основании. Так для образцов со значительной глубины, где сдвиги незначительны, целесообразно использовать модуль объемной деформации, для слоев грунта, залегающих в области возможного возникновения сдвигов, следует использовать модуль сдвига, определенный в приборах трехосного сжатия. Подобный принцип выбора метода определения позволит снизить стоимость инженерно-геологических изысканий и избежать усложнения лабораторных работ путем ограничения использования дорогостоящих методов испытаний по глубине сжимаемой толщи на этапе технического задания.

Библиографический список

1. Агишев, А. И. Зависимость между пористостью и модулем деформации, установленная полевыми испытаниями глинистых грунтов / А. И. Агишев // Основания и фундаменты. – 1957. – № 20. – С. 3-6.
2. Безухов, Н. И. Основы теории упругости, пластичности и ползучести / Н. И. Безухов. – М.: Высшая школа, 1961. – 531 с.
3. Болдырев, Г. Г. Методы определения механических свойств грунтов / Г. Г. Болдырев. – Пенза: ПГУАС, 2008. – 696 с.
4. Коновалов, П. А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий / П. А. Коновалов. – М.: ВНИИГТИ, 2000. – 320 с.
5. Ляшенко, П. А. Подobie осадок основания фундамента и штампа / П. А. Ляшенко, В. В. Денисенко // Строительство и архитектура. – 2014. – Т. 4. – № 1 (10). – С. 14-17.
6. Мирный, А. Ю. Трехосные испытания грунтов: теория и практика / А. Ю. Мирный. – М.: Геомаркетинг, 2015. – 141 с.
7. Мирный, А. Ю. Аналитическое сопоставление методов прямого определения параметров деформируемости грунта / А. Ю. Мирный // Геотехника. – 2018. – № 1. – С. 50-60.
8. Тер-Мартirosян, З. Г. Определение угла внутреннего трения несвязных грунтов при компрессионных испытаниях / З. Г. Тер-Мартirosян, А. Ю. Мирный, М. Н. Джаро // Интернет-вестник ВолгГАСУ. – 2012. – № 3 (23). – С. 1-6.
9. Bishop, A.W. The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test / A.W. Bishop, D.J. Henkel. – London: Edward Arnold, 1957. – 228 p.
10. Duncan, J. M. Nonlinear analysis of stress and strain in soil / J. M. Duncan, C. Chang // ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations. – 1970. – No. 96. – pp. 1629-1653.
11. Janbu, N. Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests / N. Janbu // Proc. European Conf. Soil Mech. and Found. Eng. – Wiesbaden, 1963. – pp. 19-25.
12. Schanz, T. The hardening-soil model: Formulation and verification / T. Schanz, P. A. Vermeer, P. G. Bonnier // Beyond 2000 in Computational Geotechnics. – Rotterdam, 1999. – pp. 281-290.

Роль инженерных изысканий в проектировании

Невьянцева О.В.

Тюменский индустриальный университет, г. Тюмень

В настоящее время расчет совместной работы системы здание – грунтовое основание производится в таких программных комплексах, как SCAD Office, Лира, Plaxis, MIDAS, Ansys, Abaqus, Robot Structural Analysis и других. В данных программах грунтовое основания может быть описано различными моделями разной степени сложности. У простых моделей небольшое количество входных параметров, но и результат расчета получается достаточно приближенный. Применение сложных моделей требует большего количества исходных данных, но и поведение грунта они описывают более точно.

Выбор модели для описания работы грунта зависит от имеющихся данных по инженерно-геологическим изысканиям. Наличие подробного отчета по изысканиям дает возможность применять более сложные численные модели, соответственно результаты расчета максимально приближены к реальности, а принятые конструктивные решения экономически целесообразными.

В наше время в России можно выделить пять основных проблем связанных с инженерно-геологическими изысканиями.

1. Отсутствие своевременного и стабильного финансирования.

Очевидно, что инженерные изыскания должны проводиться до начала проектирования и тем более до начала процесса строительства. Но зачастую случается, что финансирование открывается только когда начинается строительство, соответственно только тогда начинают выделяться средства на проведение изысканий. Следовательно, все основные этапы возведения объекта (изыскания – проектирование – строительно-монтажные работы) проходят параллельно. Времени для проведения качественных изысканий не остается; а также часто возникает ситуация, когда проектная документация и отчет по инженерным изысканиям еще находятся на экспертизе, а процесс строительства уже давно запущен [1].

Часто бывают случаи когда изыскания проводят во время строительства, уже после того как возникли аварийные ситуации связанные с опасными инженерно-геологическими явлениями, которые не были выявлены заблаговременно [2].

2. Малое количество серьезных организаций, занимающихся проведением инженерных изысканий.

В настоящее время очень мало организаций, которые выполняли бы полный комплекс изысканий «под ключ», начиная с составления сметно - договорной документацией, заканчивая предоставлением технического отчета. Большинство организаций прибегает к услугам субподрядных организаций, в которых имеются необходимые кадровые ресурсы и материаль-

но техническая база, которых стараются подбирать с точки зрения экономии средств, что не может не отразиться на качестве изысканий. Изыскания становятся скорее предпринимательской деятельностью, чем профессиональной с соответствующим уровнем ответственности.

Также существует очень много СРО, для того чтобы вступить в которые достаточно только внести компенсационный взнос, после внесения которого выдается свидетельство о допуске, а далее нужно только платить членские взносы [3]. Но, к сожалению, саморегулирование в нашей стране в сфере инженерных изысканий не работает [2].

3. Отсутствие четкой нормативной базы.

Существование сегодня двух «равноправных», но во многом противоречащих друг другу основополагающих для отрасли нормативных документов (СНиП 11-02-96 «Инженерные изыскания для строительства. Основные положения» и актуализированной редакции этого документа — СП 47.13330). Это вносит затруднение в работу специалистов по проведению изысканий, а также затрудняет взаимоотношения исполнителя изысканий с заказчиком и контролирующими структурами [4].

4. Отсутствие перспективы планирования.

Даже при строительстве крупных масштабных проектов не проводятся опережающие инженерные изыскания для подробного изучения территории строительства.

5. Выбор исполнителя инженерных изысканий по принципу «кто дешевле».

Отчет по качественно проведенным изысканиям не может быть тоньше сантиметра. Инженерные изыскания, выполненные в полном объеме квалифицированной организацией, не могут стоить дешево, но они могут сэкономить средства заказчика на строительство и дальнейшую эксплуатацию объекта строительства.

Наиболее важные для проведения качественных изысканий факторы:

- наличие квалифицированных кадров, осуществляющих изыскания;
- оснащение организации современным оборудованием;
- проверка результатов изысканий на каждом этапе их проведения;
- способность руководства организовать работу и контроль качества;
- достаточное финансирование.

Также необходимо отметить, что большое значение имеет грамотно составленная программа инженерных изысканий; специалист, выдающий техническое задание на проведение изысканий должен иметь высокую квалификацию и заранее видеть основные аспекты, наиболее значимые в каждом конкретном случае. Зачастую многие недочеты проектирования и инженерных изысканий связаны именно с недостаточно хорошо составленным техническим заданием.

Качество выполнения инженерных изысканий во многом определяет качество проектирования.

Для того, чтобы принятые проектные решения были рациональными, необходимо взаимодействие проектировщиков и изыскателей при моделировании системы «основание — фундамент — сооружение».

Успешное взаимодействие может быть обеспечено за счет того, что данные изысканий будут представлены в единой цифровой машиночитаемой форме.

Библиографический список

1. Наумов, М. С. Основные проблемы инженерно-геологических изысканий в России сегодня / М. С. Наумов // Инженерные изыскания. – 2014. – №13-14. – С. 16-18.
2. Белова, Т. Инженерные изыскания: грустная трясина бюрократического болота / Т. Белова // Инженерные изыскания. – 2014. – №4. – С. 24-30.
3. Тарелкин, Е. П. Спасение утопающих – дело рук самих утопающих / Е. П. Тарелкин // Инженерные изыскания. – 2015. – №2. – С. 10-16.
4. Барвашов, В. А. О некоторых парадоксах нормативных документов и традиционных подходов к инженерно-геологическим изысканиям / В. А. Барвашов, Г. Г. Болдырев // Инженерные изыскания. – 2016. – №11. – С. 10-16.

Научный руководитель: Мельников Р.В., канд. техн. наук, доцент.

Гидравлический пакер для выполнения инъекции раствора в грунт

Паронко А.А., Самохвалов М.А., Гейдт А.В.

Тюменский индустриальный университет, Тюмень

Для повышения несущей способности, технологичности и эффективного устройства свай по манжетной технологии, а также возможности регулирования давления, расхода раствора по каждому горизонту и выполнения повторной (многократной) инъекции рекомендуется использование специального устройства – пакера (пакер – это устройство, необходимое для адресной подачи инъецируемой жидкости (инъекционного раствора) на заданную глубину для выполнения работ по закреплению грунтового основания и усилению фундаментов), предназначенного для герметичного перекрытия внутритрубного пространства трубы-инъектора с двух сторон между заданным отверстием перфорации во время инъекции раствора – условие пакеровки (рисунок 1) [7-10]. Главным достоинством данной технологии является организация в грунтовом массиве серии горизонтальных гидроразрывов по высоте, и как следствие, более равномерное и качественное закрепление грунтового основания.

Актуальность данной разработки связана с повышением эффективности и технологичности выполнения инъекционных работ: цементация (микроцементация) грунтового основания, манжетной технологии закрепления грунтов, устройстве буроинъекционных свай и грунтовых анкеров, устройстве противофильтрационных заградений и геотехнических барьеров [1-4].

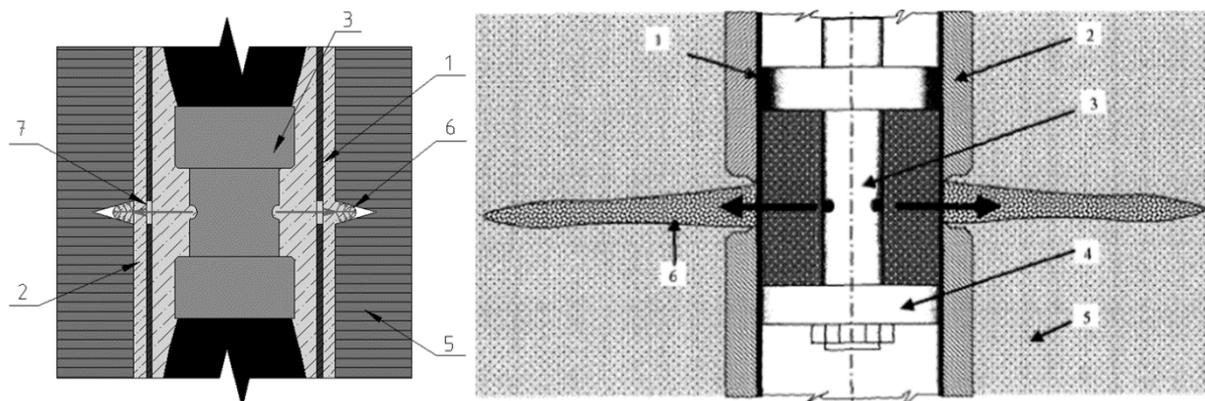


Рисунок 1. Образование в грунтовом массиве гидроразрывов

1 – труба-инъектор; 2 – обойма; 3 – пакер; 4 – кольцо тампонов; 5 – грунт;
6 – формирование гидроразрыва, 7 – отверстие перфорации

Современные инъекционные технологии подразделяются на три основные группы: противofильтрационные, компенсационные и укрепительные [5]. Инъекционная технология запатентована в 1794 г. французским инженером S. Verigny [3]. Данная технология является разновидностью глубинного закрепления грунтов инъекцией закрепляющих растворов через предварительно пробуренные скважины или инъекторы под давлением в пустоты, трещины или разрывы. В дальнейшем данная технология получила своё развитие в виде «манжетной технологии», которая заключается в инъекции раствора через установленную в скважину перфорированную трубу, отверстия которой с внешней стороны закрываются резиновыми манжетами, исключающими обратное попадание раствора в трубу во время инъекции [1, 3, 5].

Различают несколько видов строительных пакеров, которые используются в зависимости от поставленных задач, к ним относятся надувные («Geopro BIMBAR» Бельгия), механические («Volmak» Турция), гидравлично-механические («DESOL» Германия) конструкции пакеров [11].

Надувные пакера работают за счёт подачи рабочей среды (жидкости или газа) по отдельным трубкам в расширяющиеся резиновые элементы со стальными фитингами, соединенными с дополнительным насосным оборудованием. Механические работают за счёт создания осевой нагрузки посредством резьбовых соединений полых штанг, наращиваемых по глубине, имеющих резьбовые соединения, при вращении которых происходит распиравание уплотнительного элемента, опирающегося на упорную втулку на конце пакера. Гидравлично-механические пакера работают по принципу механических и отличаются заменой жесткого уплотнительного элемента на герметичную резиновую мембрану с жидкостью внутри.

Главные недостатки аналогов заключаются: в обязательном применении дополнительного насосного оборудования (надувные) или создании осевой нагрузки посредством резьбовых соединений полых штанг (механические) для работы пакера, наличии сложных в конструктивном плане

деталей (гидравлично-механические), изготовление и ремонт которых можно выполнить только в заводских условиях.

Для устранения выявленных недостатков пакеров, а также повышения качества закрепления грунтов и технологичности его изготовления с возможностью быстрой замены основных элементов авторами была разработана новая конструкция пакера (рисунок 2) [12].

Новая конструкция пакера нацелена на избавление строительных организаций от следующих проблем:

- низкого качества закрепления пылевато-глинистых грунтов;
- большого расхода объёма инъекционного раствора;
- и расширения их возможностей:
- использования современных конструкций буроинъекционных свай;
- осуществления многократной инъекции в разные промежутки времени;
- использования различных составов материалов для инъекции.



Рисунок 2. Конструкция и схема работы новой конструкции пакера

Инновационность заключается во внедрении новой конструкции пакера, которая позволит повысить качество закрепления пылевато-глинистых грунтов, сэкономить объём раствора, сократить сроки выполнения работ, а также существенно расширить возможности современных инъекционных технологий.

Рабочий модуль пакера состоит из одной рабочей и двух торцевых полых секций, свободно наращиваемых по глубине за счёт центральных секций и резьбовых соединений. При поступлении раствора в пакер во время инъекции резиновые мембраны рабочих секций под давлением увеличиваются в размерах (раскрываются) в результате локализации раствора

под мембраной и герметично (плотно) прилегают к внутренней поверхности стенки трубы-инъектора с двух сторон между заданным отверстием перфорации. При дальнейшем увеличении давления в пакере открывается клапан центральной секции, через который осуществляется выход раствора. После прекращения инъекции раствора в пакере уменьшается давление, центральный клапан закрывается, и рабочая резиновая мембрана возвращается в исходное положение, позволяя свободно перемещать пакер внутри трубы-инъектора. Принципиальное отличие новой конструкции заключается в ее модификации, позволяющей исключить проскальзывание резиновых мембран из пазов секций пакера за счет доработки соединения (без необходимости дополнительного крепления), что позволяет оперативно производить замену рабочих мембран пакера без длительных технологических пауз при выполнении работ.

Заключение:

В сравнении с имеющимися зарубежными аналогами новая конструкция пакера, позволит:

- снизить стоимость выполнения работ в 3-5 раз за счёт упрощения изготовления и сборки конструкции пакера с использованием комплектующих деталей отечественного производства;
- повысить качество закрепления пылевато-глинистых грунтов: увеличить радиус закрепления грунтового массива в 2-4 раза, его прочность на 3-5 МПа и модуля деформации в 1,5-2 раза за счёт армирования и уплотнения гидравлическими разрывами из инъекционного раствора, подаваемого на требуемую глубину с рабочим давлением до 6 МПа;
- улучшить технологичность благодаря изменению процесса включения пакера в работу без использования дополнительного насосного оборудования, полых штанг и специального сервисного обслуживания;
- сократить сроки выполнения работ в 2 раза за счёт уменьшения времени технологических операций, связанных с включением пакера в работу, смещением между горизонтами инъекции, а также замене поврежденных деталей в «полевых» условиях;
- существенно расширить возможности современных инъекционных технологий.

Библиографический список

1. Ермолаев, В. А. Упрочнение основания зданий и сооружений методом гидроразрыва с использованием манжетной технологии / Е. С. Вознесенская, В. А. Ермолаев, А. И. Осокин, С. В. Татаринов // ОФМГ. – 2014. – №4 – С. 19-23.
2. Улицкий, В. М. Геотехническое сопровождение развития городов / В. М. Улицкий, А. Г. Шашкин, К. Г. Шашкин // Санкт-Петербург, 2010. – 560 с.
3. Ибрагимов, М. Н. Закрепление грунтов инъекцией цементных растворов: монография. / М. Н. Ибрагимов, В. В. Семкин. – М.: Издательство АСВ, 2012. – 256 с.
4. Чумаченко, А. Н. Инженерные изыскания при контроле качества усиления оснований и фундаментов инъекционным методом в г. Москве / А. Н. Чумаченко, В. И. Глебов // Геотехника. – 2010. – № 6. – С. 50-54.

