

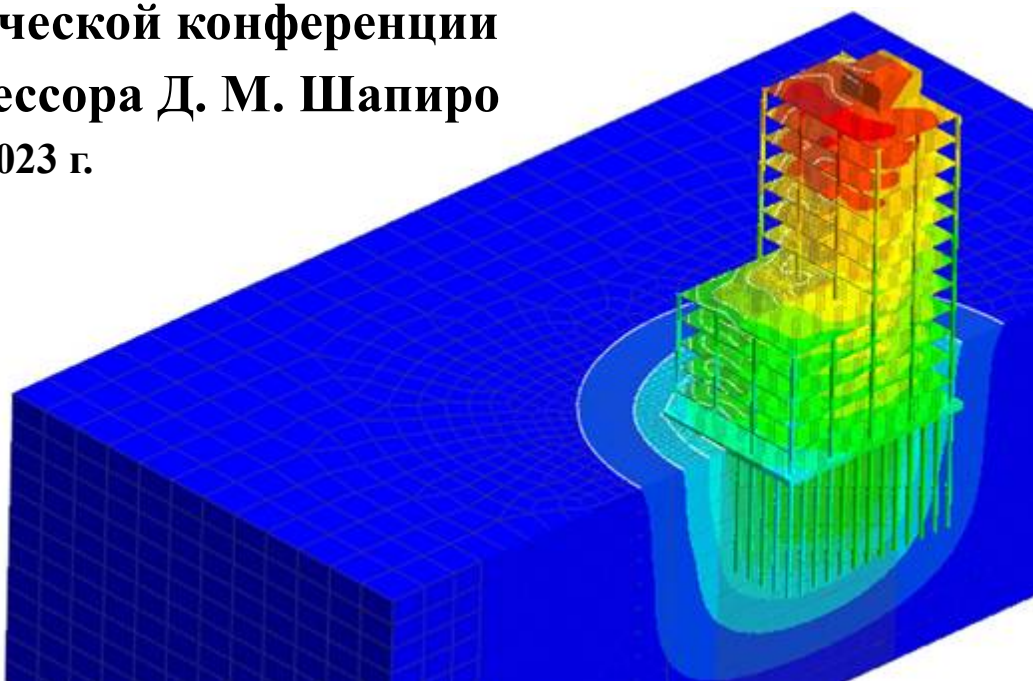


Российская академия архитектуры и строительных наук (РААСН)
Национальное объединение изыскателей и проектировщиков (НОПРИЗ)
Российское общество по механике грунтов,
геотехнике и фундаментостроению (РОМГГиФ)
Товарищество сибирских геотехников (Т-воСибГТ-в)
Правительство Воронежской области
Союз строителей Воронежской области
Консорциум строительных вузов РФ
Воронежский государственный технический университет (ВГТУ)
Московский государственный строительный университет (МГСУ)
ГеоСпецТехнология

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ СОВРЕМЕННЫХ МОДЕЛЕЙ В МЕХАНИКЕ ГРУНТОВ, ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ РАСЧЕТАХ И ФУНДАМЕНТОСТРОЕНИИ

**Материалы 2-й международной
научно-технической конференции
памяти профессора Д. М. Шапиро
16 - 18 октября 2023 г.**

Воронеж
2023



МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Российская академия архитектуры и строительных наук
Национальное объединение изыскателей и проектировщиков

Российское общество по механике грунтов, геотехнике
и фундаментостроению

Товарищество сибирских геотехников

Правительство Воронежской области

Союз строителей Воронежской области

Консорциум строительных вузов РФ

Воронежский государственный технический университет

Московский государственный строительный университет

ГеоСпецТехнология

**ИСПОЛЬЗОВАНИЕ СОВРЕМЕННЫХ МОДЕЛЕЙ
В МЕХАНИКЕ ГРУНТОВ, ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ РАСЧЕТАХ
И ФУНДАМЕНТОСТРОЕНИИ**

Материалы 2-й международной научно-технической
конференции памяти профессора Д. М. Шапиро

(г. Воронеж, 16-18 октября 2023 г.)

Воронеж 2023

УДК 624.15(06)
ББК 38.58я4
И883

И883 Использование современных моделей в механике грунтов, геотехнических расчетах и фундаментостроении: материалы 2-й междунар. науч.-техн. конф. памяти профессора Д. М. Шапиро [Электронный ресурс] / отв. ред. М. С. Ким. – Электрон. текстовые и граф. данные (6,8 Мб). – Воронеж: ФГБОУ ВО «Воронежский государственный технический университет», 2023. – 1 электрон. опт. диск (DVD-ROM): цв. – Систем. требования: ПК 500 и выше; 256 Мб ОЗУ; Windows XP; SVGA с разрешением 1024x768; Adobe Acrobat; CD-ROM дисковод; мышь. – Загл. с экрана.

ISBN 978-5-7731-1119-1

Материалы конференции содержат научные статьи отечественных и зарубежных авторов по проблемам исследования взаимодействия фундаментов с грунтовыми основаниями, современных методов расчета несущей способности и осадок фундаментов на сложных грунтовых основаниях, инженерно-геологических и геотехнических задач фундаментостроения.

Материалы соответствуют научному направлению «Механика грунтов, геотехника, основания и фундаменты, подземные сооружения» и перечню критических технологий Российской Федерации, утвержденному Президентом Российской Федерации.

Предназначены для научно-технических работников, специалистов научно-исследовательских институтов, аспирантов и магистрантов.

УДК 624.15(06)
ББК 38.58я4

Редакционная коллегия

- | | |
|-------------------|---|
| Ким М. С. | – канд. техн. наук, доцент кафедры строительных конструкций, оснований и фундаментов имени проф. Ю. М. Борисова – ответственный редактор,
Воронежский государственный технический университет |
| Козлов В. А. | – д-р физ.-мат. наук, доц., заведующий кафедрой строительной механики,
Воронежский государственный технический университет; |
| Расторгуева М. Б. | – канд. филол. наук, директор центра публикационной активности,
Воронежский государственный технический университет; |
| Габриелян Г. Е. | – канд. техн. наук, доцент кафедры строительной механики,
Воронежский государственный технический университет; |
| Ким В. Х. | – канд. техн. наук, доцент кафедры строительных конструкций, оснований и фундаментов имени проф. Ю. М. Борисова – ответственный секретарь,
Воронежский государственный технический университет |

Ответственность за аутентичность и точность цитат, названий и иных сведений, а также за соблюдение законов об интеллектуальной собственности несут авторы публикуемых статей. Материалы публикуются в авторской редакции.

Издается по решению редакционно-издательского совета
Воронежского государственного технического университета

ISBN 978-5-7731-1119-1

© ФГБОУ ВО «Воронежский
государственный технический
университет», 2023

Организационный комитет

Сопредседатели

ИЛЬИЧЁВ В.А. – Вице-президент РААСН, Президент Российского общества по механике грунтов, геотехнике и фундаментостроению, академик РААСН, д-р техн. наук, профессор;

ПРОСКУРИН Д.К. – советник РААСН, канд. физ.-мат. наук, доцент, ректор ВГТУ.

Заместители председателя

ПАНФИЛОВ Д.В. – канд. техн. наук, доцент, декан строительного факультета, заведующий кафедрой строительных конструкций, оснований и фундаментов имени проф. Ю.М. Борисова (СКОиФ) ВГТУ;

МИЩЕНКО В.Я. – советник РААСН, д-р техн. наук, профессор, директор Академии развития строительного комплекса, заведующий кафедрой технологии, организации строительства, экспертизы и управления недвижимостью ВГТУ;

ШИТИКОВА М.В. – советник РААСН, д-р физ.-мат. наук, профессор, руководитель международного научного центра по фундаментальным исследованиям в области естественных и строительных наук имени Заслуженного деятеля науки РФ проф. Ю.А. Россихина, профессор кафедры технологии, организации строительства, экспертизы и управления недвижимостью ВГТУ.

Члены оргкомитета

КОЗЛОВ В.А. – д-р физ.-мат. наук, доцент, заведующий кафедрой строительной механики ВГТУ;

КИМ В.Х. – канд. техн. наук, доцент кафедры СКОиФ ВГТУ;

КИМ М.С. – канд. техн. наук, доцент кафедры СКОиФ ВГТУ;

РАСТОРГУЕВА М.Б. – канд. филол. наук, директор Центра публикационной активности ВГТУ;

ЕМЕЛЬЯНОВ Д.И. – канд. техн. наук, доцент, заведующий кафедрой металлических и деревянных конструкций ВГТУ.

Научный комитет конференции:

Председатель:

В.А. ИЛЬИЧЁВ – Вице-президент РААСН, Президент РОМГГиФ, академик РААСН, Заслуженный деятель науки РФ, Почетный строитель России, Почетный строитель Москвы, лауреат премии Совета министров РФ, д-р техн. наук, профессор.

Заместители председателя:

А.З. ТЕР-МАРТИРОСЯН – д-р техн. наук, проректор МГСУ, г. Москва.

М.В. ШИТИКОВА – советник РААСН, д-р физ.-мат. наук, профессор, руководитель международного научного центра по фундаментальным исследованиям в области естественных и строительных наук имени Заслуженного деятеля науки РФ проф. Ю.А. Россихина, профессор кафедры ТОСЭУН ВГТУ;

В.Я. МИЩЕНКО – советник РААСН, д-р техн. наук, профессор, директор Академии развития строительного комплекса, заведующий кафедрой ТОСЭУН ВГТУ;

Д.В. ПАНФИЛОВ – канд. техн. наук, доцент, декан СФ, заведующий кафедрой СКОиФ ВГТУ.

Члены научного комитета:

В.А. КОЗЛОВ – д-р физ.-мат. наук, доцент, заведующий кафедрой строительной механики ВГТУ;

В.Х. КИМ – канд. техн. наук, доцент кафедры СКОиФ ВГТУ;

М.С. КИМ – канд. техн. наук, доцент кафедры СКОиФ ВГТУ;

Л.В. НУЖДИН – канд. техн. наук, заведующий НИЛ динамики оснований и фундаментов, председатель Т-воСибГт-в, заслуженный деятель науки и образования РАЕ, профессор кафедры инженерной геологии, оснований и фундаментов НГАСУ (Сибстрин), г. Новосибирск;

А.Л. ГОТМАН – Заслуженный строитель Башкирии, Почетный строитель РФ, лауреат Государственной премии Республики Башкортостан, д-р техн. наук, профессор кафедры строительных конструкций, зданий и сооружений Российского университета транспорта (РУТ (МИИТ)), г. Москва;

Н.З. ГОТМАН – Заслуженный строитель Башкирии, д-р техн. наук, профессор кафедры строительства автомобильных дорог, аэропортов, оснований и фундаментов Российского университета транспорта (РУТ (МИИТ)), г. Москва;

Р.А. МАНГУШЕВ – вице-президент РОМГГиФ, член-корреспондент РААСН, Заслуженный деятель высшей школы РФ, Почетный работник высшего профессионального образования, лауреат премий Правительства РФ и Правительства СПб, директор научно-производственного и консалтингового центра геотехнологий СПбГАСУ, д-р техн. наук, профессор кафедры геотехники Санкт-Петербургского государственного архитектурно-строительного университета, г. Санкт-Петербург;

С.И. МАЦИЙ – директор ООО «НТЦ Геопроект», Заслуженный строитель Кубани, д-р техн. наук, профессор кафедры строительных материалов и конструкций КубГАУ, г. Краснодар;

И.Т. МИРСАЯПОВ – член-корреспондент РААСН, д-р техн. наук, профессор, заведующий кафедрой оснований и фундаментов, динамики сооружений и инженерной геологии Казанского государственного архитектурно-строительного университета, г. Казань;

А.И. ПОЛИЩУК – Заслуженный строитель РФ, Почетный работник высшего профессионального образования РФ, д-р техн. наук, профессор, заведующий кафедрой оснований и фундаментов Кубанского государственного аграрного университета, г. Краснодар;

А.Б. ПОНОМАРЁВ – вице-президент РОМГГиФ, Почетный строитель РФ, Почетный работник высшего профессионального образования РФ, д-р техн. наук, профессор, заведующий кафедрой промышленного и гражданского строительства Санкт-Петербургского

горного университета, г. Санкт-Петербург;

Г.М. СКИБИН – д-р техн. наук, профессор, заведующий кафедрой ПГСГиФ Южно-Российского государственного политехнического университета им. М.И. Платова (НПИ), г. Новочеркасск;

О.А. ШУЛЯТЬЕВ - д-р техн. наук, заместитель директора НИИОСП им. Н.М. Герсевича по научной работе, заведующий лабораторией освоения подземного пространства городов, лауреат государственных премий РФ, г. Москва;

А.Н. БОГОМОЛОВ - Заслуженный работник высшей школы РФ, почетный строитель ЮФО, заслуженный деятель науки и образования РАЕ, ведущий специалист ООО «НПЭКП «ОиФ», д-р техн. наук, профессор, г. Волгоград;

Я.А. ПРОНОЗИН - д-р техн. наук, доцент, профессор кафедры «Геотехника» Тюменского индустриального университета, г. Тюмень;

А.Л. НЕВЗОРОВ - д-р техн. наук, профессор, заведующий кафедрой инженерной геологии, оснований и фундаментов, Северный (Арктический) федеральный университет им. М.В. Ломоносова, г. Архангельск;

С.А. КУДРЯВЦЕВ - член-корреспондент РААСН, заслуженный строитель РФ, д-р техн. наук, профессор, заведующий кафедрой «Мосты, тоннели и подземные сооружения» Дальневосточного государственного университета путей сообщения, г. Хабаровск;

А.З. ХАСАНОВ - д-р техн. наук, профессор СамГУ, директор ООО "Геофундаментпроект", президент Геотехнической Ассоциации Узбекистана, профессор СамГУ, г. Самарканд, Узбекистан;

А.Ж. ЖУСУПБЕКОВ - д-р техн. наук, профессор, директор Геотехнического института Евразийского национального университета, президент Казахской геотехнической ассоциации, вице-президент ISSMGE по Азии (2009-2013), член-корреспондент НАН РК, г. Астана, Казахстан;

М.И. НИКИТЕНКО - д-р техн. наук, профессор кафедры «Геотехника и экология в строительстве» Белорусского национального технического университета (БНТУ), член-корреспондент БГА, действительный член АСУ, лауреат премии Совета министров БССР, г. Минск, Беларусь;

Ф.Г.О. ГАБИБОВ - канд. техн. наук, ст. науч. сотр., профессор, лауреат премии Совета министров СССР, заслуженный изобретатель СССР, Азербайджанский НИИ Строительства и Архитектуры, г. Баку, Азербайджан

СОДЕРЖАНИЕ

Ким М.С. Памяти профессора Д.М. Шапиро.....	10
СЕКЦИЯ 1	
Теория и расчётные модели грунтов, проблемы и опыт решения геотехнических задач.....	15
Антонов В.М., Решетова О.Г., Копылов С.С. Экспериментальные исследования армированных оснований.....	16
Глебова Ю.М., Саенко Ю.В., Невзоров А.Л. Расчетное обоснование технологического решения по струйной цементации ила в основании жилого дома.....	28
Демченко В.А. Особенности конструктивного решения и область применения забивных железобетонных свай с продольными пазами.....	31
Нуждин Л.В., Михайлов В.С. Численный метод расчета большеразмерных свайных фундаментов на динамические воздействия с учетом истории нагружения.....	34
Мирный А.Ю., Сурина П.П. Экспериментальное определение параметров разупрочняющейся математической модели NORSAND.....	38
Макарова В.С. Решение задачи о равновесии свода обрушения над калоттой в скальных грунтах.....	43
Алексеев А.Г. Взаимодействие одиночной сваи с промерзающим пучинистым грунтом.....	48
Гришин В.С., Готман Н.З. Особенности расчета пересадки на сваи зданий окружающей застройки для снижения дополнительных деформаций, вызванных устройством котлована.....	52
Шарафутдинов Р.Ф., Кузнецова Д.П., Морозов В.С., Столяров Ю.И. Применение коллоидного кремнезема для защиты песчаных грунтов от разжижения.....	57
Круссер А.И., Шитикова М.В. Динамический анализ упругой пластины на вязкоупругом основании Пастернака под действием подвижной осциллирующей нагрузки на основе моделей с дробными производными.....	63

Торопова Ю.А., Пономарев А.Б. Анализ применения фиброармированного грунта в качестве грунтового основания.....	66
---	----

СЕКЦИЯ 2

Экспериментальные исследования грунтовых оснований и геотехнических систем.....	74
---	----

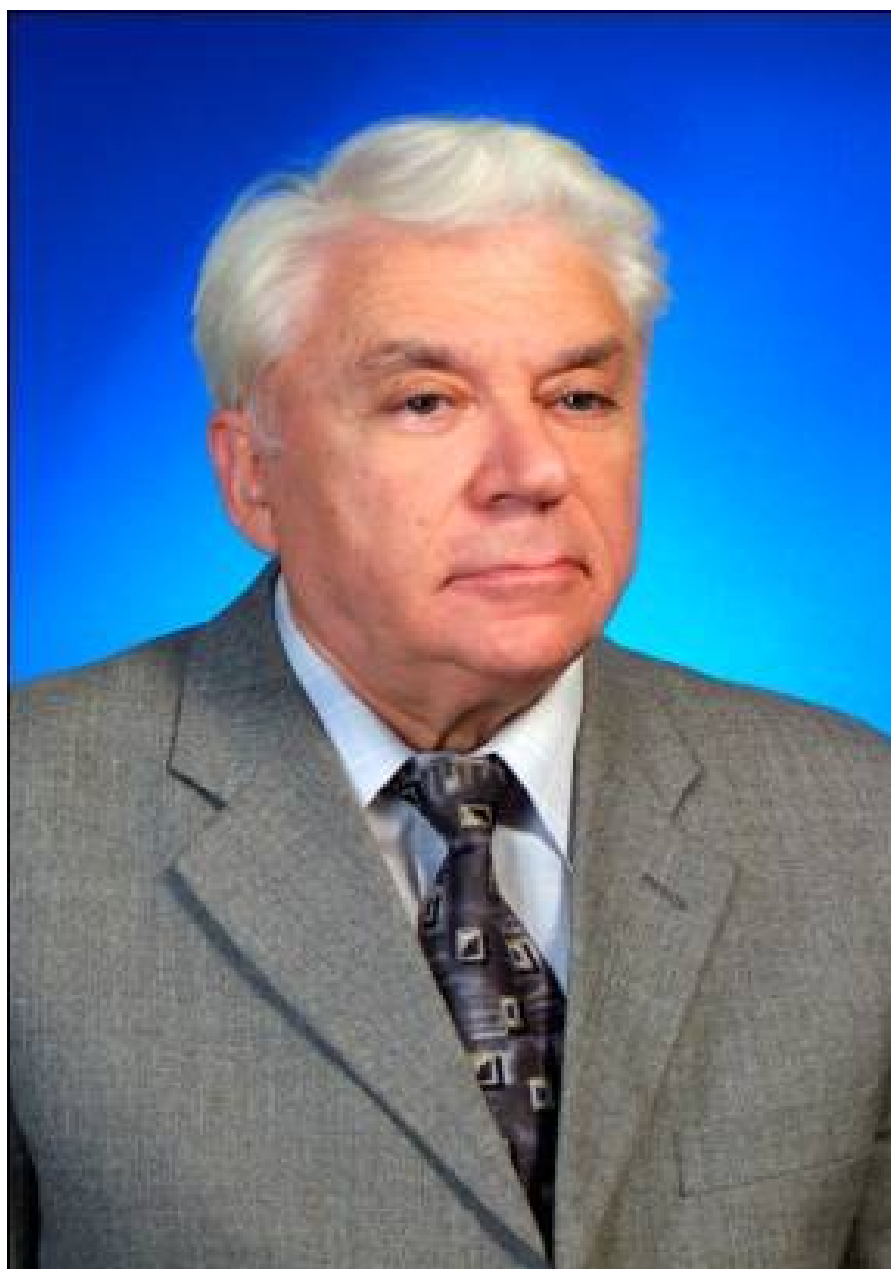
Евтушенко С.И., Калафатов Д.А., Родин С.В., Политов С.И. Экспериментальные исследования работы плитных фундаментов.....	75
Волков В.В., Золотухин С.Н., Кукина О.Б. Моделирование физического процесса при получении метаморфизированного грунта.....	77
Ивахнова Г.Ю., Тутыгин А.С., Невзоров А.Л. Компрессионный прибор для исследования модификации торфа на стадии вторичной консолидации.....	79
Паронко А.А., Самохвалов М.А., Ефимов А.А. Определение несущей способности буроинъекционной сваи с уширенной пятой по результатам аналитических расчетов.....	82
Самохвалов М.А., Дёмин В.А., Токарев А.Е. Разработка новой конструкции для проведения статических испытаний грунтов.....	86
Гетман Д.В. Особенности изготовления геотехнических приборов на 3D-принтере...	92

СЕКЦИЯ 3

Актуальные конструктивно-технологические решения современных объектов в геотехнике.....	95
---	----

Брагарь Е.П., Пронозин Я.А. Изменение деформационных свойств суглинка при промораживании-оттаивании.....	96
Полищук А.И., Шмидт О.А., Кокарев Д.В. Обоснование конструктивного решения фундамента высотного сооружения ветровой электроустановки на глинистых грунтах.....	99
Овчинников Н.М., Гладков И.Л., Бакутин А.В., Ещенко Р.В. Проектирование и устройство ограждения глубокого котлована при строительстве Воронежского онкологического диспансера.....	104
Дереховский В.М., Скибин Г.М., Чутченко С.Г. Предложения по оптимизации параметров свайного поля многоэтажного жилого дома.....	107

Дядина А.В.	
Особенности геотехники фундаментов резервуаров нефтехранилищ....	119
Потехин И.А., Понявина Н.А., Офоркаджа Т.О.	
Особенности геотехники Нигерии.....	121
Сотникова М.А., Готовцева Е.А., Потехин И.А.	
Особенности обследования фундаментов зданий.....	124
Бартоломей И.Л., Жемчугов А.А., Ядовина К.С.	
Опыт использования ограждения котлована, выполняемого по технологии струйной цементации, как несъемной опалубки с демонтируемым металлическим обвязочным поясом.....	127
ЛЕ Чунг Хиеу, Готман Н.З.	
Анализ напряженно-деформированного состояния основания баррет с использованием численных экспериментов.....	129
Нуждин Л.В.	
Волновые модели свайных фундаментов для прогнозирования параметров их колебаний.....	131
Нуждин Л.В., Козьминых К.В.	
Повышение точности расчета осадок по модели линейно деформируемого полупространства методом послойного суммирования.....	134
Талал Аввад	
Влияние наличия тонкого жесткого слоя грунта на устойчивость земляной плотины.....	137
Кондратьева Л. Н., Лана Аввад	
Улучшение набухающих грунтов в инженерно-геологических условиях Сирии.....	140



ПАМЯТИ ПРОФЕССОРА Д.М. ШАПИРО

М.С. Ким

Воронежский государственный технический университет

IN MEMORY OF PROFESSOR D.M. SHAPIRO

M.S. Kim

Voronezh State Technical University

Три года назад, 8 сентября 2020 года ушёл из жизни профессор, доктор технических наук Давид Моисеевич Шапиро, видный ученый нашего ВУЗа, ведущий геотехник нашего города. Эту конференцию мы посвящаем его памяти.

Давид Моисеевич Шапиро – выпускник нашего ВУЗа, в нем он закончил аспирантуру под руководством Р.С. Шеляпина и защитил кандидатскую диссертацию. В 1991 г. он успешно защитил докторскую диссертацию. Давид Моисеевич много лет отдал инженерно-проектной деятельности и внес большой вклад в дело проектирования мостов и других объектов автодорожной инфраструктуры и сооружений на них. Эта сторона его деятельности достаточно полно и подробно отражена в публикациях [1].

С 1992 года Давид Моисеевич начал преподавательскую деятельность на кафедре строительной механики Воронежской государственной архитектурно-строительной академии, а затем университета. Со всей свойственной ему увлеченностью и ответственностью он включился в эту деятельность и внес большой вклад в методическое обеспечение учебного процесса кафедры, особенно магистратуры. Он также не оставлял и занятий наукой. Основные научные достижения профессора Давида Моисеевича Шапиро изложены в его книгах. В этих научных трудах очень понятно и доступно изложены сложные научные проблемы. Эти книги сейчас актуальны и востребованы студентами, преподавателями и специалистами и на многие годы останутся таковыми.

Профессор Давид Моисеевич Шапиро подготовил 6 кандидатов наук. Все защитившиеся аспиранты в настоящее время занимают ведущие должности в строительных и проектных организациях, а также преподают на разных кафедрах ВГТУ.

Давид Моисеевич был бессменным руководителем Воронежского отделения РОМГГиФ и внес особый вклад в его деятельность.

В течение более 10 лет ВГТУ имеет сотрудничество и совместную деятельность с компанией MIDAS. В рамках этого сотрудничества ежегодно

проводится научно-практический семинар MIDAS и ВГТУ. Давид Моисеевич с самого начала активно участвовал в работе этих семинаров и практически обеспечивал их научную составляющую. Благодаря его участию и выступлениям с научными докладами семинары в Воронеже имеют свое лицо и отличаются от других, проводимых компанией MIDAS.

Давид Моисеевич Шапиро вместе с коллективом авторов получил грант Благотворительного фонда Владимира Потанина для преподавателей магистратуры для разработки дистанционного курса лекций и практических занятий по дисциплине «Нелинейная механика грунтов». Он записал видеокурс из шести лекций на основе своего учебного пособия «Нелинейная механика грунтов». Все подготовленные материалы выложены в интернет и доступны для расширенного использования в других вузах Российской Федерации. В ходе работы по гранту разработано и издано учебное пособие «Решение задач механики грунтов аналитическими и численными методами», в котором решаемые примеры сопровождаются фрагментами из разделов теории, объясняющих постановки классических задач, изложение и научное обоснование их решений. Эта работа оказалась последним его крупным методическим трудом и относится к ценной части его научного и педагогического наследия.

В 2019 г. в ВГТУ была проведена научно-техническая конференция с иностранным участием «Нелинейная механика грунтов и численные методы расчётов в геотехнике и фундаментостроении». Давид Моисеевич принимал самое деятельное участие в ее организации и проведении, продумывал все научные и координационные вопросы. Благодаря его авторитету Воронеж посетили и выступили с докладами ведущие геотехники страны, члены РОМГГиФ. К сожалению, эта конференция стала последним научным мероприятием, в котором он принял участие, хотя у него было много планов и вполне достаточно творческой энергии.

За свою долгую практическую и педагогическую деятельность Давид Моисеевич Шапиро взаимодействовал со многими людьми и оставил в их жизнях и их памяти неизгладимый след. Своими воспоминаниями о Давиде Моисеевиче поделились некоторые из его сотрудников и учеников.

Ким Марина Семеновна, канд. техн. наук, доцент кафедры СКОиФ ВГТУ.

Я знала Давида Моисеевича давно, но более близкое знакомство, которое переросло в дальнейшем в сотрудничество, состоялось в 2015 г., когда он по собственной инициативе безвозмездно прочитал для сотрудников, аспирантов и магистрантов кафедры СКОиФ цикл открытых лекций по нелинейной механике

грунтов и теоретических основах использования метода конечных элементов в геотехнических расчетах. Я до сих пор храню эти лекции и использую их в своей работе со студентами. После этого началось наше сотрудничество, в результате которого был получен грант Благотворительного фонда Владимира Потанина. Работа над грантом позволила нам с супругом Вячеславом Хакченевичем Кимом узнать Давида Моисеевича ближе и общаться с ним в неофициальной обстановке. Воспоминания об этом времени бесценны. Работа с ним над видео-лекциями и пособием до сих пор служит нам уроком творческого и ответственного, истинно профессорского отношения к делу. Но совместная работа и общение помогли увидеть Давида Моисеевича с новой стороны. Мы узнали его как необыкновенно разностороннего и увлеченного человека. Оказалось, что он серьезно увлекается футболом и смотрит все матчи. Узнали мы и о других его интересах. Но больше всего нас поражало, как он в своем возрасте и при его загруженности успевает находить время и для научной работы, и для увлечений. Мы благодарны судьбе, что она столкнула нас с этим удивительным человеком. Мы будем его помнить.

Мельничук Николай Николаевич, заместитель генерального директора ООО «Центр-Дорсервис».

Давид Моисеевич был для меня очень значимым человеком, оказавшим большое влияние на мою жизнь. Во многом именно благодаря ему моя жизнь связана с мостостроением. Давид Моисеевич являлся учителем в самом широком смысле этого слова.

Под его руководством разработано много типовых проектов, которыми пользуется сейчас не только наш регион, но и вся Россия. Это и опоры мостов, и сопряжения, а также типовые проекты преднапряженных балок, которые выпускаются сейчас на Белгородском заводе ЖБИ. Несмотря на возраст, он никогда не останавливался, продолжал искать новые пути в своей деятельности, всегда развивался, не только сам, но помогал окружающим его людям: студентам, ученикам, сотрудникам. У него не было никогда никакого высокомерия, никакой недоброжелательности к тем людям, которые рядом находятся. Он всегда был готов помочь, подсказать, направить, не зависимо от того, с кем общался. Это могли быть и вчерашние студенты, и главные инженеры, руководители федеральных управлений и других служб. Память о Давиде Моисеевиче останется не только в сердцах и головах тех, кто его непосредственно знал, но она будет оставаться в построенных и запроектированных им сооружениях. Кроме того, мы, как его ученики, будем дальше передавать его школу, его методы, его знания тем людям, которые рядом с нами работают. И таким образом, его память будет оставаться не

только после нас, кто его знал, но и на долгие-долгие годы вперед. В нашей организации мы постоянно пользуемся его наработками, его книгами, учебниками, всегда ставим его в пример всем, будем продолжать эту деятельность и постараемся сделать так, чтобы его имя не было забыто и всегда помнилось.

Агарков Александр Викторович, технический директор, главный инженер проектов ООО АвтоМостПроект, доцент кафедры строительной механики ВГТУ.

Давид Моисеевич внес большой вклад в мою карьеру и мою жизнь как учитель, как человек, который подсказывал, по какому пути пойти. Он был человеком, достаточно увлеченным своей профессией, и эта увлеченность проявлялась в нем в нескольких направлениях: во-первых, он много времени посвятил проектной деятельности, запроектировал много мостовых сооружений, решал много геотехнических задач, связанных с транспортной инфраструктурой. Когда возникала геотехническая проблема, в которой мы с моими коллегами самостоятельно не могли разобраться, то всегда обращались к Давиду Моисеевичу, и он всегда давал правильный совет. Второе направление – это преподавательская деятельность, которой Давид Моисеевич также посвятил много лет своей жизни. Он привлекал к преподавательской деятельности многих молодых специалистов, в том числе когда-то и меня, и я в настоящее время являюсь доцентом кафедры строительной механики ВГТУ. Давид Моисеевич внес очень большой вклад в методическое обеспечение магистратуры на кафедре. Он также оказал большое влияние на формирование выпускников кафедры как будущих инженеров. Кроме того, Давид Моисеевич занимался еще и научной деятельностью, которая была также связана с задачами расчета и проектирования в строительстве. Поэтому много его научных работ было посвящено геотехнике, расчетам строительных конструкций. В связи с этим было подготовлено несколько кандидатов наук, выпущено много монографий и учебников, которые позволяют находить решение в сложных ситуациях. То, что Давид Моисеевич делал: занимался проектированием, вел преподавательскую и научную деятельность, все это сформировало сообщество инженеров, также увлеченных и преданных своему делу – проектированию зданий и сооружений в строительстве. И пока существует это сообщество, память о Давиде Моисеевиче будет сохраняться. Светлая память!

Тарасов Александр Александрович, начальник мостового отдела ООО «Мостдорпроект», старший преподаватель кафедры проектирования автомобильных дорог и мостов ВГТУ.

Я хорошо помню тот день, когда Давид Моисеевич позвал меня в аспирантуру, как мы обсудили намеченную работу, и меня до сих пор удивляет, как он уже на самых начальных этапах научных исследований видел всю полноту и широту научной задачи и всегда знал, какие результаты стоит включить в диссертацию, а что при защите может оказаться лишним. Работая с ним, я увидел пример того, как на самом деле нужно относиться к своему делу, организовывать рабочее время и подходить к научному процессу, чтобы добиваться решения поставленных задач. Молодым специалистам всегда кажется, что они очень загружены, и поэтому ничего не успевают. Но я, глядя на Давида Моисеевича, увидел, что его загруженность в два-три раза выше моей, и он, несмотря на возраст, все успевал. Этому подходу к работе я у него старался научиться, и в разговорах со своими молодыми коллегами всегда напоминаю об этом. Во время наших встреч, кроме разговоров на научные темы, мы порой беседовали на различные темы. Мне запомнился такой момент. Я как-то пожаловался ему, что мой маленький сын не хочет меня слушаться, в связи с чем я искал «метод воздействия» на него. На что он мне сказал: «Саша! Я своего папу слушался, потому что я его очень любил». Я этот совет запомнил, принял и, действительно, этот совет работает. Светлая память Давиду Моисеевичу! Он был замечательным человеком и помогал нам во всех аспектах нашей жизни от научных до личных.

Список используемой литературы

1. Давид Моисеевич Шапиро. Инженер, ученый, педагог. /Геотехника, том. XII, №3, 2020 – с.34-35

Секция 1

Теория и расчётные модели грунтов, проблемы и опыт решения геотехнических задач

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ АРМИРОВАННЫХ ОСНОВАНИЙ

В.М. Антонов, О.Г. Решетова, С.С. Копылов

Тамбовский государственный технический университет

Аннотация. Предложены результаты лабораторных исследований армированных грунтовых оснований. Проведен многофакторный анализ влияния различных видов арматуры и способов армирования на прочность и деформативность оснований. Представлены зависимости осадок моделей фундаментов, несущей способности основания от различных параметров армирования. Приведена методика экспериментов и основные выводы.

Ключевые слова: армированный грунт, несущая способность основания, нагрузка, перемещения модели, параметры армирования.

EXPERIMENTAL STUDIES OF REINFORCED FOUNDATIONS

V.M. Antonov, O.G. Reshetova, S.S. Kopilov

Abstract. The results of laboratory research of reinforced sand foundation are presented. Multi-factor analysis of the influence of various types of reinforcement and reinforcement methods on the strength and deformability of foundation was carried out. The methodology of experiments and basic conclusions are given.

Key words: reinforced soil, bearing capacity of the base, load, model movements, reinforcement parameters.

Под армированными подразумеваются композиционные материалы, у которых одна из составляющих - арматура обладает значительной жесткостью и прочностью по сравнению с другой – матрицей. Армирование грунтов и грунтовых насыпей представляет собой введение в грунтовые конструкции специальных элементов, которые позволяют увеличить механические и прочностные свойства грунта. Армирующие элементы, работая в контакте с грунтом, перераспределяют усилия растяжения-сжатия, обеспечивая передачу напряжений с перегруженных зон на соседние менее загруженные участки.

Метод армирования земляных сооружений с целью повышения их прочности и устойчивости известен давно, но в последние годы сфера его использования существенно расширилась в связи с тем, что строительство все чаще приходится осуществлять в сложных грунтовых условиях и в широком ассортименте появились новые армирующие материалы

В лаборатории механики грунтов ТГТУ в течение 35 лет проводятся опыты по изучению напряженно-деформированного состояния армированных оснований [1,2]. В качестве грунтовой матрицы использовались как однородные песчаные и глинистые грунты, так и основания с прослойками слабых грунтов $E < 5$ МПа.

В общем случае на фундамент диаметром D (штамп или модель с относительным заглублением $\lambda = h/D$, где h – глубина заложения модели)

действовали как вертикальные, так и наклонные, центральные и внецентренные нагрузки (рис.1). Изменяли угол отклонения силы от вертикали, относительный эксцентриситет приложения нагрузки $e_0 = e/R = -2...2$, где e – эксцентриситет, R – радиус модели; характер приложения нагрузки – статический, динамический и повторно-переменный. При действии многократно-повторной нагрузки последовательно увеличивали уровень нагрузки $\bar{F} = F/F_u = 0...0,8$ (F – величина прикладываемой нагрузки, F_u – значение разрушающей нагрузки); коэффициент асимметрии цикла $\rho_{\bar{n}} = F_{min}/F_{max} = 0...0,75$; число циклов $N_c = 1...5 \cdot 10^2$.

При поиске оптимальных параметров изменяли расположение арматуры (плоское и пространственное, вертикальное и горизонтальное, одно и многослойное), вид (полосы, стержни, сетки, пластины, ткань, мембраны, фибры) и материал (металл, пластик, геоткань).

К числу основных влияющих параметров относили: диаметр стержней d_s , длину l_s ; шаг стержней в направлении оси $x - s_x$; то же в направлении оси $y - s_y$; ширину b_s и толщину t_s полос; процент армирования в направлении координатных осей μ_x и μ_y ; относительные размеры армирующего элемента ($\bar{L}_s = L_s/D$ – относительная длина, $\bar{B}_s = B_s/D$ – относительная ширина); относительное расстояние от подошвы фундамента до горизонтально расположенной арматуры $\bar{h}_s = h_s/D$, то же до вертикально расположенной $\bar{h}'_s = h'_s/D$; угол наклона к вертикали армирующих элементов α ; число армирующих слоев n_s , относительное расстояние между ними $\bar{h}_{sn}$; относительное смещение оси армирующего элемента относительно оси фундамента $e_{osx} = e_{sx}/R$; $e_{osy} = e_{sy}/R$ (рис. 1).

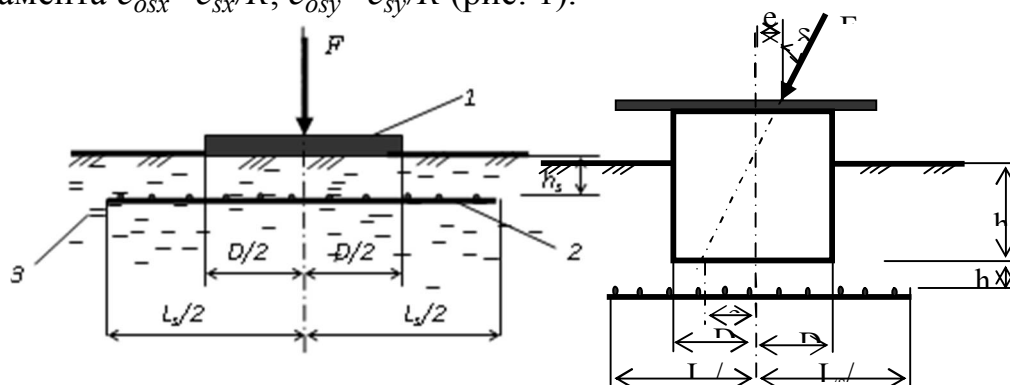


Рис. 1. Схема армирования основания

Использовали набор пространственных стальных лотков размерами от $1,8 \times 1 \times 0,85$ (h) м до $0,5 \times 0,5 \times 0,5$ м, заполненных песком или глинистым материалом, оснащенных рычажной системой с передаточным числом 1:10.

Степень нагружения составляла $0,05...0,1$ от предполагаемой разрушающей нагрузки F_{su} . За условную стабилизацию перемещений принимали скорость развития $0,1$ мм/час. В опытах на длительное действие нагрузки при $F = const$ нагрузку выдерживали в течение нескольких месяцев.

Требуемая плотность основания обеспечивалась определенным числом

ударов трамбовки по одному следу. Контроль плотности в каждом опыте проводили в нескольких точках основания в соответствии с ГОСТ. Влажность изменялась от 5 до 17 % для песка и от 10 до 20 % для глинистого грунта.

Деформации измеряли индикаторами часового типа ИЧ-10, укрепленными на реперной раме. Повторность опытов составляла 2...3 раза. Перед проведением испытаний на повторную нагрузку выполнялись эксперименты на статическую нагрузку с определением перемещений и несущей способности. После каждого опыта грунт из лотка убирали и укладывали заново.

В ходе испытаний определяли текущие перемещения $\nabla(s, u, i)$ (s – осадка центра модели, i – крен, u – горизонтальные перемещения моделей в уровне поверхности) и перемещения, предшествующие разрушающей нагрузке $\nabla_u(s_u, u_u, i_u)$.

Для оценки эффективности армирования сравнивали перемещения, их скорости развития, а также несущие способности для армированных и неармированных оснований, т.е.

$$\overline{F_{su}} = F_{su} / F_u, \quad \overline{s_s} = s_s / s, \quad \overline{u_s} = u_s / u, \quad \overline{i_s} = i_s / i$$

где F_{su} и F_u – несущая способность армированного и неармированного оснований; s_s и s – осадка центра фундамента; u_s , u – горизонтальное перемещение; i_s , i – крен фундамента на армированном и неармированном основании при действии одинаковой нагрузки соответственно.