5. Петрухин, В. П. Новые способы геотехнического строительства: Научное издание / В. П. Петрухин, О. А. Шулятьев, О. А. Мозгачева. – М.: Издательство АСВ. – 2015. – 224 с.
6. Малинин, А. Г. Струйная цементация грунтов / А. Г. Малинин. – Москва: Стройиздат, 2010. – 226 с.
7. СТО 223 НОСТРОЙ 2.3.18-2011. Освоение подземного строительства. Укрепление грунтов инъекционными методами в строительстве. – Новосибирск, 2012.
8. Тер-Мартirosян, З. Г. Взаимодействие анкеров с упругопластическим массивом грунта / З. Г. Тер-Мартirosян, В. С. Аванесов // Вестник МГСУ. – 2015 – С. 47-54.
9. Оржеховский, Ю. Р. Инъекционное закрепление просадочных грунтов (метод контурной обоймы) / Ю. Р. Оржеховский, В. В. Лушников, Р. Я. Оржеховская // Академический вестник УралНИИпроект РААСН. – 2013. – № 3. – С. 78-81.
10. Полищук, А. И. Оценка несущей способности инъекционных свай в слабых глинистых грунтах для фундаментов реконструируемых зданий / А. И. Полищук, А. А. Тарасов // ОФМГ. – 2017. – №1. – С. 21-26.
11. DIN EN 14199-2015. Execution of special geotechnical work. – Micro-piles. German version EN 14199:2015.
12. Пат. 160942 Российская Федерация, МПК-2016.04 Е 21 В 33/12. Пакер / Я. А. Пронозин, Ю. В. Зазуля, М. А. Самохвалов, Д. В. Рачков, М. Д. Кайгородов, Ф. А. Урусов; заявл. 11.12.2015, опубл. 10.04.2016 Бюл. №10.

Влияние параметров разделительной стенки на осадки фундаментов эксплуатируемого близко расположенного здания

Полищук А.И., Межаков А.С.

*Кубанский государственный аграрный университет им. И. Т. Трубилина,
г. Краснодар*

Для уменьшения дополнительных осадок фундаментов эксплуатируемых зданий от влияния нового соседнего строительства в настоящее время разработаны мероприятия, которые зарекомендовали себя и успешно используются в практике промышленного и гражданского возведения зданий. К числу таких мероприятий относятся: консольное примыкания соседних зданий, устройство разделительного шпунта из буронабивных или буроинъекционных свай, возведение монолитных железобетонных стенок типа «стена в грунте», применение различных способов превентивного усиления фундаментов и другие [1,2].

Цель работы заключалась в оценке влияния параметров изгибной жесткости EI разделительных стенок различного конструктивного решения на осадки фундаментов эксплуатируемого здания в глинистых грунтах. Для определения осадок фундаментов эксплуатируемого здания от влияния давления соседнего (вновь устраиваемого) фундамента было выполнено моделирование их работы в программном комплексе Plaxis 2D [3,4].

При моделировании работы фундаментов в глинистом грунте использовалась модель грунта Hardening Soil, характеристики которой приведены в таблице 1. Для серии тестовых расчетов приняты плитные фун-

даменты (эксплуатируемого и нового здания) шириной $b=10$ м, давление по подошве которых составляло $p = 150$ кПа. Расчетная модель фундаментов и разделительной стенки в ПК Plaxis 2D приведена рисунке 1.

Таблица 1

Характеристики (параметры) модели Hardening Soil для глинистого грунта

Параметры	Обозначение	Значение	Ед. изм.
Модель грунта	<i>Model</i>	Hardening Soil	-
Тип поведения грунта	<i>Type</i>	Дренарованный	-
Удельный вес грунта	γ_{unsat}	17,1	кН/м ³
Удельный вес водонасыщенного грунта	γ_{sat}	18,2	кН/м ³
Коэффициент пористости грунта	e	0,64	-
Коэффициент зависимости жесткости основания от уровня напряжений	m	0,8	-
Секущий модуль деформации при половине предельных напряжений	E_{50}	10000	кН/м ²
Модуль разгрузки (упругости) грунта	E_{ur}	30000	кН/м ²
Коэффициент Пуассона грунта	ν_{ur}	0,2	-
Сцепление (константа) грунта	c	12,0	кН/м ²
Угол трения грунта	φ	18,0	°

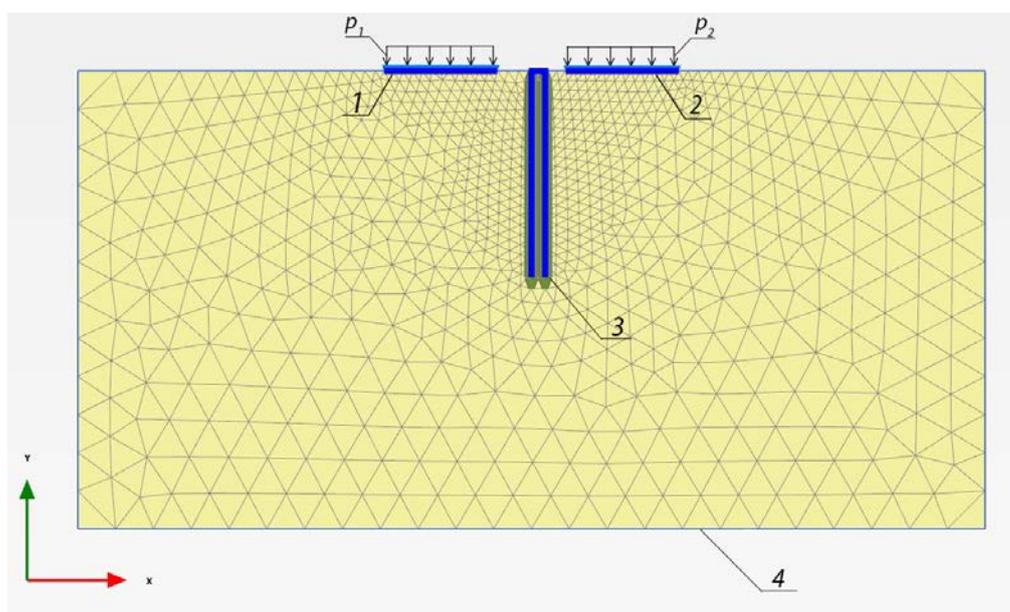


Рисунок 1. Расчетная модель фундамента и разделительной стенки в ПК Plaxis 2D:

1 - существующий фундамент; 2 - вновь устраиваемый соседний фундамент;
3- разделительный стенка; 4- инженерно-геологический элемент; p_1, p_2 – давление по подошве фундаментов

По результатам расчета, полученным изополям вертикальных перемещений, были выявлены данные о снижении дополнительных осадок фундамента, эксплуатируемого (существующего) здания. Данные о приращениях осадок близко расположенных фундаментов собраны в сводную таблицу 2. Изополя равных вертикальных перемещений приведены на рисунках 2, 3.

Таблица 2

Данные о приращениях осадок фундаментов эксплуатируемого здания от влияния соседнего строительства

Рассматриваемый случай	Средние дополнительные осадки плитного фундамента (мм) эксплуатируемого (существующего) здания при давлении по подошве p (кПа) от соседнего фундамента			Изгибная жесткость EI , МН*м ²
	50 кПа	100 кПа	150 кПа	
При отсутствии разделительной стенки	22	31,2	50,1	0
Разделительная стенка из буронабивных свай с шагом 0,9 м	18,5	28,5	39,5	39,7
Разделительная монолитная бетонная стенка толщиной 0,3 м	14,6	24	36	67,5
Разделительная стенка из металлического шпунта типа Ларсен-5	13	23,5	33,5	152,9
Разделительная двухрядная стенка из буронабивных свай (шаг ряда 0,9 м, шаг свай - 0,9 м)	13	22	30,2	560
Разделительная двухрядная стенка из буронабивных свай (шаг ряда 1,5 м, шаг свай - 0,9 м)	12,5	21,4	28,6	804

По результатам проведенного численного исследования была получена графическая зависимость параметра изгибной жесткости разделительной стенки и дополнительных осадок фундаментов близко расположенных зданий (рисунок 4).

Анализ полученных результатов (таблица 3, рисунок 4) об уменьшении приращений осадок ΔS при увеличении изгибной жесткости EI . Например, разделительная стенка из шпунта типа Ларсен-5 обладает высокой изгибной жесткостью, дополнительные осадки снижаются на 30-40 % по сравнению с вариантом, когда стенка отсутствует. Для железобетонных разделительных стенок наиболее эффективным является вариант с двухрядным расположением буронабивных свай при котором достигается наибольшая изгибная жесткость EI , а приращения осадок ΔS снижаются до 50-55 % по сравнению с вариантом, когда стенка отсутствует.

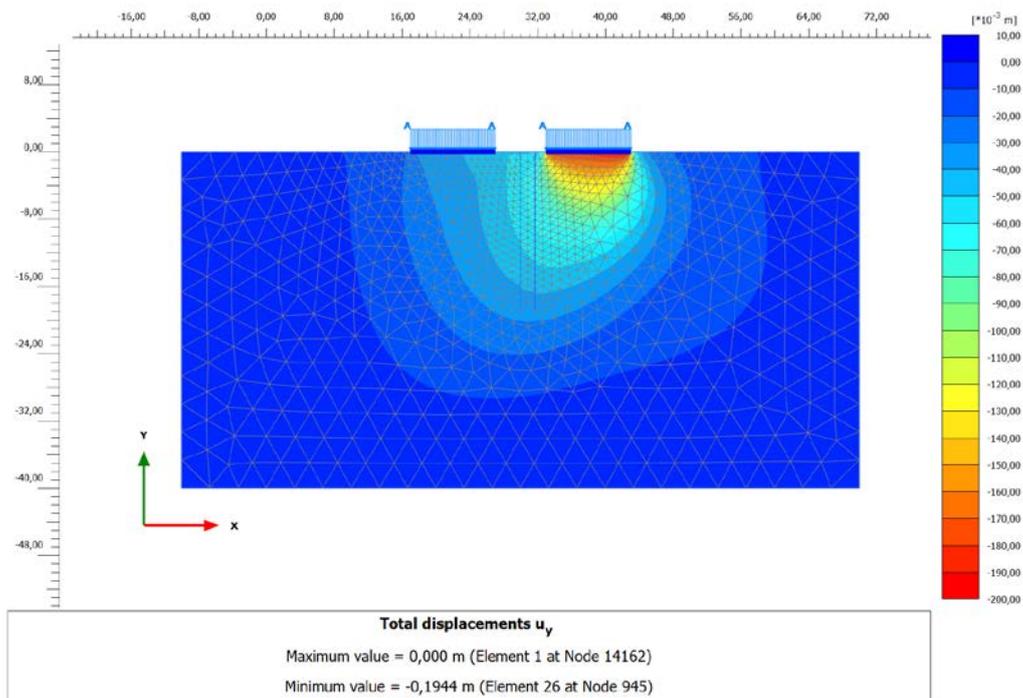


Рисунок 2. Изополя вертикальных перемещений в основании близкорасположенных фундаментов при отсутствии разделительной стенки

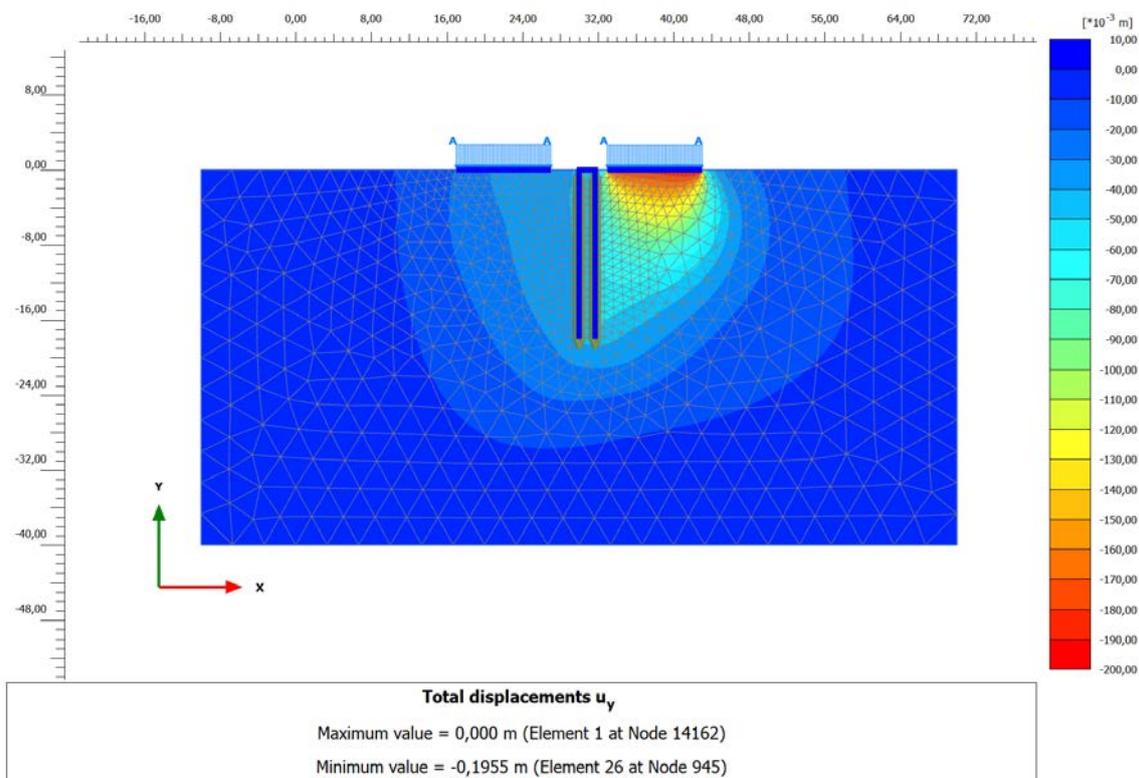


Рисунок 3. Изополя вертикальных перемещений в основании близкорасположенных фундаментов при устройстве разделительной стенки их двух рядов буронабивных свай

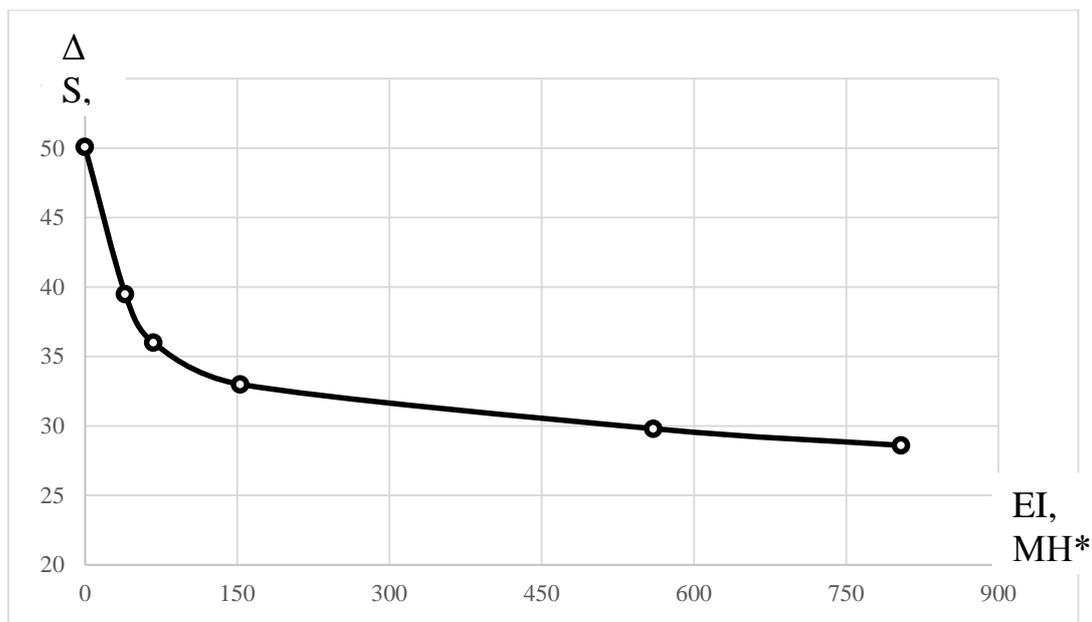


Рисунок 4. График зависимости параметра изгибной жесткости EI и дополнительных осадков фундаментов ΔS близко расположенных зданий

Таким образом, выявлено что параметры изгибной жесткости EI и дополнительных вертикальных перемещений (осадок) фундаментов ΔS эксплуатируемых зданий, вызванных новым строительством, находятся в определенной зависимости. В рассматриваемом случае наиболее рациональным способом снижения дополнительных осадков фундаментов эксплуатируемого здания является применение разделительной железобетонной стенки из двух рядов буронабивных свай, имеющих шаг между рядами от 0,9 до 1,5 м.

Библиографический список

1. Справочник геотехника: основания, фундаменты и подземные сооружения. Под общей редакцией Ильичева В. А. и Мангушева Р. А. / Глава 16. Усиление оснований и фундаментов зданий и сооружений: автор – А. И. Полищук, А. А. Тарасов - М.: Изд-во АСВ, 2016. – С. 807-850.
2. Основания и фундаменты. Ч. 2. Основы геотехники: учебник / Авторы: Б. И. Далматов, В. Н. Бронин, В. Д. Карлов, Р. А. Мангушев, И. И. Сахаров, С. Н. Сотников, В. М. Улицкий, А. Б. Фадеев. М.: Изд. АСВ; СПбГАСУ, 2002. – 392 с.
3. Полищук, А. И. Оценка влияния разделительной шпунтовой стенки в глинистых грунтах на осадки фундаментов существующих зданий / А. И. Полищук, А. С. Межаков // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2016. – Т. 4. № 1. – С. 33.
4. Полищук, А. И. Геотехнический барьер и его влияние на осадки фундаментов соседних зданий. / А. И. Полищук, А. С. Межаков // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. – 2016. – Т. 7. № 4. – С. 133-142.