Результаты экспериментов. Стержневое армирование. Испытания проводили на круглых стальных штампах с $D = 120, 150, 175$ мм и моделях с $D = 75$ и 130 мм. Изменяли расположение стержней (одно и двухрядное, вертикальное, наклонное и горизонтальное, под подошвой и вне подошвы фундамента), шаг стержней, процент армирования, диаметр и длину. Процент армирования оценивался по формуле:

$\mu = A_s / A_\phi$, где A_s – площадь поперечного сечения стержней, A_ϕ – площадь штампа [3,4].

Расстояние до арматуры изменялось $h_s = (0,1 \dots 0,8) D$. Нагрузку на штампы передавали вертикально, на модели вертикально и наклонно с $\alpha = 0^\circ, 10^\circ, 20^\circ$. Кроме того, рассматривали случай внецентренной вертикальной передачи нагрузки с $e_0 = 0; 0,25; 0,5; 0,75$.

Определено, что при вертикальном армировании наибольшее влияние на несущую способность оказывало расстояние до стержней. С удалением арматуры от границы штампа несущая способность падала независимо от процента армирования.

Размещение стержней под подошвой штампа более эффективно, чем вне подошвы. Максимальная несущая способность получена при размещении стержней по грани штампа – в месте развития наибольших касательных и сдвиговых напряжений при $s = (0,15; 0,2)D$. Для $s < 0,15D$ увеличение процента армирования не приводило к повышению несущей способности. С увеличением расстояния между стержнями свыше $0,3D$ несущая способность уменьшалась.

На рис. 2 представлена серия экспериментов со стержнями $l_s = 60$ мм, d_s

= 4 мм. Стержни размещали по грани штампа и смещали внутрь на $\bar{h}_{s1} = 0,2$; 0,4; и наружу на $\bar{h}_{s2}=0,2$; 0,4. При каждом смещении изменяли шаг стержней: $\bar{s} = 0,1$; 0,15; 0,2; 0,3; 0,4 и, соответственно, процент армирования.

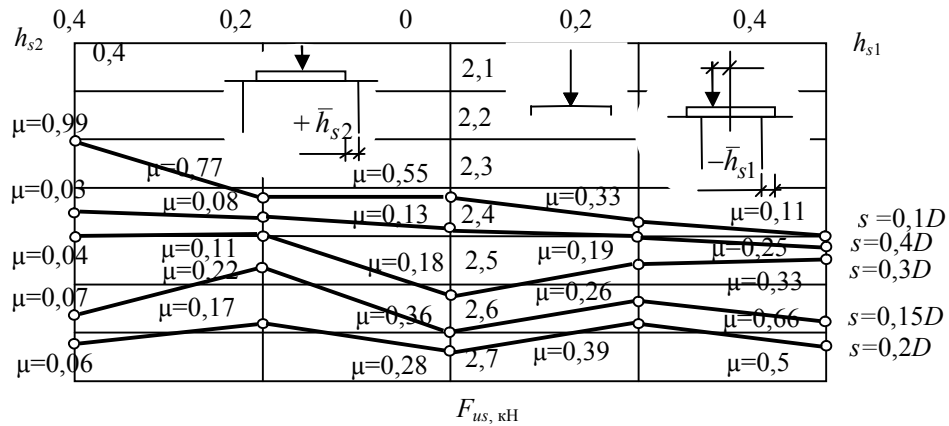


Рис. 2. Влияние расположения стержней на несущую способность армированного основания

Максимальная разрушающая нагрузка была отмечена при $\bar{h}_s = 0$; $\bar{s} = 0,2$. Уменьшение шага менее $0,2D$ и как следствие, увеличение процента армирования не приводило к повышению несущей способности.

При двойном вертикальном армировании максимальная разрушающая нагрузка была отмечена при расположении одного ряда стержней в месте развития наибольших касательных напряжений, т.е. по грани штампа, а второго ряда на расстоянии $(0,1 \dots 0,2)D$ наружу. При наклонном армировании песчаного основания (при переменном и постоянном проценте армирования) оптимальный угол наклона стержней составил 15° к вертикали.

Относительная несущая способность $\bar{F}_{us} = F_{us} / F_u$ для отдельно расположенных стержней меньше, чем для тех же стержней, связанных в каркас.

Уменьшение длины стержней с $\bar{l}_s = 2$ до $\bar{l}_s = 1,5$ привело к снижению относительной несущей способности в 1,2 раза. Увеличение $\bar{l}_s > (2 \dots 2,5)D$ неэффективно, т. к. длина зоны анкеровки стержней уже достаточна (рис.3).

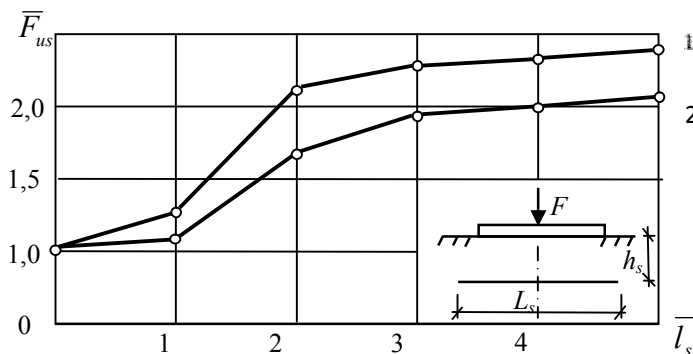


Рис. 3. Влияние размеров стержней с $s/d_s = 14$ (1) и $s/d_s = 3$ (2) на относительную величину разрушающей нагрузки

Разрушающая нагрузка при горизонтальном расположении стержней в 1,3 выше, чем при вертикальном и в 2,2 раза выше, чем для неармированного основания.

Работа армоэлемента в грунте обеспечивается силами трения. При вертикальном армировании армоэлемент через контактную поверхность с грунтом или с фундаментом воспринимает нагрузку своей верхней частью и передает ее на нижележащие слои. При горизонтальном армировании несущая способность возрастает за счет вовлечения в работу большего объема грунта, и перераспределения сдвиговых деформаций.

Полосовое армирование.

Исследовали влияние ширины полос, относительной глубины их расположения, длины, шага на несущую способность основания. Использовали полосы из пластика, резины, геотекстиля, оргстекла, металла (рис. 4). Целью этой серии являлось исследование влияния полосового армирования на модуль деформации, который определялся по результатам штамповых испытаний

$$E = (1 - \nu^2) \omega D \Delta p / \Delta s$$

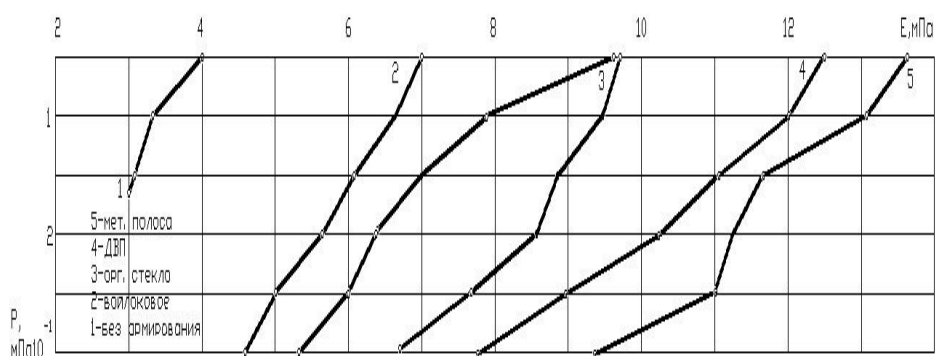


Рис. 4. Влияние материала полос на значение модуля общих деформаций

Значения модуля деформаций для армированных оснований были превышали эти значения для неармированного основания в 1,5-3 раза, в зависимости от материала полос.

Влияние сил трения по контакту арматуры с грунтом оценивали опытами на выдергивание полос из оргстекла размерами 400 × 200 мм, толщиной 5 мм, шероховатость поверхности обеспечивалась оклейкой песком на эпоксидном клее. Значение выдергивающей нагрузки определяли на разрывной машине типа ИР 5057 – 50 с силоизмерительным центром.

Значение выдергивающей нагрузки для полностью оклеенного оргстекла в 3,6 раза выше, чем для гладкого.

Армирование ткаными материалами. В экспериментах со штампами $D = 150$ мм песчаное основание ($\rho = 1,86 \text{ г/см}^3$ $\omega = 10 \%$) армировали геотекстилем типа «Дорнит». Центр полотна совмещали с осью вертикальной нагрузки.

В одной серии опытов полотно располагали горизонтально, изменяли расстояние $\bar{h}_s = 0,2; 0,4; 0,6; 0,8$ и размеры, в другой при $\bar{h}_s = \bar{b}_s = \text{const}$ – изменяли угол наклона бортов полотна от 15 до 90 градусов. Кроме того,

рассматривали влияние этих параметров на модуль общей деформации армогрунта [5].

Плоская схема армирования позволяет повысить несущую способность основания в 1,6 раза (модуль деформации в - 1,8 раза), при использовании наклонных бортов полотна - в 1,9 раза, а модуль деформации E для оптимального угла наклона ($\beta = 60 \dots 90^\circ$) бортов полотна возрос в 2 раза.

Оптимальные параметры при армировании по плоской схеме: $\bar{l}_s = 3$; $\bar{b}_s = 2 \dots 2,5$; $\bar{h}_s = 0,4$; с наклоном бортом $\bar{l}_s = 1,5$; $\bar{b}_s = 2 \dots 2,5$; $\bar{h}_s = 0,4$.

Геотекстиль включается в совместную работу с грунтом при $\bar{F} = 0,2 \dots 0,3$, в отличие от жестких армирующих материалов.

Инъекционное закрепление. Для повышения несущей способности основания в первой серии опытов использовали инъекции цементным раствором на глубину $1/4$ и $1/2D$ (D – диаметр подошвы модели фундамента). Инъекции проводили с двух или трех сторон. Угол наклона инъекций 30° , 45° и 60° . Значительное влияние на развитие осадок оказывает угол наклона инъекций и объем цементного раствора. (значения $\bar{\mu}_s$ при инъецировании под углом 30° , 45° и 60° на глубину $1/4D$ соответственно равнялись $\bar{\mu}_s = 0,49$; $0,55$; $0,68$ при $p = 0,17$ МПа, $\mu = 0,903$; $1,07$; $1,57$, где $\mu_s = V_s / V$, V_s – объем арматуры, V – объем основания включенного в работу, условно определялся как $V = 2D \cdot 2D \cdot D$). Несущая способность увеличивалась до 1,5 раз в зависимости от угла наклона и объема инъецируемого раствора.

Дисперсное армирование.

Для армирования использовали керамзит и щебень при максимальном диаметре частиц 40 мм. При испытаниях изменяли толщину слоя – 1; 2; 3; 4 см; относительное расстояние от подошвы штампа до жесткого материала $\bar{h}_s = h_s / D = 0$; $0,2$; $0,4$ и площадь включений – отношение площади штампа к площади дисперсного армирования – $0,5$; 1 ; 2 .

Значения осадки на армированном основании меньше в 1,3–1,5 раза при тех же значениях нагрузок. Несущая способность в 1,4 (керамзит) – 1,7 (щебень) раза выше. Оптимальное расположение – под подошвой штампа или на расстоянии $0,2D$.

Сетчатое армирование. Опыты проводили на несвязном и связном основании, на заглубленных и незаглубленных моделях фундаментов для различных вариантов армирования (сетки размещались сбоку и под подошвой фундамента вертикально, горизонтально и наклонно в один или несколько слоев). Изменяли размеры сетки, диаметр и шаг стержней, расстояние до фундамента, скорость приложения нагрузки влажность и плотность грунта засыпки [6-9].

Плотность песчаного грунта изменялась ($1,66$; $1,62$; $1,59$; $1,53$; $1,49$ г/см³) и варьировалась за счет изменения количества ударов трамбовки в один след с учётом перекрытия. Результаты этой серии опытов представлены на рис.5. Значения модуля деформации при изменении плотности с $1,49$ до $1,66$ г/см³, и по штамповым испытаниям, и по результатам моделирования с использованием

программного комплекса «Plaxis 3D» увеличились практически в 5 раз.

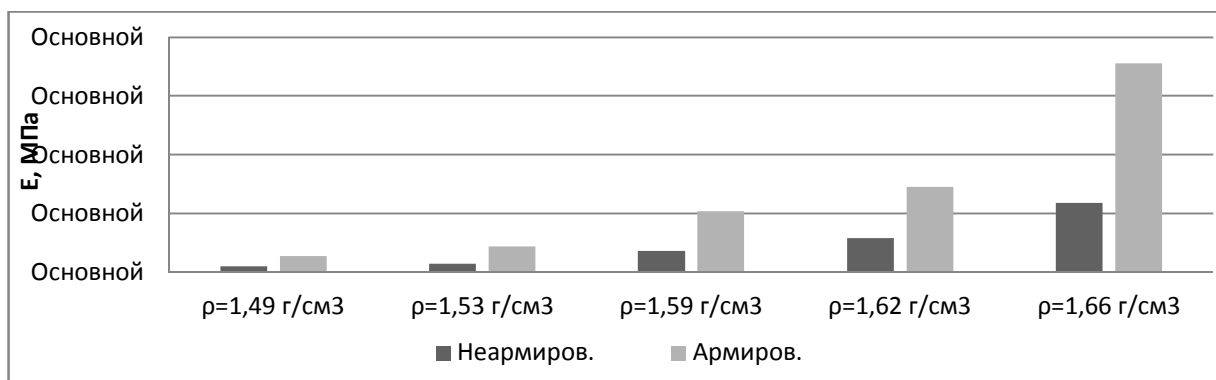


Рис. 5. Зависимость секущего модуля деформации от плотности основания при $p = 0,026$ МПа

По итогам проведенных модельных и натурных испытаний выявлено, что при одноярусном армировании максимальная несущая способность достигалась при размерах армирующего элемента $(2...2,5)D$; оптимальная глубина расположения арматуры составила при одноярусном армировании $h_{s1}=(0,15...0,2)D$ от подошвы фундамента, а при двухъярусном при расположении второго слоя на расстоянии $h_{s2}=(0,2...0,3)D$ от первого (т.к. верхняя арматура являлась в этом случае подошвой фиктивного фундамента) – т.е. в зоне развития максимальных касательных напряжений (рис.6). Дальнейшее увеличение n_s , $\overline{L}_s$, $\overline{B}_s$ нецелесообразно (удельная несущая способность практически не возрастала).

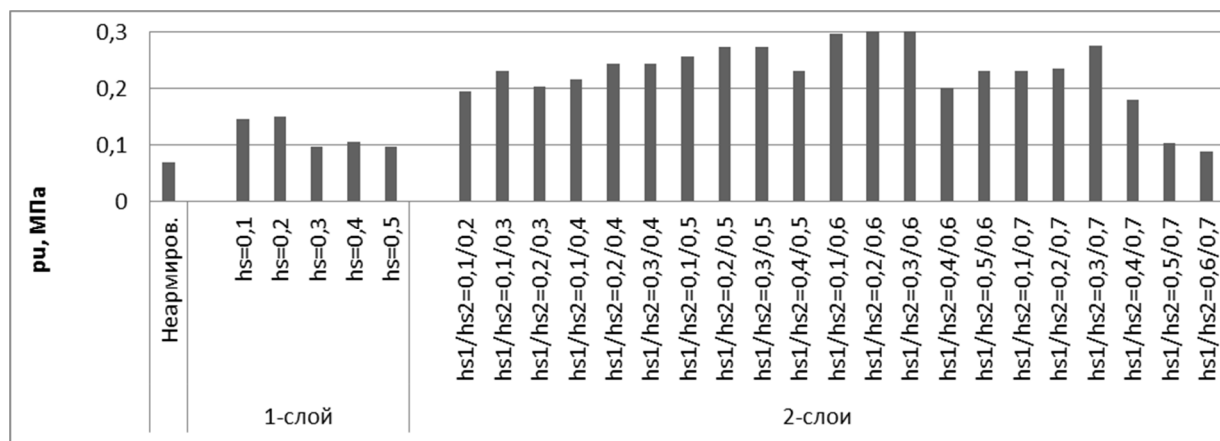


Рис. 6 . Значения давления, соответствующие разрушающей нагрузке

В случае внецентренного приложения нагрузки (рис.7) одновременное увеличение эксцентриситета и смещение сетки в том же направлении приводило к увеличению несущей способности. Максимальное значение F_{su} наблюдали при совпадении оси действия силы с центром тяжести армирующего элемента, т.е. при $e_{0x} = e_{0sx}$. Для сравнения с экспериментальными данными было использовано моделирование с помощью конечно-элементных

программных комплексов Plaxis– 3D v20 и Midas GTS NX (табл. 1).

Таблица 1

Предельные величины нагрузок на основание и соответствующие вертикальные перемещения S_u , мм штампа

Относительный эксцентриситет		Разрушающая нагрузка на армир. основ., F_{us} Н	Вертикальные перемещения S_u , мм соответствующие разрушающей нагрузке .	
Эксцентриситет силы e/r_{st}	Эксцентриситет сетки e_0/r_{st}		эксперименты	расчёты по Midas GTS NX
$h_s = 0,1D$				
0,15	0	1250	13,3	12,1
	0,15	1550	18,9	14,2
	0,30	1550	14,6	14,4
0,3	0	800	11,8	10,5
	0,15	1050	10,42	11,4
	0,30	1100	16,6	13,9
$h_s = 0,2D$				
0,15	0	1050	13	14
	0,15	1500	23,3	20,2
	0,30	1500	15,7	19,8
0,3	0	650	7,9	8,4
	0,15	1050	12,36	13,25
	0,30	1100	12,8	13,7

Основание штампа армировали сеткой с размерами $L_s \approx D$; $B_s \approx D$; заглубление сетки: $h_s = 0,1D$ и $h_s = 0,2D$; диаметр арматуры сетки $d_s = 4$ мм, шаг стержней 35 мм, эксцентриситет сетки относительно центра штампа принимали $e_0/r_{st} = 0,15$, $e_0/r_{st} = 0,3$; эксцентриситет силы $e/r_{st} = 0,15$, $e/r_{st} = 0,3$

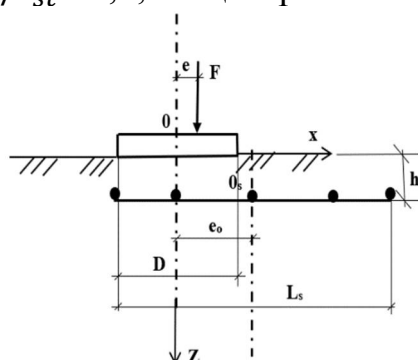


Рис. 7. Схема армирования при внецентренном нагружении

Опыты на длительное действие нагрузок при $\bar{F} = 0,3 \dots 0,8$ показали, что величина разрушающей нагрузки превышала свое значение при условно-мгновенном нагружении в 1,2...1,5 раза как для армированного, так и для неармированного основания. Скорость развития перемещений моделей фундаментов в армированном основании в 1,5...2 раза ниже, чем в

неармированном [10].

При *циклическом нагружении* модель нагружали ступенями до определенного уровня, далее производили циклирование в интервале F_{max} / F_{min} . Период цикла составлял от $5 \cdot 10$ до $5 \cdot 10^2$ с [10-12]. Уровень нагружения принимали равным $\bar{F} = F / F_u = 0,4; 0,6; 0,8$, а коэффициент асимметрии цикла $\rho_c = F_{min} / F_{max} = 0; 0,25; 0,5; 0,75$. Максимальное количество циклов – $N_c = 500$. После приложения циклических воздействий нагрузку ступенями доводили до разрушения основания и определяли значение разрушающей нагрузки F_u^c .

С увеличением уровня нагрузки, количества циклов, уменьшения коэффициента асимметрии цикла возрастает влияние повторных воздействий на деформативность армированных и неармированных оснований; эффект армирования также растет (снижение циклических составляющих осадки и горизонтальных перемещений до 27 %, крена до 39 %). При увеличении периода цикла происходит незначительный рост циклических осадок и несущей способности армированного и неармированного оснований (10..12 %). В табл. 2 приведены результаты опытов при плотности основания $1,56 \text{ г/см}^3$. Армирующий элемент – сетка с размерами $1,5D \times D$ (где D – диаметр штампа), $d_{st} = 4 \text{ мм}$ (где d_{st} – диаметр стержней), $s = 35 \text{ мм}$ (где s – шаг стержней) располагалась на глубине $h_s = 0,2D$.

Таблица 2

Зависимость несущей способности основания от значения начальной ступени с которой передавались циклирующая нагрузка и ее величины

$\bar{F}_l$	$\bar{c}$	r	p_u (неар.), МПа	S_u (неар.), мм	p_u (арм.), МПа	S_u (арм.), мм	$\frac{p_u \text{ (арм.)}}{p_u \text{ (неар.)}}$	$\frac{S_u \text{ (арм.)}}{S_u \text{ (неар.)}}$
0,2	0,2	0,5	0,07	24,66	0,132	27,3	1,88	1,1
0,2	0,4	0,33	0,086	27,3	0,141	28,4	1,63	1,04
0,2	0,6	0,25	Разрушение		0,141	26,6	-	-
0,2	0,8	0,2			0,154	26,1	-	-
0,4	0,2	0,66	0,079	26,1	0,132	24,7	1,67	0,94
0,4	0,4	0,5	0,075	16,1	0,145	26,2	1,93	1,6
0,4	0,6	0,4	Разрушение		0,154	26,4	-	-
0,6	0,2	0,75	0,07	17,4	0,128	27,4	1,82	1,57
0,6	0,4	0,6	Разрушение		0,154	28,9	-	-
0,8	0,2	0,8			0,128	28,9	-	-

При *внецентренной повторной нагрузке* накопление кренов и перемещений идет более интенсивно, чем осадок (при переходе с $\bar{e}_0 = 0,25$ к $\bar{e}_0 = 0,5$ циклическая составляющая кренов выросла для армированных и неармированных грунтов соответственно на 36 % и 30 %, циклическая составляющая осадки практически не изменилась); максимальный эффект армирования при этом достигается при совмещении центра тяжести сетки с осью нагрузки.

Армирование откосов

Откос формировали из мелкого однородного послойно уплотненного до $1,51 \text{ г/см}^3$, маловлажного ($\omega = 0,08$) песка. Изменяли глубину расположения армирующего элемента ($\bar{h}_s = 0,2; 0,4; 0,6$). Влияющими параметрами были: высота откоса; угол наклона откоса к горизонту (60°); относительное расстояние $\bar{h} = h_s / D_{st}$; диаметр стержней сетки d_s ; шаг стержней α_s ; размеры сетки; уровень нагрузки $\bar{F} = F / F_u$. [11].

Армирование позволило увеличить несущую способность основания на 30-100% и снизить деформативность на 20-40%. Причём разрушение при заглублении сетки $\bar{h} = 0,6$ происходило в виде продавливания грунта с образованием трещин как на горизонтальной поверхности откоса так и на наклонной, а при $\bar{h} = 0,2$ и $0,4$ в виде оползневого обрушения грунта.

Проводили циклическое нагружение. Испытания выполняли по следующей схеме: нагрузку увеличивали до требуемого уровня, выполняли 5 циклов, через 10 мин. еще 10 циклов, затем через 10 мин еще 20 циклов. Далее осуществляли статическое нагружение до разрушения основания и опрокидывания штампа. Результаты второй серии подтвердили факт, что армирование в нижней зоне откоса на глубине более $0,6D_{st}$ неэффективно. Абсолютные значения разрушающей нагрузки после циклирования больше, чем при статической, очевидно, это вызвано тем, что циклические воздействия вызывают перегруппировку частиц в более плотную упаковку. Наибольшие значения были получены при циклической нагрузке, составляющей $0,7-0,8$ от разрушающей. При $\bar{F} = 0,9$ разрушение происходило на стадии циклического приложения нагрузок.

Затем в тело откоса вводили прослойку слабого грунта. Слабый слой имитировали минеральной ватой ISOVER $350 \times 125 \times 10$ ($l \times b \times h$) см, $\rho = 0,02 \text{ г/см}^3$

Зона влияния слабого слоя на прочность и деформативность основания ограничена глубиной $h_s = D_{st}$. Расположение прослойки в зоне ниже диаметра модели практически не влияет на несущую способность основания. Применение армирования исключило возможность оползневого обрушения откоса. Разрушение происходило только в виде продавливания основной массы грунта с образованием трещин, как на горизонтальной поверхности откоса, так и на наклонной.

Армирование засыпки подпорных стен

Эксперименты проводили с металлической моделью подпорной стены с шириной подошвы (b) 150 мм, высотой (h) 300 мм и длиной (l) 500 мм. Для повышения жесткости использовали 5 контрфорсов, располагающихся по длине с шагом 125 мм. Модель стены удерживала вертикальный откос, сложенный мелким однородным маловлажным песком. Откос послойно уплотняли до $\gamma_d = 16,5 \text{ кН/м}^3$. В откосе располагали один или несколько армирующих элементов в виде металлических сеток размерами 100×500 мм или 200×500 мм ($b \times l$), шаг стержней арматуры 20 мм, диаметр 4 мм. Крепление арматуры к модели –

шарнирное. Изменяли глубину расположения армирующего элемента (h_1) и расстояние до точки приложения пригрузки на поверхности засыпки (e) [12].

Во всех случаях несущая способность армированного основания оказалась выше в 3–4 раза, чем неармированного. Увеличение размеров сетки, а, следовательно, увеличение длины зоны анкеровки привело к снижению горизонтальных перемещений и возрастанию значений предельного давления на поверхность откоса в среднем в 1,5–2 раза. Эта картина наблюдалась при расположении пригрузки над зоной анкеровки.

Удаление места приложения пригрузки за пределы зоны влияния арматуры приводило к снижению несущей способности и устойчивости откоса. Это происходило за счет смещения поверхности скольжения, вызванного созданием напряженной зоны за пределами армированного грунта.

При армировании одной сеткой оптимальное расположение арматуры наблюдалось в зоне развития максимальных сдвиговых напряжений под подошвой штампа, на расстоянии $h_1 = 200$ мм.

Увеличение заглубления арматуры, особенно верхнего слоя приводило к снижению несущей способности (рис. 8).

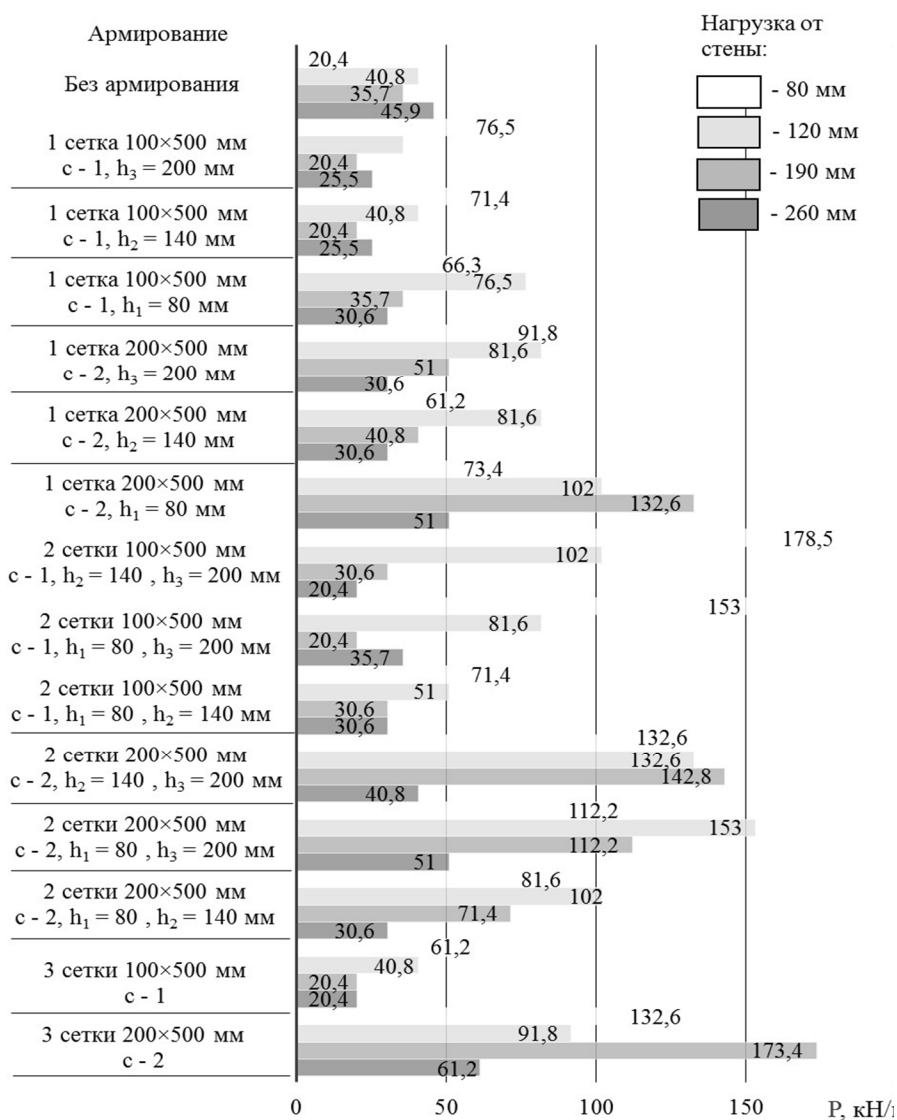


Рис. 8. Влияние армирования на несущую способность анкерной подпорной стены

Список используемой литературы

1. Антонов В.М. «Влияние армирования на несущую способность и деформативность песчаного основания» (дисс. на соискание уч. степени канд. техн. наук). Волгоград - ВолгГАСА.- 1998.
2. Антонов, В. М. Экспериментальные исследования армированных оснований: монография / В. М. Антонов; В. М. Антонов; М-во образования и науки Российской Федерации, Гос. образовательное учреждение высш. проф. образования "Тамбовский гос. технический ун-т". – Тамбов : Изд-во ГОУ ВПО ТГТУ, 2011. – 79 с.
3. Antonov V.M., Vyazovov V.B., Vybornov S.N., Diavara S. «Usage of Rod Reinforcing for Rise of Bearing Ability of the Basis». Proceeding of the Tambov State Engineering university.-(Вестник ТГТУ), Vol. 10. (Том 10)- № 2.- 2004/- p. 567-578.
4. Антонов В.М., Леденев В.В. Экспериментальные исследования армированных оснований //Вестник центрального регионального отделения РААСН., Вып.6, Воронеж-Тверь,2007, с.3-11.
5. Антонов, В. М. Анализ результатов экспериментов и моделирования при оценке несущей способности песчаного основания, армированного геотекстилем / В. М. Антонов, И. А. Аль-Накди // Современная наука: теория, методология, практика : Материалы 1-ой Всероссийской (национальной) научно-практической конференции, Тамбов, 26–27 ноября 2019 года. – Тамбов: Издательство Першина Р.В., 2019. – С. 117-123.
6. Антонов, В. М. Использование программного комплекса ANSYS при оценке влияния армирования на несущую способность слабого основания / В. М. Антонов, И. А. Аль-Накди // Нелинейная механика грунтов и численные методы расчетов в геотехнике и фундаментостроении: материалы научно-технической конференции с иностранным участием, Воронеж, 06–08 ноября 2019 года. – Воронеж: Воронежский государственный технический университет, 2019. – С. 155-160.
7. Antonov, V. M. Use of program ANSYS in the analysis of interaction between a rigid foundation and reinforced soil / V. M. Antonov, I. A. Al-Naqdi // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering : International Scientific Conference Interstroyemeh - 2019, ISM 2019, Kazan, 12–13 сентября 2019 года. Vol. 786. – Kazan: Institute of Physics Publishing, 2020. – P. 012060.
8. Антонов, В. М. Влияние армирования на несущую способность и деформативность оснований, подверженных циклическим нагрузкам / В. М. Антонов, В. В. Леденев, И. А. Аль-Накди // Строительная механика и конструкции. – 2022. – № 2(33). – С. 145-157.
9. Антонов, В. М. Определение несущей способности горизонтально армированных песчаных оснований при циклических воздействиях / В. М. Антонов, И. А. Аль-Накди // Строительная механика и конструкции. – 2022. – № 3(34). – С. 141-150.
10. Антонов В.М., Леденев В.В. Влияние уровня нагружения на деформации ползучести песков., Вестник отделения строительных наук РААСН.,Вып.13, Том 1, Москва-Орел, 2009, с. 23-27
11. Experimental studies of the stability of reinforced sand slopes / V. M. Antonov, M. V. Antonov, O. V. Evdokimtsev, V. V. Ledenev // Вопросы современной науки и практики. Университет им. В.И. Вернадского. – 2016. – No. 3(61). – P. 31-37. – DOI 10.17277/voprosy.2016.03.pp.031-037.
12. Антонов, В. М. Экспериментальные исследования влияния армирования грунта засыпки на устойчивость подпорной стены / В. М. Антонов, П. А. Артюшкин, Д. М. Шишов // Материалы 3-й международной научно-практической конференции института архитектуры, строительства и транспорта Тамбовского государственного технического университета, Тамбов, 27 июня 2016 года. – Тамбов: Издательство Першина Р.В., 2016. – С. 60-63.

© Антонов В.М., Решетова О.Г., Копылов С.С., 2023

РАСЧЕТНОЕ ОБОСНОВАНИЕ ТЕХНОЛОГИЧЕСКОГО РЕШЕНИЯ ПО СТРУЙНОЙ ЦЕМЕНТАЦИИ ИЛА В ОСНОВАНИИ ЖИЛОГО ДОМА

Ю.М. Глебова, Ю.В. Саенко, А.Л. Невзоров

Северный (Арктический) федеральный университет им. М.В. Ломоносова

Аннотация. В статье представлен геотехнический анализ напряженно-деформированного состояния здания в сложных инженерно-геологических условиях. Предложена ступенчатая технология стабилизации мягких глинистых грунтов струйно-инъекционным способом. Данное решение позволяет обеспечить нормальную работу объекта и распределить инвестиции на определенный период времени для владельцев недвижимости.

Ключевые слова: ил, осадка основания, численное моделирование, струйная цементация.

NUMERICAL SIMULATION OF THE JET GROUTING OF SOFT CLAYEY SOILS BELOW THE BUILDING FOUNDATION RAFT

Y.M. Glebova, Y.V. Saenko, A.L. Nevzorov

Abstract. The paper presents the geotechnical stress-strain analysis of the building in complicated engineering-geological conditions. A step-by-step jet-grouting stabilization technology of the soft clayey soils was proposed. This solution allows to provide normal operation of the facility and to spread the investments over a period of time for owners of real estate.

Keywords: soft clayey soils, settlement, numerical simulation, jet-grouting

Инженерно-геологические условия побережья Белого моря характеризуются наличием поверхностных отложений мелких и пылеватых песков мощностью 6-8 м, которые подстилаются многометровыми толщами переслаивающихся илов и заиленных песков. Несущим слоем обычно применяемых на этой территории свайных фундаментов чаще всего служат полутвердые суглинки или плотные пески, кровля которых встречается на глубине 16-22 м. В поисках путей сокращения затрат проектные организации время от времени возвращаются к идее возведения зданий высотой до 5 этажей на фундаментах мелкого заложения или на так называемых коротких сваях, опирающихся на залегающие с поверхности пески. Условием успешной реализации таких проектов должно быть надежное расчетное обоснование на основе детального исследования деформационно-прочностных характеристик сильнодеформируемых грунтов [1].

Примером неудачного проектного решения может послужить жилое 5-этажное кирпичное здание, возведенное в 2020 г. на фундаментной плите. За период строительства осадка основания превысила предельные значения, а фундаментная плита, кирпичная кладка наружных и внутренних стен, монолитный пояс получили повреждения и их техническое состояние было признано ограниченно работоспособным. Геодезический мониторинг показал, что осадка основания продолжает развиваться. Следует отметить также

неудачную конфигурацию фундаментной плиты Г-образной формы с консолями до 4 м, вынесенными за контуры стен.

Целью настоящих исследований был анализ напряженно-деформированного состояния основания и поиск возможных мероприятий по его стабилизации.

Для уточнения инженерно-геологических условий площадки строительства в дополнение к ранее пройденным 3 скважинам и статическому зондированию в 6 точках была выполнена проходка дополнительной скважины глубиной 20 м с отбором образцов ненарушенной структуры, проведены лабораторные испытания по определению физических и деформационно-прочностных свойств грунтов, необходимых для численного моделирования в ПК PLAXIS 3D с использованием модели Soft Soil Creep для илов и модели Mohr-Coulomb для остальных грунтов [2]. Исследования показали, что свойства залегающих в основании глинистых и суглинистых илов изменяются в следующих интервалах: удельное сцепление 5-13 кПа; угол внутреннего трения 9-15°; секущий одометрический модуль деформации 1,2-2,7; индекс компрессии 0,10-0,22; коэффициент вторичной консолидации 0,004-0,009. Приведенные значения являются характерными для морских илов [3,4].

В качестве основной технологии по стабилизации илов была выбрана струйная цементация. Лабораторные испытания грунтоцементных образцов в возрасте 28 суток с содержанием цемента 15% дали значение модуля деформации 49,3 МПа, а коэффициента вторичной консолидации 0,002.

Вычисления производились в два этапа. На первом этапе была создана численная модель системы «сооружение-основание» и выполнен расчет ее напряженно-деформированного состояния в течение первых 3 лет с начала строительства здания (исходная фаза расчета). Выполнена верификация модели и внесены незначительные корректировки по результатам анализа расчетных и фактических значений деформаций.

Вторым этапом вычислений стало моделирование грунтоцементных элементов диаметром до 1,5-1,8 м, размещаемых с шагом в среднем 3 м под наружными стенами и под внутренними стенами в местах, где выявлены наибольшие изгибающие моменты в фундаментной плите. Завершался расчет прогнозом развития осадки основания во времени после выполнения усиления и в конце жизненного цикла объекта. В результате моделирования различных вариантов и последовательности размещения грунтоцементных элементов в слое ила был выбран наиболее рациональный способ стабилизации.

На рассматриваемом объекте может быть реализовано пошаговое усиление слабого основания. Первый шаг - устройство грунтоцементных элементов под стенами по периметру здания. Далее осуществляется мониторинг осадки и состояния конструкций в течение 1-2 лет, по результатам которого принимается решение о необходимости дальнейшего закрепления грунта и сроках его выполнения. Второй шаг – устройство грунтоцементных элементов под внутренними продольными стенами и мониторинг. При необходимости осуществляют третий шаг - закрепление грунта под

внутренними поперечными стенами. Подобные мероприятия позволят стабилизировать и выровнять осадку основания, исключить возможные разрушения фундаментной плиты.

Следует отметить, что технология струйной цементации является достаточно капиталоемкой [6]. Пошаговое выполнение работ позволит не только оптимизировать затраты, но и распределить их во времени.

Список используемой литературы

1. Васенин В.А., Шашкин А.Г. Осадки зданий на слабых глинистых грунтах (на примере застройки Санкт-Петербурга) // Геотехника. – 2018. – Том X. – № 4. – с. 32–44.
2. Тер-Мартirosян А.З., Сидоров В.В., Ермошина Л.Ю. Определение и верификация параметров модели слабого грунта с учетом ползучести // Вестник МГСУ. 2018 Т. 13 Вып. 6 (117). С. 697–708. DOI:10.22227/1997–0935.2018.6.697-708
3. Глебова Ю.М., Невзоров А.Л. Регрессионный анализ индекса компрессии отложений ила на побережье Белого моря // Construction and Geotechnics. – 2022. – Т. 13, № 2. – С. 18–33. DOI: 10.15593/2224-9826/2022.2.02
4. Глебова Ю.М., Невзоров А.Л., Никитин А.В. Вторичная консолидация илов беломорского побережья Архангельской области // Известия вузов. Строительство. 2023 №7. С.15-27. DOI: 10.32683/0536-1052-2023-775-7-15-27.
5. Семкин В.В. Методическое пособие по укреплению грунтов методами струйной цементации, глубинным перемешиванием, инъекции растворами на основе микроцементов, манжетной инъекцией в режиме гидроразрывов: метод. пособие / В.В. Семкин. – Москва: АО «НИЦ «Строительство», 2020. – 89 с.
6. Пономарев, А.Б. Подземное строительство: учеб. пособие / А.Б. Пономарев, Ю.Л. Винников. – Пермь: Изд-во Перм. нац. исслед. политехн. ун-та, 2014 – 262 с.

© Глебова Ю.М., Саенко Ю.В., Невзоров А.Л., 2023

ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУКТИВНОГО РЕШЕНИЯ И ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ ЗАБИВНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СВАЙ С ПРОДОЛЬНЫМИ ПАЗАМИ

В.А. Демченко

Кубанский государственный аграрный университет имени И. Т. Трубилина,
Краснодар

Аннотация: В работе приведены краткие сведения о конструктивных решениях железобетонной свай с пазами заводского изготовления, результаты экспериментальных и теоретических исследований их несущей способности при действии осевой вдавливающей вертикальной нагрузки. Описано влияние размеров, формы и количества пазов на несущую способность свай, рассмотрен вопрос области их эффективного применения.

Ключевые слова: свая, несущая способность, продольные пазы, осевая вдавливающая нагрузка.