Разработка метода расчета осадки одиночной инъекционной сваи в глинистых грунтах

Полищук А.И., Семёнов И.В.

Кубанский государственный аграрный университет им. И.Т. Трубилина,
г. Краснодар

В последние годы одним из эффективных способов усиления фундаментов эксплуатируемых зданий, сооружений является способ передачи части нагрузки от надземных строительных конструкций на инъекционные сваи. Устройство таких свай включает в себя вдавливание инъектора (перфорированная стальная труба с наконечником специальной конструкции на нижнем конце) в глинистый грунт с последующей подачей под давлением подвижной бетонной смеси и ее опрессовкой. Выполненные таким образом сваи обычно размещают непосредственно под подошвой существующего фундамента, либо устраивают вблизи от него. Данный способ устройства свай был разработан в 2003–2009 гг. в Томском государственном архитектурно-строительном университете совместно с другими организациями и получил широкое распространение при выполнении геотехнических работ и реконструкции зданий, сооружений в Томске, Новосибирске, Кемерово и других городах России [1–4].

Согласно результатам выполненных экспериментальных исследований [2], вследствие инъекции мелкозернистого бетона в скважину происходит ее радиальное расширение, которое способствует увеличению диаметра инъекционной сваи и, соответственно, увеличению площади ее боковой поверхности. Также за счет обжатия стенок скважины изменяются физико-механические характеристики околосвайного массива грунта. Все вышперечисленное приводит к повышению несущей способности F_d инъекционной сваи. Внешняя нагрузка N , действующая на сваю, передается на окружающий грунт через его сопротивление f на контакте с боковой поверхностью образованной сваи и через сопротивление грунта R под ее нижним концом. Сопротивление грунта вдоль верхнего участка сваи с неперфорированной частью инъектора (длина участка до 0,5–1,5 м) может не учитываться, так как в указанном месте стенка скважины не подвергается боковому обжатию бетоном при его нагнетании. Вышеизложенное дает основание считать, что схема взаимодействия инъекционных свай с глинистым грунтом основания существенно не отличается от схемы работы железобетонных висячих свай, что позволяет использовать в расчетах известные теоретические положения.

Диаметр инъекционной сваи является переменным вдоль ее длины в зависимости от прочности отдельных слоев грунта строительной площадки. Так, в слабых глинистых грунтах диаметр инъекционной сваи на отдельных участках вдоль ее длины может быть увеличен в 1,5–2,0 раза по сравнению с диаметром скважины, которая образуется при вдавливании

инъектора [2]. Необходимо отметить, что боковая поверхность сваи для каждого слоя грунта (инженерно-геологического элемента) является волнообразной. Однако в качестве расчетной схемы тело инъекционной сваи рассматривается, обычно, в виде гладкого цилиндра с постоянным диаметром для каждого слоя грунта, значение которого принимается как средняя величина от фактических диаметров.

На основе анализа результатов натуральных испытаний инъекционных свай вертикальной статической нагрузкой выявлено, что использование существующих «линейных» решений при определении осадок одиночных инъекционных свай может привести к существенным расхождениям с фактически измеренными осадками. Это объясняется тем, что при возрастании внешней нагрузки N зависимость между осадкой и нагрузкой $S = f(N)$ становится существенно нелинейной. В уровне нижнего конца инъекционной сваи начинают развиваться зоны сдвиговых деформаций (зоны локального нарушения прочности грунта). Поэтому для расчета осадки одиночной инъекционной сваи необходимо применение решений, отражающих реальный (нелинейный) характер ее работы в глинистом грунте [6].

Предлагаемый метод расчета осадки инъекционной сваи заключается в следующем. Расчет осадки на первом этапе ее нагружения производится исходя из решений *M.F. Randolph* (1978 г.) и др. с учетом бокового расширения стенок скважины инъекционной сваи и изменения физико-механических характеристик околосвайного массива грунта. Первый этап нагружения характеризуется равномерным (линейным) ростом осадки S и завершается некоторой величиной осадки S_1 , после достижения которой происходит «срез» грунта по боковой поверхности инъекционной сваи. Осадка инъекционной сваи на втором этапе ее нагружения S_2 рассчитывается с учетом рекомендаций М.В. Малышева и Н.С. Никитиной (1982 г.). Второй этап нагружения инъекционной сваи характеризуется полным включением в работу ее нижнего конца. При этом график осадки сваи S_2 на втором этапе нагружения имеет нелинейную зависимость. Общая осадка одиночной инъекционной сваи S определяется суммированием осадок на первом и втором этапах ее нагружения [5].

Таким образом, представленный в работе подход к расчету осадок одиночных инъекционных свай позволит учесть особенности их устройства и проектирования с учетом изменения физико-механических характеристик глинистых грунтов, а также разработать рекомендации по расчету усиления различных видов фундаментов реконструируемых зданий.

Библиографический список

1. Пат. 2238366. Российская Федерация, МПК Е 02 D 5/34. Способ устройства инъекционной сваи / Полищук А.И., Герасимов О.В., Петухов А.А., Андриенко Ю.Б., Нуйкин С.С. ; заявитель и патентообладатель ЗАО «Научно-производственное объединение «Геореконструкция»» - № 2003106150/03; заявл. 04.03.2003; опубл. 20.10.2004, Бюл. № 29. – 10 с.

2. Петухов, А. А. Совершенствование способа устройства инъекционных свай в слабых глинистых грунтах для условий реконструкции зданий [Текст] : автореф. дис. ... канд. техн. наук. – Томск, 2006. – 23 с.

3. Полищук, А. И. Перераспределение внешней нагрузки от отдельного фундамента здания между подошвой и инъекционными сваями, используемыми для его усиления / А. И. Полищук, И. В. Семёнов // Научное обеспечение агропромышленного комплекса : сб. ст. по материалам IX Всерос. конф. молодых ученых, посвящ. 75-летию В. М. Шевцова / отв. за вып. А. Г. Кощаев. – Краснодар : КубГАУ, 2016. – С.861-862.

4. Полищук, А. И. Развитие метода оценки загрузки отдельных фундаментов для их усиления в глинистых грунтах с использованием инъекционных свай / А. И. Полищук, А. А. Филиппович, И. В. Семёнов // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. – 2016. – Т. 7, № 2. – С.116-123. DOI: 10.15593/2224-9826/2016.2.12.

5. Полищук, А. И. Инженерный метод расчета осадки винтовой двухлопастной сваи в глинистом грунте / А. И. Полищук, Ф. А. Максимов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2017. – № 6. – С. 9-14.

6. Максимов, Ф. А. Совершенствование конструкции и методов расчета винтовых двухлопастных свай в глинистых грунтах [Текст]: автореф. дис. ... канд. техн. наук. – Волгоград, 2018. – 24 с.

Анализ и оценка достоверности результатов динамических испытаний грунтов сваями в современных условиях

Попов Н.И.

ТОО «КарагандаГИИЗ и К», г. Караганда*

Работы по устройству свайных фундаментов обязательно включают в себя натурные испытания опытных свай, предусмотренных проектом, позволяющие еще на начальной стадии строительства определить зависимости напряженно-деформированного состояния грунтов основания с несущей способностью рабочих свай и, опираясь на них внести в проект соответствующие изменения. К базовым испытаниям свайных фундаментов, получившим наиболее широкое распространение на территории постсоветского пространства, можно отнести статические и динамические испытания. Статические испытания свай объективно можно назвать наиболее достоверными ввиду натурального моделирования нагружения сваи проектными нагрузками, результатом которых является график перемещения сваи во времени от действующих на нее нагрузок, предусмотренных программой испытаний. Единственным недостатком данного вида испытаний является их дороговизна и высокая трудоемкость. Динамические испытания грунтов сваями с позиции экономии средств более выгодны как по срокам проведения, так и по трудоемкости и стоимости самих испытаний. Огромным же недостатком данного вида испытаний является качество и достоверность получаемых результатов. И если сходимость результатов

динамических испытаний грунтов сваями сваебойным оборудованием отечественного производства с результатами других испытаний (например, статического зондирования) обеспечивается, то при использовании сваебойных агрегатов в частности гидравлических молотов зарубежного производства, расчетные значения несущей способности заставляют усомниться в их достоверности.

Так, на объекте «16-тиэтажные жилые дома в г. Караганда» были проведены динамические испытания грунтов забивными сваями марки С70.30 в соответствии с ГОСТ 5686-2012 с применением гидромолота Junntan РМ-20 с массой ударной части 5 т. Расчет несущей способности по результатам пробной добивки свай производился в соответствии с п. 4.5.3 СП РК 5.01-103-2013.

Расчет частных значений предельного сопротивления свай определялся в соответствии с п. 4.5.7 СП РК 5.01-103-2013 (п. 7.3.7 СП 24.13330.2011) по формуле, предложенной в 1911 г. профессором Н.М. Герсевановым.

Расчетная энергия гидромолота рассчитывалась, как для молотов одиночного типа действия.

Результаты расчета несущей способности по результатам пробной добивки свай на вышеуказанном объекте существенно отличались от результатов статического зондирования проведенного в рамках инженерно-геологических изысканий на данной площадке строительства, что заставило усомниться в объективности полученных данных.

Было принято решение о проведении дополнительного статического зондирования с поверхности котлована на расстоянии 1.5 м от каждой испытуемой сваи, а также о проведении контрольной пробной добивки опытных свай штанговым дизель-молотом марки СП-6В с массой ударной части 2.5 т.

Дополнительно автором статьи была определена несущая способность свай расчетным методом, согласно п. 4.4.2.2 СП РК 5.01-103-2013 (п. 7.2.2 СП 24.13330.2011) .

Величины частных значений несущей способности забивных свай полученных в результате проведенных исследований с учетом коэффициента надежности $k=1.4$ для величин полученных расчетным методом и по результатам пробных добивок и $k=1.25$ для результатов статического зондирования приведены в таблице 1.

Таблица 1

Расчетные величины частных значений несущей способности свай на объекте:
«16-тиэтажные жилые дома в г. Караганда»

№ сваи	Несущая способность свай, кН, по результатам:			
	Первичной пробной добивки	Вторичной пробной добивки	Статического зондирования	Расчетным методом
1	485.4	716.5	696.0	820.5
2	590.6	757.5	716.8	834.9

3	506.7	716.5	795.2	825.9
4	590.6	757.5	433.6	837.4
5	590.6	757.5	561.6	801.5
6	558.5	757.5	737.6	808.4
7	374.4	711.8	446.4	838.2
8	590.6	757.5	500.0	826.7
9	319.6	687.9	493.6	814.3
10	506.7	711.8	453.6	813.2
11	466.4	663.2	576.8	829.4
12	466.4	501.6	737.6	829.4

Анализ данных, полученных в результате испытаний 12-ти опытных забивных свай марки С70.30 выявил существенное отличие данных полученных в результате первичной пробной добивки гидромолотом в сторону занижения величины несущей способности свай, от величин несущей способности, полученной путем посвайного статического зондирования, вторичной пробной добивки штанговым дизель-молотом и результатов, полученных расчетным методом.

Результаты статистической обработки частных значений несущей способности свай (рис. 1) показали, что величина несущей способности по результатам вторичной добивки опытных свай (705.67 кН) различается с несущей способностью свай по данным статического зондирования на 25% (531.9 кН), что объясняется сложным инженерно-геологическим строением грунтов основания на площадке строительства в которых принимают участие элювиальные образования среднеюрского возраста, представленные глинами и суглинками, которые переслаиваются по всей толще, и гравийными грунтами с суглинистым заполнителем.

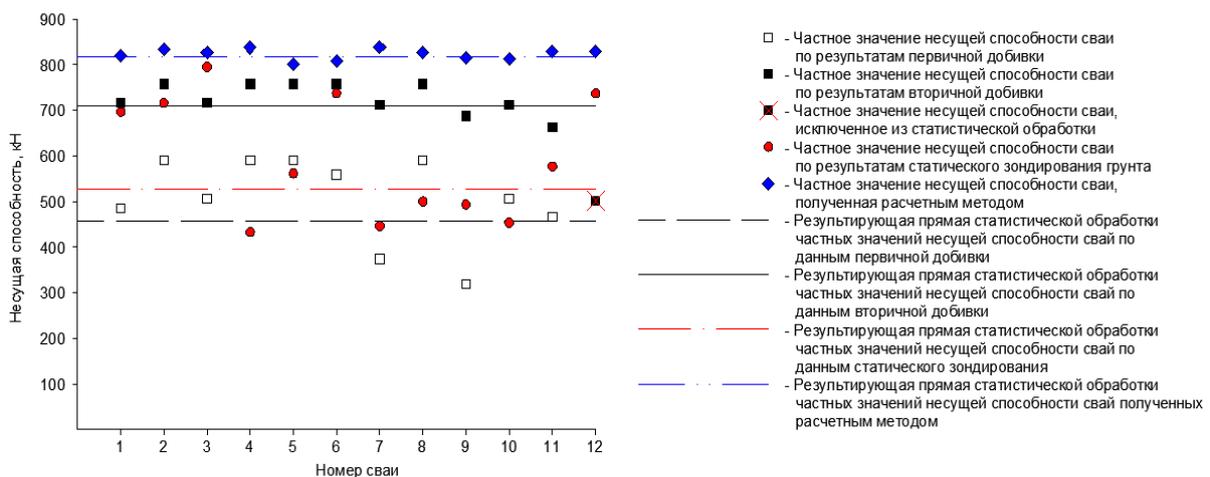


Рисунок 1. Обработка результатов испытаний путем построения результирующих прямых на основании статистической обработки результатов ГОСТ 20522-2012

Результаты же первичной пробной добивки, с использованием гидромолота (458.07 кН), отличаются от результатов теоретического расчета на 44% (815.17 кН), а от результатов, полученных путем вторичной контрольной добивки на 35% (705,67 кН), что еще раз поставило под сомнение корректность данных полученных с использованием гидравлического сваебойного агрегата.

Обоснованные сомнения в достоверности результатов динамических испытаний грунтов гидравлической сваебойной установкой по сравнению с результатами статического зондирования грунтов возникли и у представителей компании-застройщика на площадке строительства «Многофункциональный футбольный комплекс, г. Астана», выполненных сторонней организацией. И, как и в предыдущем примере, компанией подрядчиком, была произведена повторная пробная добивка одних и тех же опытных свай дизель-молотом трубчатого типа, марки DD-18 с массой ударной части 1.8 т (оголовок сваи №3 был поврежден, поэтому ее вторичная добивка не производилась).

Таблица 2

Расчетные величины частных значений несущей способности свай на объекте:
«Многофункциональный футбольный комплекс, г. Астана»

№ сваи	Несущая способность свай, кН, по результатам:			
	Первичной пробной добивки	Вторичной пробной	Статического зондирования	Расчетным методом
Административно-сервисный блок				
1	319	534	720.8	778.3
2	378	589	720.8	778.3
3	240		778.4	671.2
4	412	589	778.4	671.2
Футбольный-манеж				
5	284	404	700.0	791.6
6	218	300	692.8	782.5
7	374	589	791.2	782.4
8	284	247	567.2	694.2

Автором статьи был произведен, по аналогии с предыдущим примером, теоретический расчет несущей способности свай по результатам инженерно-геологических изысканий. Полученные результаты представлены в таблице 2.

Аналогично рассмотренному ранее примеру, был произведен анализ полученных величин несущей способности, однако в качестве результирующих линий было использовано среднее арифметическое данных каждого типа, ввиду недостаточного их количества для проведения статистической обработки, на основе которых был построен график (рис. 2), наглядно подтверждающий первоначальные наблюдения автора статьи.

Анализ двух независимых результатов динамических испытаний грунтов сваями выявил существенное занижение расчетной величины несущей способности при проведении испытаний гидравлическими сваебойными агрегатами.

В свою очередь, занижение величины несущей способности свай, определенной на основании испытаний, влечет за собой как увеличение финансовых затрат заказчика, на устройство фундаментов, так и чревато имиджевым ущербом для изыскательской организации, ввиду выявленных несоответствий с результатами статического зондирования грунтов.

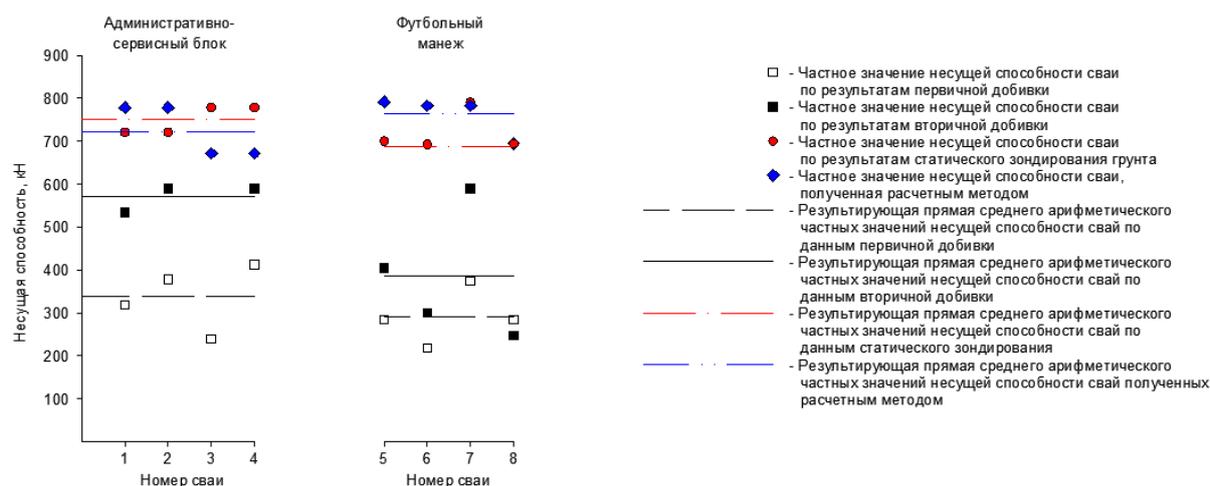


Рисунок 2. Анализ результатов динамических испытаний грунтов сваями путем построения результирующих прямых по объекту строительства «Многофункциональный футбольный комплекс, г. Астана»

Проведенные исследования позволяют с достаточной долей уверенности говорить о необходимости определения поправочного коэффициента для определения несущей способности забивных свай по формуле Н.М. Герсеванова при динамических испытаниях грунтов сваями с применением гидравлических сваебойных агрегатов на основании детального анализа инженерно-геологических условий. Поправочный коэффициент может оказаться разным для разных типов грунтов, поэтому для его определения требуется проведение дополнительных исследований в данном направлении.

Библиографический список:

1. ГОСТ 5686-2012. Грунты. Методы полевых испытаний сваями. – М.: Стандартинформ, 2014. – С. 6.
2. СП РК 5.01-103-2013. Свайные фундаменты. Казахстан, – Астана, Комитет по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства национальной экономики Республики Казахстан, 2015. – С. 16-34.
3. СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. – М.: Минрегион России. 2011. – С. 15-31.

Изучение особенностей поведения конструкций причальных сооружений, взаимодействующих со слабыми грунтами

Сидоров В.В., Ванина Ю.В.

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва

Строительство сооружений водного транспорта, а также гидротехнических комплексов имеет многовековую историю. Обеспечение надежности и нормальных условий эксплуатации гидротехнических сооружений является первостепенной задачей, так как они относятся к повышенному уровню ответственности. Однако вопреки немалому накопленному опыту проектирования, строительства и эксплуатации гидротехнических тонкостенных сооружений типа «больверк», все еще встречаются аварийные ситуации с превышением нормируемых значений деформаций, перемещений, потерей устойчивости как в процессе, так и при завершении строительства. Так же особый интерес представляет вопрос поведения причальных сооружений на слабых водонасыщенных основаниях при сейсмических воздействиях.

Авторами была рассмотрена плоская задача взаимодействия причального сооружения типа «больверк» со слабым водонасыщенным грунтовым основанием в двух вариантах: без экранирующих элементов и с их наличием. Численное моделирование этапов возведения причальной конструкции производилось в программном комплексе PLAXIS 2D 2017. Расчет ситуации выполнен с приложением статических и динамических сейсмических воздействий.

Инженерно-геологические условия рассматриваемой территории представлены в таблице 1.

Таблица 1

Инженерно-геологические условия территории.

ИГЭ	Плотность, г/см ³	Плотность, частиц грунта г/см ³	Коэфф. пористости, д.е.	Ест. Влажность, д.е	Пок-ль текучести, д.е.	Угол внутреннего трения, град.	Сцепление, кПа	Модуль деф-ии, МПа	Коэффициент фильтрации, м/сут
1.1 Песок крупный водонасыщ.	2,0	2,63	0,72	-	-	32	-	20	8,88
2.1. Суглинок текучий	1,8	2,73	1,14	0,41	1,16	9	14	5,0	0,01
2.2 Суглинок текучепластичный	1,93	2,71	0,83	0,31	0,87	14	15	8,0	0,01

2.3. Суглинок мягкопластичный	2,11	2,7	0,53	0,2	0,61	20	25	12,0	0,05
2.4. Суглинок тугопластичный	2,12	2,71	0,53	0,2	0,36	23	28	15,0	0,001
3.1. Глина твердая	2,13	2,73	0,53	0,19	-0,11	20	88	17,0	0,005
3.2. Глина твердая	2,13	2,73	0,52	0,18	-0,16	21	100	21,0	0,005

В настоящее время конструктивные оформления причалов типа «больверк» сочетают в себе комбинации разгружающих и экранирующих устройств, что позволяет добиваться нужного эффекта – увеличения устойчивости системы «ограждение-грунтовый массив» или изменения внутренних усилий в конструкциях. [1]

Первый вариант конструкции причала типа «больверк» состоит из лицевой стенки из шпунта GU 22n, соединенной с анкерной стенкой из шпунта аналогичного профиля посредством анкерной тяги с обратной засыпкой территории песчаным грунтом. Второй вариант конструкции рассматриваемого причала типа «больверк» состоит так же из заанкеренной стенки из шпунта GU 22n и двух рядов металлических свай-оболочек $d=1220$ мм: экранирующий и тыловой ряды свай. Экранирующие сваи работают совместно с лицевой шпунтовой стенкой и объединяются с ней разгрузочной плитой для восприятия нагрузок эксплуатационного периода. Рассматриваемые варианты конструкций причала представлены на рисунках 1 и 2.

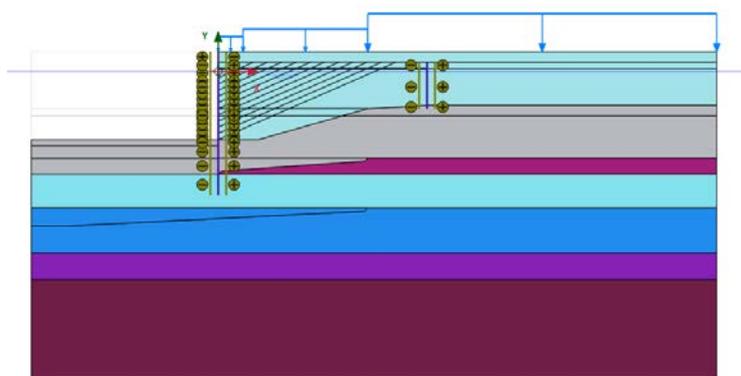


Рисунок 1. Модель конструкции причала без разгружающих и экранирующих устройств в ПК PLAXIS 2D (вариант 1).

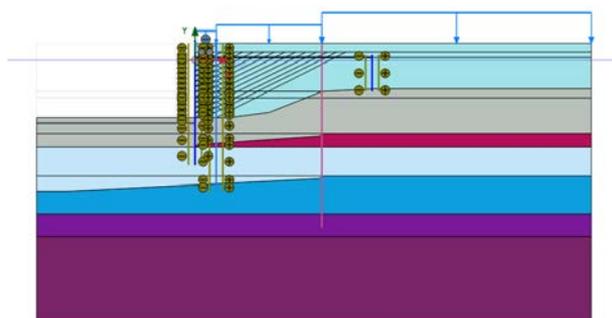


Рисунок 2. Модель конструкции причала с экранирующим и прикордонным рядами в ПК PLAXIS 2D (вариант 2).

Расчет вариантов на статические нагрузки производился с учетом консолидации. Основные результаты представлены в таблицах 2,3

Таблица 2

Результаты расчета конструкции без дополнительных элементов.

№ п/п	Ед. изм	Лицевая стенка (GU 22n)	Анкерная стенка (GU 22n)	Анкерная тяга (M80)	
				т.1	т.2
$U_{x(max)}$	м	0,50	0,31	0,47	0,30
$U_{y(max)}$	м	0,12	0,41	0,12	0,4
M_{max}	кН·м/м.п.	378,6	62,6	-	
N_{max}	кН/м.п.	385,0	418,6	-	
Q_{max}	кН	147,8	104,8	475,25	

Таблица 3

Результаты расчета конструкции с экранирующим и разгружающим рядами свай.

№ п/п	Ед. изм	Лицевая стенка (GU 22n)	Экран. сваи (Ø1220-14)	Тыловые сваи (Ø1220-12)	Анкерная стенка (GU 22n)	Анкерная тяга (M80)	
						т.1	т.2
$U_{x(max)}$	м	0,23	0,24	0,22	0,2	0,19	0,15
$U_{y(max)}$	м	0,08	0,11	0,25	0,38	0,08	0,38
M_{max}	кН·м/м.п.	157,4	1892	705,4	21,39	-	
N_{max}	кН/м.п.	333,9	964,5	994,4	316,8	-	
Q_{max}	кН	68,81	289,0	178,1	68,65	319,1	

Также был проведен расчет конструкции причального сооружения (вариант №2) на сейсмическое воздействие. Моделирование землетрясения производилось приложением заданного перемещения по нижней границе модели с заданием динамических коэффициентов x-компоненты и y-компоненты при помощи акселерограмм. Результаты расчета представлены в таблице 4, рисунке 3.

Таблица 4

Результаты расчета на воздействие землетрясения на конструкцию причала с экранирующим и разгружающим рядами свай.

№ п/п	Ед. изм	Лицевая стенка (GU 22n)	Экран. сваи (1220-14)	Тыловые сваи (1220-12)	Анкерная стенка (GU 22n)	Анкерная тяга (M80)	
						т.1	т.2
$U_{x(max)}$	м	$0,27 \cdot 10^{-3}$	$0,27 \cdot 10^{-3}$	$0,44 \cdot 10^{-3}$	$0,26 \cdot 10^{-3}$	$2,6 \cdot 10^{-4}$	$7 \cdot 10^{-5}$
$U_{y(max)}$	м	$0,07 \cdot 10^{-3}$	$0,1 \cdot 10^{-3}$	$0,4 \cdot 10^{-3}$	$0,14 \cdot 10^{-3}$	$2,6 \cdot 10^{-4}$	$1,3 \cdot 10^{-4}$
M_{max}	кН·м/м.п.	138,7	1812	722,8	46,38	-	
N_{max}	кН/м.п.	333,9	1029	1578	298,5	665,1	
Q_{max}	кН	146,8	282,4	162,5	146,8	-	

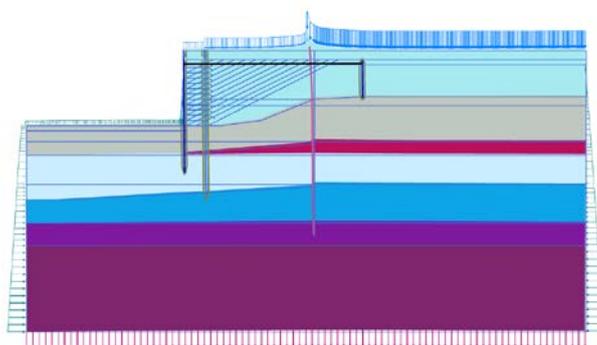


Рисунок 3. Деформированная сетка модели конструкции причала (вариант №2) при сейсмическом воздействии.

Так же был построен график зависимости изменения деформаций от времени, представленный на рисунке 4, для нескольких точек, располагающихся под каждым из конструктивных элементов: А) под лицевой стенкой; Б) под экранирующей свайей; В) под тыловой свайей; Г) под анкерной стенкой.

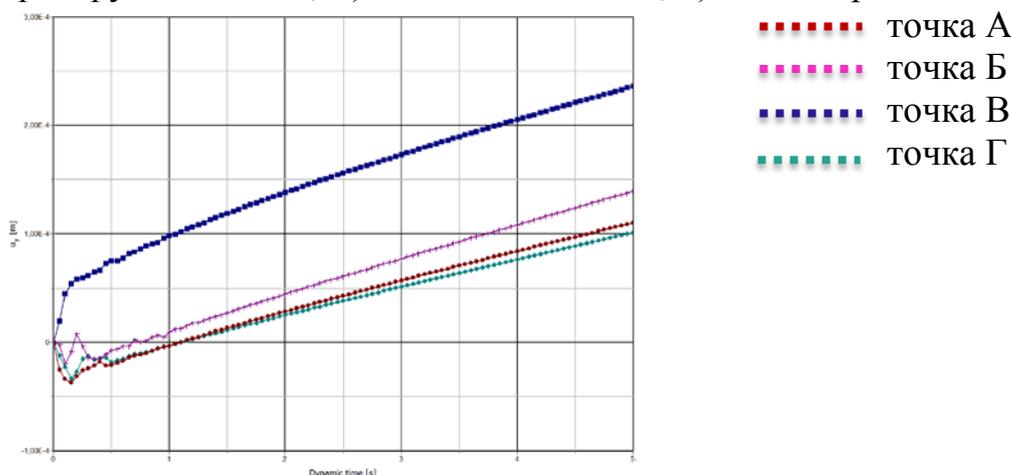


Рисунок 4. График зависимости изменения деформаций от времени для точек под конструктивными элементами причального сооружения.

Таким образом, можно сделать следующие выводы:

– Лицевая стенка причального сооружения варианта №1 получила горизонтальные перемещения 50 см, что является превышением нормируемых значений. [8] С постановкой экранирующих и разгружающих элементов горизонтальные перемещения лицевой стенки уменьшаются на 50%, анкерной – на 30%. Значения изгибающего момента и поперечной силы также уменьшаются на 50%, продольное усилие меняется незначительно;

– Устойчивость системы «причальное сооружение-грунтовое основание» обеспечивается в обоих вариантах ($K_{sf1}=2,32$ $K_{sf2}=3,11$);

– Расчет на сейсмическое воздействие показал, что почти в каждом элементе увеличивается значение продольной силы, однако в анкерной тяге N возрастает на 50%, в тыловой свае – на 60%. В анкерной стенке происходит увеличение значения изгибающего момента на 50%. Учитывая данное обстоятельство, не следует назначать сечение свай для тылового ряда меньше, чем для экранирующего ряда. Анкерную стенку следует выполнять повышенной жесткости, например, из двойного шпунта;

– Сейсмическое воздействие не вызвало значительных перемещений. Перемещения лицевой и анкерной стенок приблизительно одинаковы, наибольшие перемещения получил ряд тыловых свай (точка В, рисунок 4).

Библиографический список

1. Абрамов, Д. С. Экранированные больверки: исторический обзор, исследования, конкурентоспособность конструкции и особенности методики расчета // Гидротехника. – 2013. – №1 (30) – С. 60-65.
2. Бик, Ю. И. Повышение надежности портовых гидротехнических сооружений / Ю. И. Бик; Новосиб. гос. акад. водн. трансп. – Новосибирск, 1997. – 78 с.
3. Гавриленко, В. А. Строительство причалов на слабом основании // Гидротехника. – 2013. – №1 (30). – С. 73-75.
4. Кантаржи, И. Г. Численное и физическое моделирование в МГСУ морских портовых гидротехнических сооружений / И. Г. Кантаржи, К. П. Мордвинцев // Наука и безопасность. – 2015. – №15. – С. 2-15.
5. Коровкин, В. С. Взаимодействие грунта с тонкими подпорными стенками. Больверки для глубоководных условий. // Гидротехника. – №1. – 2017. – С. 27-32.
6. РД 31.31.55-93 «Инструкция по проектированию морских причальных и берегоукрепительных сооружений». – М.: 1996.
7. Статика и динамика грунтовых плотин / Ю. К. Зарецкий, В. Н. Ломбардо. – М. : ЭНЕРГОАТОМИЗДАТ, 1983. – 256 с.
8. СП 23.13330.2011 Основания гидротехнических сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.02-85. – М.: 2011. – 116 с.
9. СП 58.13330.2011. Гидротехнические сооружения. Общие положения. Актуализированная редакция СНиП 33-01-2003. – М., 2013.
10. Тер-Мартиросян, З. Г. Механика грунтов. / З. Г. Тер-Мартиросян. – М.: АСВ, 2009. – 500 с.
11. Удовиченко, В. Н. Морские и речные гидротехнические сооружения // В. Н. Удовиченко, П. И. Яковлев – М.: «Транспорт», 1976. – 416 с.

Оценка гидрогеологических условий территории в связи с подтоплением. Оценочные гидрогеологические расчеты дренажей

Степанов М.А., Нурпеисова А.А.

Тюменский индустриальный университет, г. Тюмень

В настоящее время все больше территорий подвергается влиянию опасных геологических явлений. Подтопление территорий считается одним из наиболее неблагоприятных процессов. Причины подтопления могут быть как естественными (атмосферные осадки, режим подземных вод и др.), так и техногенными (утечки из коммуникаций, барражный эффект, инфильтрация из искусственных водоемов, аварии и т.д.) [1]. Наиболее опасными являются техногенные процессы, которые могут активизироваться при наличии слабых глинистых грунтов с низкими фильтрационными свойствами. Для территории города Тюмени проблема подтопления особенно актуальна, так как в основании преобладают слабые водонасыщенные пылевато-глинистые грунты [2,3].

В результате развития подтопления нарушаются условия эксплуатации зданий и сооружений, в результате чего возникают социальные, экономические и экологические проблемы [4]. Для оценки влияния подтопления на физико-механические свойства грунтов были проведены инженерные изыскания, материалы которых были предназначены для обеспечения работ по защите от подтопления.

Проблему подтопления необходимо рассматривать применительно к конкретным инженерно-геологическим условиям. Объект исследования – существующий паркинг с размерами в плане примерно 150x100 м в городе Тюмени. Обзорная схема расположения участка проведения работ приведена на рисунке 1.