FEATURES OF THE DESIGN SOLUTION AND THE FIELD OF APPLICATION OF DRIVEN REINFORCED CONCRETE PILES WITH LONGITUDINAL GROOVES

V. A. Demchenko

Abstract: The paper provides brief information about the structural solutions of factory-made reinforced concrete piles with grooves, the results of experimental and theoretical researches of their bearing capacity under the action of axial pressing vertical load. The influence of the size, shape and number of grooves on the bearing capacity of piles is described, the field of their effective application is considered.

Keywords: pile, bearing capacity, longitudinal grooves, axial pressing load.

В настоящее время существует большое разнообразие конструктивных решений и технологий устройства свай, позволяющих добиться выполнения требуемых проектом параметров (несущей способности и экономичности). При этом продолжается поиск путей повышения эффективности конструктивных решений свай.

Одним из способов повышения несущей способности и снижения материалоемкости забивной (вдавливаемой) железобетонной сваи является устройство продольных углублений заданной формы и размеров на гранях ее боковой поверхности. Такая конструкция сваи была предложена в 1983 году А. М. Болдышевым, А. И. Мальгановым и А. И. Полищуком [1], а продольные углубления авторами были названы пазами. Устройство пазов стало возможным благодаря специальной схеме армирования стандартной железобетонной сваи сплошного квадратного сечения, которое заключается в установке плоских арматурных каркасов вдоль диагоналей поперечного сечения сваи.

Экспериментальные данные при определении несущей способности свай с пазами в лабораторных и натурных условиях были получены А. И. Полищуком и др. (1983–1989 гг.) [2, 3]. Их анализ показал, что в одних и тех же грунтовых условиях наблюдается приращение несущей способности для свай с пазами по сравнению с аналогичной сваей без пазов. Однако дальнейшего экспериментального или теоретического развития эти результаты исследований пока не получили.

В настоящее время на кафедре «Основания и фундаменты» Кубанского ГАУ под руководством профессора А. И. Полищука ведется работа по исследованию влияния размеров, формы и количества пазов на несущую способность забивной (вдавливаемой) сваи заводского изготовления. Для построения простейшей расчетной модели было сделано допущение о линейной зависимости составляющих несущей способности сваи (по острию и по боковой поверхности) от площади и периметра ее поперечного сечения. На основе этого предположения получены аналитические выражения для несущей способности сваи с пазами клиновидной и полукруглой формы [4, 5]. Установлено, что несущая способность сваи с пазами может быть представлена в виде суммы несущей способности аналогичной сваи без пазов и некоторого приращения, определяемого наличием пазов.

Анализ полученных выражений показал, что приращение несущей способности прямо пропорционально зависит от количества устраиваемых пазов и достигает максимума при некоторой их глубине, называемой оптимальной [4, 5]. При этом оптимальная глубина паза зависит от длины сваи, механических свойств грунтов и угла в вершине паза (для клиновидных пазов), а соответствующее ей приращение несущей способности всегда положительно.

Оценка влияния формы пазов на несущую способность сваи в рамках используемой модели показала, что клиновидные пазы с углом в их вершине менее 85° более эффективны, чем пазы полукруглой формы. Для углов более 85° клиновидные пазы оказываются менее эффективными.

На основе простейшего качественного анализа взаимодействия сваи с основанием можно сделать вывод о том, что повышение эффективности сваи с пазами определяется увеличением доли несущей способности по ее боковой поверхности. Это возможно или за счет увеличения площади боковой поверхности сваи, или за счет снижения ее несущей способности по острию. В первом случае увеличение площади связано главным образом с увеличением длины сваи, а во втором – с наличием под острием грунтов с низкими механическими характеристиками. Количественные оценки, сделанные на основании разработанной расчетной модели, полностью подтверждают эти выводы [4]. Таким образом, при проектировании свайных фундаментов зданий применение свай с пазами наиболее рационально в глинистых грунтах с высоким значением показателя текучести (например, мягкопластичной консистенции), а также в случаях, когда сваи имеют большую длину.

Список используемой литературы

1. Исследование несущей способности свай различной формы / А. И. Полищук, А. И. Мальганов, Ю. А. Калачев, С. В. Петров // Строительство и транспорт: Молодые ученые и специалисты народному хозяйству / под ред. Г. Г. Шмидта. – Томск : Изд-во Томск. ун-та, 1983. – С. 18.
2. Полищук А. И. Экспериментальные исследования работы моделей свай различной геометрической формы в глинистых грунтах / А. И. Полищук, А. И. Мальганов // Проблемы гидрогеологии, инженерной геологии, оснований и фундаментов : сб. ст. / под ред. В. Е. Ольховатенко. – Томск : Изд-во Томск. ун-та, 1988. – С. 18–27.
3. Экспериментальные исследования несущей способности забивных свай с пазами / А. И. Полищук, А. М. Болдышев, А. И. Мальганов, В. Ф. Ширяев // Исследования по строительной механике и строительным конструкциям / под ред. А. М. Черняка. – Томск : Изд-во Томск. ун-та, 1989. – 206 с. – С. 117–128.
4. Полищук А. И. Обоснование оптимальных размеров клиновидных пазов на боковой поверхности железобетонных свай для повышения их несущей способности по грунту / А. И. Полищук, В. А. Демченко // Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении : Материалы науч.-техн. конференции, Новочеркасск, 28–30 сентября 2022 года. – Новочеркасск: ООО "Лик", 2022. – С. 161-168.
5. Полищук А. И. Несущая способность забивных висячих свай с продольными пазами на их боковой поверхности / А. И. Полищук, В. А. Демченко // Construction and Geotechnics. – 2023. – Т. 14, № 1. – С. 43-58. – DOI 10.15593/2224-9826/2023.1.04.

© Демченко В.А., 2023

ЧИСЛЕННЫЙ МЕТОД РАСЧЕТА БОЛЬШЕРАЗМЕРНЫХ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ НА ДИНАМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ С УЧЕТОМ ИСТОРИИ НАГРУЖЕНИЯ

Л.В. Нуждин, В.С. Михайлов

Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет (Сибстрин)
Пермский национальный исследовательский политехнический университет

Аннотация. В докладе представлены предложенные авторами подходы к расчету большеразмерных свайных фундаментов в условиях динамических воздействий, а также рассматриваются вопросы необходимости учета предварительной истории нагружения.

В качестве начального этапа расчета предложен критерий оценки возможности развития резонанса. Для сценария, при котором исключается обратное влияние колебаний свайного фундамента на колебания ближней зоны грунтового массива, разработана модифицированная модель пропорциональных деформаций условного свайного фундамента. В случае положительного значения критерия резонанса, авторами обоснован комплексный метод, позволяющий выполнить расчет с использованием кинематической модели динамического воздействия и пространственной модели свайного основания и ближней зоны массива грунта.

Ключевые слова: колебания большеразмерного свайного фундамента, критерий резонанса, квазистатическая модель пропорциональных деформаций свайного поля, пространственная модель свайного основания с кинематической моделью динамического воздействия, SCAD.

NUMERICAL METHOD FOR CALCULATING LARGE-SIZE PILE FOUNDATIONS FOR DYNAMIC IMPACTS ACCOUNTING THE LOADING HISTORY

L.V. Nuzhdin, V.S. Mikhaylov

Abstract. The report presents the approaches proposed by the authors for calculating large-size pile foundations under dynamic impacts, and also considers the accounting of the preliminary loading history.

A criterion for assessing the possibility of resonance is proposed as an initial stage of calculation. For a scenario in which the reverse effect of the vibrations of the pile foundation on the vibrations of the near zone of the soil mass is excluded, a modified model of proportional deformations of the conditional pile foundation is developed. In the case a positive value of the resonance criterion is obtained, the authors propose a comprehensive method that allows the calculation using a kinematic model of dynamic impact and a spatial model of the pile foundation and the near zone of the soil mass.

Keywords: vibrations of a large-size pile foundation, resonance criterion, quasi-static model of proportional deformations of the pile field, spatial model of the pile foundation with a kinematic model of dynamic impact, SCAD FEA structural analysis software.

Здания и сооружения эксплуатируются не только в условиях длительных статических нагрузок, но также в условиях промышленной и техногенной динамики, взрывных воздействий и сеймики. Наиболее опасны для свайных фундаментов сейсмические воздействия. Существующие методы расчета позволяют прогнозировать колебания свайных фундаментов небольшого

размера и простой формы, как правило, под машины с динамическими нагрузками. В настоящее время в РФ практически отсутствуют надежно апробированные методы расчета большеразмерных свайных полей произвольной формы на динамические и сейсмические воздействия (к большеразмерным – действующие технические нормы относят фундаменты с количеством свай более 25). В связи с этим авторами были выполнены научные исследования, целью которых являлась разработка комплексного метода расчета большеразмерных свайных фундаментов для прогнозирования динамического поведения системы «свайный фундамент – основание» в условиях статических и динамических воздействий с использованием стандартных программ для инженерных расчетов (SCAD Office).

Были поставлены и решены три задачи: обоснование границ научной проблемы и аналитический обзор существующих методов расчета свайных оснований в условиях статических и динамических воздействий; уточнение параметров моделей свайного основания и динамических воздействий; разработка комплексного метода расчета большеразмерных свайных фундаментов с учетом истории длительного нагружения и сейсмического воздействия.

При решении второй задачи для уточнения расчетных параметров были проведены теоретические и натурные исследования по семи направлениям (этапам). На первом этапе выполнялось численное исследование вопроса о том, как учет истории предварительного статического нагружения влияет на осадку фундаментов. Исследования апробировались для высотных зданий в Новосибирске.

На втором этапе оценивалось шесть контактных методов моделирования свайного основания на предмет их соответствия аналитической и пространственной моделям линейно-деформируемого основания с ограниченной сжимаемой толщей. Была рассмотрена и модифицирована аналитическая модель свайного основания В.Г. Федоровского, реализованная в виде алгоритма Mathcad.

На третьем этапе для моделирования осевых деформаций одиночной сваи была выбрана модель А.Б. Фадеева, основанная на осесимметричном решении методом конечных элементов. Разработан и верифицирован численный алгоритм Mathcad. Подход А.Б. Фадеева проверялся в нелинейной постановке сопоставлением с данными натурных экспериментов. Выбранная осесимметричная модель сваи была апробирована специальными натурными экспериментами при устройстве свайного фундамента высотного здания в Барнауле. Достоверность результатов подтверждена экспериментально как по осадкам головы сваи, так и по результатам выполненных авторами тензометрических измерений её ствола. Для одиночной горизонтально нагруженной сваи был разработан численный алгоритм Mathcad, основанный на аналитической модели Луги–Завриева.

Четвертым этапом для оценки несущей способности свай в сейсмических условиях был выбран и дополнен метод В.А. Ильичева, который эффективно

адаптирован к результатам полевых испытаний грунтов сваями статическими вдавливающими нагрузками. Указанный метод был дополнен новым параметром по учету глубины сейсмического разжижения грунтов, определенного специальными лабораторными исследованиями грунтов динамическими нагрузками.

На пятом этапе выбиралась оптимальная модель сейсмического воздействия с использованием результатов экспериментальных полевых исследований по оценке влияния сейсмозрывных воздействий на сооружения ГОК Междуреченский. Записи взрывов сравнивались с сейсмограммой, синтезированной в Mathcad по методу Аптикаева–Перетокина. Результаты синтетического воздействия экстраполировались на каркасы с рамами различной этажности. Также были рассмотрены альтернативные модели сейсмических воздействий в виде широкополосного и узкополосного нестационарных импульсов, которые были использованы при проектировании Ледовой арены в Улан-Удэ.

На шестом этапе исследований были рассмотрены методы моделирования демпфирования по Рэлею (Д.У. Стретта) и многокомпонентное демпфирование по С.Ю. Фиалко. Выбранный метод С.Ю. Фиалко проверялся путем выполнения полевых исследований. Он отвечает результатам исследований О.А. Савинова.

На заключительном седьмом этапе проводился выбор метода экспериментальной оценки частот и форм колебаний сооружений. Принятый метод, основанный на регистрации микросейсмических колебаний, проверялся в натурных условиях на существующих многоэтажных зданиях в Кемерово. Метод был расширен коэффициентом уязвимости Ю. Накамуры и амплитудно-частотным анализом численных моделей, которые дополняют друг друга и позволяют достоверно определить формы колебаний сооружения и основания. Данный подход был использован для задач мониторинга при строительстве высотного здания в Новосибирске и гостиничного комплекса на Камчатке.

После уточнения расчетных параметров решалась задача по разработке комплексного метода расчета большеразмерных свайных фундаментов. На первом этапе расчета выполняется проверка наличия резонанса. Критерий резонанса оценивается с использованием двух методов: Осава–Китагавы–Ири, а также основного метода МАГАТЭ, предложенного С.П. Тимошенко. В дальнейшем критерий резонанса проверяется двумя дополнительными методами на основании аналитических зависимостей О.А. Савинова и его поздних модификаций в СП 26.13330. В качестве заключительной проверки, критерий резонанса рассматривается на пространственных динамических моделях основания, в том числе с модификацией сейсмограммы путем учета нелинейных свойств грунтов.

На втором этапе для расчетов при отсутствии резонанса и высокой жесткости фундамента принят и модифицирован контактный метод Н.З. Готман. При отсутствии резонанса для фундамента конечной жесткости расчет выполняется с использованием контактной модели полупространства Медникова–Шашкина.

В условиях резонанса основания с фундаментом любой жесткости для выполнения расчетов предложены пространственные модели грунтовой среды, с целью оптимизации которых введён энергетический волновой критерий дискретизации, а также комбинирование пространственной ближней зоны фундамента и контактного подстилающего полупространства с критическим демпфированием в наружном слое конечных элементов. Согласование малого шага свай в большеразмерном свайном поле с разреженной на этапе оптимизации сеткой пространственного массива грунта обеспечивается использованием авторской аналитической модели динамической свайной ячейки.

© Нуждин Л.В., Михайлов В.С., 2023

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПАРАМЕТРОВ РАЗУПРОЧНЯЮЩЕЙСЯ МАТЕМАТИЧЕСКОЙ МОДЕЛИ NORSAND

А.Ю. Мирный, П.П. Сурина

МГУ им. М.В. Ломоносова

Аннотация. В работе рассматривается опыт обработки результатов испытаний осесимметричного трехосного сжатия для определения параметров модели NorSand. Показано, что модель имеет ограничения по применимости, связанные как с разновидностью грунта, так и с возможностью калибровки на основании имеющихся экспериментальных данных.

Ключевые слова: деформационное разупрочнение, механика грунтов критического состояния, несвязные грунты, осесимметричное трехосное сжатие, интерпретация результатов

NORSAND STRAIN-SOFTENING PARAMETERS DETERMINATION WITH THE RESULTS OF TRIAXIAL TESTS

A.Yu. Mirnyy, P.P. Surina

Summary. In this issue the experience of processing the axisymmetric triaxial compression test results to determine the NorSand model parameters is considered. It is shown that the model has limitations on applicability related to both the type of soil and the possibility of calibration based on available experimental data.

Key words: strain softening, critical state soil mechanics, axisymmetric triaxial compression, results interpreting

Использование нелинейных математических моделей при численном моделировании геотехнических задач имеет ряд преимуществ. Во-первых, такие модели воспроизводят многие, не очевидно связанные между собой особенности поведения грунта – прочность, сжимаемость, дилатансию (изменение объема при сдвиге) и существование критических состояний (в которых могут возникать неограниченные деформации без изменения напряжений или объема) – и, таким образом, позволяют повысить качество прогноза напряженно-деформированного состояния (НДС) основания.

Вторая причина заключается в том, что простые линейные модели неприменимы для описания реального поведения грунта. Их применение основано на предположении, что напряженное состояние в массиве грунта достаточно далеко от предельного, чтобы их реакцию на воздействие можно было считать линейной и упругой. При этом реальная нелинейная реакция грунта оказывает важное влияние на фактическое распределение напряжений и деформаций.

В основе нелинейной модели NorSand лежит механика грунтов критического состояния (CSSM) [1-2]. Модель NorSand была первой моделью CSSM, разработанной в первую очередь для моделирования песчаных грунтов [3-5] и основанной на наблюдениях за поведением песка в искусственных

сооружениях, возведенных с применением гидронамыва. Хотя 'песок' (sand) включен в название модели, это было сделано только для того, чтобы отличить модель от вариантов модели CamClay и подчеркнуть корректное моделирование дилатансии – на самом деле, NorSand — это модель пластичности, применимая к любому грунту, в котором взаимодействие частиц между собой определяется контактными силами и трением, а не прочностью и жесткостью внутренних связей.

Основной сложностью при практическом применении данной модели является достаточно специфическая процедура определения параметров [6]. Задачей настоящей работы было провести определение параметров в соответствии с рекомендациями разработчиков и провести верификацию модели путем сопоставления с исходными результатами испытаний трехосного сжатия.

Модель NorSand использует основные положения теории критического состояния, но дополнительно вводит четыре гипотезы [7]:

- существует бесконечность возможных поверхностей текучести в пространстве $e-\sigma_m$, поверхность текучести не обязательно пересекает поверхность критического состояния CSL, при этом положение текущей поверхности текучести в пространстве $e-\sigma_m$ определяется параметром состояния ψ ;
- параметр состояния ψ стремится к нулю (пересечение поверхности текучести с CSL) по мере накопления деформации сдвига;
- минимально возможная скорость объемного расширения (т. е. дилатансия при максимальном всестороннем напряжении) линейно связана с ψ ;
- вращение главного напряжения всегда приводит к разупрочнению (сжимает) поверхность текучести.

Параметр состояния ψ является разницей текущего коэффициента пористости и коэффициенту пористости в критическом состоянии при том же среднем эффективном напряжении. По сути, ψ представляет, будет ли грунт расширяться или сжиматься по мере того, как он стремится к разрушению.

Для определения параметров модели разработчики рекомендуют проводить испытания двух образцов плотного сложения в дренированном режиме и двух рыхлого сложения в недренированном. По первой паре образцов определяются параметры дилатансии в зависимости от уровня напряжений, по второй – параметры критического состояния.

Для подробного изучения были выбраны песчаные отложения каждого из представленных генетических типов: песчаные грунты четвертичного возраста аллювиально-флювиогляциального генезиса ($afQII_{ms}$) (объект Хорошево-Мневники) и флювиогляциального генезиса ($f,lgQI_{ds}-II_{ms}$) (объекты Савеловская и Ильменский), а так же морского происхождения мелового возраста (K_1) (объект Савеловская). В настоящей работе использовались результаты испытаний трехосного сжатия для каждого из выбранных объектов, выполненные в рамках инженерно-геологических изысканий. На рис. 1 приведен результат обработки частных значений по рекомендациям разработчиков модели.

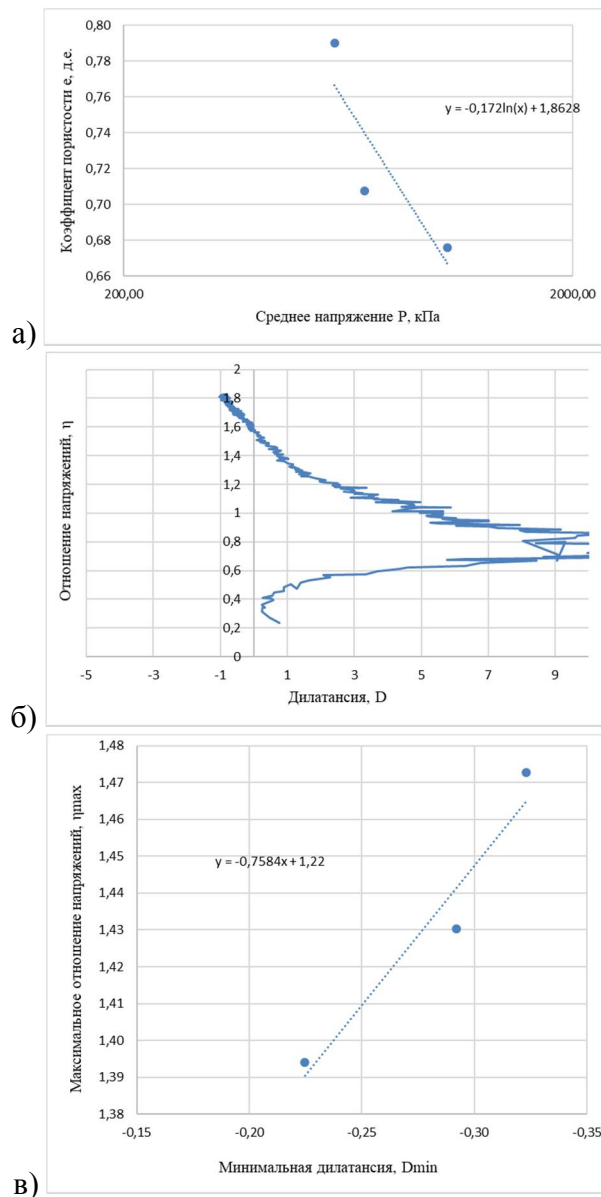


Рис. 1. График зависимости а) коэффициента пористости от среднего напряжения; б) отношения напряжений от дилатансии; в) максимального отношения напряжений от минимальной дилатансии

В результате обработки для каждого из объектов были получены значения параметров, представленные в таблице. На основании этих значений было выполнено моделирование испытаний трехосного сжатия в модуле SoilTest программного комплекса Plaxis, результаты которого сопоставлялись с исходными экспериментальными кривыми.

Сводные результаты определения входных параметров модели

Объект	n_G	Γ	λ	Mts	N	χ	G , МПа	ν	H	ψ
Савеловская Песок крупный $f, lgQI_{ds}-II_{ms}$	0,5	1,13	0,07	1,22	0,40	4,21	32,9	0,3	282,34	-0,14
Савеловская Песок мелкий K_1		1,44	0,12	1,25	0,42	6,71	59,9		481,61	-0,07
Хорошево- Мневники Песок средней крупности $afQII_{ms}$		2,15	0,27	1,29	0,81	8,58	8,5		3,91	-0,09
Ильменский Песок пылеватый $f, lgQI_{ds}-II_{ms}$		1,19	0,08	1,07	0,45	5,82	198,3		14,66	-0,12

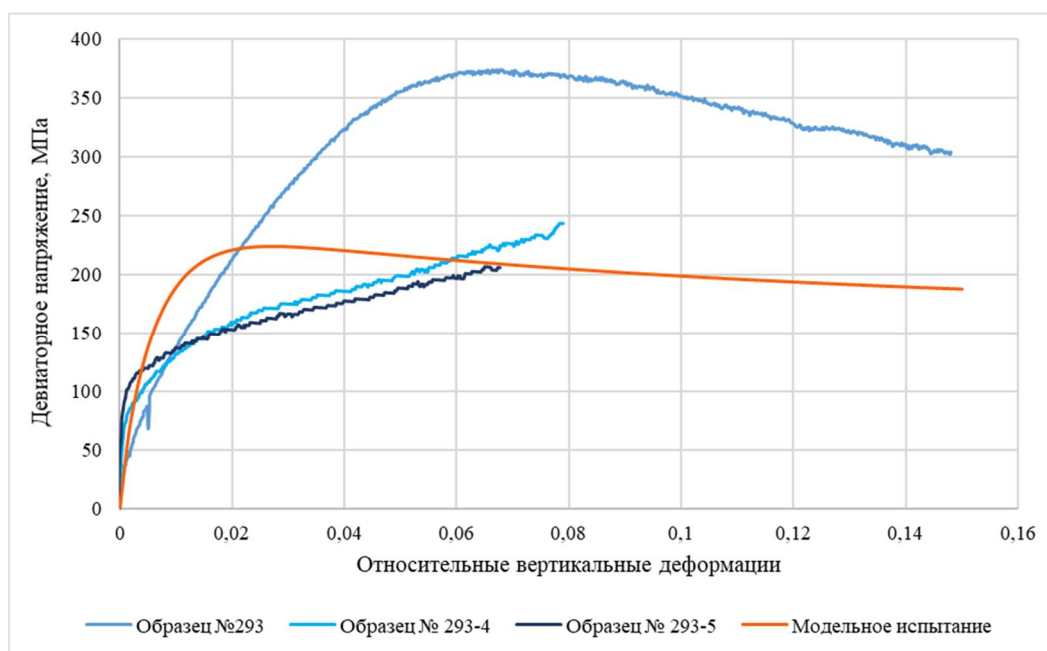


Рис. 2. График зависимости девиаторного напряжения от относительной вертикальной деформации для флювиогляциального крупного песка

Для корректной обработки испытаний и получения параметров по методике, представленной авторами модели, стандартных трехосных испытаний, проведенных по методике, описанной в ГОСТ 12248.3-2020, недостаточно. В рекомендуемой методике присутствует множество отсылок к самостоятельному анализу каждого из проведенных испытаний и оценке поведения грунта. Кроме того, присутствуют рекомендации о необходимости проведения как консолидировано-дренированных испытаний, так и неконсолидированно-недренированных испытаний грунтов в рыхлом и

плотном сложении. Проведение таких испытаний предусмотрено ГОСТ, однако на практике они встречаются крайне редко. В связи с этим получение корректных параметров модели крайне затруднительно по результатам стандартных трехосных испытаний. Дополнительная сложность связана с необходимостью определения параметров критического состояния, что не предусмотрено ГОСТ 12248.3-2020 и требует большего диапазона деформаций, чем стандартные 15%.

Для получения параметров модели возможно использовать любые песчаные грунты независимо от возраста или генезиса. Однако, для корректной работы модели крайне важно, чтобы испытываемый грунт обладал дилатансией, и его конечный коэффициент пористости после испытания был больше, чем первоначальный. В противном случае модель сочтет грунт просто уплотняющимся (контрактирующим), и дилатансия будет воспроизведена некорректно.

К сожалению, в настоящий момент практически нет никакой статистики по результатам обработки испытаний и получению параметров модели, особенно на территории России. В связи с этим сложно оценить корректность методики обработки испытаний и полученные значения самих входных параметров модели. Тем не менее, авторам представляется, что модель могла бы эффективно применяться для моделирования массивов, сложенных песчаными грунтами при различной плотности.

Список используемой литературы

1. Schofield A.N., Wroth C.P. Critical state soil mechanics. McGraw-Hill, London, 1968
2. Wood D. Soil behavior and critical state soil mechanics, Cambridge University Press, 1990
3. Been K., Jefferies M.G., Yachey J. The critical state of sands. Geotechnique, 1991, 365-381
4. Jefferies M.G. NorSand: a simple critical state model for sand. 1993 Geotechnique 43, 91-103
5. Jefferies M.G. & Been, K. Implications for critical state theory from isotropic compression of sand, 2000 Geotechnique 50, 419-429
6. Shuttle D, Jefferies M.G. NorSand: description, calibration, validation and applications. 2010
7. Jefferies M.G., Been K. NorSand model. 2019
8. User defined soil models – NorSand: An elasto-plastic model for soil behavior with static liquefaction, PLAXIS, Connect Edition V21.00

© Мирный А.Ю., Сурина П.П., 2023

РЕШЕНИЕ ЗАДАЧИ О РАВНОВЕСИИ СВОДА ОБРУШЕНИЯ НАД КАЛОТТОЙ В СКАЛЬНЫХ ГРУНТАХ

В.С. Макарова

ФГБОУ ВО «Сибирский государственный университет путей сообщения»,
Новосибирск, Российская Федерация

Аннотация. В статье приводится решение задачи о давлении скальных грунтов на крепь калотты или иные криволинейные конструкции подземных сооружений глубокого заложения в рамках теории сводообразования М.М. Протодяконова. Решение базируется на статическом анализе системы сил, действующих на свод обрушения. Взаимодействие свода и окружающего массива описывается с помощью паспорта прочности скального грунта. Приведены примеры расчета.

Ключевые слова: свод обрушения, теория сводообразования, калотта, подземные сооружения, коэффициент крепости.

SOLVING THE PROBLEM OF THE EQUILIBRIUM OF THE COLLAPSE VAULT OVER THE CALOTTE IN ROCKY SOILS

V.S. Makarova

Abstract. The article provides a solution to the problem of the pressure of rocky soils on the calotte support or other curved structures of deep-laid underground structures within the framework theories of arch formation by M.M. Protodyakonov. The solution is based on a static analysis of the system of forces on the collapse vault. The interaction of the vault and the surrounding massif is described using the strength passport of the rocky soil. Examples of calculation are given.

Keywords: the vault of the collapse, vault formation theory, calotte, underground structures, fortress coefficient.

При сооружении тоннелей большого сечения, в том числе и в скальных грунтах, широко применяют уступный метод проходки. Определение давления грунта на крепь верхней части сечения, или калотты (а также на криволинейные конструкции подземных сооружений глубокого заложения – транспортные и гидротехнические тоннели, станции метрополитенов и др.), обычно выполняется в рамках теории сводообразования М.М. Протодяконова. Основной проблемой этой теории и базирующихся на ней нормативных методик [1, 2] является проблема определения коэффициента крепости, который до сих пор либо принимается по шкале М.М. Протодяконова (фактически – по описанию грунта), либо вычисляется по приближенным эмпирическим формулам.

В этой связи возникает вопрос, возможно ли описать процесс формирования свода обрушения, опираясь не на эмпирические и полуэмпирические формулы, а на расчетные схемы, в которых бы теоретически обоснованно использовались стандартные характеристики грунта. Для классической схемы свода обрушения, используемой в том числе и в нормах [1, 2], решение этого вопроса было предложено в работе [3]. Распространим это решение на задачу о сводообразовании над калоттой.

Расчетная схема свода обрушения показана на рис. 1. Здесь принято: $y(x)$ – уравнение контура свода обрушения; $y_k(x)$ – уравнение контура калотты; σ_n и τ_n – нормальные (растягивающие положительны) и касательные напряжения, действующие по контуру свода; γ – удельный вес грунта; l – пролет калотты.

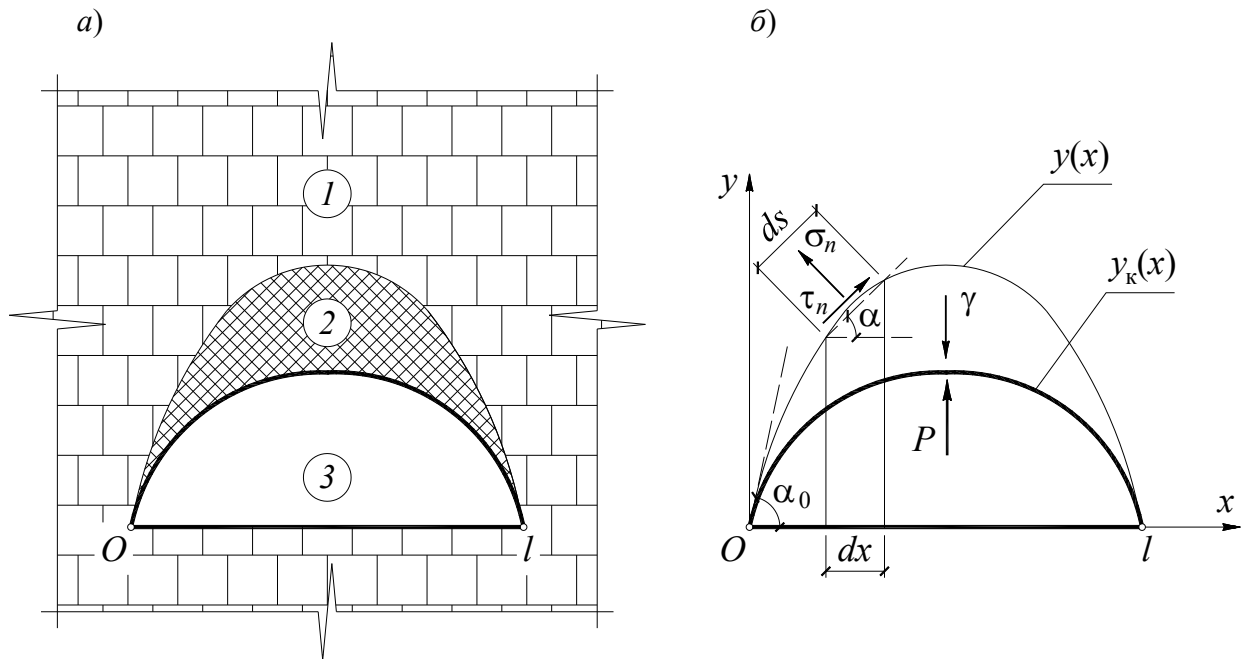


Рис. 1. Свод обрушения над калоттой: а – принципиальная схема (1 – грунтовой массив, 2 – свод обрушения, 3 – калотта); б – расчетная схема

Равнодействующую P предельного давления грунта на крепь калотты найдем из равновесия:

$$P = G - \sum R, \quad (1)$$

где G – вес свода обрушения, $\sum R$ – суммарная сила сопротивления грунта обрушению свода в вертикальном направлении.

Нормальные σ_n и касательные τ_n напряжения, действующие по контуру свода, свяжем уравнением огибающей предельных кругов Мора по паспорту прочности скального грунта (рис. 2):

$$\tau_n = C_0 \left(1 - \frac{\sigma_n}{R_t} \right)^m, \quad (2)$$

где C_0 и m – параметры огибающей, получаемые при обработке результатов испытаний грунта на прочность; R_t – прочность на одноосное растяжение.

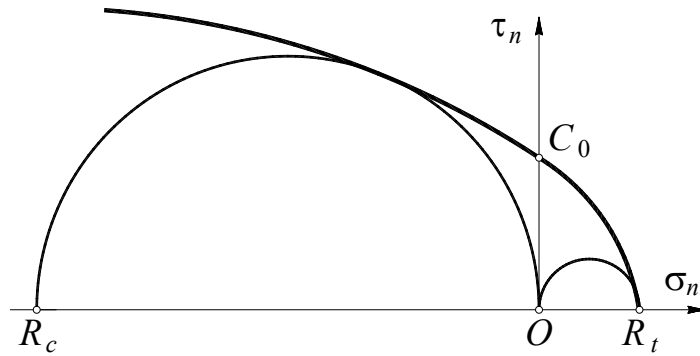


Рис. 2. Паспорт прочности скального грунта [4]

Для скальных грунтов характерны пологие своды, поэтому, следуя [3], зададим изменение нормальных напряжений по контуру свода в виде функции:

$$\sigma_n = R_t \cdot \cos \alpha, \quad (3)$$

где α – угол между касательной к кривой $y(x)$ и осью Ox (см. рис. 1, б).

Определим величины, входящие в уравнение (1). Далее будем рассматривать левую половину симметричного свода обрушения, т.е. для $x \in [0, l/2]$. Вес свода над калоттой, очевидно, равен:

$$\frac{1}{2}G = \int_0^{l/2} \gamma[y(x) - y_k(x)]dx. \quad (4)$$

Очертания свода обрушения и калотты примем по квадратной параболе:

$$y(x) = -\frac{h}{a^2}(x-a)^2 + h; \quad y_k(x) = -\frac{h_k}{a^2}(x-a)^2 + h_k. \quad (5)$$

Вертикальную проекцию всех сил сопротивления обрушению свода (для половины расчетной схемы) запишем как

$$\frac{1}{2}\Sigma R = \int_0^{s/2} (\sigma_n \cos \alpha + \tau_n \sin \alpha)ds, \quad (6)$$

где s – длина кривой $y(x)$ на интервале $x \in [0, l/2]$; ds – дифференциал дуги.

Подставим равенства (4) и (6) в уравнение (1). Выполнив затем простые преобразования с учетом равенств (2), (3) и (5), а также учитывая, что $ds = dx/\cos \alpha$, имеем:

$$\begin{aligned} \frac{1}{2}P = & \int_0^{l/2} \left\{ \gamma \left[-\frac{h}{a^2}(x-a)^2 + h \right] - \gamma \left[-\frac{h_k}{a^2}(x-a)^2 + h_k \right] \right\} dx - \\ & - \int_0^{l/2} \left[R_t \frac{1}{\sqrt{1+y'^2}} + C_0 y' \left(1 - \frac{1}{\sqrt{1+y'^2}} \right)^m \right] dx. \end{aligned} \quad (7)$$

Далее ставится задача отыскания максимума P по аргументу h . Расчеты выполнялись в относительных переменных ($\gamma = 1$ – единица объёмного веса,

$a = 1$ – единица длины) при следующих параметрах уравнения (2): $R_t = -0,1R_c$, $C_0 = -0,25R_c$, $m = 0,44$.

В табл. 1 приведены результаты расчетов величины предельной нагрузки и высоты свода обрушения для разных значений прочности на сжатие R_c и высоты h_k калотты.

Таблица 1

Значения высоты h свода обрушения и силы P_u предельного давления для различных значений прочности на одноосное сжатие R_c разных и высоты h_k калотты

$ R_c = 3$			$ R_c = 4$			$ R_c = 5$		
h_k	h	P_u	h_k	h	P_u	h_k	h	P_u
0,2	1,600	-0,286	0,1	0,642	-0,602	0,1	0,428	-0,894
0,4	1,600	-0,552	0,2	0,642	-0,734	0,15	0,428	-0,96
0,6	1,600	-0,82	0,3	0,642	-0,868	0,2	0,428	-1,028
0,8	1,600	-1,086	0,4	0,642	-1,002	0,25	0,428	-1,094
1,2	1,600	-1,62	0,5	0,642	-1,134	0,35	0,428	-1,228
1,4	1,600	-1,886	0,6	0,642	-1,268	0,4	0,428	-1,294
$ R_c = 6$			$ R_c = 8$			$ R_c = 10$		
h_k	h	P_u	h_k	h	P_u	h_k	h	P_u
0,05	0,324	-1,08	0,05	0,218	-1 537	0,05	0,1641	-1,968
0,1	0,324	-1,146	0,1	0,218	-1 604	0,1	0,1641	-2,035
0,15	0,324	-1,212	0,15	0,218	-1,67	0,15	0,1641	-2,101
0,2	0,324	-1,28	0,2	0,218	-1,737			
0,25	0,324	-1,346						
0,3	0,324	-1,412						

Как видно из приведенных данных, высота h свода обрушения не зависит от высоты h_k калотты. При этом величина h_k оказывает влияние на значение силы предельной нагрузки P_u . Отрицательные величины P_u означают, что при данных условиях давления грунта на крепь калотты не происходит, и для того, чтобы произошло обрушение, требуется приложить дополнительное растягивающее усилие. С практической точки зрения это означает, что чем выше очертание калотты, тем более безопасным становится напряженное состояние грунтового вмещающего массива.

Основные выводы

1. Получено новое решение задачи о предельном равновесии свода обрушения, формирующегося над калоттой, с использованием паспорта прочности скальных грунтов.

2. В результате расчетов установлено, что высота калотты не влияет на высоту потенциального свода обрушения, но делает напряженное состояние грунта над выработкой более безопасным.

Список используемой литературы

1. СП 120.13330.2022. «СНиП 32-02-2003. Метрополитены».
2. СП 122.13330.2012. Тоннели железнодорожные и автодорожные.
3. Стахнёв Я.О. Методика определения нагрузки от горного давления на подземные сооружения при сводообразовании в зависимости от прочности грунтов: дисс. ... канд. техн. наук по спец. 2.1.2 – Основания и фундаменты, подземные сооружения. – Новосибирск. 2022. – 152 с.
4. ГОСТ 21153.8-88. Определение прочности скальных пород.

© Макарова В.С., 2023

ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ ОДИНОЧНОЙ СВАИ С ПРОМЕРЗАЮЩИМ ПУЧИНИСТЫМ ГРУНТОМ

А.Г. Алексеев

НИИОСП им. Н.М. Герсегова АО «НИЦ Строительство»,
НИУ МГСУ

Аннотация. В статье представлены результаты численного моделирования взаимодействия одиночной сваи с промерзающим пучинистым грунтом. На сваю действует давление морозного пучения грунта по условной площади. Увеличение глубины промерзания грунта приводит к уменьшению площади загрузки сваи давлением пучения, у менее связных грунтов в большей степени. Возрастание сцепления и угла внутреннего трения грунта, при прочих равных параметрах, приводит к возрастанию площади загрузки сваи давлением пучения. Предложен метод оценки выхода сваи под действием пучения в условиях телескопического сдвига грунта.

Ключевые слова: промерзание грунта, давление морозного пучения грунта, свая, площадь загрузки сваи.

INTERACTION OF A SINGLE PILE WITH FREEZING HEAVING SOIL

A. G. Alekseev

NIIOSP named after N.M. Gersevanov JSC "SIC Construction",
NRU MGSU

Annotation. The article presents the results of numerical simulation of the interaction of a single pile with a freezing heaving soil. The pressure of frost heaving of the soil on the conditional area acts on the pile. An increase in the depth of soil freezing leads to a decrease in the area of pile loading by heaving pressure, in less cohesive soils to a greater extent. An increase in the adhesion and the angle of internal friction of the soil, other things being equal, leads to an increase in the area of loading the pile by the heaving pressure. A method is proposed for estimating the pile yield under the action of heaving under conditions of telescopic soil shear.