Рисунок 1. Обзорная схема участка проведения работ

В апреле-мае 2018 года с учетом требований действующих нормативных документов был выполнен комплекс буровых, опытных, лабораторных и камеральных работ [5,6].

Гидрогеологические условия площадки характеризуются наличием горизонта грунтовых вод, приуроченного к озерно-аллювиальным отложениям верхнечетвертичного возраста. Появление подземных вод зафиксировано на глубинах 5,6-10,0 м, и, практически совпадает с кровлей водоносного горизонта.

Карты распространения урвненной поверхности подземных вод на площадке исследований в различные периоды времени изображены на рисунке 2. Грунтовые воды слабо напорного типа, величина напора над кровлей составляет 2,2-6,82 м, довольно четко прослеживается увеличение напора в восточном и северо-восточном направлении – в сторону области предполагаемой разгрузки водоносного горизонта, что говорит об отсутствии дренирования подземных вод в этой части участка.

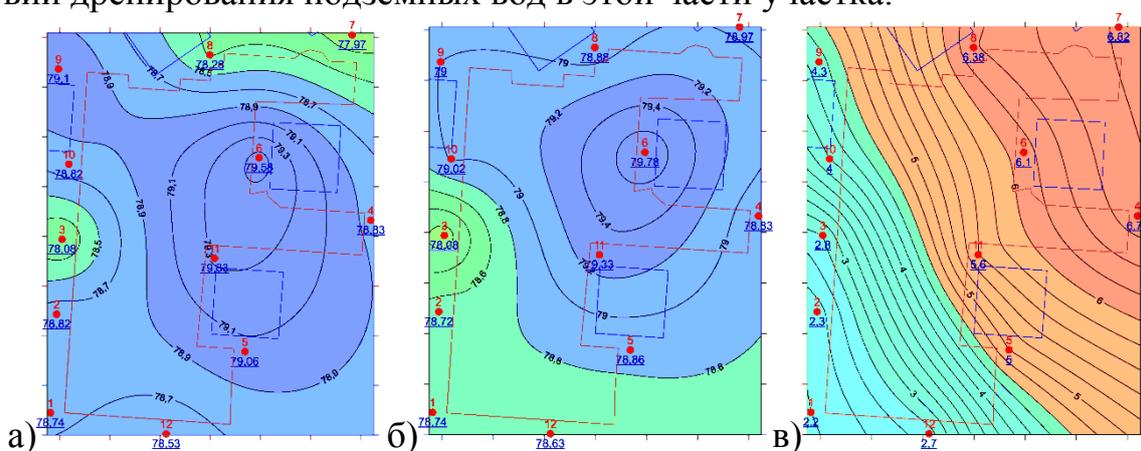


Рисунок 2. а) карта абсолютных отметок установления уровня грунтовых вод на 24.04.2018 г., мБс; б) карта абсолютных отметок установления грунтовых вод на 25.05.2018 г., мБс; в) карта напора подземных вод над кровлей водоносного горизонта, м

Геолого-гидрогеологическая схематизация площадки

Для расчетов принята модель ограниченного в разрезе потока по глубине - 15,0 м, абсолютная отметка 68,50 м, изображенная на рисунке 3.

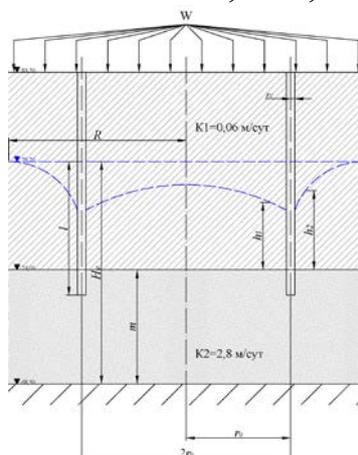


Рисунок 3. Геолого-гидрогеологическая схема участка размещения паркинга

По данным лабораторных и опытно-фильтрационных работ коэффициент фильтрации верхнего слоя $K_1 = 0.06$ м/сут, нижнего $K_2 = 2.8$ м/сут, отношение $\sigma = K_2/K_1 = 46.67$. Недостаток насыщения вычислялся по формуле (1) П.А. Бецинского [7]:

$$n_1 = 0.117 \cdot \sqrt[3]{K_1} \quad (1)$$

Дополнительное инфильтрационное питание оценивалось водно-балансовым методом с использованием метеоданных и формулы (2):

$$\varpi = (1 - \alpha) \cdot \varpi_g - U_0 \cdot e^{-1.3h} + \beta \cdot W / F, \quad (2)$$

где α - коэффициент поверхностного стока; ϖ_g - интенсивность атмосферных осадков, м/сут; U_0 - испаряемость, м/сут; h - глубина залегания уровня грунтовых вод, м; $\beta = 0.063$ - коэффициент потерь воды из водонесущих коммуникаций; W - суточное водопотребление, м³/сут; F - площадь застройки, м².

Прогноз подтопления территории

Проблема подтопления г. Тюмени подземными водами была наиболее актуальна в 1989-95гг., когда 70% ее территории находилось в подтопленном состоянии из-за отсутствия надлежащей инженерной подготовки территории, поэтому основные климатические характеристики, используемые в расчетах, приняты для этого периода времени [8]. Они послужили основой для вычисления дополнительного инфильтрационного питания как функции времени.

Повышение уровня под влиянием дополнительной инфильтрации, используя принцип суперпозиции, задается формулой (3):

$$q = \varpi(t) \cdot f(t) \quad (3)$$

где $f(t)$ - функция координат рассматриваемой точки, времени, строения пласта и его фильтрационных параметров.

Расчетная схема для определения дополнительного инфильтрационного питания приведена на рисунке 4.

Результаты расчетов сведены в таблице 1, из которой следует, что после 300 суток, при принятых климатических характеристиках, повышение уровня составило 2.05 м. Среднегодовое значение дополнительной инфильтрации - $1,51 \times 10^{-3}$ м/сут. Абсолютная отметка верха пола паркинга - 79,00 м.

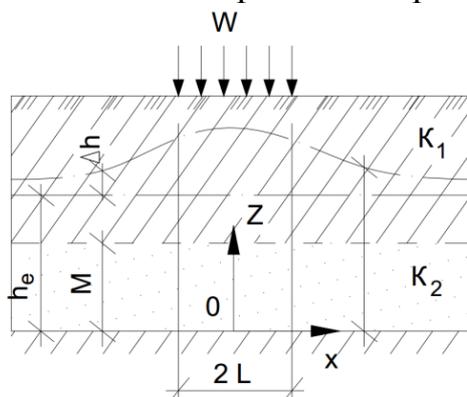


Рисунок 4. Расчетная схема для определения дополнительного инфильтрационного питания

Таблица 1

Результаты расчетов повышения уровней грунтовых вод в летне-осенний период
на границе площадки

Месяц	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
Доп. инф., м/сут.	0	0	0	1×10^{-3}	$9,752 \times 10^{-4}$	$1,235 \times 10^{-3}$	$3,44 \times 10^{-3}$	$2,916 \times 10^{-3}$	$1,786 \times 10^{-3}$	$2,116 \times 10^{-3}$	0	0
Повыше- ние уров- ня, м	0	0	0	0,15	0,30	0,49	1,00	1,45	1,74	2,05	0	0
Время, сут.	30	60	90	120	150	180	210	240	270	300	33 0	36 0
На дату	1.0 2	1.0 3	1.0 4	1.05	1.06	1.07	1.08	1.09	1.10	1.11	-	-
В абс. отм., м	0	0	0	$78,84$	78,99	79,18	$79,69$	80,14	80,43	80,74	-	-

Можно сделать вывод, что результаты полученных прогнозных расчетов достаточно реальны в плане изменения уровней подземных вод во времени.

В связи с подтоплением паркинга и предполагаемым повышением уровня грунтовых вод были рассмотрены различные системы водопонижения, схемы которых приведены на рисунке 5.

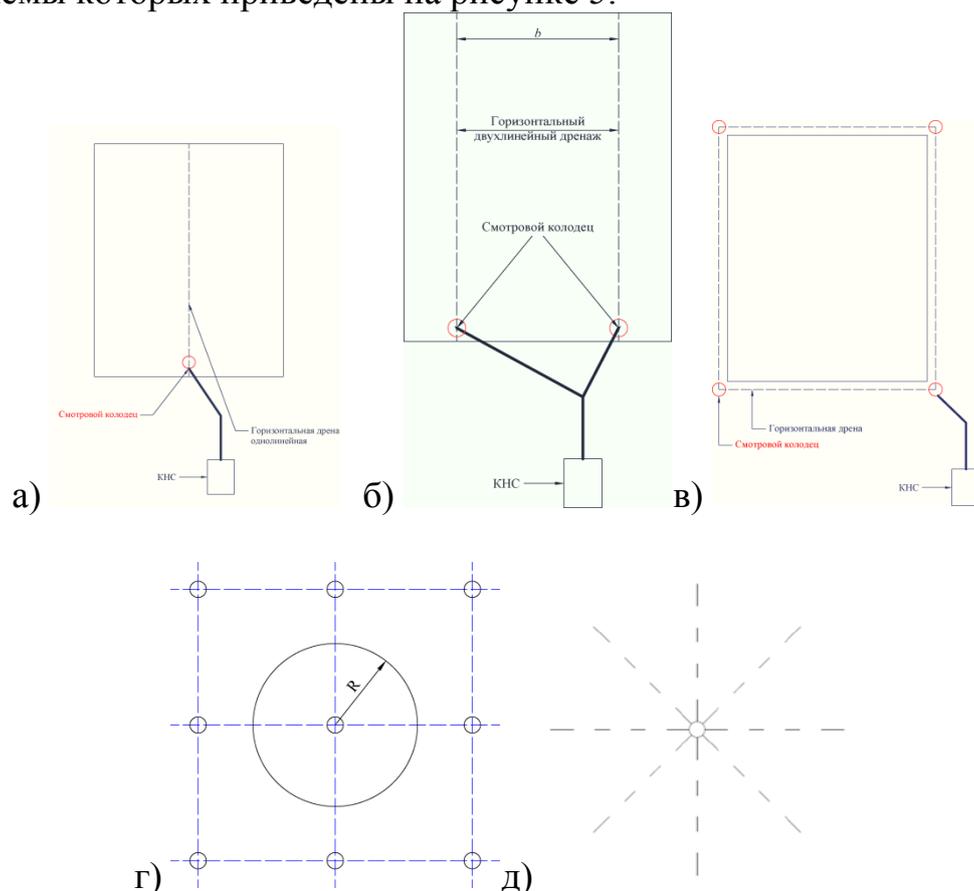


Рисунок 5. а) схема однолинейного горизонтального несовершенного типа; б) схема двухлинейного горизонтальный несовершенного типа; в) схема кольцевого (контурного) горизонтального несовершенного типа; г) схема вертикального систематического несовершенного типа; д) схема лучевого дренажа

По результатам полученных расчетов можно сделать вывод, что оптимальными вариантами дренирования являются двухлинейный горизонтальный несовершенного типа и вертикальный систематический несовершенного типа, которые обеспечивают снижение уровня до необходимой отметки.

Библиографический список

1. Калошина, С. В. Влияние подтопления на получение дополнительных осадков зданий и сооружений / С. В. Калошина, Н. И. Салимгариева // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2013. – № 1. – С. 104-113.
2. Степанов, М. А. Взаимодействие комбинированных ленточных свайных фундаментов с предварительно опрессованным грунтовым основанием: дис ... канд. техн. наук. – Тюмень, 2015. – 189 с.
3. Пронозин, Я. А. Сдвиговая осадка свай для некоторых характерных для юга Тюменской области грунтов / Я. А. Пронозин, О. В. Ашихмин, А. В. Соловьев, М. А. Степанов // Актуальные проблемы строительства, экологии и энергосбережения в условиях Западной Сибири: сборник материалов международной научно-практической конференции. – Тюмень, 2014. – С. 56-59.
4. Дегтярев, Б. М. Защита оснований зданий и сооружений от воздействия подземных вод / Б. М. Дегтярев, А. Ж. Дзекцер, А. Ж. Муфтахов – М.: Стройиздат, 1985. – 264 с.
5. СП 11-105-97 Инженерно-геологические изыскания для строительства. Часть I. Общие правила производства работ. – М.: ПНИИИС Госстроя России, 1997. – 47 с.
6. СП 47.13330.2012 Инженерные изыскания для строительства. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 11-02-96. – М.: Минрегион России, 2013. – 115 с.
7. Бочеввер, Ф. М. и др. Основы гидрогеологических расчетов. – М.: Недра, 1969. – 307 с.
8. Писарев, А. Е. Эколого-гидрогеологические условия территории г. Тюмени и обоснование методов защиты её от подтопления: дис ... канд. геол. – минералог. наук. Тюмень, 1998. – 202 с.
9. СП 116.13330.2012 Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 22-02-2003. – М.: Минрегион России, 2012. – 65 с.
10. Зарубина, Л. П. Защита территорий и строительных площадок от подтопления грунтовыми водами. – М.: Инфра-Инженерия, 2017. – 210 с.
11. Дегтярев, Б. М. Подтопление застроенных территорий и методы защиты от него за рубежом. – М, 1992.

Технология устройства буринъекционной сваи с контролируемым расширением в грунте

Степанов М.А., Волосюк Д.В., Степанов Мих.А.

Тюменский индустриальный университет, г. Тюмень

Реконструкция и модернизация зданий и сооружения, а также реставрация исторической застройки городов напрямую связана с усилением фундаментов и оснований как самих сооружений, так и окружающей за-

стройки [1, 2], а также с возможным освоением подземного пространства. В случае стесненных условий современной плотной городской застройки ввиду жестких ограничений по дополнительным деформациям грунтов [3, 4, 5] производство таких работ особенно в инженерно-геологических условиях, представленных слабыми пылевато-глинистыми грунтами, является достаточно сложной инженерной задачей. Ее решением может служить выбор инъекционных свай [1, 6, 7], которые позволяют исключить необходимость использования динамических и вибрационных воздействий на грунт [8].

Однако, в настоящее время существует ряд проблем, возникающих при использовании данных технологий, что ограничивает область их применения в условиях слабых глинистых оснований [1, 5 - 11]:

- сложность контроля за распространением растворной смеси и, как следствие, высокий расход материалов, а также неполная реализация несущей способности свай;
- возможное перемешивание подаваемого бетона с грунтовой массой, и, как следствие, различная прочность бетона по длине ствола свай;
- возможность образования гидроразрывов [11];
- высокая вероятность дополнительных технологических осадок и др.

На настоящий момент существует достаточно большое количество различных инъекционных технологий, обеспечивающих высокую несущую способность оснований и обладающих значительной экономической эффективностью [1, 2, 4 - 10, 12 - 14]. Исследованиями по вопросам взаимодействия данных свай с грунтовым основанием занимались: К.В. Голубев, В.А. Ермолаев, А.А. Землянский, В.В. Лушников, О.А. Маковецкий, Р.А. Мангушев, М.И. Никитенко, Л.В. Нуждин, В.П. Петрухин, А.А. Петухов, А.И. Полищук, А.Б. Пономарев, Я.А. Пронозин, М.А. Самохвалов, З.Г. Тер-Мартirosян, О.А. Шулятьев, Н. Brandl, Т.Т. Comer, М. Hubbert, и многие другие [1, 2, 4-6, 8-15].

На основании обзора, детального анализа и синтеза научных исследований по взаимодействию буроинъекционных свай с различными грунтовыми основаниями для решения задач по усилению оснований, сложенных слабыми пылевато-глинистыми грунтами, была разработана технология по устройству буроинъекционной сваи с контролируемым расширением (рисунок 1).

Конструкции сваи по предлагаемой технологии представляет собой полимерную оболочку, расположенную по всей длине трубы-инъектора с несколькими зонами отверстий по всей ее длине и герметично закрепленной к ней в начале с помощью хомутов, что позволяет контролировать распространение раствора в грунте основания сваи по всей ее длине, а также формировать требуемую геометрию [16].

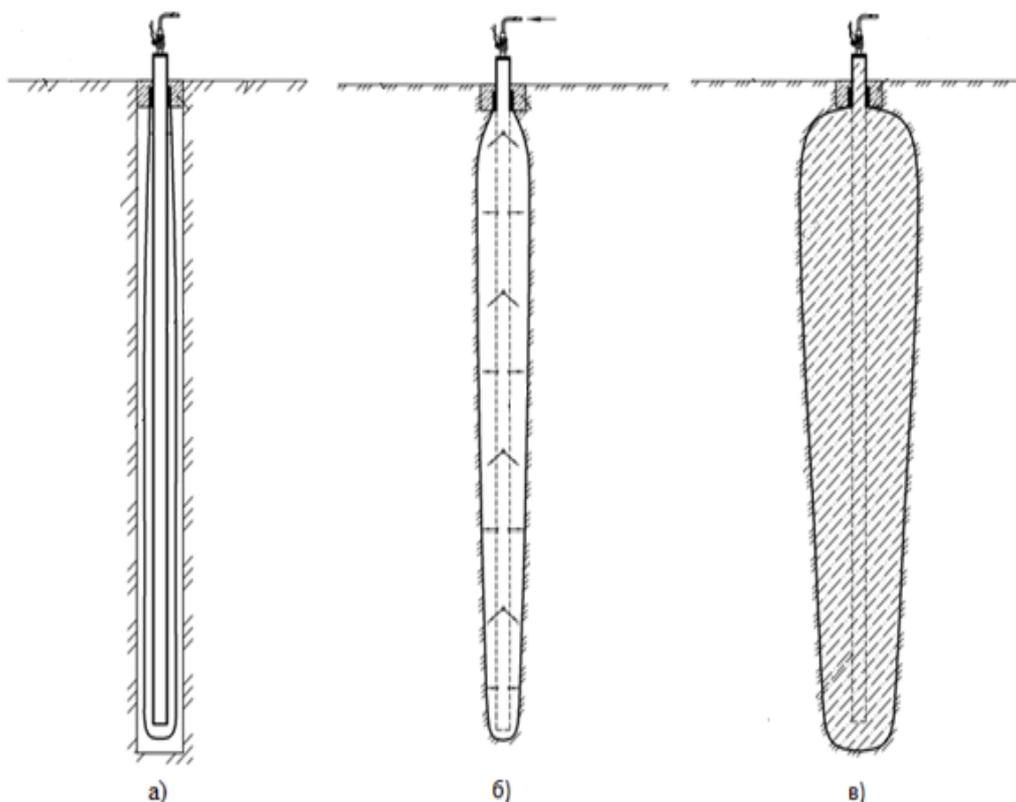


Рисунок 1. *а* - схема буринъекционной сваи с контролируемым расширением; *б* - процесс нагнетания раствора, увеличение размеров скважины, формирование сваи; *в* - растянутая полимерная оболочка (вид итогового расширения)

Для устройства буринъекционной сваи с контролируемым расширением на первом этапе в грунте бурят скважину. Она может выполняться как вертикально, так и под различными углами при необходимости. В скважину устанавливается труба-инъектор, через отверстия в которой в процессе выполнения конструкции будет подаваться раствор. Она же станет армирующим элементом конструкции. По всей длине трубы располагается полимерная оболочка, позволяющая контролировать распространение раствора. Для исключения возможности перемещения вверх конструкции сваи устраивается бетонная пробка (рисунок 1). В случае возможного оплывания стенок скважины работы могут проводиться под защитой обсадной трубы.

При нагнетании раствора, после заполнения самой трубы-инъектора, происходит увеличение полимерной оболочки до границ скважины, после чего она продолжает контролируемо расширяться. Выполненное расширение приводит к повышению жесткости и несущей способности основания зданий и сооружений, уплотнение грунта вдоль скважины позволяет увеличить деформационные и прочностные характеристики грунта вдоль сваи, а также создать избыточное горизонтальное напряженное состояние в массиве грунта, тем самым максимально повысив несущую способность

сваи и деформации основания. Контроль рабочих параметров осуществляется за счет регулирования величины давления нагнетания раствора и жесткости материала полимерной оболочки.

Применение данной технологии позволит создать однородную прочную структуру по всей длине сваи, сохраняя технологичность процесса ее изготовления, минимизацию трудозатрат (особенно ручного труда) и объемов потребляемых материальных ресурсов.

Библиографический список

1. Пронозин, Я. А. Опыт совместного применения инъекционных свай и кессона при устройстве подземного этажа здания историко-культурного наследия в г. Тобольске / Я. А. Пронозин, Ю. В. Зазуля, Р. В. Мельников, М. А. Степанов // Современные проблемы науки и образования. – 2013. – № 3; URL: www.science-education.ru/109-9206.
2. Самохвалов, М. А. Взаимодействие буроинъекционных свай, имеющих контролируемое уширение, с пылевато-глинистым грунтовым основанием: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02. – Тюмень, 2016. – 210 с.
3. СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений.
4. Гудехус, Г. Геотехнические работы в слабых грунтах вблизи чувствительных зданий. Новейшие концепции прогнозирования и контроля // Реконструкция городов и геотехническое строительство. – 2003. – №7. – С. 89-104.
5. Полищук, А. И. Основы проектирования и устройства фундаментов реконструируемых зданий. – Томск: «SST», 2004. – 472 с.
6. Патент РФ №2005132839/22, 24.10.2005. Голубев К.В., Пономарев А.Б., Микросвая // Патент России №52414. 2006. Бюл. №9.
7. СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты.
8. Петухов, А. А. Совершенствование способа устройства инъекционных свай в слабых глинистых грунтах для условий реконструкции зданий: дис... к.т.н. – Томск, 2006. – 192 с.
9. Ермолаев, В. А. Закрепление оснований зданий и сооружений методом гидроразрыва при неоднократном инъектировании: дисс. к-та техн. наук / В. А. Ермолаев // СПбГАСУ – Санкт-Петербург, 2013. – 166 с.
10. Бровин, С. В. Особенности работы буроинъекционных свай усиления в массиве слабых грунтов: дис. канд. техн. наук. – СПб., 1994. – 241 с.
11. Петрухин, В. П. Новые способы геотехнического проектирования и строительства / В. П. Петрухин, О. А. Шулятьев, О. А. Мозгачева – М.: Издательство АСВ, 2015. – 224 с.
12. Пронозин, Я. А. Регулирование напряженно-деформированного состояния основания комбинированных ленточно-свайных фундаментов / Я. А. Пронозин, М. А. Степанов, Д. В. Волосюк // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2016. – № 3. – С. 16-20.
13. Пат. 2522358 С1 Российская Федерация, МПК E02D5/4 (2006.01). Способ изготовления буроинъекционной сваи с контролируемым уширением / Пронозин Я.А., Зазуля Ю.В., Самохвалов М.А.; патентооб-тель - Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования "Тюменский индустриальный университет" (ТИУ). - № 201255563/03; заявл. 19.12.2012; опубл. 10.07.2014, Бюл. №19.
14. Патент РФ 2004107026/03, 09.03.2004. Землянский А.А., Ращепкина С.А., Денисова А.П., Вертынский О.С., Свая // Патент России №2263746. 2004. Бюл. №31.
15. Пат. 2263746 С1 Российская Федерация, МПК7 E02D5/38(2000.01). Свая / Землянский А.А., Ращепкина С.А., Денисова А.П., Вертынский О.С.; патентообла-

тель: Саратовский государственный технический университет. - № 2004107026/03; заявл. 09.03.2004; опубл. 10.11.2005, Бюл. № 31.

16. Патент РФ №2014135073/03, 26.08.2014. Пронозин Я.А., Степанов М.А., Волосюк Д.В. Буройнъекционная свая с контролируемым уширением // Патент России № 156035. - 2015. - Бюл. №30.

Особенности использования результатов лабораторных испытаний для проведения геотехнических расчетов в PLAXIS

Тер-Мартыросян А.З., Сидоров В.В., Ермошина Л.Ю.

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва

Определение входных параметров грунта очень важно и необходимо для отражения реальной работы основания геотехнических сооружений. Очень часто могут возникать такие ситуации, когда результаты, полученные при проведении лабораторных испытаний грунтов, не принимаются программными комплексами, выдаются ошибки, предлагаются рекомендации по изменению параметров в сторону увеличения или уменьшения.

Проведение оптимизации параметров грунтов, полученных в результате лабораторных испытаний для сравнения и корректировки этих параметров, исходя из степени приближения модельных испытаний с лабораторными испытаниями, можно выполнить в подпрограмме Soil test, заложенной в программный геотехнический комплекс PLAXIS 3D. Используя Soil test, производится моделирование трехосных и компрессионных испытаний на основе вводимых параметров грунта и исходных данных об испытании.

В целом оптимизация состоит из последовательного выполнения следующих этапов:

1. Обработка протоколов прямых лабораторных испытаний, построение предварительных графиков для оценки сходимости кривых.

2. Задание в ПК PLAXIS во вкладке Materials набора исходных данных, которые были получены в результате обработки прямых лабораторных испытаний грунтов.

3. Задание параметров симуляционного испытания (трехосного и компрессионного) в подпрограмме Soil test.

4. Задание границ возможного (ожидаемого) изменения оптимизируемых параметров во вкладке Select parameters.

5. Во вкладке Select curves загружаются подготовленные текстовые документы с набором данных для симуляции трехосных и компрессионных испытаний.

6. На вкладке Settings в строке Intensity of search выбирается степень точности проведения расчета.

7. Во вкладке Resulting parameters программа показывает значения оптимизированных параметров и степень влияния каждого оптимизируемого параметра на результаты.

8. Во вкладке Resulting charts можно посмотреть результирующие кривые – симуляционная кривая (строится подпрограммой по заданным параметрам, полученным по результатам моделирования с помощью алгоритмов подпрограммы), лабораторная кривая и оптимизационная кривая. Целью подпрограммы является на основании лабораторной и симуляционной кривых построить оптимизационную кривую, которая имела бы большую степень схожести с целевой (лабораторной) кривой, чем с симуляционной.

Моделирование процесса трехосного испытания

Для описания трехосного испытания чаще всего выбирают наиболее показательную кривую зависимости девиатора напряжений ($\sigma_1 - \sigma_3$) от вертикальной деформации ε_1 .

Испытываемый образец был представлен в модели в виде цилиндрического сплошного массива (объема) диаметром 50 мм и высотой 100 мм. На верхней грани цилиндра был создан плитный элемент высокой жесткости, моделирующий жесткий штамп, через который передается вертикальная нагрузка на образец. На боковую поверхность образца задавалась радиальная нагрузка интенсивностью, равной величине опорного давления p_{ref} . После разбиения модели на сетку конечных элементов, производится расчет, учитывающий следующие этапы:

- 1) этап восстановления природного напряженного состояния;
- 2) этап постепенного нагружения образца сверху без изменения боковых давлений (увеличение девиатора) до величины на 10-15% ниже q_f ;
- 3) этап разгрузки, постепенное уменьшение вертикального давления до величины p_{ref} ;
- 4) этап повторного нагружения и догрузки до разрушения модельного образца.

Моделирование продолжается до момента исчерпания прочности образца, которое можно определить по прямолинейному участку графика, когда при одинаковом (или незначительно изменяющемся) девиаторном напряжении продолжают накапливаться вертикальные деформации.

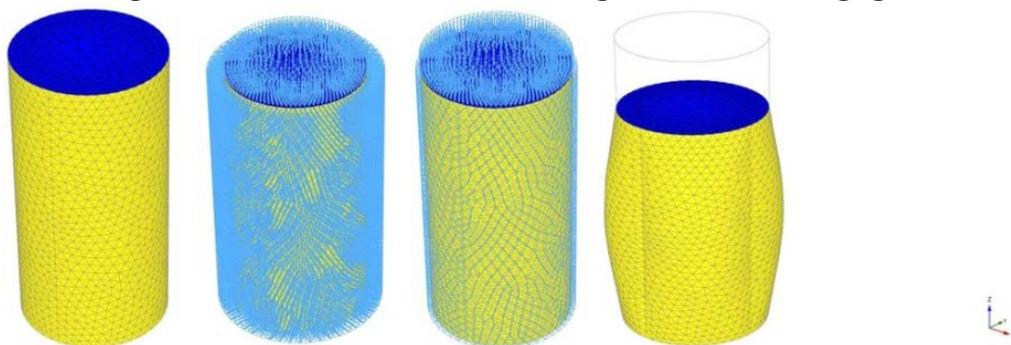


Рисунок 1. Этапы моделирования трехосного испытания

Моделирование процесса компрессионного испытания

Для описания компрессионного испытания выбирается кривая зависимости вертикальных напряжений σ_{yy} от вертикальной деформации ε_{yy} . Испытываемый образец был представлен в модели в виде цилиндрического сплошного массива (объема) диаметром 87 мм и высотой 25 мм. На верхней грани цилиндра прилагалась вертикальная нагрузка на образец. На боковые поверхности задавались граничные условия, при которых невозможно боковое расширение образца, однако вертикальные деформации реализуются в полной мере.

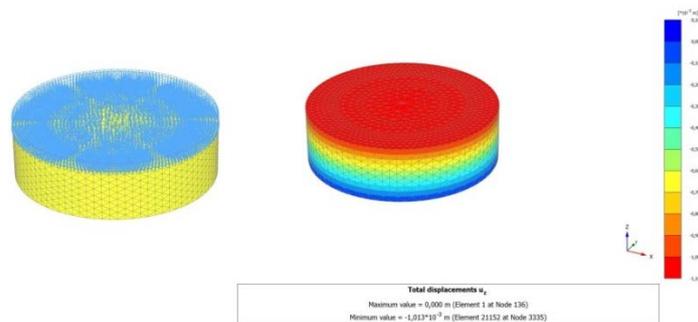


Рисунок 2. Расчетная конечно-элементная модель образца грунта в компрессионных условиях, загруженного сверху и изополя вертикальных перемещений в образце модельного грунта после симуляции компрессионного испытания

Результаты исследования

Модель упрочняющегося грунта Hardening Soil

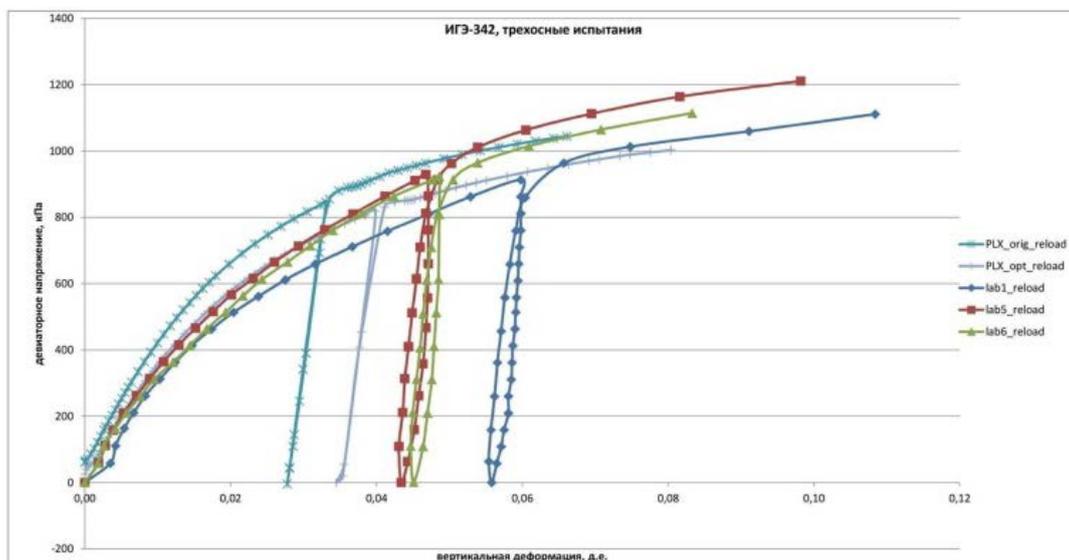


Рисунок 3. Сравнение кривых, полученных по результатам трехосных испытаний (lab1_reload, lab5_reload, lab6_reload) и численного моделирования с учетом этапов разгрузки и повторного нагружения с применением стандартных лабораторных параметров (PLX_orig_reload) и оптимизированных параметров (PLX_opt_reload) для ИГЭ-342

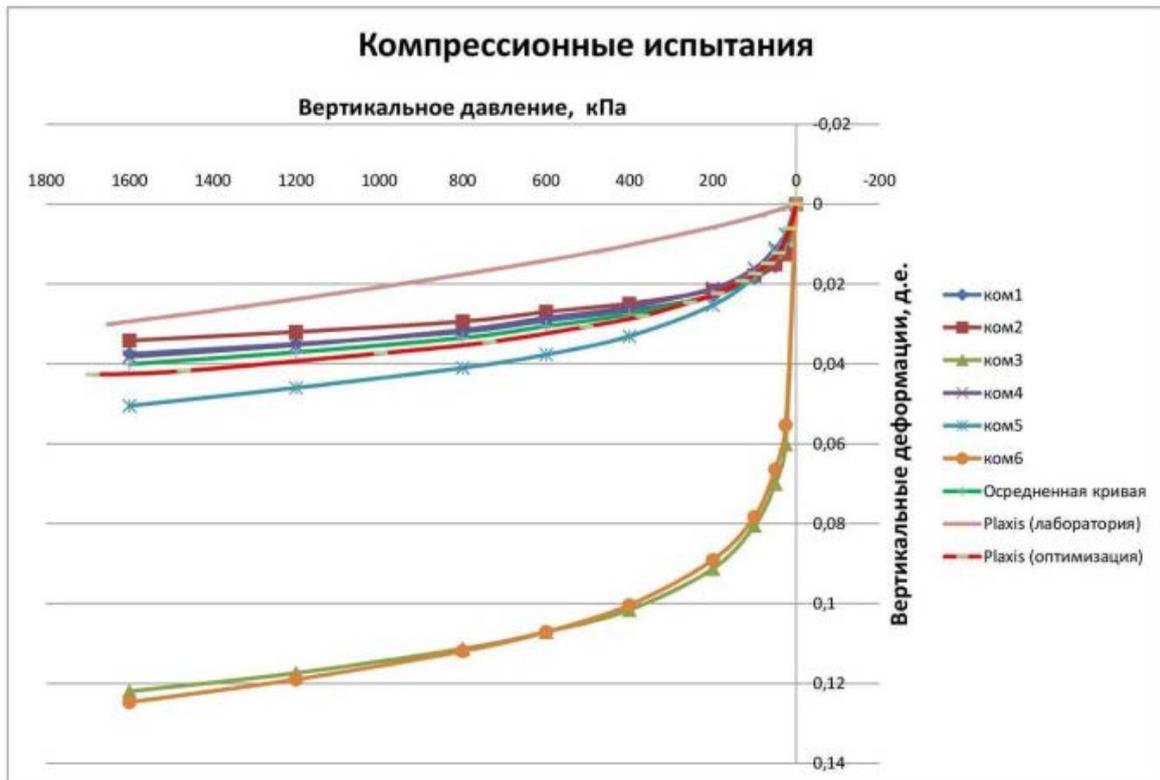


Рисунок 4. Сравнение компрессионных кривых, полученных по результатам лабораторных испытаний (ком. 1-6) и численного моделирования при различной обработке параметров для ИГЭ-342