Keywords: Freezing of the soil, pressure of frost heaving of the soil, pile, pile loading area.

Строительство зданий и сооружений в сложных геокриологических условиях осложняется развитием характерных для этих районов процессов криогенного пучения грунтов при их промерзании. Промерзание пучинистых грунтов, вмещающих фундаменты, а для северных регионов это в основном сваи, приводит к деформированию сооружений, часто с превышением предельно допустимых значений. Оценка величины деформаций сваи, развивающихся под действием морозного пучения грунта, является актуальной для строительного комплекса задач.

Оценка воздействия сил морозного пучения на одиночную сваю, а именно определение площади загрузки сваи давлением пучения, выполнялась с использованием упругопластической модели Кулона - Мора программного комплекса Plaxis 2D.

При моделировании диаметр сваи составил 108–426 мм, длина 6–10 м, нагрузка на сваи составила 60–200 кН, глубина промерзания грунта 0,5–3 м. Давление морозного пучения грунта моделировалось приложением равномерно распределенной нагрузки интенсивностью 60–400 кН/м² на подошву слоя промерзающего грунта. В расчетах принят модельный грунт с переменными свойствами: угол внутреннего трения $\varphi = 0\text{--}40^\circ$, сцепление $c = 0\text{--}100\text{ кПа}$, модуль общей деформации промерзшего грунта составил 20–80 МПа.

Прочностные характеристики мерзлого модельного грунта (φ и c), удельный вес, геометрические параметры сваи (диаметр, длина), нагрузки, а также глубина промерзания изменялись в ходе серии расчетов с целью определения степени влияния их изменений на конечный результат.

Расчетом определялась эпюра нормальных вертикальных напряжений на границе промерзания грунта и действия максимального давления морозного пучения. Размер площади условного фундамента [1–5], загруженного давлением пучения грунта, определялся по эпюре нормального напряжения на глубине промерзания в месте перехода кривой, соответствующей напряжению от пучения грунта (рис.1).

Численное моделирование в программном комплексе Plaxis позволило получить эпюры вертикального давления грунта на глубине промерзания, по которым определены размеры площади действия давления пучения на сваю. Получены зависимости угла, формирующего площадь загрузки сваи давлением пучения, от угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта.

Расчеты показали отсутствие существенного влияния геометрических параметров сваи (d/L) и физических свойств на формирование площади загрузки сваи давлением пучения. С увеличением глубины промерзания грунта площадь загрузки сваи уменьшается, у менее связных грунтов в большей степени [3, 6]. Увеличение сцепления грунта, как и угла внутреннего трения при прочих равных параметрах, приводит к возрастанию угла α (угол наклона плоскости, определяющей площадь загрузки сваи давлением пучения грунта).

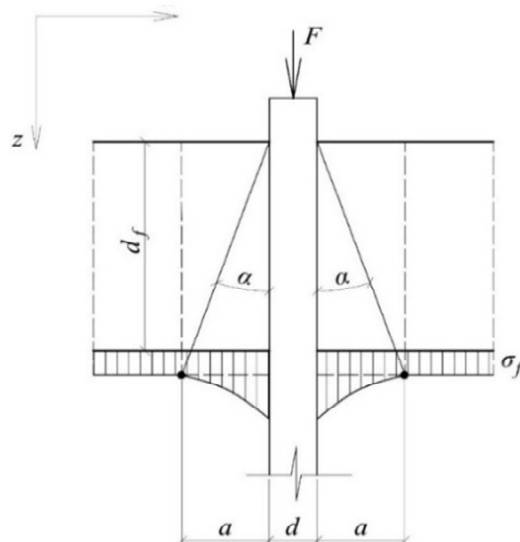


Рис. 1. Схема взаимодействия промерзающего грунта и сваи

Эпюра нормального давления морозного пучения – σ_f ; F – внешняя нагрузка; d_f – глубина промерзания; a – ширина кольца условного фундамента; d – диаметр круглого сечения сваи, α – угол наклона плоскости, определяющей площадь загрузки сваи давлением пучения грунта

Разработан и теоретически обоснован метод расчета величины деформации сваи в результате действия давления пучения грунта (1). Свая принята несжимаемой, находящейся в линейно-деформированной среде, перемещение сваи происходит при телескопическом сдвиге вмещающего сваю грунта [7-8].

$$h_{df} = \frac{(F_{df} - F)}{2\pi G_{th}(l - d_f)} \ln \left(\frac{K_n(L - d_f)}{r_o} \right). \quad (1)$$

где F_{df} – усилие пучения; F – внешняя нагрузка на сваю; G_{th} – модуль сдвига талого грунта; l – длина сваи; d_f – глубина промерзания грунта; K_n – коэффициент, зависящий от величины коэффициента Пуассона окружающего сваю грунта ν , принимаемый равным $K_n = 1,41 - 1,89\nu + 1,09\nu^2$; r_o – радиус сваи.

Для решения задачи определения нелинейной деформации пучения сваи распределение напряжений в массиве приняты в соответствии с теорией упругости, а деформации грунта и пучения сваи с учетом нелинейности. В качестве закона нелинейного деформирования принято гиперболическое отношение между девиаторами напряжений и деформаций.

Список используемой литературы

1. Абжалимов Р.Ш. Гипотеза о распределении нормальных сил морозного пучения по подошве твердомерзлого слоя грунта под фундаментами. //Основания, фундаменты и механика грунтов. 2004, №1, с. 23-28.
2. Киселев М.Ф. Предупреждение деформации грунтов от морозного пучения. – Л.: Стройиздат, 1985. – 81 с.
3. Орлов В.О., Дубнов Ю.Д., Меренков Н.Д. Пучение промерзающих грунтов и его влияние на фундаменты сооружений. – Л.:Стройиздат, 1977. – 183 с.

4. Перетрухин Н.А. Взаимодействие фундаментов с промерзающим пучинистым грунтом //Морозное пучение грунтов и способы защиты сооружений от его воздействия: Сб. науч. тр. ЦНИИС. – М.: Транспорт, 1967. – Вып. 62. – С. 74 – 99.
5. Шулятьев О.А. Исследования взаимодействия пучинистого грунта со свайным фундаментом. Вестник НИЦ Строительство. 2020. № 3 (26). С. 105-120.
6. Цытович Н.А. Механика мерзлых грунтов.-М.: «Высшая школа», 1973. 446 с.
7. СП 24.13330-2021. Свайные фундаменты. М., ФАУ “ФЦС”, 2021, 113 с.
8. СП 25.13330.2020. Основания и фундаменты на вечномёрзлых грунтах. М., ФАУ “ФЦС”, 2020, 135 с.

© Алексеев А.Г., 2023

ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ПЕРЕСАДКИ НА СВАИ ЗДАНИЙ ОКРУЖАЮЩЕЙ ЗАСТРОЙКИ ДЛЯ СНИЖЕНИЯ ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ, ВЫЗВАННЫХ УСТРОЙСТВОМ КОТЛОВАНА

В.С. Гришин, Н.З. Готман
РУТ (МИИТ), ООО «Подземпроект», Москва

Аннотация. На основе проектного опыта рассмотрено влияние устройства котлована на сваи пересадки, выполняемые в качестве защитных мероприятий. Отмечено возникновение сил отрицательного трения и снижение трения сопротивления на боковой поверхности свай. Предложена методика учета рассмотренных факторов.

Ключевые слова: сваи, котлован, защитные мероприятия, отрицательное трение, геотехнический прогноз, оценка влияния.

FEATURES OF THE CALCULATION OF THE USE OF PILES TO STRENGTHEN THE BUILDINGS OF THE SURROUNDING DEVELOPMENT TO REDUCE ADDITIONAL DEFORMATIONS CAUSED BY EXCAVATION OF THE PIT

V.S. Grishin, N.Z. Gotman
RUT (MIIT), ООО «Podzemproekt», Moscow

Annotation. Based on the project experience, the influence of the foundation pit on the transfer piles performed as protective measures is considered. The occurrence of negative friction forces and a decrease in resistance friction on the side surface of piles are noted. A method of accounting for the considered factors is proposed.

Keywords: piles, excavation, protective measures, negative friction, geotechnical forecast, impact assessment.

В докладе рассматриваются некоторые вопросы расчета и проектирования свайных фундаментов, выполняемых в качестве защитных мероприятий, снижающих дополнительные деформации от устройства котлована.

Рассматриваемые вопросы возникли в процессе работы над текущим объектом, где компания ООО «МАРКС» (Подземпроект) осуществляет генеральное проектирование. Объект довольно большой и занимает практически целый квартал, в следствии чего в зону влияния строительства объекта попадает порядка 26 зданий и сооружений, большинство из которых являются объектами исторической застройки и в том числе федеральными и региональными ОКНами. По результатам выполнения геотехнического прогноза для 13 зданий и сооружений была выявлена необходимость в дополнительных защитных мероприятиях.

По результатам анализа различных вариантов мероприятий [1,2,3] и имеющихся ограничений было принято решение о пересадке всех защищаемых

зданий на грунтоцементные микросваи, армированные трубчатыми буровыми штангами (ТБШ ГЦЭ), выполняемыми по технологии mini-jet [4].

В процессе выполнения численных расчетов и их анализа было отмечено, что разработка котлована в непосредственной близости оказывает существенное влияние на несущую способность свай по грунту и величину действующих в них нагрузок. Нагрузка в свае возрастает, а несущая способность снижается (1).

$$\gamma_n \cdot N \uparrow \leq \frac{F_d \downarrow}{\gamma_{c,g}}, \#(1)$$

Связано это с тем, что проектируемые сваи располагаются довольно близко к ограждению котлована и попадают в область интенсивного изменения напряженно-деформированного состояния (т.е. в призму активного давления). Эта область характеризуется большой величиной деформаций и снижением горизонтальных эффективных напряжений σ'_x . На рисунке 1 вы можете видеть механизм возникновения данного влияния.

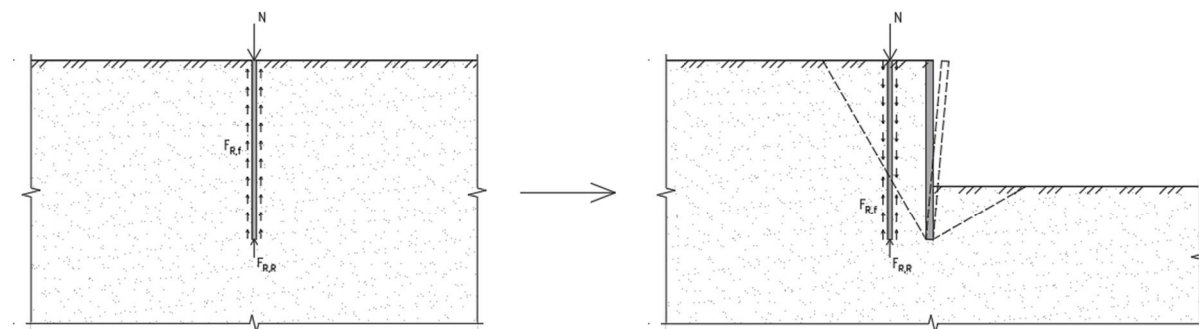


Рис. 1. Механизм влияния котлована на сваи

Таким образом, во-первых, в следствии интенсивного перемещения грунта в объеме призмы обрушения, происходит его «зависание» на сваи и возникновение связанного с этим отрицательного трения. На рисунке 2 представлены эпюры сил трения до и после откопки котлована, где отчетливо видна образующаяся область трения с отрицательным знаком.

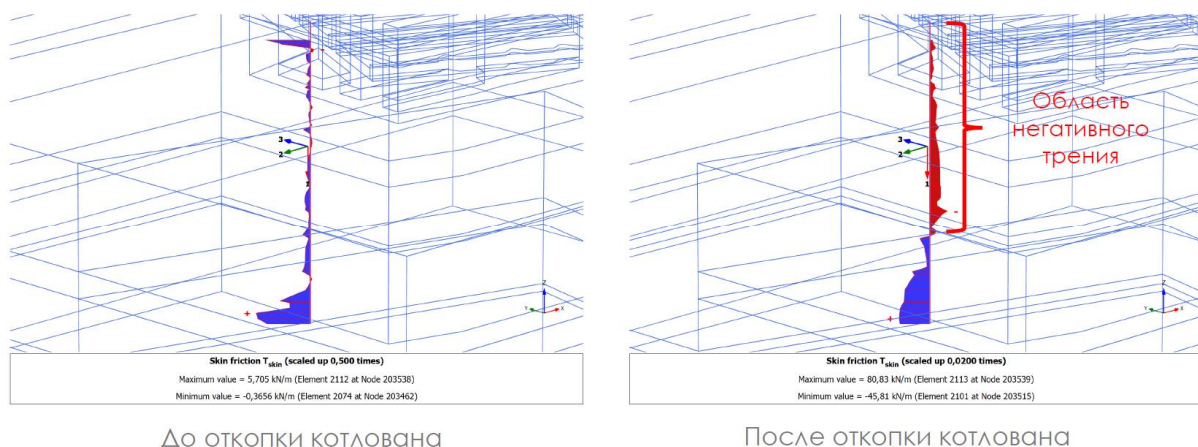


Рис. 2. Силы трения до (слева) и после (справа) откопки

Вторым фактором, негативно влияющим на несущую способность сваи, является образование области со сниженными эффективными горизонтальными напряжениями σ'_x . На рисунке 3 вы можете видеть ровное распределение изополей до откопки и их неравномерное перераспределение в некоторой области после откопки.

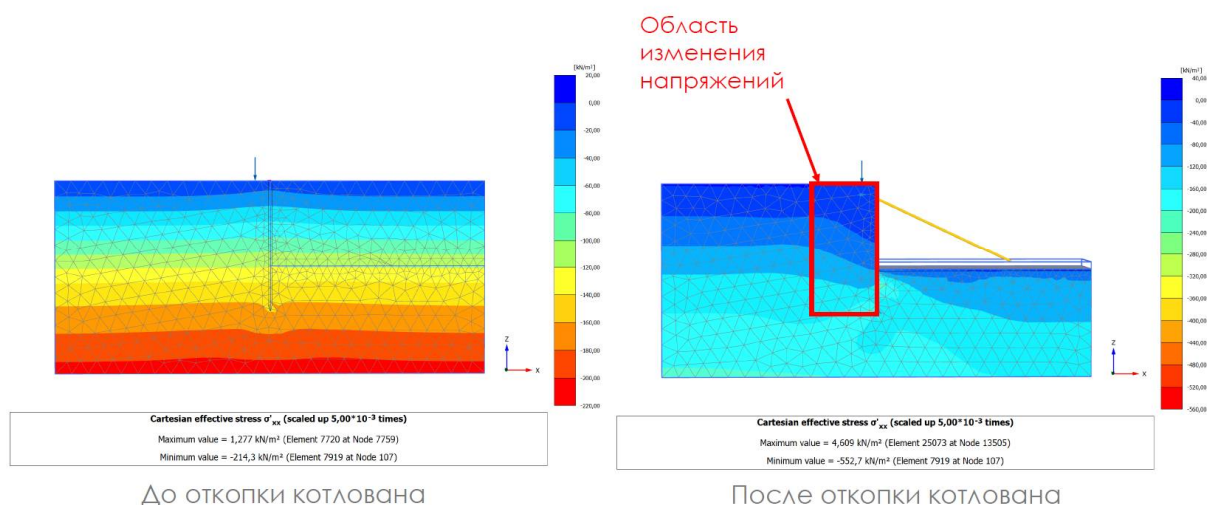


Рис. 3. Распределение горизонтальных напряжений до (слева) и после (справа) откопки

Более отчетливо это снижение можно увидеть на диаграмме эффективного нормального напряжения на контакте грунта со свайей (рисунок 4). Характерно что снижения давления происходит практически вдоль всей длины сваи, как в области отрицательного трения, так и ниже её.

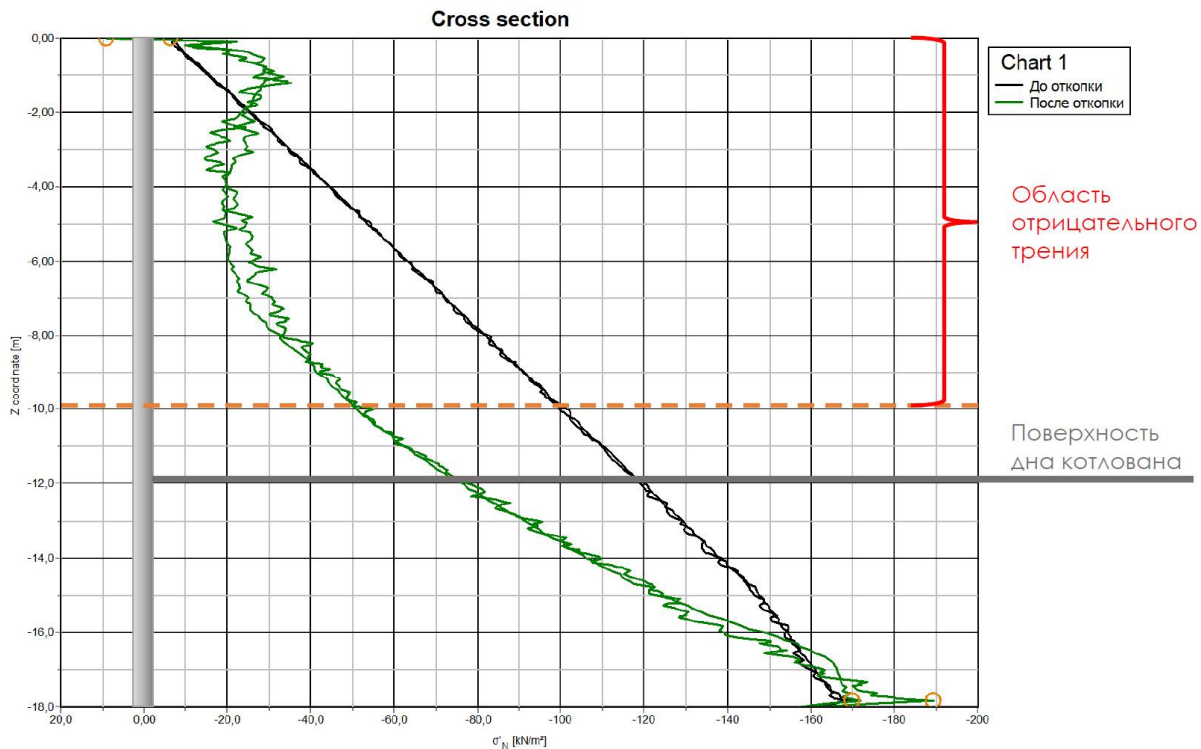


Рис. 4. Распределение контактных горизонтальных напряжений вдоль ствола сваи

Происходит это вследствие того, что напряженно-деформированное состояние грунта вокруг сваи, сформированное при её устройстве в состоянии покоя (характеризуемое коэффициентом K_0), в некоторой области трансформируется в новое состояние, вызванное реализацией активного давления грунта на стенку ограждения, а как известно коэффициент активного давления грунта всегда меньше коэффициента давления покоя $K_a < K_0$. Поэтому сопротивление трения по боковой поверхности $F_{R,f}$ (2), зависящее от величины эффективного горизонтального напряжения (3), снижается практически вдоль всего ствола сваи. Таким образом рассматривая сопротивление сваи по боковой поверхности $F_{R,f}$ согласно закону Кулона, можем отметить его снижение пропорционально изменению коэффициента бокового давления грунта $K_a \leq K \leq K_0$.

$$F_{R,f} = u \sum_{i=1}^n f_i \cdot h_i \quad (2)$$

$$f_i = \sigma'_{xi} \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + c_i = \gamma' \cdot z_i \cdot K \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + c_i \quad (3)$$

Резюмируя рассмотренное отметим, что необходим учет следующих факторов (рисунок 5):

- Для верхней части сваи необходим учет отрицательного трения и исключение участка из несущей способности сваи по боковой поверхности $F_{R,f}$
- Для нижней части сваи необходим учет снижения несущей способности сваи по боковой поверхности $F_{R,f}$.

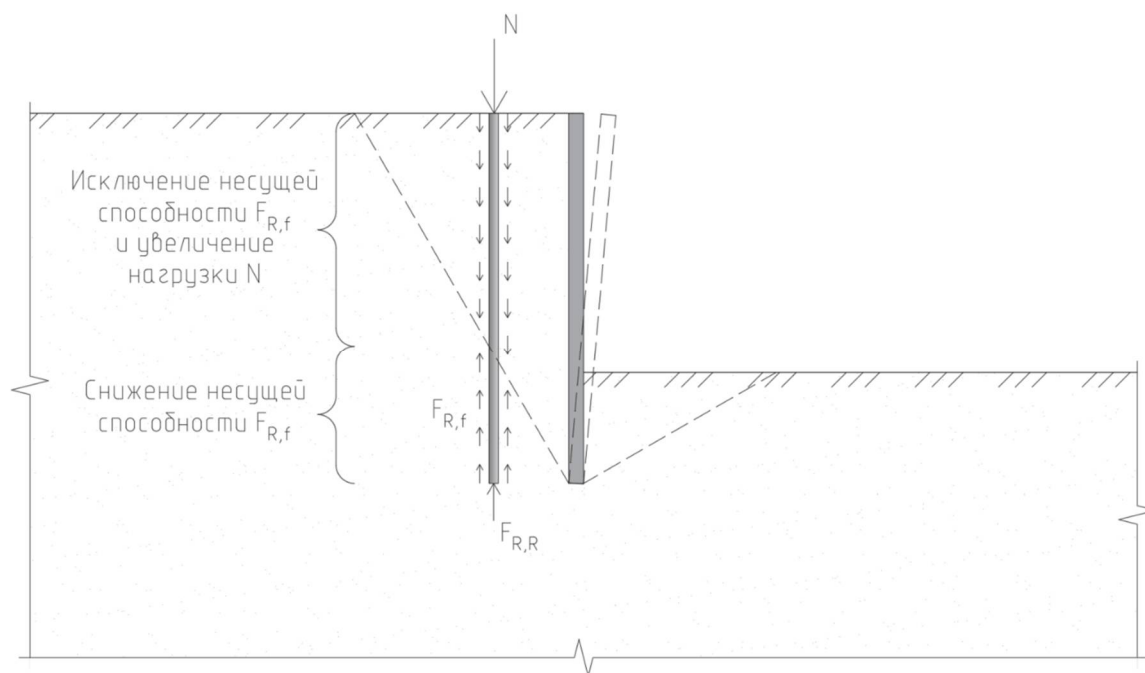


Рис. 5. Схема факторов влияния

Учет данных негативных факторов необходимо предусматривать на ранних стадиях проектирования при определении несущей способности сваи F_d и действующей нагрузки N , а также при проведении полевых испытаний.

При этом для предварительных расчетов, зону исключения несущей способности можно определить аналитически по углу $45^\circ - \varphi/2$, нагрузку от отрицательного трения и снижение несущей способности в нижней части сваи определить согласно СП 24.133330 с учетом умножения на коэффициент пропорциональности равный отношению K/K_0 . При этом в запас надежности для участка сваи попадающего в призму обрушения принять $K = K_a$

Список используемой литературы

1. Полищук, А. И. Проектирование усиления фундаментов реконструируемых, восстанавливаемых зданий с использованием свай / А. И. Полищук, И. В. Семенов // *Construction and Geotechnics*. – 2020. – Т. 11, № 4. – С. 33-45. – DOI 10.15593/2224-9826/2020.4.03. – EDN EKKOTY.
2. Савинов, А. В. Применение свай, погружаемых вдавливанием, для исправления последствий неэффективных усиления фундаментов при реконструкции объектов историко-архитектурного наследия / А. В. Савинов // *Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура*. – 2005. – № 5. – С. 100-106. – EDN KYRYIL.
3. Чунюк, М. С. Опыт применения грунтоцементных свай при усилении аварийного здания, расположенного на бровке глубокого котлована / М. С. Чунюк // *Перспективы науки*. – 2021. – № 3(138). – С. 191-194. – EDN RALNYI.
4. Малинин, П. А. Развитие и применение струйной цементации грунтов для устройства самозабуриваемых анкерных свай / П. А. Малинин, П. В. Струнин // *Жилищное строительство*. – 2015. – № 9. – С. 50-54. – EDN VCLZQT.

ПРИМЕНЕНИЕ КОЛЛОИДНОГО КРЕМНЕЗЕМА ДЛЯ ЗАЩИТЫ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ ОТ РАЗЖИЖЕНИЯ

*Р.Ф. Шарафутдинов, Д.П. Кузнецова, В.С. Морозов, Ю.И. Столяров
НИИОСП им. Н.М. Герсевича АО «НИЦ «Строительство», Москва*

Аннотация. При динамическом воздействии водонасыщенные песчаные грунты подвергаются разжижению. Одним из эффективных методов защиты песков от разжижения является их пропитка коллоидным кремнеземом. Преимуществом перед другими методами закрепления является его высокая проникающая способность. Материал способен проникать в поры песчаных грунтов любого гранулометрического состава за счет размеров частиц менее 15 нм и плотности и вязкостью близкой к воде. Процесс закрепления грунта происходит за счет гелеобразования коллоидного кремнезема в поровом пространстве. В докладе приведены результаты лабораторных исследований повышения прочности и демпфирования песчаных образцов в зависимости от концентрации раствора кремнезема и плотности песков. Получено, что для инженерной практики для защиты песчаных грунтов от разжижения достаточно закрепление коллоидным кремнеземом концентрацией 5-10 %. Выполненные исследования показали, что концентрации 5% достаточно для закрепления грунтов при сейсмических воздействиях с интенсивностью до 9 баллов.

Ключевые слова: динамическая нагрузка, динамическая прочность, лабораторные испытания, коллоидный кремнезем, закрепление грунтов.

THE USE OF COLLOIDAL SILICA TO PROTECT SANDY SOILS FROM LIQUEFACTION

R.F. Sharafutdinov, D.P. Kuznetsova, V.S. Morozov, Y.I. Stolyarov

Abstract. Dynamic loads may cause liquefaction of the water saturated sands. The most advanced and effective sand protection method is treating sand with colloidal silica. The highly pervading power of the colloidal silica gives the method an advantage over other protection methods. Due to its density, viscosity similar to water and grain size less than 15 nm the colloidal material successfully penetrates into sands of various particle sizes. On gelatinating in soil pores, it improves and stabilizes the soil involved. The paper presents the results of laboratory tests of increasing the strength and damping of sand depending on silica solution concentrations and density of sand. It has been shown that for engineering purposes the solution concentration of 5-10% is enough to protect sandy soil from liquefaction. The performed studies have shown that a concentration of 5% is sufficient to consolidate soils under seismic impacts of 9-point intensity.

Keywords: dynamic load, dynamic strength, laboratory tests, colloidal silica, soil stabilization

ВВЕДЕНИЕ

Согласно действующим нормам и практике проектирования и строительства, использование в качестве оснований грунтов, способных к динамическому разжижению не допускается. Для возможности их использования требуется выполнение специальных мероприятий по улучшению свойств грунтов (уплотнение, закрепление, замена и др.).

Предусмотренные в подобных случаях мероприятия по уплотнению или замене грунтов являются надежными, но дорогостоящими и требующими длительных сроков реализации. Применение традиционных методов закрепления грунтов (цементация, силикатизация, смолизация) имеют ограничения по проницаемости закрепляемых грунтов. Наименее устойчивыми к динамическому разжижению являются мелкие и пылеватые песчаные грунты, в которых сложно обеспечить пропитку закрепляющими растворами. Получивший широкое распространение струйный метод закрепления грунтов [1-2] является дорогостоящим и не обеспечивает устойчивость грунта к разжижению между грунтоцементными колоннами и, как следствие, массива в целом.

Применение смолизации и силикатизации дополнительно сдерживается требованиями охраны окружающей среды, т.к. они могут обладать значительной токсичностью.

В качестве перспективного материала для защиты песчаных грунтов от разжижения предлагается использовать коллоидный кремнезем. Согласно данным источников [3-4], водный раствор 5-10% (по массе) коллоидного кремнезема имеет схожие с водой плотность и вязкость, и преобразуется в гель через определенный период времени за счет добавления активатора гелеобразования. Коллоидный кремнезем не токсичен, биологически и химически инертен и относительно долговечен. Пропитанный коллоидным кремнеземом грунт отличается повышенным демпфированием, а также снижением проницаемости и деформируемости при циклическом нагружении.

Пропитка грунтов коллоидным кремнеземом, в отличие от традиционных методов, также имеет более широкую область применения и позволяет закреплять мелкодисперсные грунты – пески мелкие, пылеватые, с включением глинистых частиц [5-6].

МЕТОДЫ

В рамках исследований, под динамической прочностью понималась характеристика сопротивления грунта динамической нагрузке, соответствующая критической приведенной амплитуде динамических касательных напряжений CRR и определяемой как отношение амплитуды касательных напряжений τ_d к вертикальным эффективным напряжениям σ'_v :

$$CRR = \frac{\tau_d}{\sigma'_v} \quad (1)$$

Исследования динамической прочности выполнялись в приборе динамического трехосного сжатия (вибростабилометре) GDS EL DYN (рис. 1) позволяющем выполнять динамические испытания грунтов, дающем возможность бокового расширения образца грунта в условиях трехосного осесимметричного нагружения при $\sigma_1 \pm \sigma_d \geq \sigma_2 = \sigma_3$ с одновременным дополнительным вертикальным динамическим нагружением, где σ_1 — максимальное главное напряжение; σ_d — амплитуда динамических нагрузок; σ_3 — минимальные, σ_2 — промежуточные (равные минимальным) главные напряжения.



Рис. 1. Общий вид прибора трехосного сжатия (вибростабилометр) GDS ELDYN

Испытания проводились на образцах песчаных грунтов диаметром 50 мм, высотой 100 мм. Для определения исходных прочностных характеристик грунта образцы изготавливались в соответствии с ГОСТ Р 56353-2015 с учетом ГОСТ 12248.3-2020. Подготовка закрепленных образцов к испытаниям выполнялась с использованием специально изготовленной системы насыщения [11]. Испытания выполнялись для образцов возрастом не менее 28 суток после гелеобразования. Гранулометрический состав исследованных песков приведен на рис. 2.

Оценка эффективности закрепления песчаных грунтов коллоидным кремнеземом выполняется путем сравнения графиков получаемой при испытании динамической прочности $CRR = f(N)$.

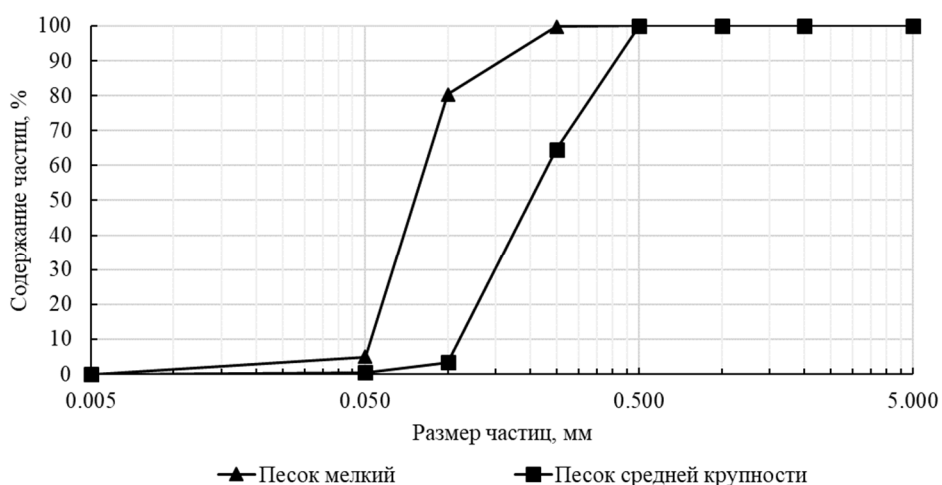


Рис. 2. Кумулятивная кривая гранулометрического состава

РЕЗУЛЬТАТЫ И ИХ ОБСУЖДЕНИЕ

На рис. 3 приведены фотографии образцов песчаных грунтов, закрепленных коллоидным кремнеземом до и после испытания. Количественные показатели также говорят о повышении динамической прочности и демпфирования. На рис. 4 приведены результаты динамических испытаний образцов мелкого песка ($e = 0,7$) для различной концентрации коллоидного кремнезема. Установлено, что при пропитке песков минимальной концентрацией 5%, динамическая прочность увеличивается в 1,5-5 раз.

В целом, опираясь на статистику результатов испытаний [3, 4, 8] можно отметить, что для закрепления песчаных грунтов для защиты от динамических воздействий при землетрясении до 9 баллов достаточно 5% коллоидного кремнезема. Однако, существующие исследования не проводят прямой корреляции между плотностью грунта и минимально требуемой концентрации раствора. Величина 5 % получена для конкретных видов песков (включая окатанность их частиц, минералогический состав и т.д.), поэтому сделанные выводы не могут быть повсеместно рекомендованы для применения. Также, в существующих работах оценивается влияние концентрации коллоидного кремнезема на прочность и деформативность грунтов, изготовленных лабораторных условиях. Необходимо продолжать исследования эффективности применения коллоидного кремнезема в полевых условиях.

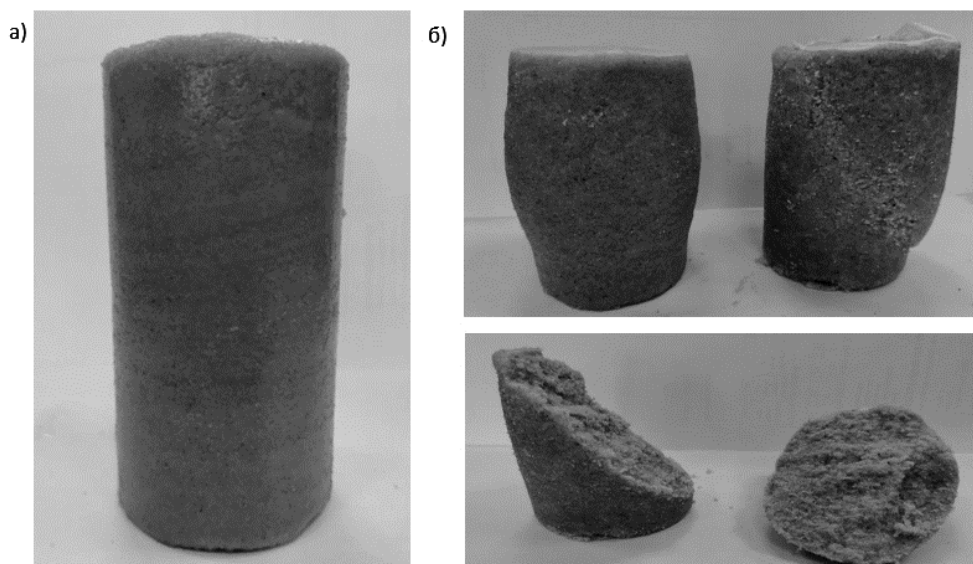


Рис. 3. Экспериментальные образцы песчаных грунтов, пропитанные коллоидным кремнеземом: а – до динамического испытания; б – после динамического испытания

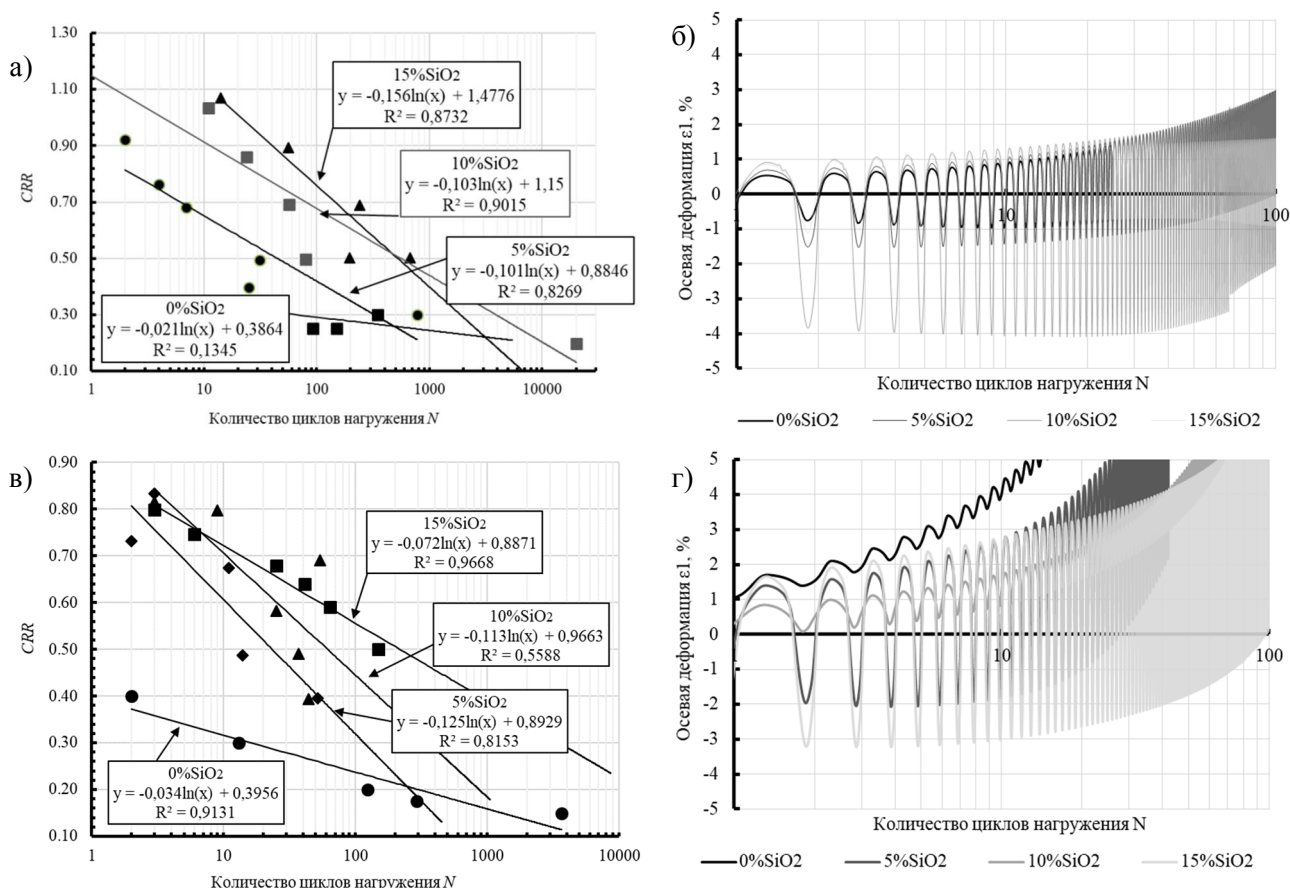


Рис. 4. Результаты динамических испытаний образцов, закрепленных различными концентрациями кремнезема: а - зависимость динамической прочности образца песка мелкого ($e = 0,7$) от количества циклов нагружения; б – графики устойчивости к динамическим нагрузкам образцов песка мелкого, пропитанных коллоидным кремнеземом заданной концентрации; в - зависимость динамической прочности образца песка средней крупности ($e = 0,7$) от количества циклов нагружения; г – графики устойчивости к динамическим нагрузкам образцов песка средней крупности, пропитанных коллоидным кремнеземом заданной концентрации

ВЫВОДЫ

Согласно полученным результатам лабораторных испытаний динамической прочности и демпфирования пропитанных песчаных образцов была получена методика определения необходимого состава раствора заданной концентрации коллоидного кремнезема для пропитки грунтов и их защиты от разжижения при динамических воздействиях интенсивностью до 9 баллов. Для дальнейшей проработки темы и полноценного внедрения коллоидного кремнезема в строительную отрасль и нормативную базу, требуется проведение комплексной исследовательской работы по оценке его эффективности и разработке рекомендаций по применению. Его применение позволит снизить сроки и стоимость геотехнических работ, а также повысить надежность объектов в сейсмических районах, снизить риск и объем повреждений и аварий сооружений в условиях динамических нагрузок и при сейсмических воздействиях.

Список используемой литературы

1. Семкин В.В., Ибрагимов М.Н., Шапошников А.В. Закрепление песчаных грунтов микроцементами. «ОФМГ» № 6, 2016.
2. Ибрагимов М.Н. Некоторые особенности закрепления песчаных грунтов микроцементами типа микродур. Сборник научных трудов НИИОСП, выпуск №100, 2011.
3. Gallagher, P.M., Conlee, C.T., Rollins, K.M. Full-scale field-testing of colloidal silica grouting for mitigation of liquefaction risk. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 133(2), 186–196, 2007.
4. Gallagher, P.M., Lin, Y. Colloidal silica transport through liquefiable porous media. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 135(11), 1702–1712, 2009.
5. Ибрагимов М.Н. Халикулов А.И. Химия в строительстве. Монография. Ташкент, 1983.
6. Семкин В.В., Ибрагимов М.Н., Шапошников А.В. Развитие химических способов закрепления грунтов в НИИОСПе. Сборник научных трудов НИИОСП, выпуск №100, 2011.
7. Zhao M., Liu G., Zhang C., Guo W., Luo Q. State-of-the-Art of Colloidal Silica-Based Soil Liquefaction Mitigation: An Emerging Technique for Ground Improvement. Applied Sciences. №10(1).
8. Шарафутдинов Р.Ф., Кузнецова Д.П. Коллоидный кремнезем как материал для повышения устойчивости песчаных грунтов к динамическим нагрузкам. Журнал Фундаменты, выпуск №3, с. 74-76, 2023 г.
9. Taylor D. W. Fundamentals of soil mechanics: J. Wiley and Sons, New York, 1948.
10. Шарафутдинов Р.Ф., Исаев О.Н., Морозов В.С. Лабораторные исследования сейсмической разжижаемости песчаных грунтов. Геотехника. Том XI, №1. стр. 42-53, 2019.
11. Вознесенский Е.А. Поведение грунтов при динамических нагрузках. М.: Изд-во МГУ, 288 с, 1997.