Модель слабого грунта Soft Soil Creep

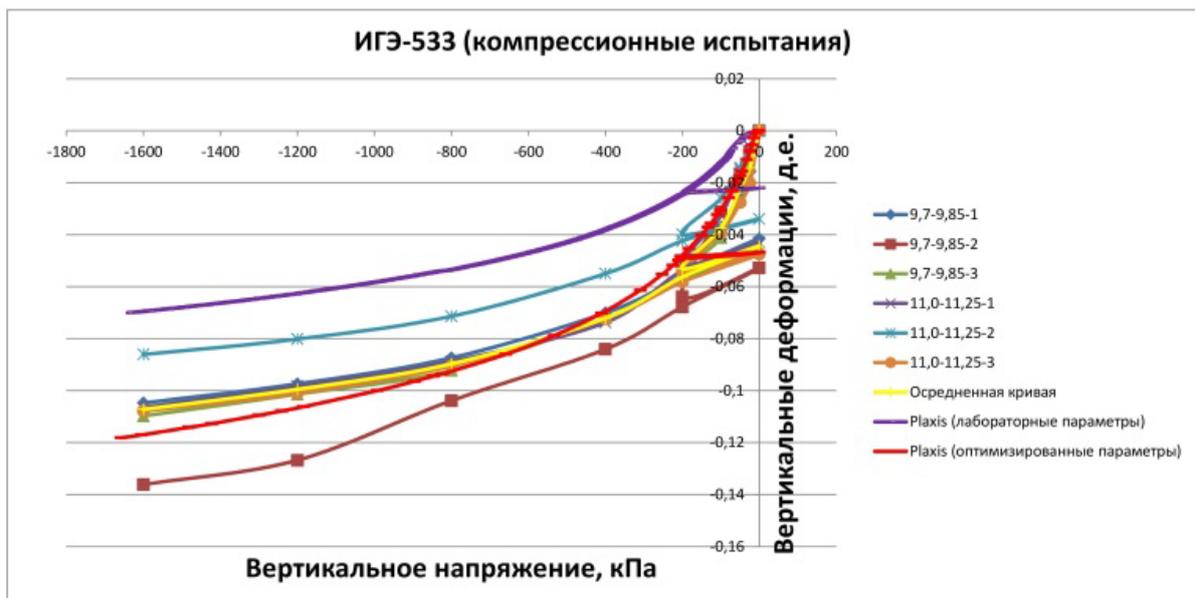


Рисунок 5. Сравнение кривых, полученных по результатам лабораторных испытаний, численного моделирования с использованием исходных параметров грунта и оптимизированных параметров для ИГЭ-533

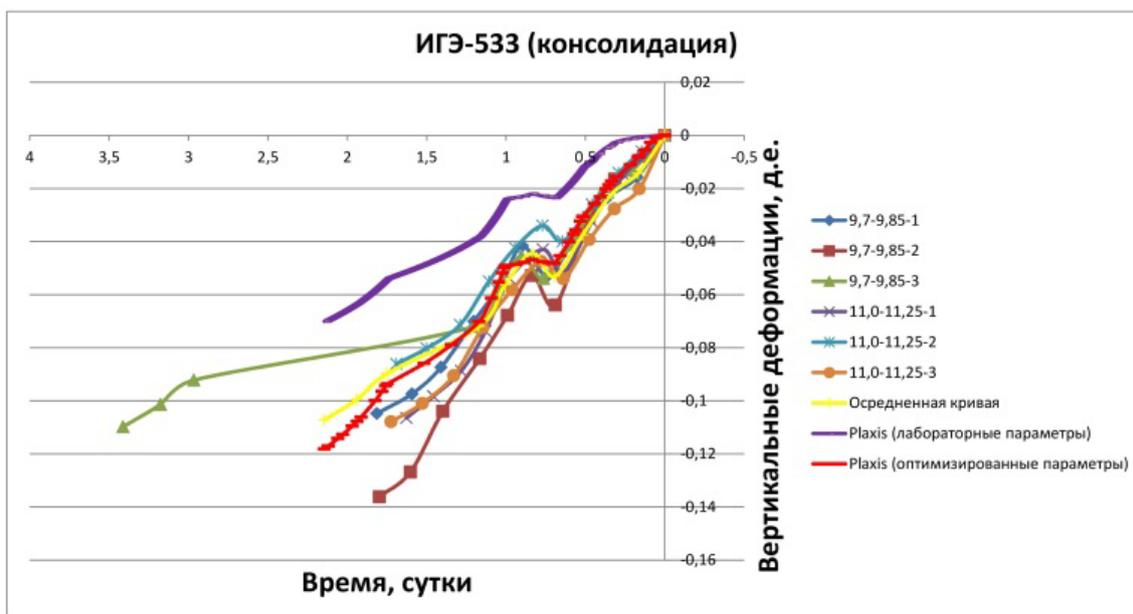


Рисунок 6. Сравнение кривых, полученных по результатам лабораторных испытаний, численного моделирования с использованием исходных параметров грунта и оптимизированных параметров в режиме консолидации для ИГЭ-533

На основании проведенного исследования можно дать следующие рекомендации:

1. Степень корректности оптимизации определяется самим расчетчиком, который анализирует полученные кривые, им же принимается решение о том, стоит ли применять для расчетов исходные параметры или оптимизированный их набор.

2. Использование процесса оптимизации также позволяет выявить и отсеять неудачные и выбивающиеся из общей «пачки» кривые, которые могли быть получены ошибочно или из-за большой неоднородности свойств грунтов в пределах одного ИГЭ.

Библиографический список

1. Бугров, А. К. Исследование грунтов в условиях трехосного сжатия / А. К. Бугров, Р. М. Нарбут, В. П. Сипидин – Ленинград: Стройиздат, 1987. – 184 с.
2. Мельников, Р. В. Калибровка параметров модели Hardening Soil по результатам лабораторных испытаний в программе SoilTest / Р. В. Мельников, Р. Х. Сагитова // Академический вестник УралНИИпроект РААСН. – 2016. – №3. – С. 79-83.
3. Мельников, Р. В. Компрессионные испытания грунта как способ определения параметров модели Hardening Soil. // Академический вестник УралНИИпроект РААСН. – 2014. – №4. – С. 90-94.
4. Коршунов, А. А. Определение параметров модели Soft Soil Creep в PLAXIS по результатам исследования песчано-глинистых отходов обогащения кимберлитовых руд месторождения алмазов // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2013. – №1. – С. 136-143.

Результаты определения деформационных характеристик грунтов в полевых условиях прессиометром конструкции «Геофундаментпроект»

Хасанов А.З., Хасанов З.А., Набиева Н.А.

СамГАСИ им. Мирзо Улугбека, г. Самарканд

Введение

Надежность строящихся зданий и сооружений во многом зависит от качественного определения основных деформационных и прочностных свойств грунтов. Результаты расчетов оснований, зависит от точности определения количественных значений деформационных характеристик грунта. В настоящее время в мировой практике сохраняется тенденция комплексного определения этих характеристик, давая предпочтение полевым методам определения, непосредственными испытаниями грунтов в массиве. К ним можно отнести как полевые штамповые, прессиометрические испытания, так и методы статического и динамического зондирования грунтов. Первые два метода в основном используются для количественного сравнения результатов определения сопротивления грунта по глубине основания статическими, кинематическими (пенетрометрами) и динамическими методами зондирования. Как известно последние два метода дают возможность протестировать и определять сопротивление грунта на глубину более 20 м. Они также позволяют численно определять границы инженерно-геологических элементов (ИГЭ). Эти результаты важны при проектировании геотехнических объектов.

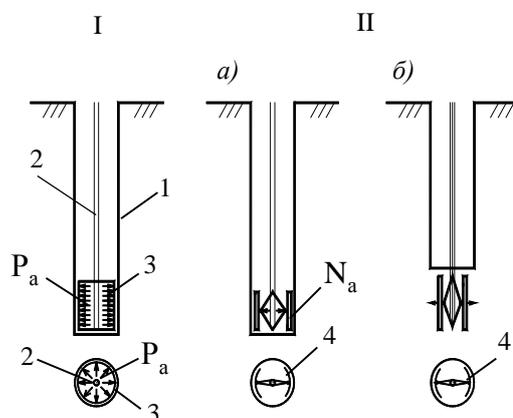


Рисунок 1. Схемы существующих конструкций прессиометров для испытаний грунтов в скважинах:

I- мембранные; II-лопастные: а) -расположения выше забоя скважины; б) - то же ниже забоя скважин.

1-скважина; 2-труба; 3-резиновая мембрана;

При определении деформационных характеристик грунтов, все же дается предпочтение методам определения штамповых и прессиометрических испытаний. Последние дают возможность определять корреляцион-

ные коэффициенты, позволяющие вычислять модуль деформации и расчетное сопротивление грунтов по результатам кинематического и динамического зондирования. Проведение штамповых испытаний грунтов требует специального анкерного и рамного громоздкого оборудования, домкратов, динамометров и др. измерительных приборов. Штамповые испытания преимущественно проводятся на поверхности дна котлованов. В отличие от этого прессиометрические испытания проводятся сравнительно на компактном оборудовании и самое главное, позволяет проводить испытания на различной глубине массива. В связи с этим, испытания методом прессиометрии приобрели достаточно большую популярность в инженерных изысканиях. По точности показаний прессиометрия уступает лишь штамповым испытаниям в шурфах. В настоящее время штамповые и прессиометрические испытания проводятся в соответствии с ГОСТ 20276-2012 [4].

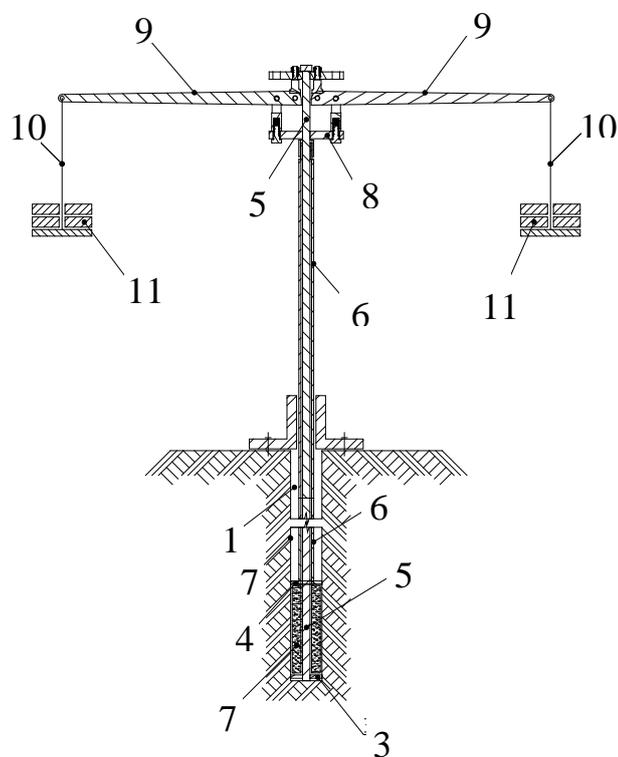


Рисунок 2. Устройства для определения деформации грунта:

- 1-скважина; 2- стенка скважины; 3-нижний штамп; 4-верхний штамп; 5-стержень;
6-секция труб (штанга); 7-цилиндр (песок); 8-упорная плита; 9-рычаги с
равновеликими плечами; 10-подвеска; 11-гири.

Целью проведенных исследований являлось сопоставления параметров деформируемости грунтов полученные в условиях полевых экспериментов, в частности: штамповые, прессиометрические и динамическое зондирования грунтов по глубине.

Прессиометрические оборудования

Основным рабочим органом всех прессиометров (кроме лопастного) является камера трубчатой формы, выполненная из эластичного материала. В ходе работы прессиометра в ней создаётся давление посредством нагнетания газа или жидкости, а измерительное оборудование снимает показания со специальных измерительных устройств (рис.1-а). Часто перемещение стенки скважины определяется по расходу жидкости, что может привести к ошибке измерений. Что касается механических (лопастных) прессиометров, то в этом случае испытания грунтов производятся двумя штампами, расположенными симметрично относительно друг-друга и вдавливаемыми механическими устройствами в стенки скважины (рис.1-б).

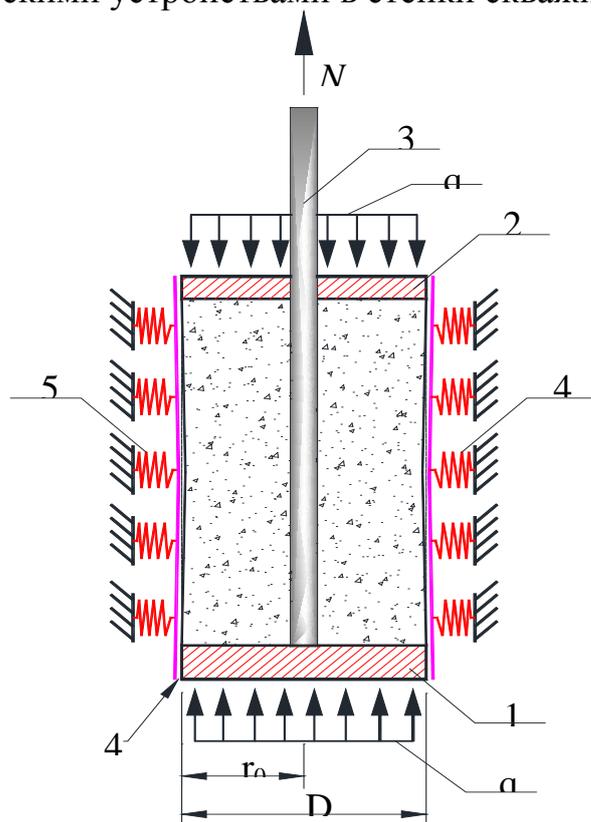


Рисунок 3. Модель испытания грунта песчаным прессиометром.1,2- нижний и верхний штампы; 3-тяга; 4-грунт; 5-податливый отпор грунта

Необходимо отметить, что прессиометрическое оборудование, изготовленное на базе эластичных мембран (преимущественно резиновые), помимо ряда преимуществ, имеют некоторые недостатки. Например, неоднородность напряжений в торцовых частях прессиометра, сложности учета сопротивления эластичной резины, проблема точного измерения геометрических размеров скважины в зависимости от объема расхода воды и т.п. Так же имеются сложности, связанные с расходными материалами и отсутствием возможности качественной их сборки. Лопастные прессиометры в начальный момент вдавливания штампа имеют неполный контакт с

грунтом и поэтому этот участок графика имеет погрешности измерения НДС. При проведении испытаний в скважинах может произойти сужение его стенки. Такие явления, связанные с контактной формой лопастей и грунта, могут повлиять на точность результатов опыта. При использовании этих прессиометров для определения просадочных свойств с увлажнением грунтов в скважине могут произойти суффозионные процессы (подмыв грунта вокруг лопастей), что приводит к увеличению величин относительной просадочности. По этой причине, для определения деформационных, в том числе и просадочных свойств лессовых грунтов в конструкторском бюро ООО «Геофундаментпроект» разработана новая конструкция прессиометра.

Предложенная авторами конструкция прессиометра основана на осевом сжатии градуированного песчаного цилиндра внутри скважины. Расчетная схема нагружения грунта представлена (рис.2). Песчаный цилиндр с соотношением сторон не менее $d/h=1/2$ образуется засыпкой мерного количества песка в скважину. Песок засыпается в скважину с поверхности нижнего круглого штампа, соединенный с вертикальным стержнем. На верхний торец песчаного цилиндра устанавливается второй верхний штамп в виде шайбы, закрепленный на торце полый штанги, выполненный из толстостенной трубы. Стержень свободно перемещается внутри штанги. Диаметр нижней и верхней штампов прессиометра равно диаметру скважины - 76 мм. Вертикальное давление на песчаный цилиндр осуществляется при помощи противоположного перемещения во внутрь нижнего и верхнего штампов.

При этом радиальные перемещения стенки скважины и давление определяется расчетом:

$$\varepsilon_x = \frac{\Delta r}{r_0} = \mu \varepsilon_z = \mu \frac{\Delta S}{h_0}, \quad (1)$$

Откуда

$$\Delta r = \mu r_0 \frac{\Delta S}{h_0}; \quad (2)$$

$$\sigma_3 = \xi \sigma_1. \quad (3)$$

Параметры, коэффициенты бокового расширения и давления μ , ξ для средних или мелких песков определяются по результатам трехосных стабиллометрических испытаний в лабораторных условиях при ограниченных боковых перемещениях. В этих выражениях Δz - измеренное вертикальное перемещение песчаного цилиндра при его сжатии, мм; $\sigma_1 = \frac{N}{A}$ - вертикальное напряжение на торцах песчаного цилиндра, кПа; N и A - соответственно вертикальная нагрузка, и площадь штампов, за вычетом поперечной площади вертикальной внутренней штанги см².