© Шарафутдинов Р.Ф., Кузнецова Д.П., Морозов Ю.И., Столяров Ю.И., 2023

**ДИНАМИЧЕСКИЙ АНАЛИЗ УПРУГОЙ ПЛАСТИНЫ
НА ВЯЗКОУПРУГОМ ОСНОВАНИИ ПАСТЕРНАКА
ПОД ДЕЙСТВИЕМ ПОДВИЖНОЙ ОСЦИЛЛИРУЮЩЕЙ НАГРУЗКИ
НА ОСНОВЕ МОДЕЛЕЙ С ДРОБНЫМИ ПРОИЗВОДНЫМИ**

А.И. Круссер, М.В. Шитикова

Воронежский государственный технический университет

Аннотация. Исследовано динамическое поведение нелинейной упругой пластины на вязкоупругом основании Пастернака под действием движущейся осциллирующей нагрузки в случае сочетания внутреннего и внешнего резонансов. Демпфирующие свойства вязкоупругого основания, окружающей среды и внешней нагрузки задаются при помощи моделей с дробными производными Римана-Лиувилля. Получены разрешающие уравнения для определения нелинейных амплитуд и фаз вынужденных колебаний пластины, а также проведен сравнительный анализ результатов численных исследований для моделей основания Фусса-Винклера и Пастернака.

Ключевые слова: пластинка на вязкоупругом основании, подвижная осциллирующая нагрузка, дробная производная, метод многих временных масштабов, внутренний и внешний резонансы.

**DYNAMIC ANALYSIS OF AN ELASTIC PLATE ON A
VISCOELASTIC PASTERNAK TYPE FOUNDATION UNDER THE ACTION
OF A MOVING OSCILLATING LOAD BASED ON MODELS WITH
FRACTIONAL DERIVATIVES**

A.I. Krusser, M.V. Shitikova

Abstract. The dynamic behavior of a nonlinear elastic plate on a viscoelastic Pasternak type foundation under the action of a moving oscillating load is studied in the case of the internal resonance accompanied by the external resonance. The damping properties of the viscoelastic foundation, surrounding medium and external load are given by models with the Riemann-Liouville fractional derivatives. Resolving equations for determining of the nonlinear amplitudes and phases of force driven vibrations of the plate are obtained, and comparative analysis of the numerical studies is carried out for Fuss-Winkler type and Pasternak type foundation models.

Keywords: plate on a viscoelastic foundation, moving oscillator load, fractional derivative, method of multiple time scales, internal and external resonances.

Введение

Большой интерес среди исследователей представляют задачи, в которых изучается динамическое поведение пластин и балок на вязкоупругом основании под действием различных видов подвижных нагрузок. Для учета инерционных и жесткостных свойств движущегося объекта следует представлять нагрузку в виде движущегося осциллятора. Обширные исследования в области колебаний конструкций под действием подвижных нагрузок обобщены в обзорных статьях [1,2].

Для описания вязкоупругих свойств оснований типа Фусса-Винклера или Пастернака в течение последних нескольких десятилетий были предложены различные модели вязкоупругости [3,4]. Данные модели позднее были обобщены путем замены производной целого порядка на дробную производную Римана-Лиувилля [5].

Предыдущий анализ свободных колебаний нелинейной упругой пластины на вязкоупругом основании показал, что в подобной механической системе может возникнуть внутренний резонанс 1:1, когда значения собственных частот двух связанных мод колебаний близки друг к другу [6]. Эта задача была обобщена для случаев вынужденных колебаний пластины под действием движущейся гармонической нагрузки [7] и движущейся осциллирующей нагрузки с малой вязкостью [8] для модели основания Фусса-Винклера в условиях сочетания внутренних и внешних резонансов.

Основные результаты и выводы

Решена задача о нелинейных колебаниях шарнирно опертой упругой пластины на вязкоупругом основании Пастернака под действием подвижной нагрузки в виде осциллятора Кельвина-Фойгта. Получена разрешающая система уравнений для определения нелинейных амплитуд и фаз в случае вынужденных колебаний при движении осциллирующей нагрузки с постоянной скоростью, когда внутренний резонанс 1:1 сочетается с внешним резонансом. Появление внешнего резонанса при действии движущейся нагрузки зависит от ее скорости, откуда следует, что данное явление можно избежать, изменяя параметр скорости. Численный анализ полученных уравнений показал, что моделирование внешней нагрузки в виде вязкоупругого осциллятора с дробной производной может привести к увеличению собственной частоты осциллятора по сравнению с упругой моделью или классической моделью Кельвина-Фойгта. Сравнительный анализ численных результатов для двух моделей основания показал, что затухание колебаний для модели основания Пастернака происходит быстрее, чем для модели основания Фусса-Винклера.

Список используемой литературы

1. Fryba L. Vibration of solids and structures under moving loads. Default Book Series, 1999. 494 p.
2. Герасимов С. И., Ерофеев В. И., Колесов Д. А., Лисенкова Е. Е. Динамика деформируемых систем, несущих движущиеся нагрузки (обзор публикаций и диссертационных исследований) // Вестник научно-технического развития. 2021. № 160. С. 25-47.
3. Younesian D., Hosseinkhani A., Askari H., Esmailzadeh E. Elastic and viscoelastic foundations: a review on linear and nonlinear vibration modeling and applications // Nonlinear Dynamics. 2019. Vol. 97. Issue 1. P. 853-895.
4. Shitikova M. V., Krusser A.I. Models of viscoelastic materials: a review on historical development and formulation // Advanced Structured Materials. 2022. Vol. 175. P. 285-326.
5. Rossikhin Y. A., Shitikova M. V. Application of fractional calculus for dynamic problems of solid mechanics: novel trends and recent results // Applied Mechanics Reviews. 2010.

Vol. 63. Issue 1. P. 1-52.

6. Shitikova M.V., Krusser A.I. Nonlinear vibrations of an elastic plate on a viscoelastic foundation modeled by the fractional derivative standard linear solid model // EASD Procedia EUROdyn. 2020. Vol.1. P. 355-368.

7. Shitikova M.V., Krusser A.I. Force driven vibrations of nonlinear plates on a viscoelastic Winkler foundation under the harmonic moving load // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2021. Vol.17. No. 4. P. 161–180.

8. Круссер А.И., Шитикова М.В. Численный анализ нелинейных колебаний пластины на вязкоупругом основании под действием подвижной осциллирующей нагрузки на основе моделей с дробными производными // Вестн. Сам. гос. техн. ун-та. Сер. Физ.-мат. науки. 2022. Т. 26(4). С.1-21.

© Круссер А.И., Шитикова М.В., 2023

АНАЛИЗ ПРИМЕНЕНИЯ ФИБРОАРМИРОВАННОГО ГРУНТА В КАЧЕСТВЕ ГРУНТОВОГО ОСНОВАНИЯ

Ю.А. Торопова, А.Б. Пономарев
Санкт-Петербургский горный университет

Аннотация. В статье представлены результаты исследования фиброармированного грунта в качестве основания фундамента мелкого заложения. В работе производится сравнение трех вариантов устройства основания: применение исходного слабого грунтового основания; полная замена слабого грунта фиброармированным грунтом и применение фиброгрунтовых подушек.

Ключевые слова: фиброгрунт, армирование оснований, полимерное фиброволокно, грунтовые подушки, осадка здания.

ANALYSIS OF APPLICATION OF FIBRO-REINFORCED SOIL AS SOIL BASE

Y.A. Toropova, A.B. Ponomarev

Abstract. The article presents the results of a study of fiber-reinforced soil as the basis of a shallow foundation. The work compares three options for foundation construction: the use of the original weak soil foundation; complete replacement of weak soil with fiber-reinforced soil and the use of fiber-soil pads.

Key words: fiber soil, base reinforcement, polymer fiber fiber, soil cushions, building settlement.

Введение: При проектировании и строительстве зданий нередко встречаются слабые грунтовые основания с низкой прочностью и высокой сжимаемостью. Улучшения прочностных и деформационных характеристик таких грунта и улучшение его несущей способности остается важным вопросом [1, 2].

Одним из эффективных способов улучшения оснований фундаментов является армирование грунтов, в частности армирование фиброволокнами. Метод армирования грунта фиброволокном представляет собой внедрение в почву коротких дискретных высокопрочных элементов – фибры, распределенных по всему объему грунта [3, 4].

Вопросы применения фиброармированного грунта в качестве основания здания мало изучены, так как существующие исследования в основном посвящены армированию подпорных стен и откосов, поэтому данная тема является актуальной для исследования [5]. В работе [6] рассматривался вариант дисперсного армирования песчаного грунта. Данное исследование показывает, что фиброармирование позволяет увеличить несущую способность грунта и уменьшить осадки.

Прочностные характеристики фиброармированного грунта значительно выше неармированного [7]. Применение такого фиброгрунта может позволить увеличить расчетное сопротивление, тем самым сократить площадь подошвы

фундамента. А улучшение деформационных характеристик позволит уменьшить осадку фундамента.

Несмотря на улучшение прочностных и деформационных характеристики грунта, полная замена слабого основания фиброармированным грунтом может быть нецелесообразна и неэкономична. В связи с этим необходимо рассмотреть вариант устройства грунтовых подушек «висячего» типа: грунтовая подушка из фиброармированного грунта, подстилаемая исходным слабым грунтом [8, 9].

Целью данного исследования является определение эффективности применения фиброгрунта в качестве основания фундаментов мелкого заложения, а также эффективности применения фиброгрунтовых подушек.

Методика исследования

В работе рассматривается фундамент мелкого заложения- монолитный столбчатый фундамент прямоугольного сечения с нормативной нагрузкой под колонной $F_{vII} = 1120$ кН.

Характеристики исходного грунта представлены в табл. 1. В качестве исходного грунта основания выступает текучепластичный суглинок. Грунтовые воды отсутствуют. Глубина заложения фундамента составляет 1,5 м. Инженерно-геологический разрез представлен на рис. 1.

Таблица 1

Характеристики исходного грунта

Характеристика		ИГЭ-1. Суглинок	ИГЭ-2. Валунные грунты
Удельный вес грунта	ρ , т/м ³	1,65	2,6
Удельный вес твердых частиц	ρ_s , т/м	2,71	-
Влажность на границе раскатывания	W_p	0,27	-
Влажность на границе текучести	W_L	0,4	-
Влажность грунта	W	0,37	-
Удельное сцепление	C_{II} , кПа	10	-
Угол внутреннего трения	φ_{II} , град	17	-
Модуль деформации	E , МПа	3,5	70
Удельный вес сухого грунта	ρ_d , т/м ³	1,5	-
Число пластичности	I_p	0,13	-
Показатель текучести	I_L	0,76	-
Коэффициент водонасыщения	S_r	0,33	-

В качестве дисперсного армирования рассматривается полипропиленовое фиброволокно. Характеристики фиброволокна представлены в табл. 2.

Характеристики фиброволокна

Наименование показателя	Значение
Материал	Полипропилен
Длина волокна, мм	12
Диаметр элементарного волокна, мкм	25-35
Плотность, г/см ³	0,91
Модуль упругости при изгибе, МПа не менее	1050

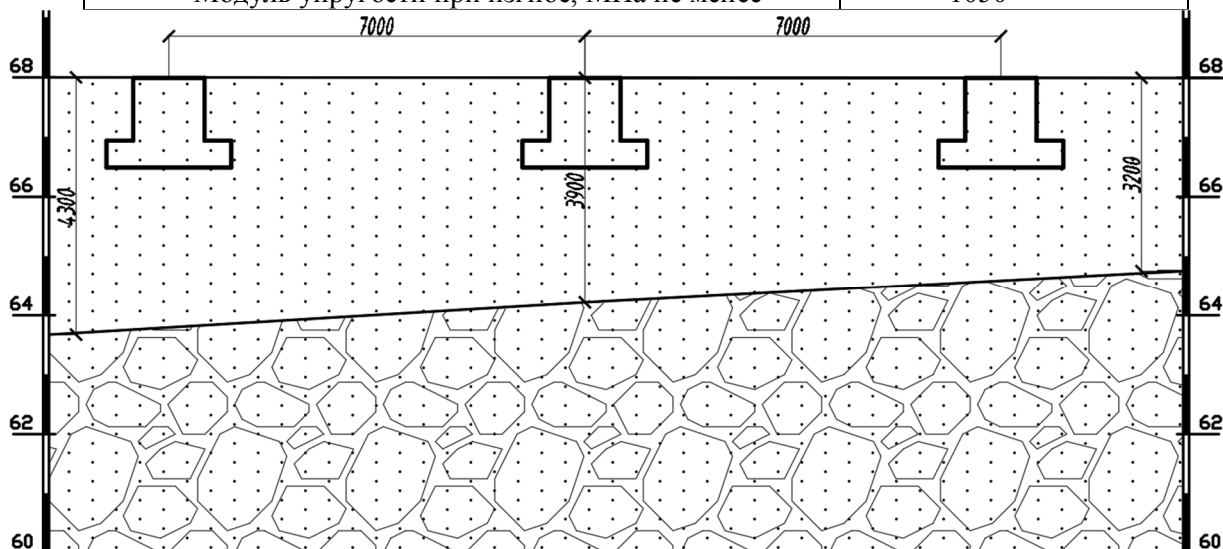


Рис. 1. Инженерно-геологический разрез

В работе рассматривается три варианта устройства основания столбчатого фундамента: применение исходного слабого грунта- суглинка (1); полная замена слабого основания фиброгрунтом- суглинком, армированным полипропиленовым фиброволокном (2); устройство грунтовой подушки из фиброармированного суглинка (3).

Исследование представляет собой определение расчетного сопротивления грунта, определение площади подошвы фундамента и осадки фундамента для каждого из вариантов. Для определения размеров подошвы фундамента используется метод последовательных приближений. Расчет ведется согласно [10]. Для расчета осадки от вертикальных напряжений используется метод послойного суммирования. Распределение напряжений в толще грунтов определяется по теории линейно-деформируемых тел согласно [10]. Полученная осадка сравнивается с предельно допустимой осадкой $s_u = 0,1$ м (согласно табл.Г [10]).

Прочностные и деформационные характеристики фиброгрунта

Во втором варианте предлагается полностью заменить слабый грунт на фиброармированный грунт мощностью 3,9 м. Для определения расчетного сопротивления фиброгрунта и расчета осадки необходимо определить прочностные и деформационные характеристики фиброгрунта соответственно.

При расчете прочностных характеристик применяется теория Zornberg (2002) [1,11]: Угол внутреннего трения и удельное сцепление фиброгрунта определяется по формулам [11, 12]:

$$c_{eq} = (1 + \alpha \cdot \eta \cdot \chi \cdot c_{i,c}) \cdot c$$

$$(tg\varphi)_{eq} = (1 + \alpha \cdot \eta \cdot \chi \cdot c_{i,\varphi}) \cdot tg\varphi$$

где c и φ – удельное сцепление и угол внутреннего трения неармированного грунта; α - коэффициент, учитывающий ориентацию и распределение волокон; $\alpha = 1$, так как волокна ориентированы хаотично; $\eta = \frac{l_f}{d_f}$ - геометрический параметр волокна где d_f и l_f - диаметр и длина волокна соответственно $\eta = \frac{12 \cdot 10^{-3}}{30 \cdot 10^{-6}} = 400$, согласно исходным параметрам фибры (табл.2); χ - процентное содержание волокон; оптимальное процентное содержание фиброволокна в грунте принимается равным 0,25%, $\chi = 0,0025$ согласно [1]; $c_{i,c}$ и $c_{i,\varphi}$ - коэффициенты взаимодействия волокон и грунта; $c_{i,c} = 2,1$; $c_{i,\varphi} = 0,18$ получены из исследований [13];

Расчет деформационных характеристик грунта ведется согласно методике 3.Г Тер-Мартirosяна [14]. Эквивалентные характеристики деформируемости и прочности двухкомпонентного грунта определяются согласно п.2.6.2 [14] для случая среды с малой объемной долей произвольно ориентированных пластинчатых включений:

$$K = K_2 + \frac{n \cdot (K_1 - K_2)}{1 + [(K_1 + K_2)/(K_2 + 4G_1)]}$$

$$G = G_2 + \frac{n \cdot (G_1 - G_2)}{1 + [(G_1 - G_2)/(G_2 + G'_1)]}$$

$$G'_1 = \frac{G_1 \cdot (3K_1 + 8G_1)}{2 \cdot (K + 6G_1)}$$

$$E = G \cdot [2(1 + \nu)]$$

$$K = \frac{E}{[1 - 2\nu]}$$

где n - объемная доля включений (фиброволокна); K_1, K_2 - объемная деформация грунта и фиброволокна соответственно, МПа; G_1, G_2 - модуль сдвига грунта и фиброволокна соответственно, МПа; ν_1, ν_2 -коэффициент Пуассона грунта и фиброволокна соответственно; E_1, E_2 -модуль деформации грунта и фиброволокна соответственно, МПа.

Удельный вес фиброгрунта принимается равным удельному весу исходного грунта $\gamma = 16,5 \text{ кН/м}^3$; так как процентное содержание фиброволокна в грунте 0,0025%, его удельным весом можно пренебречь.

Расчет грунтовой подушки

Третий вариант предполагает устройство грунтовых подушек из фиброармированного суглинка. Размеры подушки определяются согласно [15, 16]:

$$b_{z_{\Pi}}(l_{z_{\Pi}}) = b(l) + 2z_{\Pi} \cdot tg\beta$$

$b(l)$ - ширина (длина) подошвы фундамента, м; z_{Π} - толщина подушки, в первой итерации принимается $z_{\Pi} = 1 \text{ м}$ [7, 14]. β - угол распределения напряжений, $\beta = 50^\circ$ для суглинков, согласно [15].

Грунтовая подушка из фиброармированного грунта опирается на исходный слабый грунт, поэтому необходимо проверить несущую способность подстилающего слабого грунта согласно п.5.6.25 [10].

Требуемая толщина подушки $z_{\text{п}}$ находится методом последовательных попыток увеличением толщины подушки на 0,1 м, пока условие (5.9) [10] не будет выполнено.

Расчеты в Plaxis 2D

Для верификации данных был произведен расчет для всех трех вариантов устройства грунтового основания в программном комплексе Plaxis 2D, предназначенном для решения геотехнических задач [17]. Был построен инженерно-геологический разрез, заданы характеристики грунта согласно исходным данным и данным, полученным в ходе расчета; построены фундаменты и заданы нагрузки на них. В качестве расчетной модели выбрана модель Linear Elastic.

Результаты исследования:

1. Результаты расчета прочностных и деформационных характеристик фиброгрунта представлены в табл. 3.

Таблица 3

Прочностные и деформационные характеристики фиброгрунта

Характеристика	Грунт	Фиброволокно	Фиброгрунт
Прочностные характеристики			
Удельное сцепление c	10	-	31
Угол внутреннего трения φ , град	17	-	20
Деформационные характеристики			
Коэффициент Пуассона ν	0,35	0,33	0,34
Модуль сдвига G , МПа	1,296	394,7	2,0
Объемная деформация грунта K , МПа	11,67	3088,2	14,27
Модуль деформации E , МПа	3,5	1050	5,36

2. Расчетное сопротивление грунта R и среднее давление под подошвой фундамента p , исходя из которых подобраны размеры подошвы фундамента $b \times l$ представлены в табл. 4. При устройстве грунтовой подушки в качестве грунта опирания также выступает фиброгрунт.

Таблица 4

Определение размеров подошвы фундамента

	R , кПа	p , кПа	$b \times l$, м
Исходный грунт-суглинок (1)	159,7	155,7	2,7x3,3
Фиброгрунт- суглинок, армированный фиброволокном (2,3)	312,1	252,0	2,1x2,4

3. Расчет размеров фиброгрунтовой подушки представлен в табл. 5.

Таблица 5

Определение размеров грунтовой подушки

$z_{\text{п}}, \text{ м}$	$b_{\text{п}}, \text{ м}$	$l_{\text{п}}, \text{ м}$	$A_z, \text{ м}^2$	$b_z, \text{ м}$	$R_z, \text{ кПа}$	$\sigma_z, \text{ кПа}$
1	4,5	4,8	6,28	2,51	196,14	223,71
1,1	4,7	5,0	6,59	2,57	201,36	216,71
1,2	5,0	5,3	6,94	2,64	206,64	209,49
1,3	5,2	5,5	7,33	2,71	211,96	202,49

4. Пример расчета фундамента в программном комплексе Plaxis 2D для фиброгрунтовой подушки представлен на рис. 2.

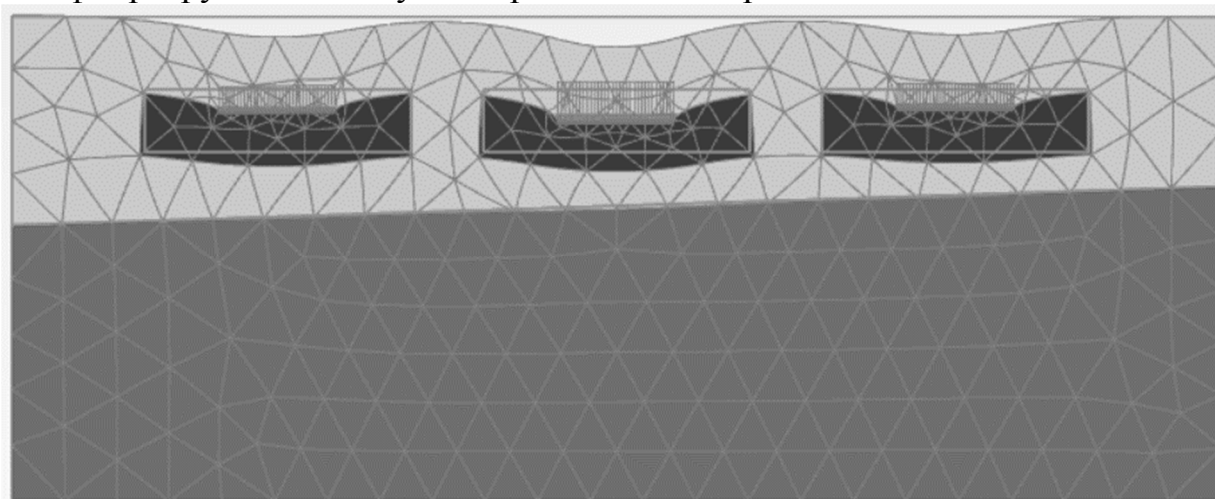


Рис. 2. Деформированная сетка конечных элементов при устройстве грунтовой подушки

5. Сравнительная таблица расчета осадок фундамента по СП [10] и в программном комплексе Plaxis 2D представлен в табл. 6.

Таблица 6

Сравнение осадок фундамента

Осадка $s, \text{ м}$	Расчет по СП	Plaxis 2D
Исходный грунт (1)	0,0550	0,0559
Фиброгрунт (2)	0,0544	0,0557
Грунтовая подушка (3)	0,0626	0,0668

6. Сравнение трех вариантов устройства основания фундамента представлено в табл. 7.

Таблица 7

Сравнение вариантов устройства грунтового основания

	$b \times l, \text{ м}$	$s, \text{ м}$	Примечание
Исходный слабый грунт (1)	2,7x3,3	0,0550	
Фиброгрунт (2)	2,1x2,4	0,0544	Полная замена слабого основания на глубину 3,9 м
Грунтовая подушка из фиброгрунта (3)	2,1x2,4	0,0626	Устройство подушки 5,2x5,5x1,3

Выводы:

1. Добавление фиброволокон в грунт позволяет увеличить его прочностные и деформационные характеристики: удельное сцепление увеличивается в 3 раза; угол внутреннего трения увеличивается в 1,2 раза; модуль деформации увеличивается в 1,5 раза;

2. Применение фиброармированного грунта в качестве основания фундамента позволяет увеличить его расчетное сопротивление в 2 раза, площадь подошвы при этом уменьшается в 1,8 раз: с 2,7х3,3м до 2,1х2,4м; уменьшение площади подошвы фундамента в свою очередь позволит сократить расход материала;

3. Несмотря на увеличение модуля деформации фиброгрунта, при полной замене слабого грунта фиброармированным грунтом уменьшение осадки не наблюдается: $s_1 = 0,0550$ м и $s_2 = 0,0544$ м; это можно обосновать тем, что из-за уменьшения размеров фундамента давление на подошву и вертикальные напряжения от внешней нагрузки увеличиваются соответственно;

4. Применение фиброгрунтовых подушек вместо полной замены слабого грунта основания является более эффективным и экономичным, так как позволяет уменьшить объемы производства фиброгрунта; осадка фундамента при этом $s_3 = 0,0626$ м незначительно больше, чем $s_2 = 0,0544$ м, однако все еще лежит в допустимых пределах $s_3 = 0,0626 < s_u = 0,1$ м;

5. Расчет осадки фундамента по СП[10] подтверждается расчетами в программном комплексе Plaxis 2D.

Таким образом, применение фиброгрунтовой подушки в качестве основания фундамента мелкого заложения является наиболее эффективной, так как позволяет сократить расход материала в сравнении с проектированием на исходном слабом грунте; а также сократить объемы производства фиброгрунта в сравнении с полной заменой слабого основания фиброгрунтом.

Список используемой литературы

1. Торопова Ю.А. Анализ существующих исследований армирования грунта полимерным фиброволокном // Междисциплинарные исследования науки, техники и образования (НТО-1). Грозный: Грозненский государственный нефтяной технический университет имени академика М.Д. Миллионщикова, 2023. С. 302-308.
2. Wang, Y., Guo, P., Li, X., Lin, H., Liu, Y., Yuan, H. Behavior of fiber-reinforced and lime-stabilized clayey soil in triaxial tests // Applied Sciences (Switzerland). 2019. №9(5).
3. Smirnova, O.M., Menendez Pidal, I., Alekseev, A.V., Petrov, D.N., Popov, M.G. Strain Hardening of Polypropylene Microfiber Reinforced Composite Based on Alkali-Activated Slag Matrix // Materials. 2022. №15(4).
4. Шубин А.А., Шабуров А.А. Проблемы анализа механического поведения дисперсно-армированного бетона // Проблемы минерально-сырьевого комплекса глазами молодых ученых. Спб.: Культурно-просветительское товарищество, 2023. С. 135-138.
5. Дьякова Ю.И. Применение армирования грунта при устройстве грунтовых подушек // Инновационное развитие строительства и архитектуры: взгляд в будущее. - Симферополь: Издательство Типография «Ариал», 2018. С. 18-20.

6. Пономарев А.Б., Кузнецова А.С., Офрихтер В.Г. Применение фиброармированного песка в качестве основания зданий и сооружений // Вестник Вологр. гос. архит-строит. ун-та, Сер.: Стр-во и архит. 2013. №30(49). С. 101-107.
7. Науменко А.И. Использование фиброволокна для укрепления дорожных грунтов. // Состояние и перспективы развития лесного комплекса в странах СНГ. -Минск: Белорусский государственный технологический университет. 2018. С. 20-24.
8. Механика грунтов, основания и фундаменты: учебник / Шутенко Л.Н., Рудь А.Г., Кичаева О.В. [и др.]; под. ред. Шутенко Л.Н. Харьков: ХНУГХ им. А. Н. Бекетова, 2015. 501 с.
9. Кукина О.Б., Волошкин В.П., Волков В.В., Ким М.С., Чунихина А.С. Методология и эксперименты по проектированию грунтовых подушек на основе слабых грунтов // Строительная механика и конструкции. 2022. №4(35). С. 82-91.
10. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. –Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83. М., 2016
11. Гришина А.С., Пономарев А.Б. Анализ прогностических моделей определения прочности фиброгрунта на сдвиг // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. 2017. №8(3). С. 106-112.
12. Zornberg J.G. Discrete framework for limit equilibrium analysis of fibre-reinforced soil //Geotechnique. 2002, №52, С. 593–604.
13. Гришина А.С. Анализ работы фиброармированного грунта в качестве обратной засыпки удерживающих конструкций: дис. канд техн. наук: 2.1.2. Пермь, 2023. 121 с.
14. Тер-Мартirosян З.Г. Механика грунтов: учебное пособие / М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2005.- 488 с.
15. Букша В.В.,. Расчет и проектирование оснований и фундаментов промышленных зданий: учебное пособие / Букша В.В., Аверьянова Л.Н., Пыхтеева Н.Ф.; М-во образования и науки в Рос.Федерации, Урал. федер. ун-т. Екатеринбург: Изд-во Урал.ун-та, 2014. 110 с.
16. Механика грунтов, основания и фундаменты: Методические указания к курсовому проектированию для студентов специальностей1-70.02.01, Белорусско-Российский университет // сост. Гомелюк И.В., Кожемякина Е.В. Могилев, 2014. 52 с.
17. Trushko, O. V., Trushko, V. L., Demenkov, P. A. Arrangement of multistory underground parking garages in complex engineering and geo-logical environment // International Journal of Mathematical, Engineering and Management Sciences. 2020. №5(5). С. 897-912.

© Торопова Ю.А., Пономарев А.Б., 2023

Секция 2

Экспериментальные исследования грунтовых оснований и геотехнических систем

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ ПЛИТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

С.И. Евтушенко¹, Д.А. Калафатов², С.В. Родин², С.И. Политов²

¹Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет

²Крымский Федеральный университет им. В.И. Вернадского

Аннотация. В настоящей статье приведен анализ результатов многолетних экспериментальных исследований работы плитных фундаментов на моделях на песчаном основании. Выполнен сравнительный анализ схем трещинообразования и разрушения фундаментной плиты.

Ключевые слова: фундамент под сетку колонн, фундамент под сетку колонн, экспериментальные исследования, конструкция фундамента, крупномасштабные модели, песчаное основание

EXPERIMENTAL STUDIES OF THE WORK OF SLAB FOUNDATIONS

S.I. Evtushenko, D.A. Kalafatov, S.V. Rodin, S.I. Politov

Abstract: This article presents an analysis of the results of long-term experimental studies of the operation of slab foundations on models on a sandy base. A comparative analysis of the schemes of cracking and destruction of the foundation plate is carried out.

Keywords: foundation for a grid of columns, foundation for a grid of columns, experimental studies, foundation construction, large-scale models, sandy foundation

В настоящей статье приведен анализ результатов многолетних экспериментальных исследований работы плитных фундаментов на моделях на песчаном основании [1-6]. Выполнен сравнительный анализ схем трещинообразования и разрушения фундаментной плиты, который послужил основой для разработки новых методов расчета [7]. Отдельно был изучен и проанализирован опыт обследования длительно эксплуатируемых фундаментов и видимых на верхней поверхности трещин [8].

Проведенные опыты позволили провести планирование новых экспериментальных исследований работы фундаментов по опоры линии электропередач [6].

Выводы:

Экспериментально получены схемы образования трещин положенные в основу разработки кинематического метода предельного равновесия. Для всех возможных схем трещинообразования составляется уравнение равновесия работ на бесконечно малых перемещениях, а предельная допускаемая нагрузка определяется минимумом этой работы.

Углы опорной плиты консольной части столбчатого фундамента являются достаточно жесткими и на него трещины не выходят.

Схемы трещинообразования служат основой для получения новых сборных конструкций плит фундаментов под сетку колонн и плит перекрытия.

Пирамида продавливания образует грани под углом от 35 до 70 градусов и большая часть нагрузки воспринимается частью грунта под ее нижним основанием. Под центральной частью столбчатого фундамента рост контактных напряжений в грунте опережает рост напряжений под краевой зоной фундамента. На величину угла наклона граней пирамиды продавливания влияет приведенная гибкость плиты и соотношения толщины и величины вылета консоли.

Результаты анализа экспериментальных исследований на моделях фундаментов будут представлены в ряде статей и подготовленных монографиях.

Список цитируемой литературы

1. Мурзенко Ю.Н., Евтушенко С.И. Экспериментальные исследования работы краевой зоны сборных фундаментов под отдельную колонну и сметку колонн на песчаном основании. Ростов-на-Дону: Издательство журнала «Известия высших учебных заведений. Северо-Кавказский регион», 2008. 248 с.
2. Скибин Г.М., Евтушенко С.И. Экспериментальные исследования работы краевой зоны протяженных в плане фундаментов на песчаном основании. Ростов на Дну: Издательство журнала «Известия высших учебных заведений. Северо-Кавказский регион», 2008. 191 с.
3. Евтушенко С.И. Разработка методов расчета и принципов конструирования сборных плитных фундаментов и подпорных стен и их экспериментальное обоснование. Автореферат дисс. на соиск. степени доктора техн. наук. Волгоград, 2011. 319 с.
4. Политов С.И. Работа железобетонных фундаментных плит на грунтовом основании. Автореферат дисс. на соиск. степени канд. техн. наук. Новочеркасск, 1983. 178 с.
5. Родин С.В. Особенности силового взаимодействия железобетонных столбчатых фундаментов с песчаным основанием. Автореферат дисс. на соиск. степени канд. техн. наук. Днепропетровск, 1983. 212 с.
6. Калафатов Д.А. Двухслойные железобетонные плитные фундаменты на упругом основании. Автореферат дисс. на соиск. степени канд. техн. наук. Симферополь, 2019. 184 с.
7. Современные методы расчета фундаментов. / Евтушенко С.И., Богомолов А.Н., Ушаков А.Н., Шиян С.И. // Новочеркасск: Издательство НПИ, 2011. 238 с.
8. Евтушенко С.И., Крахмальний Т.А. Дефекты и повреждения столбчатых фундаментов производственных зданий. Строительство и архитектура. 2019. Т. 7, № 4, С. 36-40. DOI: 10.29039/2308-0191-2019-7-4-36-40

© Евтушенко С.И., Калафатов Д.А., Родин С.В., Политов С.И., 2023

МОДЕЛИРОВАНИЕ ФИЗИЧЕСКОГО ПРОЦЕССА ПРИ ПОЛУЧЕНИИ МЕТАМОРФИЗОВАННОГО ГРУНТА

В.В Волков, С.Н. Золотухин, О.Б. Кукина

Воронежский государственный технический университет

Аннотация. В работе рассматривается моделирование физических процессов получения метаморфизованного глиняного грунта при замораживании и оттаивании. При моделировании физического процесса получения метаморфизованного глинистого грунта принималась энергия в виде теплового потока среда-грунт и теплопроводность в материале, процесс воссоздан в программном комплексе COMSOL Multiphysics с использованием системы нестационарных дифференциальных уравнений теплопроводности, дополненной уравнениями фазовых переходов.

Ключевые слова: моделирование, метаморфизованный глинистый грунт

SIMULATION OF THE PHYSICAL PROCESS WHEN PRODUCING METAMORPHIZED SOIL

Volkov V.V., Zolotukhin S.N., Kukina O.B.

Voronezh State Technical University

Abstract. The simulation of physical processes of producing metamorphized clay soil when freezing and thawing is considered. When simulating the physical process of producing metamorphized clay soil, energy was accepted in the form of the heat stream of medium-signs and thermal conductivity in the material. The process was simulated in the ComSol Multiphysics software complex using the system of non-stationary differential thermal conductivity equations, supplemented by the equations of phase transitions.

Keywords: Simulation, metamorphized clay soil

В настоящее время особую актуальность приобретает задача искусственной метаморфизации грунтов для формирования оснований строительных сооружений, в основе лежит использование местных материалов на базе глинистых грунтов. Это достигается улучшением их свойств, в частности, обладающих стойкостью к воздействию воды.

Цель работы – моделирование физического процесса при получении метаморфизованного глиняного грунта в процессе эндотермического процесса замораживания и оттаивания.

При термодинамически неравновесном фазовом переходе воды в грунте возникают механические силы способные механически разорвать коагуляции частиц материала на составляющие. Это приводит к формированию новой мезоструктуры материала, которая далее активизируется химическим или иным способом.

При моделировании физического процесса получения метаморфизованного глинистого грунта принималась энергия в виде теплового потока среда-грунт и теплопроводность в материале, процесс воссоздан в

программном комплексе COMSOL Multiphysics с использованием системы нестационарных дифференциальных уравнений теплопроводности, дополненной уравнениями фазовых переходов.

В предположении, что вода и лед в грунте находятся в термодинамическом равновесии, моделирование показало, что при охлаждении на каждые $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$ происходит увеличение жесткости упругого основания с 10,5 ГПа/м до 16,25 ГПа/м, и это эквивалентно увеличению давления в грунте в 31 раза до 72 кПа. Зависимость изменения давления близка к экспоненциальной.

Список цитируемой литературы

1. Волков В. В., Волокитин В. П., Золотухин С. Н. Изменение и учет механических свойств конструктивных слоёв метаморфизированных глинистых грунтов при проектировании оснований фундаментов / В. В. Волков, В. П. Волокитин, С. Н. Золотухин [и др.] // Строительная механика и конструкции. – 2023. – № 2(37). – С. 160-170.

© Волков В.В., Золотухин С.Н., Кукина О.Б., 2023

КОМПРЕССИОННЫЙ ПРИБОР ДЛЯ ИССЛЕДОВАНИЯ МОДИФИКАЦИИ ТОРФА НА СТАДИИ ВТОРИЧНОЙ КОНСОЛИДАЦИИ

Г.Ю. Ивахнова, А.С. Тутыгин, А.Л. Невзоров

Северный (Арктический) федеральный университет имени М.В. Ломоносова

Аннотация. Одометр предназначен для определения деформационных характеристик торфа, модифицированного вяжущими веществами или заполнителями - песком, золой и другими. Декомпрессия образца в процессе модификации не допускается.

Ключевые слова: торф, одометр, модификация, стабилизация, вяжущие вещества

OEDOMETER FOR THE STUDY OF PEAT STABILIZATION DURING PROCESS OF SECONDARY CONSOLIDATION

G.Yu. Ivakhnova, A.S. Tutygin, A.L. Nevzorov

Abstract. The oedometer was constructed to determine the deformation characteristics of peat which was modified with binders or aggregates - sand, ash and others. Decompression of the sample is not allowed in the process of modification.

Keywords: peat, oedometer, modification, stabilization, binders

Подготовка обширных заболоченных территорий к строительству ведется обычно методом пригрузки, который заключается укладке средствами гидромеханизации слоя песка на поверхность торфяной залежи. Осадка торфа под пригрузочным слоем может превышать половину его исходной толщины, а деформации, обусловленные вторичной консолидацией, не прекращаются в течение десятилетий, вызывая повреждения дорог, тротуаров и коммуникаций. Известны способы стабилизации этого органического грунта в основании транспортных сооружений вяжущими, высокодисперсными глинами [1,2,3], золой ТЭЦ [4,5] и даже промышленными отходами, включая пластмассы [6].

Для определения деформационных характеристик модифицированного торфа обычно проводят стандартные компрессионные испытания, в ходе которых на стадии вторичной консолидации снимают нагрузку с образца, внедряют в него вяжущее, инертный материал или их смесь и повторно загружают. Эксперименты показали, что разуплотнение торфа при снятии нагрузки может достигать 10% от начальной высоты образца, кроме того, объем образца существенно увеличивается при процедуре модификации. Указанные процессы затрудняют интерпретацию результатов повторного нагружения, а ход испытаний, конечно, не соответствует закреплению торфа в основании сооружений, которое выполняется через насыпь без временного снятия нагрузки.

Целью работы было создание компрессионного прибора, позволяющего выполнять модификацию торфа на стадии вторичной консолидации без снятия нагрузки с образца.

Конструкция прибора показана на рис.1, а его фотографии на рис.2.

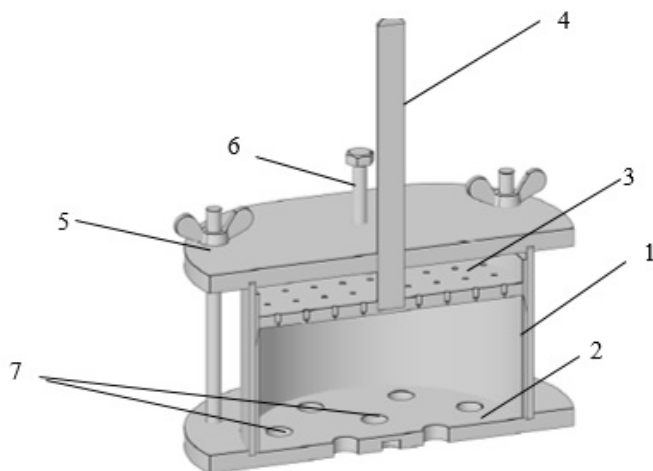


Рис. 1. Конструкция компрессионного прибора: 1 - гильза, 2 – днище, 3 – поршень, 4 – шток, 5 – крышка, 6 – винт-ограничитель разуплотнения образца, 7 – отверстия для внедрения вяжущего или инертного материала

Гильза 1, предназначенная для размещения образца, имеет площадь поперечного сечения 172 см^2 , высоту 7 см. Столь большие размеры позволяют снизить влияние на результаты пристенного трения и неоднородности торфа, в частности, включений корней растений. Гильза устанавливается в паз в днище 2 и закрывается сверху крышкой 5. Днище и крышка стягиваются винтами. Нагрузка на образец создается поршнем 3, снабженным штоком 4.



а



б

Рис. 2. Компрессионный прибор: а - общий вид, б – детали прибора

Удаление воды из пор происходит только вверх через отверстия в поршне, что характерно для инженерно-геологических условий района исследований, где слой торфа подстилается глинистыми грунтами. Заглушенные пробками отверстия 7 в днище служат для внедрения в образец

веществ, которые предполагается использовать для стабилизации торфа. В крышке 5 имеется три отверстия, через которые пропущены винты 6, ограничивающие подъем поршня при снятии нагрузки.

Испытания по стабилизации торфа проводят в следующем порядке. Винты 6 опускаются до контакта с поршнем 3, после чего действующая на поршень нагрузка снимается. Прибор снимается со станины и переворачивается дном вверх. После изъятия пробок через отверстия 7 производится модификация образца. Отверстия снова глушатся, прибор возвращается на станину и на шток передается заданное усилие 4. Прибор дает возможность проводить испытания без разуплотнения образца торфа.

Ключевые слова: торф, компрессионный прибор, модификация, стабилизация, вяжущие.

Список используемой литературы

1. Hashim R., Islam, M.S. Properties of stabilized peat by soil-cement column method// Electronic Journal of Geotechnical Engineering, 2008. 13. Pp. 1-9.
2. Kazemian S., Moayedi H. Improvement of settlement problems of fibrous peat// Application of Nanotechnology in Pavements, Geological Disasters, and Foundation Settlement Control Technology. 2014. Pp. 125-132. DOI: 10.1061/9780784478448.017.
3. Ивахнова Г.Ю., Невзоров А.Л. Воздействие на ход вторичной консолидации торфа путем его дегидратации с помощью высокодисперсной глины // Издательство МИСИ-МГСУ «Вестник МГСУ» 2023. Том 18, выпуск 2. С. 218-229. <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2023.2.218-229>.
4. Venuja, S., Mathiluxsan, S. and Nasvi, M.C. Geotechnical engineering properties of peat, stabilized with a combination of fly ash and well graded sand// Engineer: Journal of the Institution of Engineers. 2017. Vol.50. Issue 2. Pp. 21. DOI: 10.4038/engineer.v50i2.7249
5. Kolay P.K., Pui M.P. Peat stabilization using gypsum and fly ash// Journal of Civil Engineering, Science and Technology. 2010. Vol.1. Issue 2. Pp. 1–5. DOI: 10.33736/jcest.75.2010
6. Borthakur N., Sindh M.S. Stabilization of peat soil using locally available admixture// International Journal of Advances in Computer Science & Its Applications. 2014. Vol. 4. Issue 4. Pp. 227-231.

© Ивахнова Г.Ю., Тутыгин А.С., Невзоров А.Л., 2023

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ БУРОИНЪЕКЦИОННОЙ СВАИ С УШИРЕННОЙ ПЯТОЙ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ АНАЛИТИЧЕСКИХ РАСЧЕТОВ

А.А. Паронко, М.А. Самохвалов, А.А. Ефимов
ФГБОУ ВО «Тюменский индустриальный университет», г. Тюмень

Аннотация. Приведена методика определения несущей способности буроинъекционных свай с уширенной пятой в водонасыщенных пылевато-глинистых грунтах. Выполнено сопоставление результатов расчетов по предложенной методике с данными, полученными на основании полевых испытаний статической вдавливающей нагрузкой.

Ключевые слова: буроинъекционная свая, уширенная пята, пылевато-глинистые грунты.

DETERMINATION OF THE BEARING CAPACITY OF A DRILL- AND-INJECTION PILE WITH A WIDENING LOW END BASED ON THE RESULTS OF ANALYTICAL CALCULATIONS

A.A. Paronko, M.A. Samokhvalov, A.A. Efimov

Abstract. A method for determining the bearing capacity of drilling-and-injection piles with a widened fifth in water-saturated pulverized clay soils is given. The results of calculations according to the proposed methodology are compared with the data obtained on the basis of field tests with a static indentation load.

Key words: drill-and-injection pile, a widening low end, silty-clayed soils.

Буроинъекционные сваи (БИС, корневидные сваи, микросваи) – это разновидность буровых и набивных свай, изготавливаемые в грунте посредством инъекции под давлением в скважину цементного раствора или другой подвижной смеси. Принято считать, что БИС по характеру работы относятся к висячим сваям, в виду того, что вклад пяты в несущую способность свай, как правило, мал [1-5], в связи с чем для повышения несущей способности БИС, при незначительной площади боковой поверхности $S = 113 \div 962 \text{ см}^2$, прибегали к увеличению длины БИС и улучшению контакта «свая-грунт» [6-8]. Исследования, проведенные авторами [6-12], говорят о том, что в зависимости от технологии устройства уширенной пяты, ее вклад в несущую способность БИС может достигать 25-50%.

В настоящее время нормативными документами, в частности п.7.2.10 СП 24.13330 «Свайные фундаменты», несущую способность БИС с уширением предлагается определять по формуле:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{R,R} \cdot R \cdot A + \gamma_{R,f} \cdot u \cdot \sum f_i \cdot h_i), \quad (1)$$

где γ_c , $\gamma_{R,R}$, $\gamma_{R,f}$ – коэффициенты условий работы (БИС в грунте, работы грунта под нижним концом и по боковой поверхности БИС);

R , f_i – расчетное сопротивление грунта под нижним концом БИС и сопротивление грунта по боковой поверхности, кПа;

A , u – площадь опирания БИС на грунт, см^2 и периметр поперечного сечения ствола БИС, см ;

h_i – толщина слоя грунта, соприкасающегося с БИС, см .

Для определения несущей способности БИС с уширенной пятой с учетом технологии ее устройства, воспользуемся методикой, представленной в работе Самохвалова М.А. [11, 13], для чего приведем формулу 1 к следующему виду:

$$F_d = F_d^{\text{пяты}} + F_d^{\text{бок}} = \gamma_c \cdot (\gamma_{R,R} \cdot R_{\text{уш}} \cdot A_{\text{сеч}} + \gamma_{R,f} \cdot u \cdot \sum f_{\text{бок}} \cdot h_i), \quad (2)$$

где $R_{\text{уш}}$ – расчетное сопротивление грунта под уширенной пятой БИС, кПа , определяется по формуле:

$$R_{\text{уш}} = \sigma_{r1}^{\text{обж}} \cdot \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right) + 2 \cdot c_{\text{упл1}} \cdot \left(\frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \right),$$

где $\sigma_{r1}^{\text{обж}}$ – радиальные напряжения, вызванные упругими силами противодействия грунта, которые стремятся вернуть его в исходное состояние, кПа

$$\sigma_{r1}^{\text{обж}} = p_{\text{кр1}} + \sigma_{01},$$

где $p_{\text{кр1}}$ – критическое давление, кПа [11, 13];

σ_{01} – горизонтальное боковое реактивное давление от собственного веса грунта, кПа :

$$\sigma_{01} = \frac{2 \cdot \left(\gamma_{\text{гр}} \cdot z \cdot \frac{v}{1-v} \right) + \gamma_{\text{гр}} \cdot z}{3},$$

где $\gamma_{\text{гр}}$ – удельный вес грунта, кН/м^3 ;

z – глубина формирования уширенной пяты, м ;

v – коэффициент Пуассона:

$$v = 0,1 \cdot (1 + 3 \cdot I_L)$$

φ – угол внутреннего трения грунта, град ;

$c_{\text{упл1}}$ – удельное сцепление грунта, кПа .

$A_{\text{сеч}}$ – площадь поверхности уширенной пяты БИС, см^2 , принимаемая равной 1/4 площади полуэллипсоида.

Физико-механические характеристики грунта строительной площадки, на которой проводились полевые испытания грунтов БИС с уширенной пятой представлены в таблице 1. Результаты расчетов по выше рассмотренной методике, а также значения фактической несущей способности БИС с уширенной пятой представлены в табл. 2.

Таблица 1

Физико-механические характеристики грунта основания БИС с уширенной пятой

Вид грунта	Удельный вес грунта γ , кН/м^3	Показатель текучести I_L	Удельное сцепление $c_{\text{упл1}}$, кПа	Угол внутреннего трения φ , град
Суглинок	18,2	0,85	18	15

Таблица 2

Результаты определения несущей способности БИС с уширенной пятой

Глубина формирования уширенной пяты, м	Объем уширенной пяты, л	Площадь, см ²	$R_{уш}$, кПа	F_d , кН	
				по рассмотренной методике	фактическая
3,0	50	2599	181,48	47,17	60
2,5	50	2329	170,66	39,75	50
2,0	50	2552	159,84	33,39	40

Таким образом установлено, что расчетные значения несущей способности БИС с уширенной пятой, определенной на основании требований СП 24.13330, отличаются от фактических значений, полученных на основании серии проведенных полевых испытаний на 20÷27%.

Применение рассматриваемой методики определения несущей способности БИС с уширенной пятой требует дальнейшего изучения.

Список используемой литературы

1. Рытов С.А. Эффективные современные технологии устройства буроинъекционных свай и грунтовых инъекционных анкеров // Информационный вестник НИИОСП им. Н.М. Герсевича. 2007. № 1 (16);
2. Федоров Б.С., Джантимиров Х.А. Усиление оснований буроинъекционными сваями // На стройках России. 1978. № 5. С. 2-5;
3. Никитенко М.И. Буроинъекционные анкеры и сваи при возведении и реконструкции зданий и сооружений. Минск. 2004. С. 59-65;
4. Носков И.В., Швецов Г.И. Усиление оснований и реконструкция фундаментов: Учебник. М.: Абрис. 2012. 134 с.;
5. Готман Н.З. Опыт усиления свайных фундаментов с использованием буроинъекционных свай (БИС). Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. №3. 2014. С. 158-166;
6. Сальный И.С. Взаимодействие буроинъекционных свай с грунтовым основанием: дис. ... канд. техн. наук: 2.1.2 / Сальный Иван Сергеевич, ТИУ. – Тюмень, 2023. – 161 с.;
7. Ковенко В.Н., Архангельская Т.М. Буроинъекционные сваи и анкерные системы GEOIZOL-MP и их применение в строительстве // Наука и практика развития строительства : материалы студенческой научно-практической конференции (Минск, 21-25 марта 2017 г.) / Белорусский национальный технический университет, Строительный факультет ; ред. С. Н. Леонович и др. . Минск : БНТУ. 2017. С. 57-61;
8. Полищук А.И., Петухов А.А. Классификация, численный анализ и практическое применение способов усиления фундаментов сваями в условиях реконструкции зданий // Фундаменты глубокого заложения и геотехнические проблемы территорий: материалы Всероссийской национальной конференции с международным участием: Изд-во ПНИПУ. 2017. С. 206-218;
9. Соколов Н.С. Подходы к увеличению несущей способности буроинъекционных свай усиления // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции. 2016. С. 304-315;
10. Полищук А.И., Чернявский Д.А. Расчет несущей способности буроинъекционных конических свай в глинистых грунтах // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2020. № 4. С. 2-7;

11. Самохвалов, М.А. Взаимодействие буроинъекционных свай, имеющих контролируемое уширение, с пылевато-глинистым грунтовым основанием: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Самохвалов Михаил Александрович, ТюмГАСУ. – Тюмень, 2016. 210 с.;
12. Samokhvalov M.A., Paronko A.A. Experimental study results of the strip foundation fragment action underpinned by a drill-injection pile with widening low end // Journal of Physics: Conference Series 1928 (1) 012019 (2021);
13. Пронозин Я.А., Самохвалов М.А. Расчёт взаимодействия буроинъекционных свай с грунтовым основанием // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2018. № 2. С. 14-17.

© Паронко А.А., Самохвалов М.А., Ефимов А.А., 2023

РАЗРАБОТКА НОВОЙ КОНСТРУКЦИИ ДЛЯ ПРОВЕДЕНИЯ СТАТИЧЕСКИХ ИСПЫТАНИЙ ГРУНТОВ

М.А. Самохвалов, В.А. Дёмин, А.Е. Токарев
ООО «НПК «Геотехника 72», ФГБОУ ВО «ТИУ»

Аннотация: в статье приводятся результаты разработки новой конструкции для проведения статических испытаний грунтов сваями и штампами на вдавливание при проектировании и строительстве зданий и сооружений. Упорная конструкция представляет собой сборно-разборную, на болтовых соединениях, пространственную конструкцию в виде геодезического купола с пластиной, расположенной в верхнем ярусе, и анкерами, расположенными по периметру у основания купола, распорное усилие от домкрата равномерно распределяется пластиной через узлы геодезического купола по всем его элементам и воспринимается анкерами. Главное преимущество использования новой конструкции заключается в повышении её мобильности при транспортировке, монтаже и демонтаже всех основных элементов за счёт уменьшения их длины и веса.

Ключевые слова: статические испытания грунтов сваями и штампами, геодезический купол, анкера, канаты.

CREATING A NEW STRUCTURE FOR STATIC TESTING OF SOILS WITH PILES AND STAMPS

M.A. Samokhvalov, V.A. Demin, A.E. Tokarev

Abstract: the article describes the results creating a new structure for static testing of soils with piles and stamps for indentation in the design and construction of buildings and structures. The thrust structure is a dismountable, bolted, spatial structure in the form of a geodesic dome with a plate located in the upper tier and anchors located around the perimeter at the base of the installation; the thrust force from the jack is evenly distributed by the plate through the nodes of the geodesic dome over all its elements and is perceived by the anchors. The main advantage of using the new installation is to increase its mobility during transportation, installation and dismantling of all the main elements by reducing their length and weight.

Keywords: static testing of soils with piles and stamps, geodesic dome, anchors, sling.

В настоящее время всё большую популярность и целесообразность начинают приобретать полевые методы определения физико-механических характеристик грунтов, в частности статические испытания грунтов сваями или штампами. Главная проблема для заказчика заключается в дополнительных больших финансовых затратах на организацию данных испытаний, которые включают в себя: транспортные расходы на доставку массивных элементов в виде дорожных плит, фундаментных блоков, противовесов башенных кранов, габаритных стальных элементов в виде балок или ферм; складирование массивных элементов на территории строительной площадки; устройство временных дорог и подъездов для работы крупногабаритной строительной техники; выполнение монтажных и демонтажных операций с привлечением автомобильного крана.

Особенно остро данная проблема ощущается при организации проведения испытаний на строительных площадках, расположенных в отдалённых и труднодоступных районах. Таким образом разработка новой конструкции для проведения статических испытаний грунтов сваями или штампами вдавливающей нагрузкой без привлечения крупногабаритной строительной техники для транспортировки, монтажа и демонтажа её элементов является **актуальной темой исследований**.

В качестве упорной конструкции в отечественной практике при проведении статических испытаний грунтов сваями и штампами используется балка или система балок с анкерами (анкерными сваями), тарированным грузом из фундаментных блоков, дорожных плит и т.п., а также специальные грузовые платформы (рис. 1) [1-3].

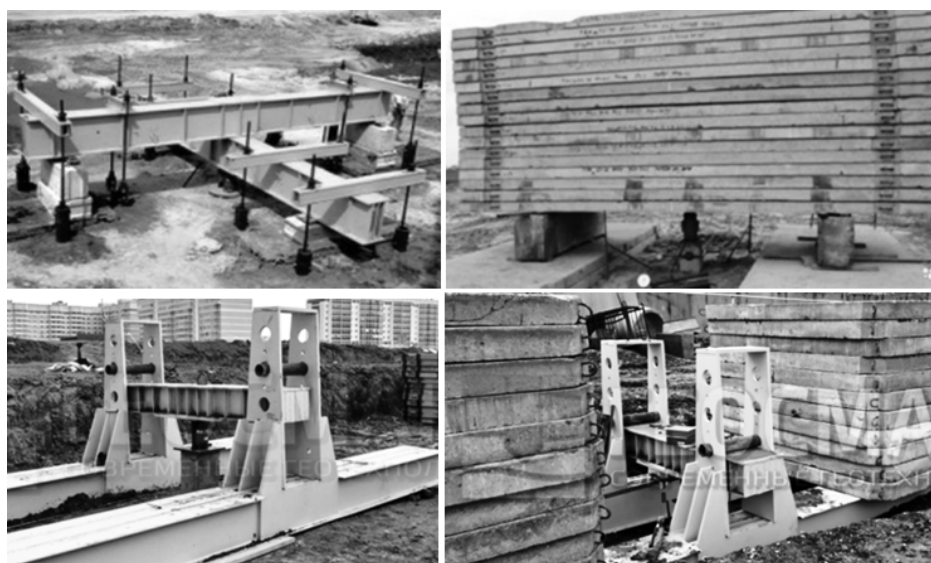


Рис. 1. Проведение статических испытаний грунтов с использованием балок, пригруза или специальных грузовых платформ

В зарубежной практике наибольшую популярность получили конструкции, состоящие из грузовой платформы с натяжными элементами или специальные стальные конструкции составного сечения с рёбрами жесткости (рис. 2) [4-5].



Рис. 2. Проведение статических испытаний грунтов с использованием натяжных элементов или специальных стальных конструкций

Главными недостатками применяемых на сегодняшний день конструкций для проведения статических испытаний грунтов являются:

- значительные габариты и масса элементов, что делает необходимым привлечение для их транспортировки, монтажа и демонтажа, специальной строительной техники и как следствие, увеличение трудозатрат и стоимости проведения испытаний;
- не обеспечивается защита датчиков измерения перемещений от влияния внешних факторов (атмосферные осадки, солнечная радиация, ветровые нагрузки, промерзание и т.п.), способных повлиять на результаты измерений;
- не обеспечивается технологичный обогрев грунта в период отрицательных температур с поддержанием положительной температуры на время проведения испытаний.

Новую конструкцию для проведения статических испытаний грунтов предлагается разрабатывать с учётом выявленных недостатков существующих отечественных и зарубежных технических решений. В качестве упорной конструкции для восприятия распорного усилия от гидравлического домкрата применяется сборно-разборная конструкция геодезического купола на болтовых соединениях (рис. 3).

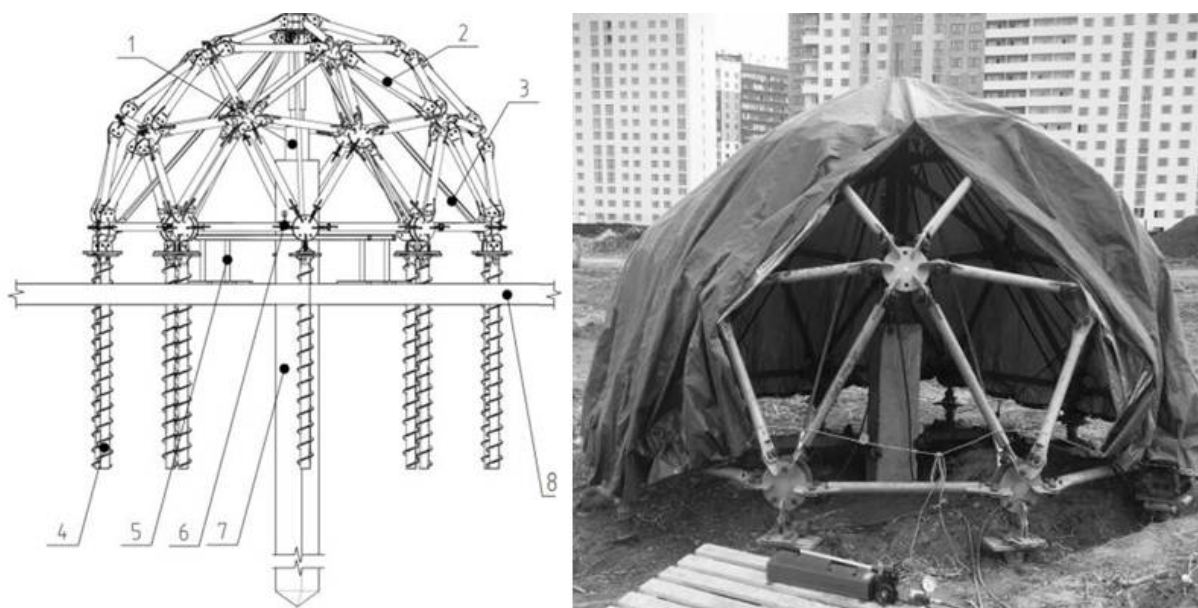


Рис. 3. Новая конструкция для проведения статических испытаний грунтов сваями нагрузкой до 150 т:

1 – гидравлический домкрат, 2 – геодезический купол, 3 – канат, 4 – анкера, 5 – реперная система, 6 – датчики измерения перемещений, 7 – свая, 8 – грунт

Основными элементами купола будут являться стержни и узлы с длиной до 1 м и массой не более 20 кг, что позволит выполнять монтаж и демонтаж конструкции купола ручным способом. Кроме того, использование конструкции геодезического купола позволит обеспечить устойчивость системы «домкрат-упорная конструкция-анкеры» за счет своей пространственной формы и равно-удаленности анкеров от точки приложения статической нагрузки.

В качестве анкеров, расположенных по периметру основания купола в 10 точках, применяются буровые шнеки длиной 1,5 м, наращиваемые по глубине от 3 до 9 м при помощи буровых замков. Длина анкеров будет зависеть от вида грунта, значения вдавливающей нагрузки на сваю или штамп, и значения несущей способности анкера на выдергивание.

Для повышения эффективности работы геодезического купола при восприятии сосредоточенной нагрузки от 50 до 150 т применяются натяжные элементы в виде канатов длиной 2,5 м. Канат соединяет каждый анкер с верхним узлом купола через специальную пластину, расположенную в его верхнем узле. В данную пластину также передаётся распорное усилие от гидравлического домкрата через специальные стальные стойки высотой 0,3 м, наращиваемые по высоте в зависимости от расположения головы сваи относительно уровня земли.

Другим важным преимуществом применения новой конструкции является её универсальность для проведения статических испытаний заключающаяся в том, что из одной большой конструкции для проведения испытаний грунтов сваями нагрузкой до 150 т получается две небольшие конструкции для проведения испытаний грунтов штампами нагрузкой до 30 т, рис. 4.



Рис. 4. Новая конструкция для проведения статических испытаний грунтов штампами нагрузкой до 30 т:

1 – гидравлический домкрат, 2 – геодезический купол, 3 – канат, 4 – анкера, 5 – реперная система, 6 – датчики измерения перемещений, 7 – свая, 8 – грунт

Основные выводы по результатам разработки новой конструкции для проведения статических испытаний грунтов:

1. По результатам анализа современных конструкций для проведения статических испытаний грунтов был выявлен их главный недостаток, заключающийся в необходимости использования крупногабаритной строительной техники для транспортировки и монтажа основных элементов;

2. Предложенная новая конструкция не требует привлечения крупногабаритной строительной техники за счёт использования сборно-разборной конструкции геодезического купола на болтовых соединениях, что позволяет сократить дополнительные расходы заказчика на организацию испытаний до 75%, ускорить сборку и перестановку в пределах строительной площадки до 4-х раз, а также значительно до 10-ти раз сократить временные и финансовые затраты на транспортировку в труднодоступные и отдаленные регионы Российской Федерации;

3. Максимальная эффективность работы новой конструкции заключается в отсутствии изгибающих моментов в её элементах, распределении распорного усилия от домкрата в виде растягивающих или сжимающих усилий, работа всех анкеров на одинаковые выдергивающие нагрузки благодаря их равноудалённости от домкрата;

4. Комфортное использование утеплённого тента совместно с инновационными источниками тепла позволит обеспечить технологичный обогрев грунта в период отрицательных температур, а также надёжно защитить датчики измерения перемещений от влияния внешних факторов.

Список используемой литературы

1. Болдырев Г.Г. Полевые методы испытаний грунтов (в вопросах и ответах). Саратов: ПАТА, 2013. 356 с.
2. Каширский В. И., Дмитриев С. В. Современное состояние и перспективы испытаний грунтов штампами //Современные полевые и лабораторные методы исследования грунтов-изыскания и проектирование. – 2018. – С. 6-21.
3. Ершов, А. В. Некоторые аспекты исследований свайных фундаментов / А. В. Ершов // Вестник гражданских инженеров. — 2013. — № 2. С.78–85.

4. Fengier J., Pożarycki A., Garbowski T. Stiff-Plate Bearing Test Simulation Based on FWD Results// Procedia Engineering. – 2013. – pp. 270-277.
5. Baker W.F., Brown Ch., Pawlikowski J.J., Rankin D.S. Tall buildings and their foundations: three examples// International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering. – 2013. – pp. 1-10

© Самохвалов М.А., Дёмин В.А., Токарев А.Е., 2023

ОСОБЕННОСТИ ИЗГОТОВЛЕНИЯ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ ПРИБОРОВ НА 3D-ПРИНТЕРЕ

Д. В. Гетман

Северный (Арктический) федеральный университет им. М.В. Ломоносова

Аннотация. Для проведения исследований с очень чувствительными и сильносжимаемыми грунтами требуется изготовление новых и модернизация существующих приборов и устройств. Распространенной практикой является изготовление геотехнических инструментов из цветных металлов или нержавеющей стали. Использование современных технологий 3D-печати позволяет сократить сроки изготовления и стоимость инструментов, устройств и деталей к ним за счет расширения перечня определяемых характеристик мягких грунтов.

Ключевые слова: слабые грунты, закрепление грунтов, форма для изготовления образцов.

3D PRINTING OF GEOTECHNICAL DEVICES

D.V. Getman

Abstract. To conduct research with very sensitive and highly compressible soils, the manufacture of new and modernization of existing instruments and devices is required. It is common practice to manufacture geotechnical instruments from non-ferrous metals or stainless steel. The use of modern 3D printing technology allows us to reduce the production time and cost of instruments, devices and parts for them by expanding the list of determined characteristics of soft soils.

Key words: weak soils, soil consolidation, form for making samples.

Слабыми называют грунты с непрочными структурными связями и деформационно-прочностными характеристиками, не позволяющими использовать их в качестве оснований зданий и сооружений. К ним относят глинистые грунты в текучем или текучепластичном состоянии, илы, сапропели, заторфованные грунты и др. [1].

Работам по модификации слабых грунтов должны предшествовать лабораторные эксперименты по определению рецептуры закрепляющих составов, сроков набора прочности и характеристик получаемого материала. Первым шагом в таких исследованиях является изготовление образцов [2]. В лабораторной практике применяют массивные металлические формы, в качестве недостатков которых можно отметить сложность извлечения образцов без нарушения структуры и невозможность в процессе набора прочности прикладывать на образцы нагрузку, равную нагрузке от собственного веса грунта на заданной глубине. Исследования I. Bushra, R.G. Robinson, выполнявшиеся на морских илах, показали, что последний фактор оказывает существенное влияние на деформационно-прочностные свойства образцов [3].

Целью настоящей работы было конструирование формы, обеспечивающей изготовление образцов из смесей грунта с вяжущими при

действии в период набора прочности статической нагрузки и их извлечение без разрушения даже при небольшом содержании вяжущего в смеси.

После изготовления чертежей в программе Autodesk AutoCAD 2022 форма была распечатана на 3D принтере из модифицированного полиэтилентерефталата [4]. Диаметр изготавливаемых образцов был задан 40 мм, высота 80 мм. Конструкция формы показана на рисунке 1, фотография приведена – на рис. 3.

Форма состоит из основания 1, гильзы для образца 2, разделенной по вертикальной плоскости на две симметричных части – 2а и 2б, каждая из которых снабжена выступами-фиксаторами 3, корпуса 4, вкладыша 5, стяжного кольца 6 и штампа 7.

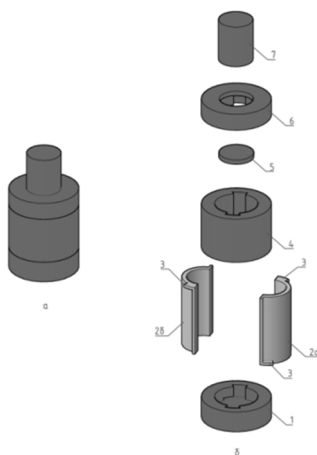


Рис. 1. Форма для изготовления образцов:
а – в собранном состоянии, б – детали

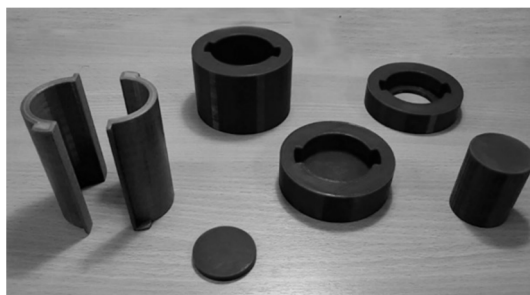


Рис. 2. Детали прибора, распечатанные на 3D принтере

Последовательность сборки устройства:

1. Части гильзы 2 сводятся вместе и устанавливаются в полость основания 1. Поворотом на несколько градусов до щелчка их положение фиксируется за счет попадания выступов-фиксаторов 3 в прорези в основании.

2. Сверху на гильзу 2 надевается корпус 4 и на дно формы опускается вкладыш 5.

3. Форма заполняется смесью с уплотнением по стандартной методике.

4. Сверху надевается кольцо 6. Кольцо также поворачивается на несколько градусов, что обеспечивает его закрепление при попадании выступов-фиксаторов 3 в прорези.

5. Сверху на образец форму устанавливается штамп 7, к которому прикладывается заданная вертикальная нагрузка. Нагрузка выдерживается весь период набора прочности смесью. Периодически проводится измерение перемещений штампа.

Разборка осуществляется в обратном порядке.

Для проверки работоспособности было проведено испытание формы. Образец формовался из текучей глины с примесью негашённой извести. К образцу на 7 суток была приложена нагрузка 60 Н, давление под штампом составляло 50 кПа. По истечении указанного времени образец был извлечен из формы и испытан (рис. 3).



Рис. 3. Образец закрепленного грунта после извлечения из гильзы

Данный прибор прост в сборке, детали надежно фиксируются и легко разбираются после проведения испытаний. Использованный материал экологичный, легкий, но прочный и доступный для создания этого прибора. Прибор рекомендован для применения в практике лабораторных исследований.

Список используемой литературы

1. ГОСТ 25100-2020 Грунты. Классификация = Soils. Classification : национальный стандарт : Москва : Стандартинформ, 2020. – IV, 42 с. ; 29 см. – Текст : непосредственный.
2. ГОСТ 12248.3-2020 Грунты. Определение характеристик прочности и деформируемости методом трехосного сжатия Москва : Стандартинформ, 2020. – IV, 33 с. ; 29 см. – Текст : непосредственный.
3. Bushra, I., Robinson, R. G. Strength behaviour of cement stabilised marine clay cured under stress [Text] // International Journal of Geotechnical Engineering. – 2012. – № 6 (4). – P. 455-466.
4. Московский завод FDplast : [сайт]. – Москва. – URL: https://www.fdplast.ru/produkcziya/plastik-dlya-3d-pechati/filter/prop_plactic_type-is-petg/apply (дата обращения : 24.02.2023). – Текст : электронный.

© Гетман Д.В., 2023

Секция 3

Актуальные конструктивно-технологические решения современных объектов в геотехнике

ИЗМЕНЕНИЕ ДЕФОРМАЦИОННЫХ СВОЙСТВ СУГЛИНКА ПРИ ПРОМОРАЖИВАНИИ-ОТТАИВАНИИ

Е.П. Брагарь, Я.А. Пронозин
Тюменский индустриальный университет

Аннотация. В работе были проведены эксперименты с целью анализа влияния количества циклов замораживания-оттаивания на одометрический модуль деформации. Было выявлено, что первый цикл промораживания-оттаивания приводит к уменьшению модуля деформации на 7%, однако последующие циклы приводят к его увеличению до 18% (при 10 циклах промораживания-оттаивания).

Ключевые слова: циклическое промораживание-оттаивание, модуль деформации, суглинок

CHANGES IN DEFORMATION PROPERTIES OF CLAY LOAM DUE TO FREEZING-THAWING

E.P. Bragar, Y.A. Pronozin

Abstract. Experiments were carried out to analyze the effect of the number of freeze-thaw cycles on the odometric elastic modulus. It was found that the first freeze-thaw cycle leads to a decrease in deformation modulus by 7%, but subsequent cycles lead to its increase up to 18% (with 10 freeze-thaw cycles).

Key words: cyclic freezing-thawing, elastic modulus, clay loam.

Актуальность

Многие ученые во всем мире исследовали изменения влажности и плотности грунтов при циклическом промораживании-оттаивании и, как следствие, изменение инженерных свойств грунтов [1-2]. Российские ученые советского периода, в том числе М.Н. Гольдштейн, А.М. Пчелинцев, Е.П. Шушерина и Н.А. Цытович [3-5], изучали влияние количества циклов замораживания-оттаивания на механические свойства грунтов и внесли вклад в разработку методов укрепления грунтов основания, подверженных промораживанию [6-7]. Кроме того, многочисленные исследования подтверждают негативное воздействие циклического промораживания-оттаивания на физико-механические свойства грунтов, в связи с чем были предложены варианты устранения этих воздействий [8].

Важно отметить, что изменения деформационных свойств грунтов при промораживании-оттаивании необходимо учитывать при проектировании сооружений, так как они могут привести к дополнительным деформациям фундаментов.

Методы исследования

Наиболее распространенным естественным грунтовым основанием на территории юга Тюменской области Российской Федерации являются глинистые грунты, в том числе суглинки, которые относят к пучинистым грунтам, что зачастую приводит к значительному морозному пучению грунтов в зимнее время.

Лабораторные исследования проводились на образцах цилиндрической формы нарушенного сложения. Основные физические характеристики исследуемого грунта представлены в табл. 1.

Таблица 1

Физические свойства грунта

№ п/п	Характеристика	Ед. изм.	Значение
1	Плотность частиц грунта ρ_s	г/см ³	2,70
2	Влажность на границе раскатывания w_p	-	0,15
3	Влажность на границе текучести w_L	-	0,27
4	Число пластичности I_p	-	12,1
5	Коэффициент пористости e	-	0,65
6	Начальная влажность грунта W	%	19,5

Образцы замораживали при температуре -20 °С и оттаивали при +20 °С, при этом время замораживания и оттаивания составляло 12 ч. Деформационные свойства образцов грунта были определены в компрессионном приборе согласно ГОСТ 12248-2020.2 [9].

Результаты

Результаты лабораторных исследований по изменению деформационных свойств тугопластичного суглинка при циклическом промораживании-оттаивании представлены на рис. 1. Первый цикл промораживания-оттаивания приводит к уменьшению одометрического модуля деформации на 7%, однако последующие циклы приводят к увеличению модуля общей деформации до 18% (при 10 циклах промораживания-оттаивания), что согласуется с обзором литературных источников. При первом приближении зависимость модуля общей деформации от количества циклов промораживания-оттаивания может быть выражена следующим уравнением:

$$E_{oed} = 0.0564 * N_{f,th} + 2,9796 \quad (1)$$

где E_{oed} – модуль общей деформации грунта, МПа,

$N_{f,th}$ - количество циклов промораживания-оттаивания грунта, ед.

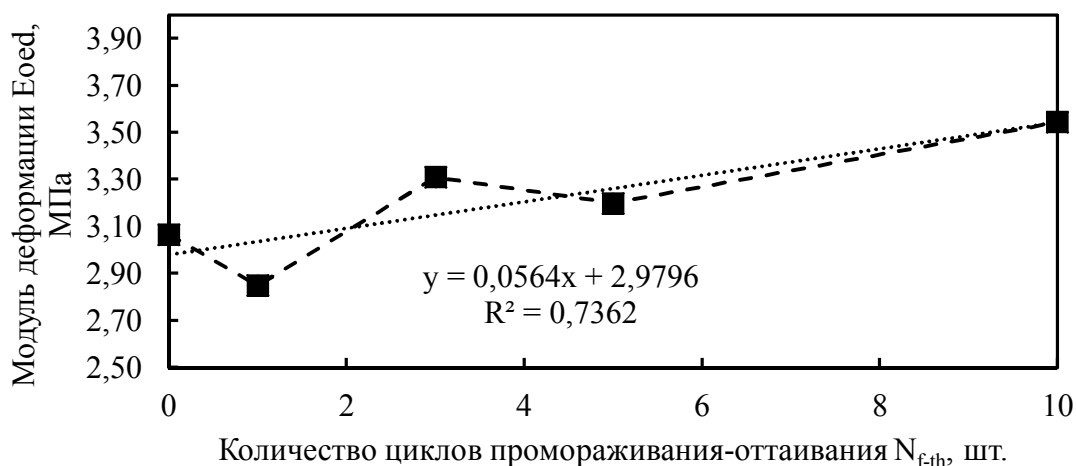


Рис. 1. Зависимость одометрического модуля деформации тугопластичного суглинка от количества циклов промораживания-оттаивания

Заключение

В данной работе были проведены эксперименты с целью анализа влияния количества циклов замораживания-оттаивания на одометрический модуль деформации. По результатам исследования было выявлено, что первый цикл промораживания-оттаивания приводит к уменьшению модуля деформации на 7%, однако последующие циклы приводят к его увеличению до 18% (при 10 циклах промораживания-оттаивания). При первом приближении зависимость модуля общей деформации от количества циклов промораживания-оттаивания может быть описана линейным уравнением.

Список цитируемой литературы

1. Wang, T.; Luo, S.; Liu, X. Testing Study of Freezing-Thawing Strength of Unsaturated Undisturbed Loess Considering Influence of Moisture Content. *Rock Soil Mech.* 2010, 31, 2378–2382.
2. Qi, J.; Ma, W.; Song, C. Influence of Freeze–Thaw on Engineering Properties of a Silty Soil. *Cold Reg. Sci. Technol.* 2008, 53, 397–404.
3. Гольдштейн, М.Н. Деформации земляного полотна и оснований сооружений при промерзании и оттаивании [Текст] / М. Н. Гольдштейн. - Москва : изд-во и 1-я тип. Трансжелдориздата, 1948. - 212 с.
4. Пчелинцев, А.М. Строение и физико-механические свойства мерзлых грунтов [Текст] / Акад. наук СССР. Гос. ком. Совета министров СССР по делам строительства. Науч.-исслед. ин-т оснований и подземных сооружений. - Москва : Наука, 1964. - 260 с.
5. Цытович, Н.А. Основания и фундаменты на мерзлых грунтах [Текст] / Акад. наук СССР. - Москва : Изд-во Акад. наук СССР, 1958. - 168с.
6. Yarbaşı, N.; Kalkan, E.; Akbulut, S. Modification of the geotechnical properties, as influenced by freeze–thaw, of granular soils with waste additives. *Cold Reg. Sci. Technol.* 2007, 48, 44–54. <https://doi.org/10.1016/j.coldregions.2006.09.009>.
7. Ghazavi, M.; Roustaie, M. The Influence of Freeze–Thaw Cycles on The Unconfined Compressive Strength of Fiber-Reinforced Clay. *Cold Reg. Sci. Technol.* 2010, 61, 125–131.
8. Киселев, М.Ф. Предупреждение деформации грунтов от морозного пучения [Текст] / М. Ф. Киселев. - Ленинград : Стройиздат. Ленинградское отд-ние, 1985. - 130 с.
9. ГОСТ 12248-2020.2 «Грунты. Определение характеристик прочности методом одноосного сжатия».

© Брагарь Е.П., Пронозин Я.А., 2023

ОБОСНОВАНИЕ КОНСТРУКТИВНОГО РЕШЕНИЯ ФУНДАМЕНТА ВЫСОТНОГО СООРУЖЕНИЯ ВЕТРОВОЙ ЭЛЕКТРОУСТАНОВКИ НА ГЛИНИСТЫХ ГРУНТАХ

А.И. Полищук, О.А. Шмидт, Д.В. Кокарев

Кубанский государственный аграрный университет имени И.Т. Трубилина,
Краснодар, Россия

Аннотация. Выполнено обоснование конструктивного решения свайного фундамента ветровой электроустановки на глинистых грунтах с использованием свай баретт. Получено уравнение регрессии второго порядка отражающее зависимость между жесткостью сваи и модулем деформации грунта, графическое представление которого позволяет в первом приближении подобрать сечение сваи.

Ключевые слова: ветряная электроустановка, нагрузки, фундамент, основание.