Из литературы известно [1,2,3,4], что модуль деформации грунтов определяется, в зависимости от измеряемых геометрических параметров скважины для линейного участка графика $\Delta r = f(p)$, по формуле:

$$E = \frac{(1+\mu)r_0 \Delta p}{\Delta r}; \quad (4)$$

или в соответствии с [5]

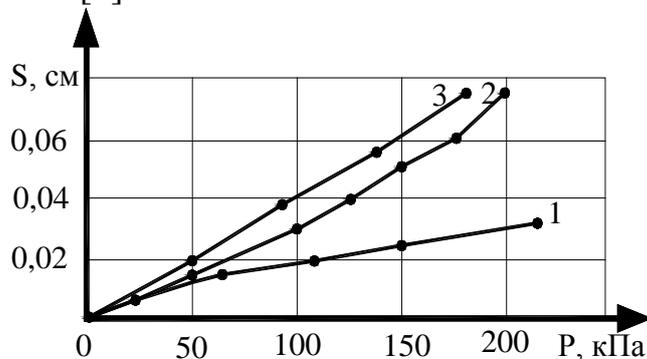


Рисунок 4 Зависимости между напряжениями и перемещениями:
1-штамповые испытания; 2-лопастные и 3 песчаный - прессиометр

$$E = K_r r_0 \frac{\Delta p}{\Delta r} \quad (5)$$

где K_r -корректирующий коэффициент;

r_0 - начальный радиус скважины, см;

Δp - приращение давления на стенку скважины, МПа;

Δr - приращение перемещения стенки скважины (по радиусу), см.

Как правило, приращения давлений определяются во второй зоне деформирования, когда начальное давление превышает природное давление $P_1 < P_g$.

Величина коэффициента K_r для конкретного вида грунта определяется сравнительными штамповыми и прессиометрическими испытаниями. При отсутствии такой возможности, она определяется в соответствии с требованиями ГОСТ [4]. В частности, для скважин глубиной до 10 м для глинистых грунтов при $I_L < 0.25$ $K_r = 2$, а при $I_L > 0.5$ $K_r = 3$.

Для предложенного вида плессиметра модуль деформации так же может определяться по упрощенной схеме (2) с учетом (5):

$$\varepsilon_x = \frac{\Delta r}{r_0} = \frac{\sigma_x}{E} - \frac{\mu}{E} (\sigma_y + \sigma_z) = \frac{1-\mu}{E} \sigma_{x=y} - \frac{\mu}{E} \sigma_z = \frac{\sigma_z}{E} [(1-\mu)\xi - \mu], \quad (6)$$

$$E = \frac{r_0 \sigma_z}{\Delta r} [(1-\mu)\xi - \mu]; \quad (8)$$

С учётом (2) и (8) запишем в следующем виде

$$E = \frac{r_0 \sigma_z}{\mu r_0 \frac{\Delta S}{h_0}} [(1-\mu)\xi - \mu] = \frac{h_0 \sigma_z}{\Delta S} \left[\left(\frac{1}{\mu} - 1 \right) \xi - 1 \right] = K_r^S \frac{h_0 \sigma_z}{\Delta S}. \quad (9)$$

K_r^S – корректирующий коэффициент для предложенного авторами прессиометра. Корреляционный коэффициент K_r^S для решения практических задач определяется по сравнительным результатам штамповых и прессиометрических испытаний.

Таблица 1

Штамповые испытания		
Среднее давление под штампом σ_z (кПа)	Среднее перемещение штампа, S см.	Вычисленная величина модуля деформации, E, мПа
0	0	
0,25	0,007	69,8
0,5	0,015	61,0
1	0,03	65,1
1,26	0,04	50,8
1,51	0,05	48,8
1,76	0,06	48,8
2,01	0,075	32,5
средняя		53,9

Для уменьшения погрешности прибора за счет сжатия песка от давления в начале эксперимента в место скважины была использована металлическая труба. По результатам этих экспериментов строится тарифовочный график зависимости осадка- S_t давление - P. Осадка песчаного цилиндра определяется с учетом графика тарифовочной кривой:

$$\Delta S = (S_2 - S_{t2}) - (S_1 - S_{t1}); \quad (7)$$

где S_2, S_1 – вертикальная осадка песчаного цилиндра, внутри скважины соответствующее давлению P_2, P_1 ; S_{t2}, S_{t1} - то же определяемая по тарифовочной кривой внутри металлической трубы.

Модуль деформации для традиционных методов испытания грунтов штампами определяется по известному выражению:

$$E = (1 - \mu^2) \omega \sqrt{D} \frac{\Delta P}{\Delta s}. \quad (8)$$



Рисунок 5. Вид прессиометрических и штамповых испытаний для определения модуля деформации грунтов.

Для круглого штампа $\omega = 0,96$. Для сравнения результатов штамповых, лопатных прессиометров и предложенных авторами песчаных прессиометров на маловлажных лессовых грунтах были проведены комплексные испытания. Основные физические свойства грунтов: удельный вес $17,7 \text{ кН/м}^3$; влажность естественная $18,5\%$; удельный вес сухого грунта $14,9 \text{ кН/м}^3$; коэффициент пористости- $0,8$. Результаты испытаний в виде таблицы и графика зависимости перемещения напряжения представлены на рис. 5.

Таблица 2

Результаты испытаний песчаным прессиометром

Среднее давление под штампом $P_x = \xi \sigma_z$	Перемещение $S_z, \text{ см}$	$S_z, \text{ см}$ та- рировка	S_z факт	$(r_i - r_0)$	Коэффициент корреляции k	Вычисленная величина модуля деформации, $E, \text{ мПа}$
0,04	0	0	0	0,000	3	
0,50	0,06	0,03	0,03	0,038	3	26,4
0,94	0,44	0,06	0,38	0,053	3	27,6
1,38	0,51	0,09	0,42	0,058	3	28,2
1,82	0,63	0,09	0,54	0,075	3	25,9
средняя						27,2

Таблица 3

Результаты испытаний лопатным прессиометром

Боковое давление $P_x, \text{ кПа}$	Коэффициент бокового расширения μ	Горизонтальное перемещение лопасти, $S, \text{ см}$	Вычисленная величина модуля деформации, $E, \text{ мПа}$
0,00	0,35	0	-
22	0,35	0,007	27,8
65	0,35	0,011	17,6
108	0,35	0,012	16,2
151	0,35	0,0105	27,8
216	0,35	0,017	17,1
281	0,35	0,0145	6,7
302	0,35	0,054	25,2
Средний			19,8

Выводы

1. Проведенные опытные работы с предложенной конструкцией прессиометра показали возможность ее применения для определения деформационных свойств грунтов, в том числе и показатели просадочности лессовых грунтов.

2. Для определения корреляционного коэффициента K_r^S необходимо продолжить сопоставительные испытания с штампами.

Библиографический список

1. Трафименков Ю.Г. и др. Полевые методы исследования строительных свойств грунтов. – 3-е изд. – М.: стройиздат, 1981. – С. 152-170.
2. Гохфельд, Б. Л. Полевые методы испытаний грунтов / Б. Л. Гохфельд, Г. В. Жорник – Киев: Изд. «будивильник».– 1973.
3. Хасанов, А. З. Основания и фундаменты на лессовых просадочных грунта / А. З. Хасанов, З. А. Хасанов – Изд. ИПТД «Узбекистан».
4. Способ определения деформационных характеристик грунтов. ГОСТ 20276-2012.
5. Хасанов, А. З. и др. Приоритет заявки IAP 20170246 от 28.06.2017 г. Метод определения деформационных характеристик грунтов

Новый способ усиления фундаментов в пылевато-глинистых грунтах

Гейдт А.В., Паронко А.А.

Тюменский индустриальный университет, г. Тюмень

В Российской Федерации имеется огромное число зданий и сооружений, которые нуждаются в капитальном ремонте или реконструкции, а также реставрации и модернизации, входе выполнения которых возникает острая необходимость в освоении подземного пространства. Подземное пространство может быть использовано для размещения технического оборудования, инженерных сетей, организации складских и подсобных помещений или подземных парковок и многое другое. Решая эти вопросы, возникает необходимость усиления и упрочнение оснований и фундаментов зданий и сооружений. Однако решение данных вопросов осложняется многими факторами, такими как стесненная городская застройка, стесненные условия выполнения работ, в основании фундаментов таких зданий преимущественно залегают пылевато-глинистые грунты с высоким уровнем грунтовых вод.

На сегодняшний день получили распространение способы усиления оснований и фундаментов реконструируемых и модернизируемых зданий, которые базируются на применении инъекционных свай. Формирование ствола таких инъекционных свай в слабых глинистых грунтах тяжело прогнозировать из-за неконтролируемых геометрических параметров, что ограничивает возможность их устройства. Модернизация способов устройства инъекционных свай в глинистых грунтах повысит эффективность их использования для усиления, реконструкции, реставрации зданий.

Классификации способов усиления грунтов основания в зависимости от инженерно-геологических и гидрогеологических условий строительных площадок, конструктивных особенностей зданий и сооружений, действующих временных и постоянных нагрузок, типов и видов фундаментов, а также причин, вызывающих необходимость усиления посвящены работы

следующих авторов: Н.Н. Баранова, А.А. Бартоломея, М.Ю. Абелева, Б.В. Бахолдина, В.А. Богомолова, М.Д. Бойко, Х. Брандля, И.И. Бройда, В.Н. Бронина, А.К. Бугрова, Ю.Л. Винникова, И.А. Ганичева, Э.М. Генделя, Я.Д. Гильмана, Л.К. Гинзбурга, А.Л. Готмана, Л.В. Гончарова, Н.З. Готман, Б.И. Далматова, Г.О. Дегеля, Х.А. Джантимирова, В.А. Ермолаева, А.В. Есипова, Г.Н. Жинкина, Ю.В. Зазули и многих др. Работы данных авторов посвящены развитию методов искусственного улучшения строительных свойств грунтового основания усилению фундаментов.

Широкое распространение в условиях усиления и реконструкции получили так называемые «щадящие или инъекционные технологии», главным преимуществом которых является выполнение работ без динамических (ударных) и механических воздействий. Такими способами усиления являются:

- цементация грунтового основания, исследованиями данного способа занимались А.Н. Адамович, Э.Э. Аллас, В.В. Аскалонов, Б.Е. Веденев, В. Витке, Г.Б. Вайсфельд, В.И. Баранов, Н.Н. Биндеман, В.М. Безрук, Г.Б. Вайсфельд, Д.В. Волоцкий, С.Г. Леман, И.А. Егоров, Л.В. и др.;

- струйная технология закрепления (jet-grouting), разработкой и промышленным внедрением которой занимались: И.И. Бroyд, Л.К. Гинзбург, Х.А. Джантимиров, А.А. Долев, С.О. Зега, Л.В. Маковский, А.Г. Малинин, П.А. Малинин, О.А. Маковецкий, В.Е. Меркин, и др.;

- высоконапорная (манжетная) технология инъекции в режиме «гидроразрывов», наибольший вклад в развитие данного способа внесли: М. Аббуд, В.А. Ермолаев, М.Н. Ибрагимов, А. Камбефор, А.Л. Ланис, Р.А. Мангушев, А.И. Нестеров, Л.В. Нуждин, М.Л. Нуждин, В.И., и др.;

- инъекционные или буроинъекционные сваи, наибольший вклад в развитие этого способа внесли: Н.Н. Баранов, В.М. Безрук, С.Г. Богов, В.А. Богомолов, П.С. Ваганов, М.Я. Крицкий, Э.М. Гендель, И.А. Запечалов, А.А. Зайцев, В.Ф. Карякин, И.М. Клейнер, М.Т. Кулеев, В.В., и др.

Применение всех этих способов имеет свою специфику, недостатки и сложность. Одним из недостатков является непредсказуемое и не контролируемое распространение раствора в пылевато-глинистом грунте основания, в результате чего возникает вероятность неравномерной сжимаемости основания в плане, выпоре грунта и другие отрицательные последствия.

Один из способов устройства инъекционных свай был разработан сотрудниками Тюменского индустриального университета [1], который прошёл апробацию и может использоваться для усиления фундаментов реконструируемых, реставрируемых и модернизируемых зданий в слабых глинистых грунтах. В качестве нового способа усиления предлагается устройство буроинъекционных свай по манжетной технологии с контролируемым уширением на конце и инъекцией раствора в режиме образования «гидроразрывов» (Рисунок 1). Усиление таким способом позволит качественно и эффективно уплотнить грунтовое основание под ленточным фундаментом [1].

Отличительными особенностями данного способа от аналогов, является то, что в виде арматурного каркаса выступает труба-инъектор с заглушкой в месте расположения мембраны-стакана с тремя зонами инъекционных отверстий закрытыми резиновыми манжетами. На концевом участке трубы-инъектора расположена первая зона, вне концевой зоны – вторая, и в зоне усиления материала фундамента реконструируемого здания – третья. Пакер погружается в первую зону трубы-инъектора и осуществляется инъекция раствора в мембрану-стакан. Мембрана увеличивается (растягивается) в объеме, сминая грунт, образуя в грунте уширение. Размеры данного уширения можно регулировать, уменьшая или увеличивая, по объёму закаченного раствора, контролируя давление на манометре растворонасоса. Далее инжектируется вторая зона с образованием гидроразрывов в грунтовом массиве и увеличением диаметра сваи, а затем третья зона, для восстановления материала фундамента.

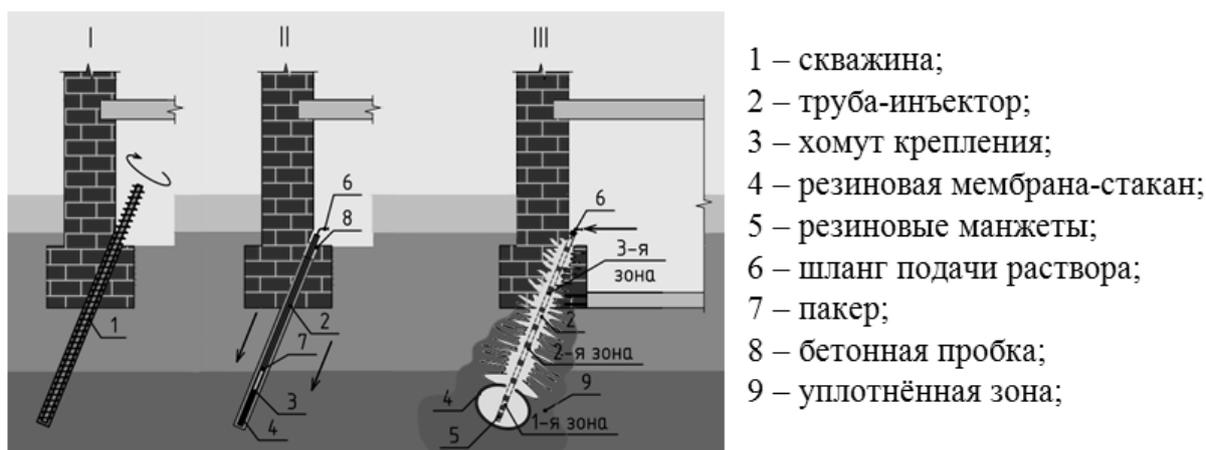


Рисунок 1. Технологическая последовательность монтажа буроинъекционной сваи с контролируемым уширением I - бурение скважины, II – устройство арматурного каркаса в виде трубы-инъектора, подача пакера в первую зону инъекционных отверстий, III –инъектирование раствора.

На основании результатов, проведенных в полевых и лабораторных исследованиях [2], доказано, что новый способ усиления фундаментов в пылевато-глинистых грунтах позволяет объединить устройство буроинъекционных свай с контролируемым уширением, увеличение диаметра ствола сваи, манжетную технологию инъекции в режиме образования «гидроразрывов», а также восстановление конструкции фундамента в одну технологическую операцию.

Однако, не смотря на результаты выполненных исследований [2], многие вопросы остались не изученными. В частности, вопрос связанный с разработкой метода оценки совместной работы ленточного фундамента при его усилении буроинъекционными сваями по предлагаемому способу [1] в глинистых грунтах от тугопластичной до текучей консистенции, особенно в условиях реконструкции и восстановлении зданий.

Библиографический список

1. Пат. 2522358РФ. Способ изготовления буроинъекционной сваи с контролируемым уширением / Я. А. Прозин, Ю. В. Зазуля, М. А. Самохвалов // Бюл. – 2014 . – №19.
2. Самохвалов, М.А. Взаимодействие буроинъекционных свай, имеющих контролируемое уширение, с пылевато-глинистым грунтовым основанием: автореферат дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Самохвалов Михаил Александрович. – Тюмень, 2016. – 26 с.

Научное издание

**IV МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-ПРАКТИЧЕСКАЯ
МОЛОДЕЖНАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ ПО ГЕОТЕХНИКЕ**

Сборник материалов

В авторской редакции

Подписано в печать 26.09.2018. Формат 60x90 1/16.

Усл. печ. л. 6,5. Тираж 500 экз. Заказ № 1345.

Библиотечно-издательский комплекс
федерального государственного бюджетного образовательного
учреждения высшего образования
«Тюменский индустриальный университет».
625000, Тюмень, ул. Володарского, 38.

Типография библиотечно-издательского комплекса.
625039, Тюмень, ул. Киевская, 52.