SUBSTANTIATION OF THE CONSTRUCTIVE SOLUTION OF THE FOUNDATION OF A HIGH-RISE STRUCTURE OF A WIND POWER PLANT ON CLAY SOILS

A.I. Polishchuk, O.A. Shmidt, D.V. Kokarev

Abstract. The substantiation of the constructive solution of the pile foundation of a wind power plant on clay soils using barrette piles has been carried out. A second-order regression equation is obtained reflecting the relationship between the stiffness of the pile and the modulus of elasticity of the soil, the graphical representation of which allows to select the cross section of the pile in the first approximation.

Keywords: Wind turbine, loads, foundation.

1. Введение

В настоящее время используются промышленные ветровые электроустановки башенного типа, подавляющее большинство которых возводиться на свайных и кольцевых свайных фундаментах с использованием железобетонных свай изготавливаемых в грунте. Количество строящихся ветровых электроустановок и ветропарков в будущем будет только возрастать, а постройка данных сооружений требует значительных финансовых вложений уже на этапе проектирования. В предлагаемой статье рассматривается обоснование конструктивного решения свайного фундамента ветровой электроустановки в глинистых грунтах.

2. Основная часть

Ветропарки размещают на открытых, степных зонах местность которых наиболее благоприятна для выработки электроэнергии. Грунтовые условия площадок строительства на такой местности схожи - характерно преобладание глинистых грунтов (глин, суглинков и супесей) аллювиального и делювиального происхождения, отсутствие скальные грунты. В России это

довольно обширная зона, охватывающая территории Ростовской, Самарской, Воронежской, Волгоградской областей. Поэтому фундаменты установок проектируются свайными, учитывая действие больших нагрузок, действующих на основание [4, 5]. Для фундамента ветряной электроустановки часто рассматривается использование буронабивных свай в количестве 18-20 штук под его плитную часть. Кроме буронабивных свай для фундаментов ветряных электроустановок в определенных случаях целесообразнее использование свай баретт, которые обладают значительной несущей способностью и могут передавать на грунты основания значительные знакопеременные нагрузки [1, 2, 3].

Для обоснования рационального конструктивного решения фундамента с использованием свай баретт было составлено уравнение регрессии второго порядка, коэффициенты которого определялись в ходе постановки двухфакторного эксперимента (рис. 1), поставленного при помощи ПК MIDAS. В котором проводились необходимые исследования для определения предельной осадки свай. Параметрами (факторами в натуральном масштабе) являлись жесткость сваи и значение модуля деформации грунта (табл. 1). Причем верхние и нижние значения модуля деформации грунта принимались по нормативным значениям для глинистых грунтов (суглинков) [7]. А жесткость сваи изменялась в небольших пределах, завися от сечения сваи баретты.

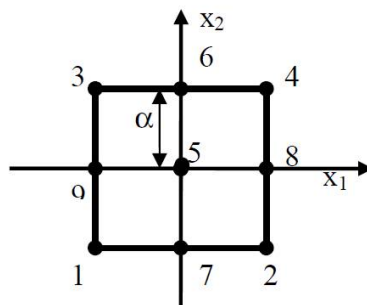


Рис. 1. Композиционный план эксперимента

Минимальное число экспериментов для вывода уравнения регрессии определялось по следующему выражению.

$$N = N_0 + 2k + n_0 = 4 + 4 + 1 = 9 \quad (1)$$

где n_0 – опыты в ядре плана ($n_0 = 1$ так как модель не предполагает отклонения в ядре плана); k – число факторов; N_0 – число проведенных опытов эксперимента.

Таблица 1

Матрица планирования эксперимента

Номер опыта	Факторы в натуральном масштабе		Факторы в безразмерной системе координат		Предельная осадка сваи, мм
	EA, МН	E, МПа			
1	54855	14000	-1	-1	19,1
2	55631	14000	+1	-1	37,9
3	54855	34000	-1	+1	14,7
4	55631	34000	+1	+1	16,1
5	55200	26000	0	0	21,0
6	54855	26000	-1	0	19,0
7	55631	26000	+1	0	21,0
8	55200	14000	0	-1	34,1
9	55200	34000	0	+1	13,9

С целью приведения данной матрицы к ортогональному виду, введены столбцы с скорректированными значениями уровня x' [6]. В соответствии с следующим выражением

$$(x'_i)^2 = x_i^2 - \frac{\sum x_i^2}{N}. \quad (2)$$

Полученная матрица расчёта коэффициентов регрессивного уравнения приведена в табл. 2.

Таблица 2

Матрица расчёта коэффициентов двухфакторной модели

Номер опыта	X_0	X_1	X_2	$(X_1')^2$	$(X_2')^2$	X_1X_2	Y
1	+1	-1	-1	0,33	0,33	+1	19,1
2	+1	+1	-1	0,33	0,33	-1	37,9
3	+1	-1	+1	0,33	0,33	-1	14,7
4	+1	+1	+1	0,33	0,33	+1	16,1
5	+1	0	0	-0,67	-0,67	0	21,0
6	+1	-1	0	0,33	-0,67	0	19,0
7	+1	+1	0	0,33	-0,67	0	21,0
8	+1	0	-1	-0,67	0,33	0	34,1
9	+1	0	+1	-0,67	0,33	0	13,9
Σ	9	6	6	2	2	4	368,7

С использованием математического аппарата обработки эксперимента получено уравнение регрессии со следующими коэффициентами.

$$Y = 36,133 + 3,7x_1 + 1,107x_1^2 + 6,107x_2^2 - 4,35x_1x_2 \quad (3)$$

Границы применимости для данного выражения:

$$EA \in [54855 - 55631] \text{ МН}$$

$$E \in [14000 - 34000] \text{ МПа}$$

Произведя подмену условных границ изменения параметров жесткости на сжатие и модуля упругости фактическими:

$$x_1 = \frac{EA - 55243}{388} = \frac{EA}{388} - 142,38 \quad (4)$$

$$x_2 = \frac{E - 24000}{10000} = \frac{E}{10000} - 24 \quad (5)$$

Получена зависимость между осадкой, жесткостью сваи и модулем деформации грунта описываемая следующим выражением:

$$Y = 36,133 + 3,7 \left(\frac{EA}{388} - 142,38 \right) + 1,107 \left(\frac{EA}{388} - 142,38 \right)^2 + 6,107 \left(\frac{E}{10^4} - 24 \right)^2 - 4,35 \left(\frac{E}{10^4} - 24 \right) \left(\frac{EA}{388} - 142,38 \right) \quad (6)$$

Построенная поверхность отклика, графически отображающая зависимости между рассматриваемыми параметрами, имеет вид (рис. 2):



Рис. 2. Поверхность отклика уравнения регрессии, показывающего зависимость осадки от жесткости сваи и модуля упругости грунта основания

3. Заключение

В результате постановки численного двухфакторного эксперимента получено уравнение регрессии, которое позволяет в первом приближении подобрать сечение сваи, имея деформационную характеристику грунта и заданную предельную осадку при проектировании свайных фундаментов с использованием свай баретт.

Список используемой литературы

1. 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
2. Полищук, А.И. Развитие метода расчета осадок кольцевых свайных фундаментов резервуаров / А.И. Полищук, О.А. Шмидт // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2021, №5. – С. 2-7.
3. Шмидт О.А. Развитие метода расчета осадок кольцевых свайных фундаментов резервуарах в глинистых грунтах: автореф. дисс. ... канд. техн. наук. – Краснодар, 2022. – 22 с.
4. Кокарев, Д.В. Систематизация сооружений ветряных электроустановок в зависимости от их высоты и действующих нагрузок на фундаменты/ О.А. Шмидт, Д.В. Кокарев // тр. Международной научно-технической конф. «Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении». – Новочеркасск: ЮрГПУ Им. М.И. Платова, 2022. – с. 180-183.
5. Елистратов В.В., Константинов И.А., Панфилов А.А. Нагрузки на элементы ветроэнергетической установки, на ее фундамент и основание: Учеб. Пособие СПб.: Изд-во СПбГТУ, 1999. – 38 с.
6. А.Н. Гайдадин, С.А. Ефремова. Использование метода композиционного планирования эксперимента при исследовании технологических процессов: метод. указания – Волгоград: ВолгГТУ, 2008. – 16 с.
7. ГОСТ 25100-2020 Грунты. Классификация – М.: СТАНДАРТИНФОРМ, 2020. – 38 с.

© Полищук А.И., Шмидт О.А., Кокарев Д.В., 2023

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И УСТРОЙСТВО ОГРАЖДЕНИЯ ГЛУБОКОГО КОТЛОВАНА ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ВОРОНЕЖСКОГО ОНКОЛОГИЧЕСКОГО ДИСПАНСЕРА

Н.М. Овчинников^{1,2}, И.Л. Гладков², А.В. Бакутин², Р.В. Ещенко³

¹ Пермский национальный исследовательский политехнический университет

² ООО «ГеоСпецТехнология»

³ ПИ "Гипрокоммундортранс", АО

Аннотация. В статье описан частный случай возведения глубокого котлована в условиях сложной исторической застройки в г. Воронеж при строительстве «Воронежского областного клинического онкологического диспансера» на 340 койко-мест. В рамках решения задачи было выполнено ограждение котлована из грунтоцементных колонн, выполненных по технологии струйной цементации, а также анкерное крепление бортов котлована. Выполнен детальный геотехнический прогноз развития деформаций окружающей застройки в плоской и трехмерной постановке.

Ключевые слова: струйная цементация, ограждение котлована, несъемная опалубка, грунтовый анкер.

DESIGN AND INSTALLATION OF A DEEP PIT FENCE DURING THE CONSTRUCTION OF THE VORONEZH ONCOLOGICAL DISPENSARY

N.M. Ovchinnikov, I.L. Gladkov, A.V. Bakutin, R.V. Eshchenko

Abstract. The article describes a special case of the construction of a deep pit in the conditions of a complex historical development in Voronezh during the construction of the "Voronezh Regional Clinical Oncological Dispensary" for 340 beds. As part of the solution of the problem, the excavation was fenced with ground cement columns made using jet cementation technology, as well as anchoring the sides of the excavation. A detailed geotechnical forecast of the development of deformations of the surrounding buildings in a flat and three-dimensional formulation has been made.

Keywords: jet cementation, pit fencing, permanent formwork, ground anchor.

Возведение любого нового сооружения неизменно ведет к изменению сложившегося напряженно-деформируемого состояния окружающего массива грунта, что, в свою очередь, может негативно сказаться на эксплуатационных характеристиках существующих сооружений. В подавляющем большинстве случаев необходимо применение дополнительных инженерных защитных мероприятий, рациональный выбор и назначение которых невозможно без геотехнического обоснования [1].

Общепризнанно, что в данном контексте, особенной сложностью отличается задача возведения глубоких котлованов зданий с развитой подземной частью. Наличие разветвленной сети подземных коммуникаций, прилегающей исторической застройки и сложность инженерно-геологических условий только усложняют поиск экономически рационального решения задачи и делают каждый объект, в какой-то степени, уникальным [2].

В рамках реализации федерального проекта «Здравоохранение» в г. Воронеже осуществляется строительство хирургического комплекса «Воронежского областного клинического онкологического диспансера» на 340 койко-мест. В комплексе со зданием хирургического комплекса возводится подземная автостоянка на 300 мест. Оба здания отличаются развитой подземной частью, в связи с чем, предусматривалось возведение котлована глубиной до 15,07 м.

Участок строительства расположен в зоне плотной городской застройки, в непосредственной близости от зданий исторической застройки, многие из которых являются памятниками культуры регионального и федерального значения.

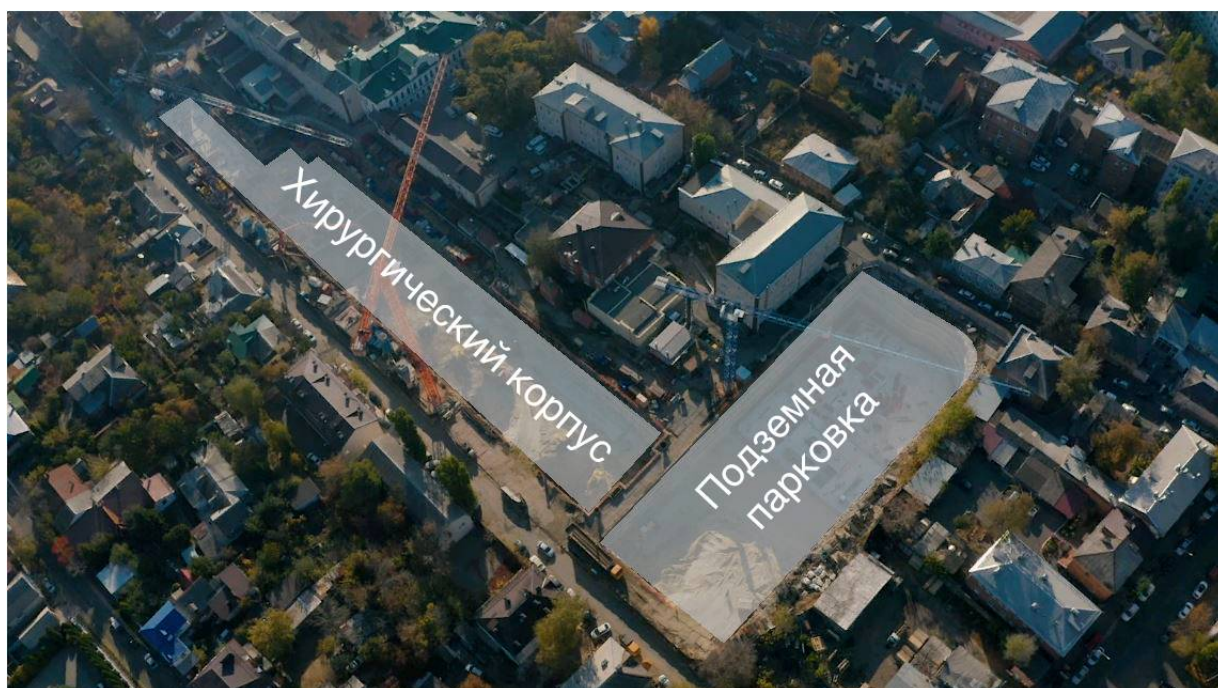


Рис. 1. Общий план расположения объектов строительства

Проектом предусмотрено возведение двух котлованов, разделенных между собой перемычкой, по которой будет осуществляться движение автотранспорта.

Ограждение котлована запроектировано из грунтоцементных колонн, выполненных по технологии однокомпонентной струйной цементации Jet-1, армированных буровой штангой «ГСТ» объединённых между собой железобетонными обвязочными поясами в единую конструкцию.

Для обеспечения устойчивости ограждающей конструкции стен котлована, настоящим техническим решением предусмотрено устройство грунтовых анкеров, армированных винтовой штангой «ГСТ».

С целью проверки правильности принятых проектных решений, обеспечения безопасности строительства, а также сохранности окружающей застройки, в сечениях 8-8 (здание Поликлиники) и 10-10 («Флигель Пименова») на данном объекте была реализована комплексная система мониторинга,

включающая в себя геодезический мониторинг за ограждением котлована и зданиями окружающей застройки, а также мониторинг усилий в грунтовых анкерах.

Разработанное инженерами ООО «ГеоСпецТехнология» проектное решение ограждения котлована «Воронежского областного клинического онкологического диспансера» обеспечило безопасность зданий и сооружений окружающей застройки. Полученные расчетные величины дополнительных деформаций оснований и фундаментов существующих зданий от влияния нового строительства не превышают допустимых дополнительных деформаций, назначенных согласно приложению «Л» СП 22.13330.2016.

Список используемой литературы

1. Астраханов Б.Н. Тенденции развития технологии устройства ограждения котлованов в условиях плотной городской застройки // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2002. №4. С4-8
2. Овчинников Н. М., Гладков И. Л., Жемчугов А. А. Устройство глубоких котлованов в условиях сложной исторической застройки // Фундаменты. 2023. №2(12). С18-22.

© Овчинников Н.М., Гладков И.Л., Бакутин А.В., Ещенко Р.В., 2023

ПРЕДЛОЖЕНИЯ ПО ОПТИМИЗАЦИИ ПАРАМЕТРОВ СВАЙНОГО ПОЛЯ МНОГОЭТАЖНОГО ЖИЛОГО ДОМА

В.М. Дереховский, Г.М. Скибин, С.Г. Чутченко

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

Аннотация. В данной статье сравниваются методы оптимизации свайного поля в составе плитно-свайного фундамента многоэтажного здания за счет изменения шага, расположения и длины свай. А также влияние этих изменений на осадку свайного фундамента и на общую устойчивость и жесткость здания.

Ключевые слова: сравнение методов, оптимизация, свайный фундамент, многоэтажное здание, численное моделирование, сваи разной длины, осадка свайного фундамента.

PROPOSALS FOR OPTIMIZING THE PILE FIELD PARAMETERS OF A MULTI-STOREY RESIDENTIAL BUILDING

V.M. Derekhovskii, G.M. Skibin, S.G. Chutchenko

Abstract. This article compares methods for optimizing a pile field as part of a slab-pile foundation of a multi-story building by changing the pitch, location and length of the piles. As well as the influence of these changes on the pile foundation settlement and on the overall stability and rigidity of the building.

Keywords: comparison of methods, optimization, pile foundation, multi-storey building, numerical modelling, piles of different length, pile foundation settlement.

1. Введение

Существуют разные виды фундаментов, но для многоэтажных зданий, в основном, применяются плитно-свайные фундаменты. [1] Проектирование и расчет свайных фундаментов, на самом деле, не самая простая задача, ввиду вариативности расположения, шага, диаметра и длин свай.

Множество научных исследований, проведенных как в России, так и за рубежом, посвящены вопросам взаимодействия одиночных свай с окружающими и подстилающими грунтами. На основе эмпирических, численных и теоретических исследований были разработаны разнообразные методы и подходы, которые позволяют более точно прогнозировать осадку и несущую способность таких свай. Эти исследования остаются актуальными, поскольку точное определение осадки свай и изучение механизма распределения нагрузки, передаваемой ей, имеют ключевое значение в проектировании свайных фундаментов. [2]

2. Основная часть

Для определения количества свай в плитно-свайных фундаментах, можно использовать простое алгебраическое выражение, которое представляет собой дробь. В числителе этой дроби находится расчетная сила, которая передается на свайный ростверк в уровне его подошвы, а в знаменателе стоит допускаемая нагрузка $F_d/\gamma_{c,g}$ на одну сваю (2). Которая, в свою очередь, определяется из условия (1).

$$\gamma_n \cdot N \leq \frac{F_d}{\gamma_{c,g}} \quad (1)$$

где N - расчетная нагрузка, передаваемая на сваю от наиболее невыгодного сочетания нагрузок, действующих на фундамент; F_d - предельное сопротивление грунта основания одиночной сваи, называемое в дальнейшем несущей способностью сваи; γ_n - коэффициент надежности по ответственности сооружения; $\gamma_{c,g}$ - коэффициент надежности по грунту.

$$n \leq \frac{N_d}{\frac{F_d}{\gamma_{c,g}}} \quad (2)$$

где n – количество свай; N_d – расчетная сжимающая сила, передаваемая на свайный ростверк в уровне его подошвы; $\frac{F_d}{\gamma_{c,g}}$ – допускаемая нагрузка на одну сваю.

Конструктивные требования к расположению свай пункта 8.13 СП24.13330.2011 [3] определяют расстояния между различными видами свай. Но усилия в сваях не могут распределяться равномерно из-за действия горизонтальных нагрузок и конструктивной схемы здания особенно высотных зданий [4].

Поэтому следует проводить оптимизацию свайных полей для достижения наилучших показателей разностей осадок фундаментного плитного ростверка и деформаций всего здания.

Рассмотрим пример многоэтажного жилого дома, расположенного в городе Батайск, Ростовской области. Конструктивная схема этого здания представляет собой каркасно-монолитную систему, на плитно-свайном фундаменте. Свайные элементы этого фундамента имеют форму буронабивных свай круглого сечения диаметром Ø350 мм. Вертикальные несущие конструкции здания включают монолитные железобетонные пилоны, толщиной 200 мм и 250 мм, а также диафрагмы жесткости, имеющие толщину 200 мм и 250 мм. Подвальные ограждающие стены имеют толщину 250 мм. Горизонтальные несущие конструкции состоят из монолитных железобетонных перекрытий с толщиной 180 мм и 220 мм (см. рис. 1). Допускаемая нагрузка на одну сваю, длиной 12 метров, составляет – 66,5 т.

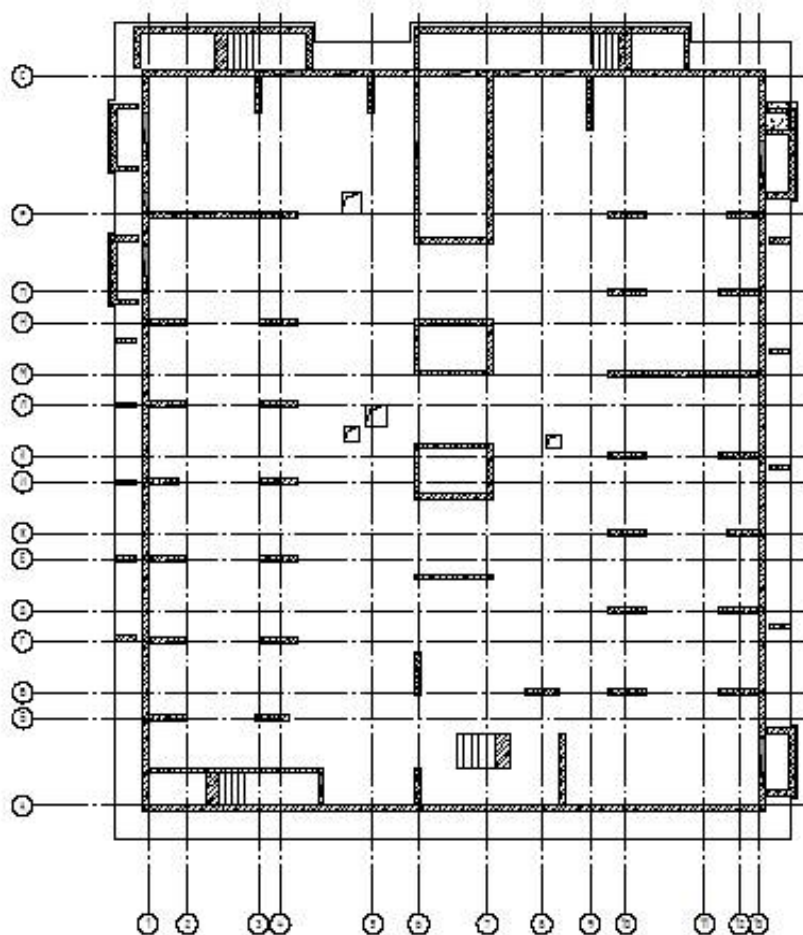


Рис. 1. Несущие конструкции в плане

Система свай в данном проекте представляет собой регулярную сетку свай круглого сечения диаметром $\varnothing 300$ мм с интервалом 1200 мм между сваями. Общее количество свай в этой сетке составляет 586 шт. Исходная схема расположения свайного поля до проведения оптимизации представлена на рис. 2.

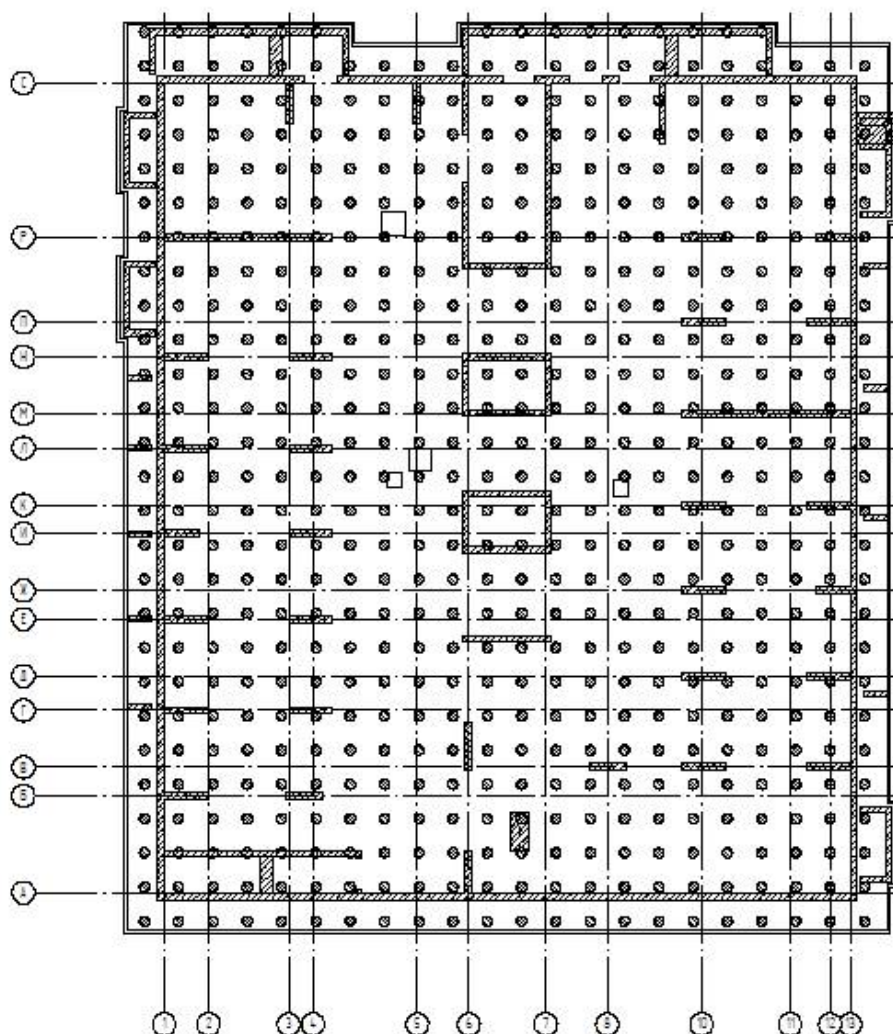


Рис. 2. Исходная схема свайного поля

Для расчета несущих конструкций здания был использован программно-вычислительный комплекс, основанный на методе конечных элементов. Моделирование одиночных свай, входящих в состав группы, осуществлялось с использованием одноузловых элементов конечной жесткости в направлении вертикальной оси Z [5].

3. Результаты и обсуждение

Результатом расчета является мозаика усилий в сваях при наихудшем сочетании усилий согласно РСУ (рис. 3).

PCY расчетные. Огибающая минимальных значений (Таблица СП_1)
 Усилие Rz (51,56,57,256,266 КЭ)
 Единицы измерения - т

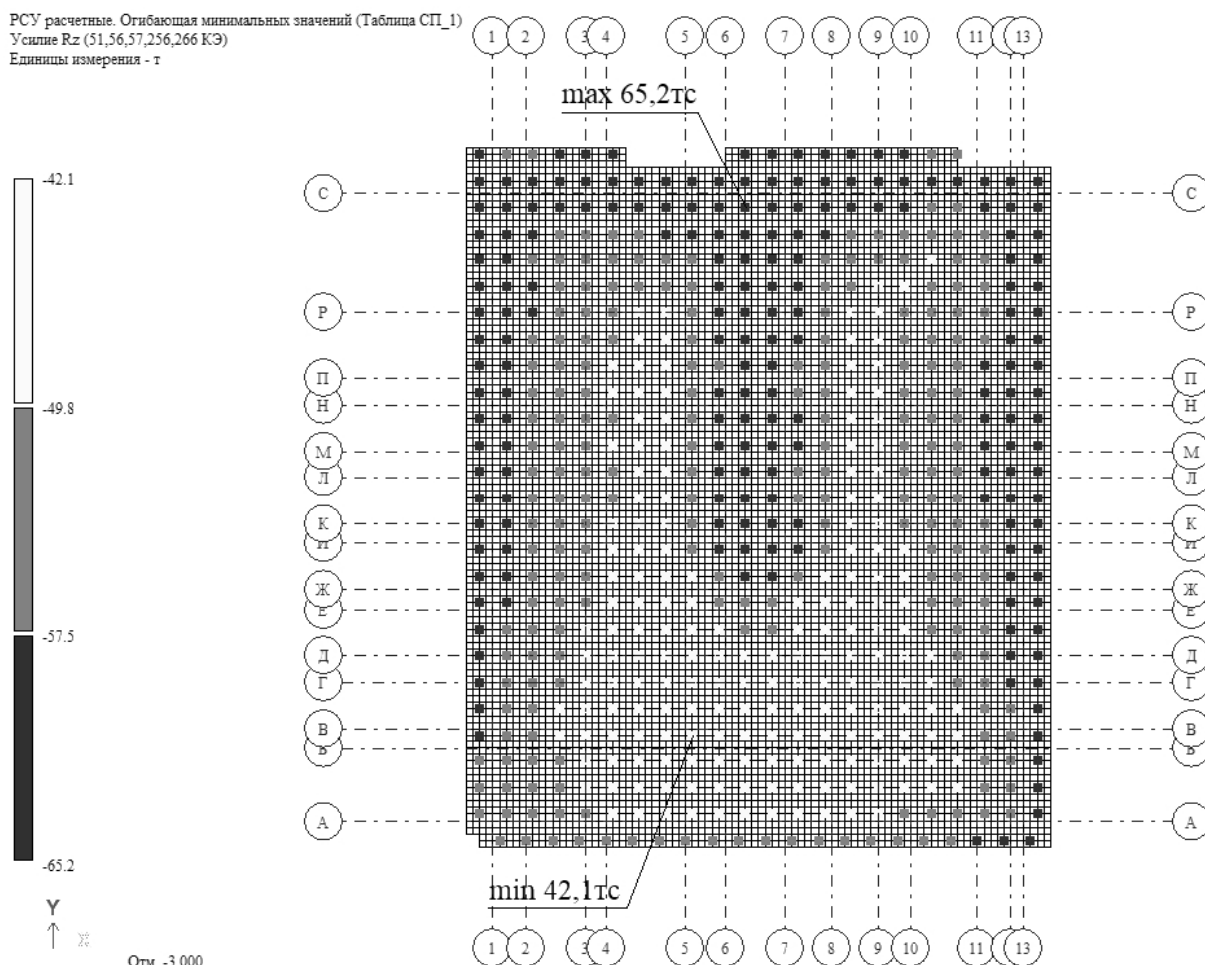


Рис. 3. Мозаика усилий в сваях до оптимизации

По результатам расчета видно, что расчетная нагрузка на сваи, расположенные в районе осей 4-10, Б-Д, примерно, в полтора раза ниже предельно допустимой нагрузки.

То есть посчитав нагрузку в уровне обреза плитного ростверка $N_d=29591\text{т}$ и разделив её на предельно допустимую нагрузку на одиночную сваю $66,5\text{т}$, получим $29591/66,5=445\text{шт.}$ Значит, в идеальных условиях, количество свай должно составлять 445шт. , а не 586шт. , однако такое количество свай невозможно достичь из-за неравномерного распределения вертикальных несущих конструкций и наличия горизонтальных нагрузок. Тем не менее, целью является максимальное использование несущей способности каждой сваи, согласно пункту 8.7 [3]

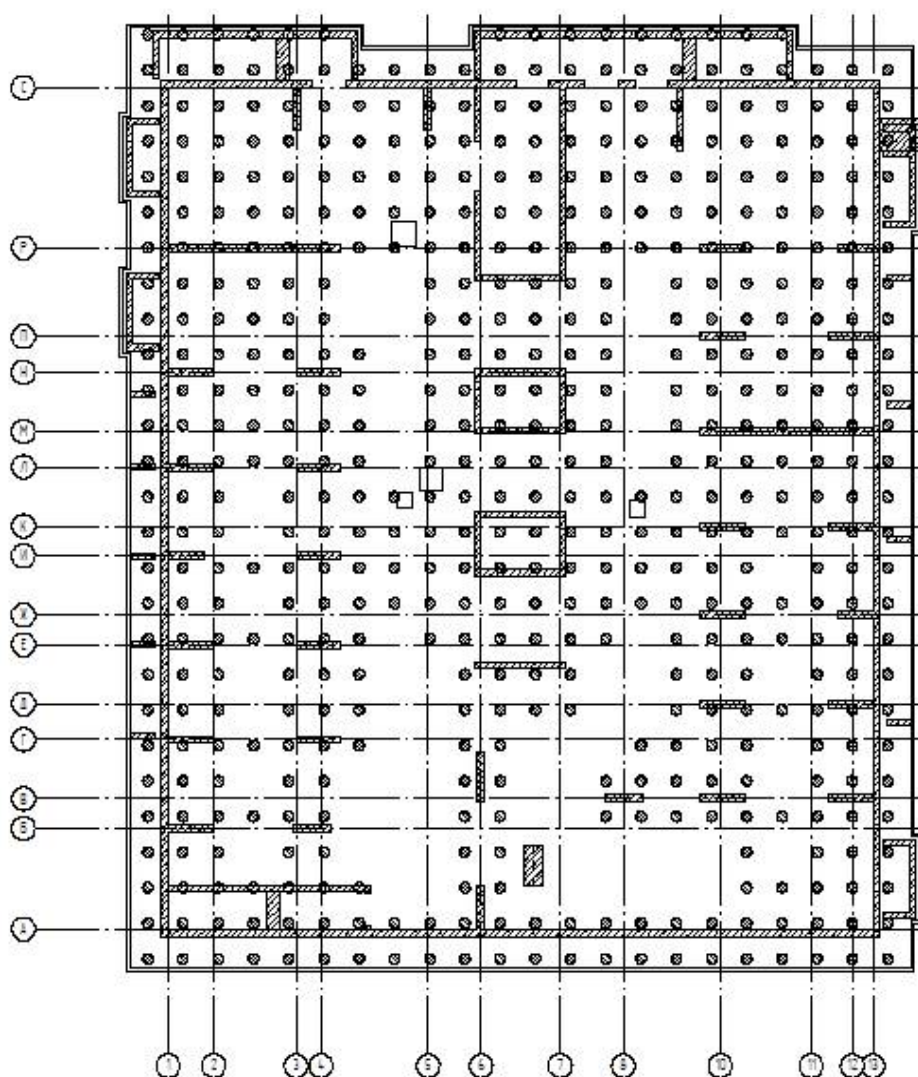


Рис. 4. Схема расположения свайного поля после оптимизации

Путем оптимизации свайного поля, за счет изменения шага и расположения свай (см. рис. 4 и 5), удалось в несколько итераций снизить количество свай с 586 до 522 единиц. В результате этой оптимизации нагрузка на наиболее нагруженные сваи увеличилась всего на 0,3%, что оставалось в пределах допустимой нагрузки для свай. С другой стороны, нагрузка на наименее нагруженные сваи выросла на 14,7%. В среднем нагрузка на все сваи возросла на 9,7% и составляет 90,1% от максимальной несущей способности одиночной сваи, вместо исходных 79,8%. Подробные данные об оптимизации свайного поля представлены в табл. 1.

PCY расчетные. Огибающая минимальных значений (Таблица СП_1)
 Усилие Rz (51,56,57,256,266 КЭ)
 Единицы измерения - т

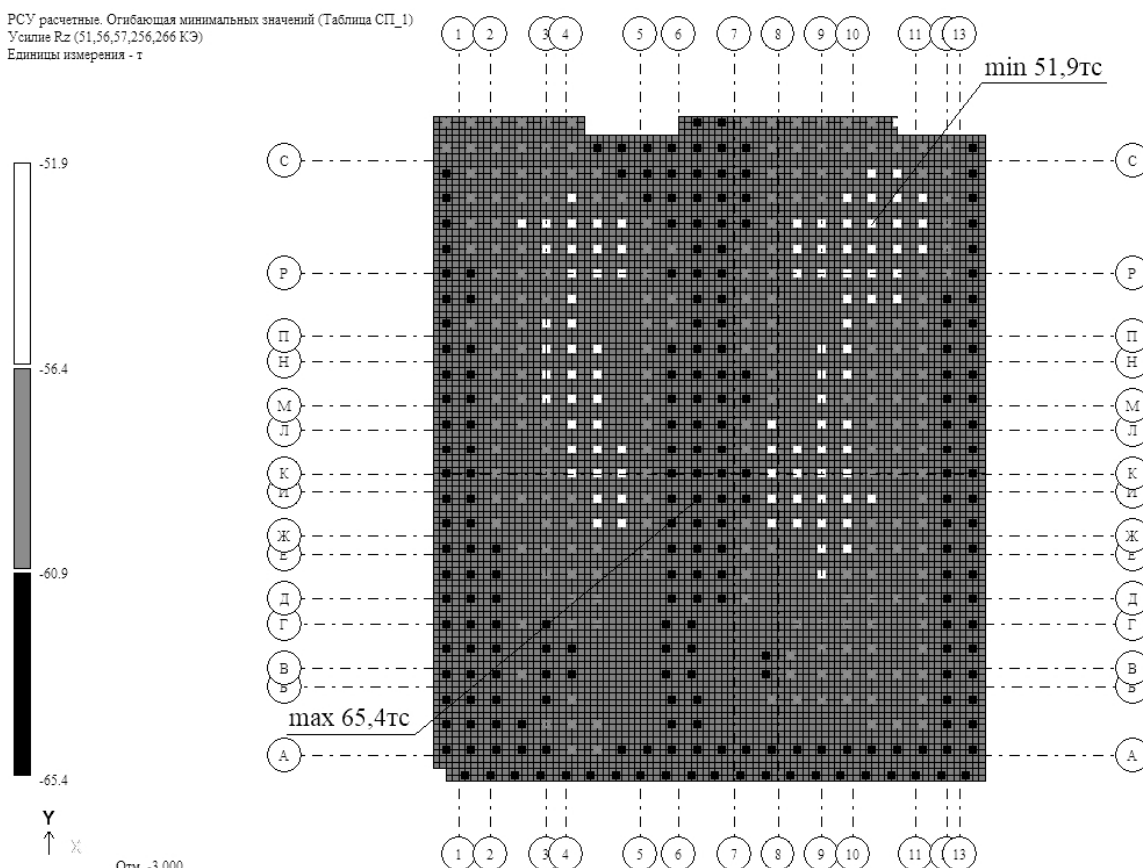


Рис. 5. Мозаика усилий в сваях после оптимизации

Таблица 1

Сравнение показателей свайного поля исходной схемы и схемы после оптимизации

Вид нагрузки	Исходная схема		После оптимизации	
	Rz, т	% от Fd/γс, g	Rz, т	% от Fd/γс, g
Суммарная нагрузка на сваи	31079,0		31064,1	
Средняя нагрузка на сваю	53,0	79,8%	59,9	90,1%
Максимальная нагрузка на сваю	65,2	98,0%	65,4	98,3%
Минимальная нагрузка на сваю	42,1	63,3%	51,9	78,0%

Рассмотрим еще один вариант оптимизации свайного поля, который включает в себя снижение несущей способности недогруженных свай путем уменьшения их длины. Уменьшение длины свай будет сопровождаться изменением их расчетной осадки, а следовательно, и изменением их жесткости. Все эти изменения также необходимо учесть в расчетной схеме.

PCY расчетные. Огибающая минимальных значений (Таблица СП_1)
 Усилие R_z (51,56,57,256,266 КЭ)
 Единицы измерения - т

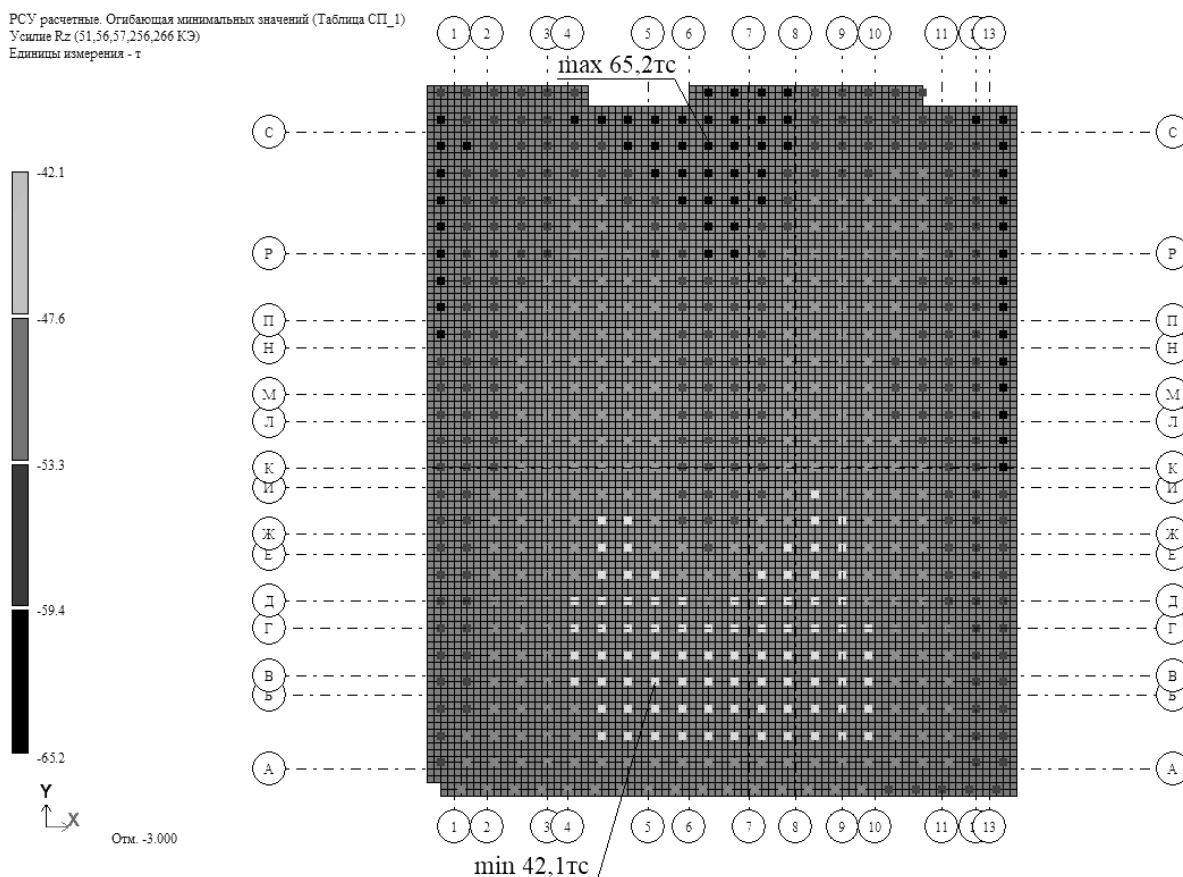


Рис. 6. Мозаика усилий в сваях до оптимизации

Длина свай принимается различной с шагом в 1 метр. По расчету допускаемая нагрузка на сваи длиной 11 метров – 59,4 т.; длиной 10 метров – 53,3 т.; 9 метров – 47,6 т. Исходная мозаика усилий в сваях до оптимизации, учитывая несущую способность свай разной длины, представлена на рис. 6.

После многократной оптимизации свайного поля, учитывающей изменение длины свай и их жесткости в зависимости от нагрузки на каждую сваю, полученный результат представлен на рис. 7. На этом рисунке сваи длиной 12 метров обозначены черным цветом, сваи длиной 11 метров – темно-серым, сваи длиной 10 метров – светло-серым, а сваи длиной 9 метров - белым. На рис. 8 представлена мозаика усилий в сваях после оптимизации. В табл. 2 представлены характеристики оптимизации.

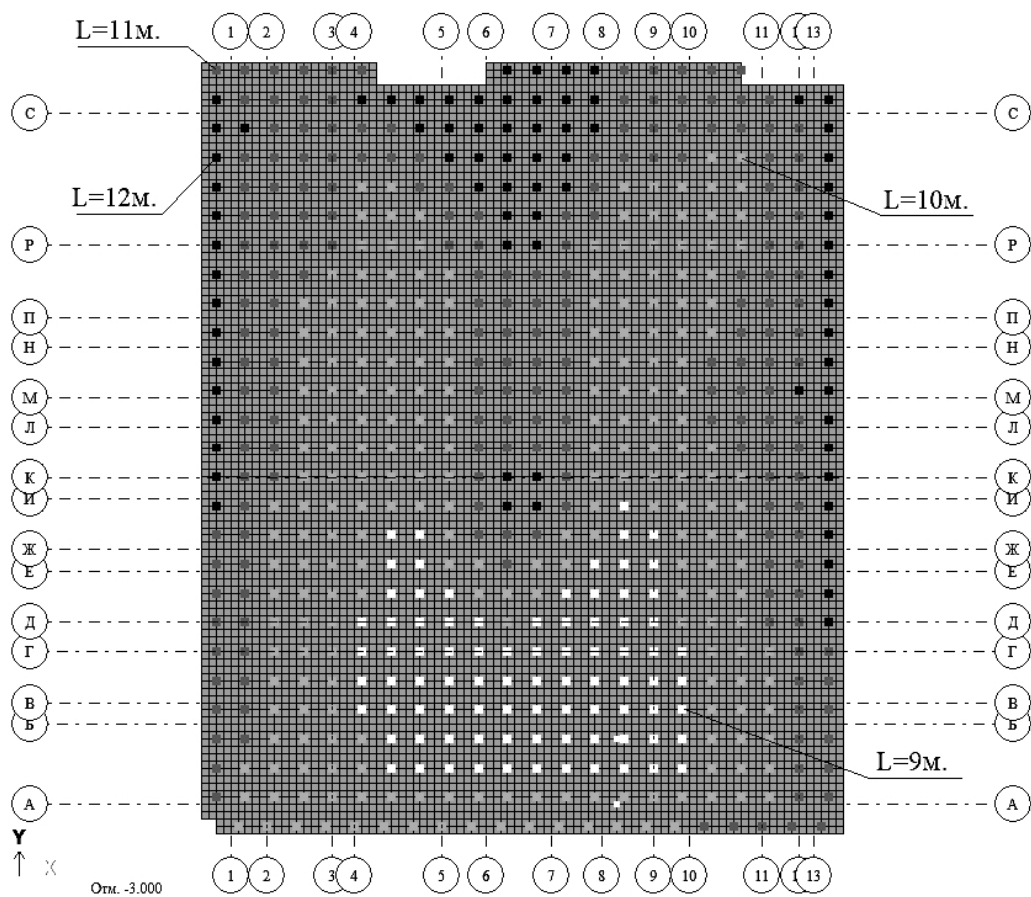


Рис. 7. Схема расположения свай различной длины после оптимизации

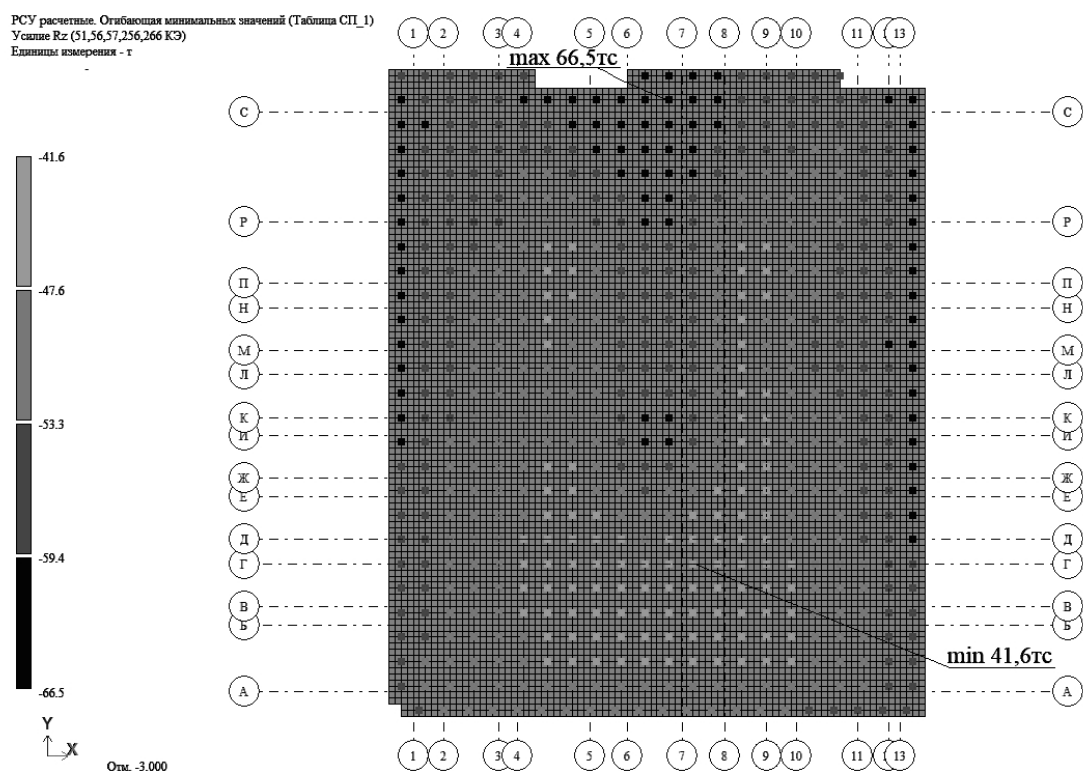


Рис. 8. Мозаика усилий в сваях после оптимизации

Таблица 2

Сравнение показателей свайного поля исходной схемы и схемы после оптимизации за счет изменения длины свай

Вид нагрузки	Исходная схема		После оптимизации за счет изменения длины свай									
			L=12м.		L=11м.		L=10м.		L=9м.		Итого	
	Rz,т	% от Fd/γс,г	Rz,т	% от Fd/γс,г	Rz,т	% от Fd/γс,г	Rz,т	% от Fd/γс,г	Rz,т	% от Fd/γс,г	Rz,т	% от Fd/γс,г
Суммарная нагрузка на сваи	31079		4761		10344		11425		3571		31139	
Средняя нагрузка на сваю	53,0	79,8 %	63,5	95,5 %	50,2	94,2 %	49,9	93,6 %	42,0	88,2 %	53,1	92,9 %
Максимальная нагрузка на сваю	65,2	98,0 %	66,4	99,8 %	59,3	99,8 %	53,0	99,4 %	45,4	95,4 %	66,4	99,8 %
Минимальная нагрузка на сваю	42,1	63,3 %	60,5	91,0 %	47,5	89,1 %	45,4	85,2 %	41,7	87,6 %	41,7	85,2 %

Еще одним вариантом оптимизации свайного поля является совокупность методов, то есть, в первой итерации уменьшаем количество свай, а во второй уменьшаем длину оставшихся недогруженных свай (рис. 9).

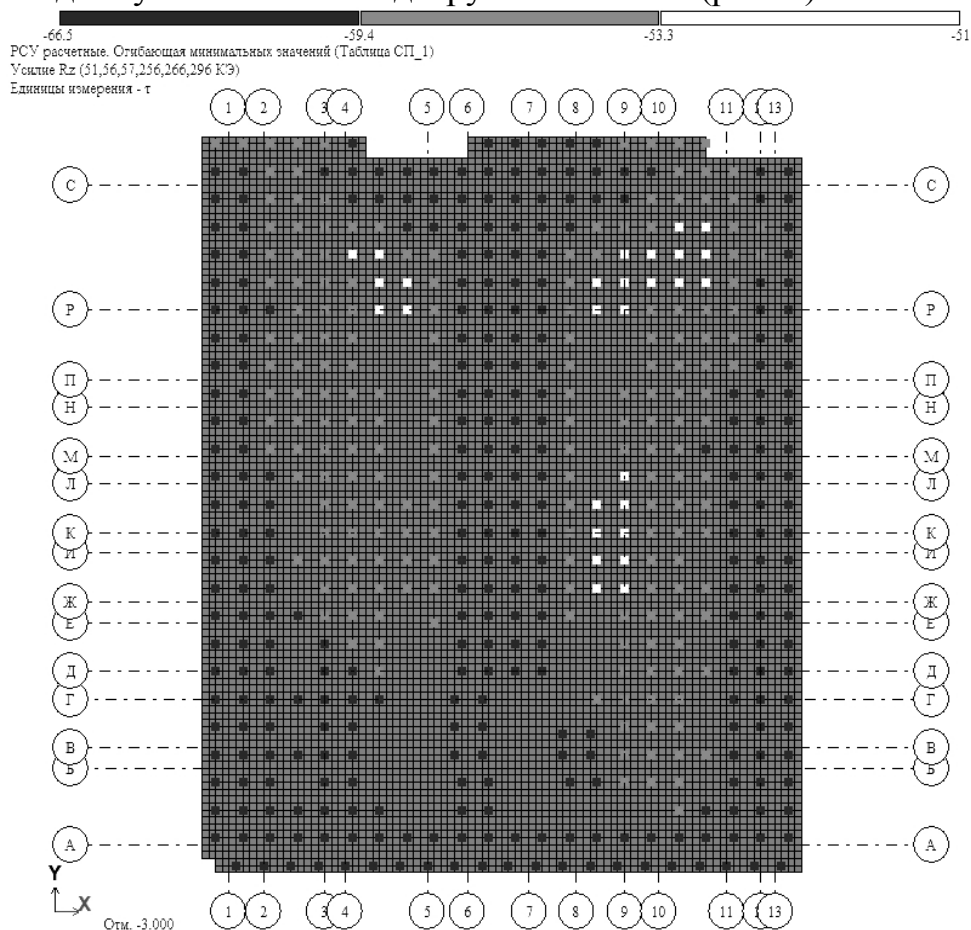


Рис. 9. Мозаика усилий в сваях после оптимизации

При применении 3 варианта оптимизации удалось ещё немного снизить материалоёмкость по сравнению со 2 вариантом, при этом не превысив допустимую нагрузку на сваи.

В конечном итоге имеем возможность сравнить 3 метода оптимизации свайного поля многоэтажного жилого дома, результаты оптимизации приведены в таблице 3. По результатам сравнения видно, что во всех вариантах оптимизации максимальная нагрузка на сваю незначительно увеличивается, но также находится в пределах допустимой нагрузки на одну сваю, средняя нагрузка на сваи также увеличивается, в свою очередь, минимальная нагрузка увеличивается значительно, что приближает нас к максимальному использованию несущей способности, как этого требует СП.

При анализе осадок видно, что максимальная осадка фундамента незначительно увеличивается, что логично, так как, повышается и максимальная нагрузка на сваю, но в тоже время максимальная осадка фундамента находится в допустимых пределах. Но стоит заметить, что минимальная осадка возрастает еще больше, а значит выравнивается разность осадок, что положительно влияет на устойчивость всего здания. Это подтверждается данными из последней колонки табл. 3.

Таким образом, посредством оптимизации свайного поля повышается экономическая эффективность строительства, при этом здание не просто не потеряет в устойчивости, а даже наоборот, станет устойчивее.

Таблица 3

Сравнение методов оптимизации свайного поля

№ п.п.	Кол-во свай, шт.	Длина свай, м.	Допускаемая нагрузка на сваю, т.	Нагрузка на одну сваю, т.			Осадка одной сваи, мм.		
				min	max	средняя	min	max	Δ
1	586	12	66.5	42.1	65.2	53	20.6	31.1	10.5
2	522	12	66.5	51.9	65.4	59.9	24	32	8
3	586	12-9	66.5; 59.4; 53.3; 47.6	41.7	65.4	53.1	23.7	32	8.3
4	522	12-10	66.5; 59.4; 53.3	51	65.5	56.3	24.7	32.5	7.8
Расстояние между сваями, м.			Площадь фундаментной плиты, м ²	Кол-во свай на 1м ² плиты, шт.	Максимальный крен здания, мм.				
min	max	среднее							
-	-	1.05	839.5	1.43	50.3				
1.05	4.2	-	839.5	1.61	38.9				
-	-	1.05	839.5	1.43	45.9				
1.05	4.2	-	839.5	1.61	39.7				

4. Заключение

В данной работе были рассмотрены способы оптимизации свайного поля многоэтажного жилого дома. И представлено их сравнение по показателям экономической эффективности, максимальному использованию несущей способности свай, а также влиянию жесткости фундамента на жесткость надземной части здания. По результатам видно, что за счет оптимизации свайного поля повышается не только экономическая эффективность конструкции фундамента, но и увеличивается устойчивость фундамента, а значит и всего здания, к действию горизонтальных нагрузок, хоть при этом и незначительно увеличивается осадка фундамента.

Список цитируемой литературы

1. Сорочан, Е. А. Основания, фундаменты и подземные сооружения — М.: Стройиздат, 1985. — 479 с.
2. Скибин Г.М., Чутченко С.Г. Оценка эффективности параметров свайных фундаментов на стадии проектирования // Международная научно-практическая конференция «Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении» – Новочеркасск, 2022. – С. 224-228.
3. СП 24.13330.2011 "СНиП 2.02.03-85 Свайные фундаменты". – Москва: ОАО "НИЦ "Строительство" Минрегион России, 2010. – 85 с.
4. Heinrich, M. Foundations of High Rise Buildings around the World Best Practice and New Developments / M. Heinrich, S. Beutler. – Moscow, 25.05.2015. – 43 p.
5. В.Г. Федоровский, Г.А. Бобырь, И.А. Боков, С.В. Ильин Применение метода конечных элементов в геотехнических расчетах по первому предельному состоянию Вестник НИЦ Строительство. – 2019. – Т.20, №1.

© Дереховский В.М., Скибин Г.М., Чутченко С.Г., 2023

ОСОБЕННОСТИ ГЕОТЕХНИКИ ФУНДАМЕНТОВ РЕЗЕРВУАРОВ НЕФТЕХРАНИЛИЩ

А. В. Дядина

Воронежский государственный технический университет

Аннотация. В данной статье был рассмотрен опыт отечественных и зарубежных специалистов в области строительных конструкций резервуаров нефтегазовых хранилищ. Рассмотрены подходы к улучшениям конструкций фундаментов нефтяных резервуаров.

Ключевые слова: фундамент резервуара, нефтехранилища, проблемы фундаментов.

GEOTECHNICAL FEATURES OF OIL STORAGE TANK FOUNDATIONS

A. V. Dyadina

Abstract. This article reviewed the experience of domestic and foreign specialists in the field of building structures of oil and gas storage tanks. Approaches to improving the structures of the foundations of oil tanks are considered.

Keywords: reservoir foundation, oil storage facilities, foundation problems.

Анализируя труды отечественных и зарубежных специалистов в области строительных конструкций резервуаров нефтегазовых хранилищ, мы видим различия и сходства в подходах к обследованию фундаментов. К основной тематике ученых данной области следует отнести [1, 2, 6]:

- исследование сейсмостойкости резервуара с применением линейно-спектрального метода;
- компьютерное моделирование конструкции плитного фундамента резервуара для нефти и нефтепродуктов с использованием арматуры из материалов с памятью;
- геоэкологический мониторинг сооружений северного морского нефтеотгрузочного терминала;
- исследование напряженно-деформированного состояния узла сопряжения приемо-раздаточного патрубка с резервуаром при неравномерной осадке.

По результатам представленных выше способов обследования фундаментов нефтехранилищ, специалистами выделяются следующие основные рекомендации по повышению качества службы строительных конструкций [3, 4, 5]:

- проектирование теплоизолированных фундаментов резервуаров на вечной мерзлоте;
- проектирование оснований фундаментов резервуаров с использованием данных статического зондирования;
- особенности совместной работы кольцевого фундамента и грунтового основания при наличии зон неоднородности.

Список используемой литературы

- 1 Seyed Mohammad Sadegh Sahraeian, Jiro Takemura, Sakae Seki. An investigation about seismic behavior of piled raft foundation for oil storage tanks using centrifuge modelling \ Soil Dynamics and Earthquake Engineering January 2018
- 2 Xuansheng Cheng, Wei Jing, Chunsheng Li. Stability parameter analysis of a composite foundation of an oil storage tank in a loess area treated with compaction piles // Soils and Foundations, April 2018
- 3 Mahmood Ahmadi, Taghi Ebadi, Reza Maknoon. Effects of crude oil contamination on geotechnical properties of sand-kaolinite mixtures // Engineering Geology, 31 January 2021.
4. Тарасенко А.А., Чепур П.В., Гуань Ю. Оценка работоспособности крупногабаритного резервуара РВСПК-100000 при образовании зоны неоднородности грунтового основания // Нефтяное хозяйство. 2016. № 4. С. 134-136.
5. Видищева Г.Г., Цыганкова В.А. Анализ сейсмоопасности для объектов нефтехранения в Сахалинской области \ Дальний Восток: проблемы развития архитектурно-строительного комплекса. 2017. № 1. С. 208-210.
6. Зайнеев Э.Д., Гареева Н.Б., Гончаров Б.В. Расчет фундаментов резервуаров по данным статического зондирования // Электронный научный журнал Нефтегазовое дело. 2012. № 6. С. 629-637.

© Дядина А.В., 2023

ОСОБЕННОСТИ ГЕОТЕХНИКИ НИГЕРИИ

И. А. Потехин, Н. А. Понявина, Т. О. Офоркаджа
Воронежский государственный технический университет

Аннотация. В данном докладе предложено описание особенностей геологии разных участков Нигерии. Описаны проблем, приведших к крушениям мостов и зданий. Проклассифицированы проблемы, освещаемые исследователями данной страны о свойствах грунтов на разных участках страны, способы геологического, геофизического исследований, выделенные ими проблемы. Данный обзорный доклад сделан для целей выявить основные проблемы в области геотехники страны и постановка перспективных путей их решения.

Ключевые слова: геотехника, Нигерия, особенности грунтов, картография, проблемы фундаментов

FEATURES OF GEOTECHNICS IN NIGERIA

I. A. Potekhin, N. A. Ponyavina, T. O. Oforkaja

Abstract. This report offers a description of the features of the geology of different parts of Nigeria. The problems that led to the collapse of bridges and buildings are described. The problems covered by the researchers of this country about the properties of soils in different parts of the country, methods of geological and geophysical research, and the problems identified by them are classified. This overview report is made for the purpose of identifying the main problems in the field of geotechnics of the country and setting promising ways to solve them.

Keywords: geotechnics, Nigeria, soil features, cartography, foundation problems

В проведенном нами обзорном исследовании научных статей по тематике геотехники Нигерии, мы использовали полученные нигерийскими учеными графические данные и полученные результаты исследований. Нашими собственными результатами исследования источников литературы являются составление аналитической записки для специалистов Нигерии и России при работе с грунтами и фундаментами в Нигерии. Также с помощью данных материалов можно обучить студентов из Нигерии особенностям геотехники их собственной страны.

Обзор основных особенностей грунтов и ландшафта страны [1, 2, 3] представлен следующими наиболее часто упоминаемыми тематиками статей нигерийских ученых (табл. 1).

Таблица 1

Особенности грунтов Нигерии

Тематика статей	Раздел геотехники
Влияние разлива нефти на грунты Нигерии	Свойства грунтов
Обзор главных проблем грунтов Нигерии	Свойства грунтов
Экологическая оценка эрозии оврагов места Энугу, Нигерия	Свойства грунтов
Геотехнические и геоэлектрические исследования для разработки несущих конструкций в городе Нквогу (будущем месте строительства), бассейна Анамбра, Нигерия	Свойства грунтов, Картография
Геофизические и геотехнические исследования будущего места строительства спортивного стадиона в городе Илора, Нигерия	Свойства грунтов, Картография, Технология
Картографический анализ факторов эрозии оврагов: пример из Юго-Запада Нигерии	Картография
Геотехническое обследование и внедрение в строительных проектах Нигерии	Свойства грунтов, Картография, технология
Геотехническая оценка эрозии оврагов бассейна реки в Нигерии	Свойства грунтов, Картография, технология
Геотехническое исследование и статистическое отношение грунтов, полученных от гор, полученных в Юго-Западной части Нигерии	Свойства грунтов
Геотехнические свойства почв, как основы для дороги в Нигерии	Свойства грунтов
Геотехнические свойства почв Нигерии	Свойства, Картография

Вторая часть нашего исследования направлена на обзор проблем фундаментов зданий и сооружений. В табл. 2 приведены основные тематики статей нигерийских исследователей по данному вопросу [4, 5].

Таблица 2

Проблемы фундаментов в Нигерии

Тематика статей	Раздел геотехники
Оценка геотехнических и геологических параметров эрозионных процессов двух промышленных установок в Нигерии (Уди и Агуата, Юго-Восток Нигерии)	Коррозия фундаментов
Геоэлектрический способ оценки уязвимостей водопроводных труб и степени коррозионной активности грунта в месте Баучи, Северо-Востоке Нигерии	Коррозия фундаментов
Неэтичная геотехническая практика, падения и повреждения зданий и инфраструктуры в Нигерии: необходимость присутствия геотехника на строительстве инфраструктурных объектах	Обрушение зданий
Анализ падения зданий в Нигерии (1997-2016): вызовы инвесторам и владельцам	Обрушение зданий
Геотехническая оценка провала дороги в городе Бенин, Нигерия	Обрушение дорог
Оценка целостности фундамента у поврежденных зданий в Нигерии	Обрушение зданий
Геотехническая и геофизическая оценка грунтов в районе Икате, Нигерия: влияние на целостность и коррозионность фундаментов	Коррозия фундаментов

В результате проведенного исследования, нами были сделаны следующие выводы:

- 1) геологические данные по территории Нигерии имеют высокое качество. Применяется современное лабораторное оборудование;
- 2) геологические данные имеют разрозненный характер, не имеются данные по всем территориям. Необходимо все полученные данные систематизировать в справочник на государственной или частной основе.

Список используемой литературы

1. Adewole Micheal Gbadebo, Moyosoluwa Odunayo Adeyemi, Adedayo Adekunle Badejo. Geotechnical and geomorphological investigation of rainfall induced shallow landslide at Okeigbo, Ondo State, southwestern Nigeria // Journal of African Earth Sciences, 4 March 2021
2. Joseph Idu Amah, Okechukwu Pius Aghamelu, Ifeoma Ogeri Agbi. Analysis of the impacts of hydrology, soil properties, and geotechnics on gully propagation on the Edda-Afikpo Mesas of the Lower Cross River watershed (southeastern Nigeria) // Journal of African Earth Sciences, 17 November 2020
3. O. J. Akintorinwa, S. T. Oluwole. Empirical relationship between electrical resistivity and geotechnical parameters: A case study of Federal University of Technology campus, Akure SW, Nigeria // NRIAG Journal of Astronomy and Geophysics, June 2018
4. N. O. Adebisi, J. Osammor, O. S. Oluwafemi. Chemical and geotechnical assessment of low organic foundation soils across the coastal area of Southwestern Nigeria // Journal of African Earth Sciences, April 2018
5. N. O. Adebisi, S. O. Ariyo, P. B. Sotikare. Electrical resistivity and geotechnical assessment of subgrade soils in southwestern part of Nigeria // Journal of African Earth Sciences, July 2016

© Потехин И.А., Понявина Н.А., Орфокаджа Т.О., 2023

ОСОБЕННОСТИ ОБСЛЕДОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ

М. А. Сотникова¹, Е. А. Готовцева², И. А. Потехин¹
¹Воронежский государственный технический университет
²ООО «НКПИ+»

Аннотация. В данном обзорном докладе нами приведены современные инструменты обследования фундаментов и примеры обследования фундаментов различных видов сооружений. В качестве источников нами выбраны наиболее цитируемые актуальные статьи исследователей по техническому обследованию конструкций фундаментов, рекомендации по их эксплуатации и ремонту. Целью исследования является выявление наиболее современных методик технического обследования, особенностей методик для разных типов фундаментов, типы рекомендуемых действий специалистов по результатам анализа обследований.

Ключевые слова: методы обследований, конструкции фундаментов, фундаменты жилых зданий, фундаменты сооружений, анализ повреждений фундаментов, рекомендации

FEATURES OF THE SURVEY OF THE FOUNDATIONS OF BUILDINGS

M. A. Sotnikova, E. A. Gotovtseva, I. A. Potekhin

Abstract. In this overview report, we present modern tools for the survey of foundations and examples of the survey of foundations of various types of structures. As sources, we have selected the most cited relevant articles of researchers on the technical inspection of foundation structures, recommendations for their operation and repair. The purpose of the study is to identify the most modern methods of technical inspection, the features of methods for different types of foundations, the types of recommended actions of specialists based on the results of the analysis of surveys.

Keywords: survey methods, foundation structures, foundations of residential buildings, foundations of structures, analysis of damage to foundations, recommendations.

Рассмотрим подходы зарубежных и отечественных специалистов по вопросу технического обследования конструкций фундаментов. В таблице 1 нами приведен обзор опыта отечественных и зарубежных исследователей и экспертов в области обследования конструкций фундаментов зданий [1, 2, 3, 4, 5]. Структурно таблица представлена в виде матрицы, в которой отображены объекты обследования, фокус обследования, метод исследования.

Таблица 1

Опыт технического обследования фундаментов

Объект обследования	Фокус обследования	Метод исследования
Фундамент здания университета	Грунты основания	1) 3х-мерная электро-резистивная томография 2) Обследование грунта на грузоподъемность под зданием
Забивка свай соседних зданий	Грунты основания	Обследование вибраций грунта и его виброустойчивости
Жилые здания в г.Нукус, Узбекистан	Смещение фундаментов	Ультразвуковым методом
Фундамент турбоагрегата Рефтинской ГЭС	Конструкции фундаментов	Ультразвуковым методом
Свайные фундаменты при надстройке и эксплуатации зданий и сооружений	Грунты основания	Геофизические методы
Фундаменты опор ЛЭП	Грунты основания	Комплекс методов неразрушающего контроля: 1) Георадиолокационное обследование 2) Сейсмоакустическим методом
Здания, фундаменты которых подверглись промерзанию на пучинистых грунтах	Мерзлое грунтовое основание	Геотехнический мониторинг и статическое зондирование
Монолитные фундаменты опор мостов	Грунты оснований	Георадарное и сейсмическое зондирование

Отмечается, что ученые и эксперты использовали и численные методы в сочетании с полевыми исследованиями. Численные методы использовались как для составления предварительной модели обследуемого объекта, в том числе для разработки плана экспертизы. В качестве инструмента камерального этапа экспертизы конструкций применялись численные методы с целью обобщения информации и поиска закономерностей из множества собранных данных состояния грунтов и строительных конструкций. Примерами использования численных методов являются:

- 1) математическая модель измерения состояния фундаментов анкерных опор методом ультразвукового зондирования в системе дистанционной диагностики проводов ВЛ;
- 2) оценка технического состояния фундаментов старой городской застройки и использованием вероятностных методов распознавания;
- 3) моделирование геотехнического обследования фундаментов и оснований зданий;
- 4) анализ взаимодействия фундамента с окружающим грунтом и конструкциями у многоэтажного жилого дома.

Нами был произведен обзор рекомендаций по результатам проведенных

обследований [6, 7]. Они представлены в виде системы процедур или мероприятий. В основном они встроены в судебно-строительную техническую экспертизу, используются при оценке надежности объектов, учитываются при разработке усиления конструкций, встраиваются в систему мониторинга и диагностики конструкций здания. Отечественные и зарубежные специалисты сталкиваются со сходными задачами. Однако процедуры судебно-строительной экспертизы в зарубежной литературе раскрыты недостаточно полно. В то же время за рубежом более часто используются предварительные численные модели объектов исследования грунтов оснований и фундаментов.

Список используемой литературы

1. Xuemin Zhang, Junsheng Yang, Yufeng Gao Cause investigation of damages in existing building adjacent to foundation pit in construction // Engineering Failure Analysis, January 2018
2. Shunhua Zhou, Yao Shan, Youwei Lin. Lateral deformation of high-speed railway foundation induced by adjacent embankment construction in soft soils: Numerical and field study // Transportation Geotechnics, 27 April 2023
3. Seyed Amir Mousavian Hejazi, Atra Feyzpour, Davood Toghraie. Numerical investigation of rigidity and flexibility parameters effect on superstructure foundation behavior using three-dimensional finite element method // Case Studies in Construction Materials, 18 January 2023
4. Weiyun Chen, Yujie Jiang, Piguang Wang. Seismic response of hybrid pile-bucket foundation supported offshore wind turbines located in liquefiable soils // Ocean Engineering, 27 December 2022
5. Могильнер Л.Ю., Придеин О.А., Сергеевцев Е.Ю. Применение комплекса методов неразрушающего контроля для диагностирования фундаментов насосных агрегатов // Наука и технологии трубопроводного транспорта нефти и нефтепродуктов. 2020. Т. 10. № 2. С. 164-172.
6. Сазонова С.А., Николенко С.Д., Осипов А.А. Оценка технического состояния оснований, фундаментов и железобетонных колонн каркасного здания // Моделирование систем и процессов. 2022. Т. 15. № 2. С. 67-83.
7. Москалькова Ю.Г., Иванов Д.В., Гомелюк И.В. Оценка технического состояния фундаментных конструкций методом георадиолокационной разведки // В сборнике: Безопасный и комфортный город. Сборник научных трудов по материалам V международной научно-практической конференции. Орел, 2022. С. 308-311.

© Сотникова М.А., Готовцева Е.А., Потехин И.А., 2023

**ОПЫТ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ОГРАЖДЕНИЯ КОТЛОВАНА,
ВЫПОЛНЯЕМОГО ПО ТЕХНОЛОГИИ СТРУЙНОЙ ЦЕМЕНТАЦИИ,
КАК НЕСЪЕМНОЙ ОПАЛУБКИ С ДЕМОНТИРУЕМЫМ
МЕТАЛЛИЧЕСКИМ ОБВЯЗОЧНЫМ ПОЯСОМ**

И.Л. Бартоломей, А.А. Жемчугов, К.С. Ядовина
ООО «ГСТ-проект»

Аннотация. В данной статье рассмотрено устройство ограждения из струйной цементации. Из-за ограничения участка строительства применялись съёмные металлические пояса ограждения. Проведено сравнение результатов расчета анкеров и натурных испытаний на объекте.

Ключевые слова: струйная цементация, ограждение котлована, несъёмная опалубка.

**THE EXPERIENCE OF USING THE PIT FENCE, MADE BY JET
CEMENTATION TECHNOLOGY, AS A NON-REMOVABLE FORMWORK
WITH A REMOVABLE METAL BINDING BELT**

I.L. Bartolomey, A.A. Zhemchugov, K.S. Yadovina

Abstract. In this article, the device of fencing from jet cementation is considered. Due to the limitations of the construction site, removable metal fencing belts were used. A comparison of the results of the calculation of anchors and field tests at the facility was carried out.

Keywords: jet cementation, pit fencing, non-removable formwork.

В данном докладе рассмотрено устройство ограждения из струйной цементации. Из-за ограниченного участка строительства применялись съёмные металлические пояса ограждения. Проведено сравнение результатов расчета анкеров и натурных испытаний на объекте.

В административном отношении участок расположен на ул. Ворошилова, 10 (территория бывшего мясокомбината) в г. Воронеже.

Описание технического решения: Настоящим техническим решением предусмотрено ограждение котлована путем устройства грунтоцементных колонн 600 мм по технологии струйной цементации Je-1. Для обеспечения устойчивости и уменьшения перемещения ограждения котлована техническим решением предусмотрено устройство грунтовых анкеров [1].

Длина грунтоцементных колонн составляет 10,6-12,6 м. Длина грунтовых анкеров составляет 9,5-15,0 м.

АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ОСНОВАНИЯ БАРЕТТ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ЧИСЛЕННЫХ ЭКСПЕРИМЕНТОВ

ЛЕ Чунг Хиеу, Н.З. Готман

ФГАОУ ВО «Российский университет транспорта» РУТ(МИИТ), г. Москва

Аннотация. В настоящей работе рассмотрено и проведено сравнение напряженно-деформированного состояния основания баретт с разной глубиной погружения от поверхности грунта. Суть проблемы здесь в том, что чем глубже мы откапываем, тем больше это воздействует на изменения напряженно-деформированного состояния контакта баретт-грунтов, в том числе и на несущую способность сваи и баретты. В рамках этой проблемы нами было проведено сопоставление и анализ данных, полученных в ходе численного моделирования взаимодействий баретты на несущую способность и сделаны выводы.

Ключевые слова: свайные фундаменты, сваи-баретты, глубокие котлованы, высотные здания, слабые грунты, напряженно-деформированные состояния, численные эксперименты.

ANALYSIS OF STRESS-STRAIN STATE OF BARRETT BASE USING NUMERICAL EXPERIMENTS

LE Trung Hieu, Gotman N.Z.

Abstract. In this work, we consider and compare the stress-strain state of the base of barrettes with different immersion depths from the soil surface. The essence of the problem here is that the deeper we dig, the more it affects changes in the stress-strain state of the baretta-soil contact, including the bearing capacity of the pile and baretta. Within the framework of this problem, we compared and analyzed the data obtained during the numerical modeling of baretta interactions on the load-bearing capacity and drew conclusions.

Keywords: pile foundations, barette piles, deep pits, high-rise buildings, soft soils, stress-strain states, numerical experiments.

Строительство подземных сооружений в густонаселенной городской застройке обычно ведется по технологии разработки глубоких котлованов методом «сверху-вниз». В таких условиях проектируются сваи и сваи-барреты (далее барреты) большой длины – высокоэффективные конструкции фундаментов для высотных зданий, в том числе и для работ с использованием подземного пространства в слабых грунтах.

Целью данного исследования является разработка методов расчета баррет в условиях котлованов различной глубины и их взаимодействия с грунтовым основанием при возведении высотных зданий на слабых грунтах. *Объектом исследования* является баррета, применяемая при строительстве сооружений зданий на слабых грунтах в глубоких котлованах.

Рекомендации по определению сопротивления грунта на боковой поверхности сваи в зависимости от глубины разрабатываемого котлована в нормах отсутствуют. Поэтому настоящее исследование, связанное с работой барреты при разработке различных глубин откопки котлована, имеет

практическую ценность. Актуальность работы заключается в изучении влияния барреты и барретного фундамента на грунтовый массив под действием вертикальных нагрузок в условиях разработки котлованов с варьирующимися глубинами.

В ходе исследования было выполнено численное моделирование с помощью геотехнических программных комплексов PLAXIS 3D для упругопластической модели упрочняющегося грунта Hardening soil (HS) и слабых грунтов. В этой задаче выполнены виртуальные испытания одиночной барреты сечением 800×2800 мм глубиной 22 м. При этом сама барретта выполняется с поверхности. Откапываемую часть проходят «холостым бурением».

По результатам расчетов построены графики «нагрузка-осадка» при нагружении с различной глубиной откопки котлованов. Характер графиков показывает, что при данной нагрузке формируются зоны пластических деформаций на боковой поверхности барреты, что и является причиной роста осадок. Очевидно, что сваи с большей глубиной погружения в рассматриваемых 2 грунтовых условиях всегда будут иметь большую несущую способность и меньшую осадку.

Проведенное исследование позволяет заключить, что выбор соответствующей вычислительной модели подтвердил результаты логических и рациональных исследований, основанных на действующем стандарте СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений». Необходимо дальнейшее исследование и наглядная оценка процессов для барреты одной глубины, в том числе и с разной глубиной откопки котлована. Планируемые комплексные исследования, включающие численные расчеты, а также экспериментальные и теоретические исследования, позволят разработать новые методы расчета и повысить эффективность проектных решений.

Список используемой литературы

1. Готман, Н.З. Численные исследования взаимодействия основания и буронабивных свай фундамента мостовой опоры при возникновении карстовых деформаций / Н.З. Готман, А.Г. Евдокимов // Construction and Geotechnics. – 2021. – Т. 12. – №4. – С. 5-18. – DOI 10.15593/2224-9826/2021.4.01.
2. Шулятьев, О.А. и др. Изменение напряженно-деформированного массива грунта в результате устройства буронабивных свай и баретт / О.А. Шулятьев, А.М. Дзагов, Д.К. Минаков. – Текст: электронный // Вестник НИЦ «Строительство». – 2022. – № 3(34). – С. 26–44. – DOI 10.37538/2224-9494-2022- 3(34)-26-44.
3. Никитина Н.С., Чунг Хиеу Ле. Методика оценки несущей способности барреты глубокого котлована в сложных инженерно-геологических условиях г. Ханой // Строительство: наука и образование. 2023. Т. 13. Вып. 1. Ст. 1. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2023.1.1.
4. СП 22.13330.2016. Свод правил. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83* = Soil bases of buildings and structures. – Москва : Стандартиформ, 2016. – 162 с.

© ЛЕ Чунг Хиеу, Готман Н.З., 2023

ВОЛНОВЫЕ МОДЕЛИ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ДЛЯ ПРОГНОЗИРОВАНИЯ ПАРАМЕТРОВ ИХ КОЛЕБАНИЙ

Л.В. Нуждин

Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет (Сибстрин)
Пермский национальный исследовательский политехнический университет

Аннотация. В докладе излагаются модели свайных фундаментов для аналитического расчета вертикальной, горизонтальной и сдвига-вращательной форм колебаний от силового и кинематического возбуждения в однородных или слоистых грунтах без учета или с учетом волнового взаимодействия свай в кусте, взаимодействия ростверка с грунтом, его формы в плане, больших статических нагрузок.

Ключевые слова: свайные фундаменты, расчет параметров колебаний, волновые модели, жесткость и демпфирование.

WAVE MODELS OF PILE FOUNDATIONS FOR PREDICTING THEIR VIBRATION PARAMETERS

L. V. Nuzhdin

Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering (Sibstrin)
Perm National Research Polytechnic University

Abstract. The report presents models of pile foundations for the analytical calculation of vertical, horizontal and shear-rotational forms of vibrations from force and kinematic excitation in homogeneous or layered soils without taking into account or taking into account the wave interaction of piles in the bush, the interaction of the grillage with the soil, its shape in plan, large static loads.

Keywords: pile foundations, calculation of vibration parameters, wave models, stiffness and damping.

Наиболее близко процессу колебаний свайных фундаментов отвечают их волновые модели. Имеющиеся экспериментальные и теоретические данные свидетельствуют о преимуществах волновых моделей, которые основаны на использовании истинных динамических характеристик грунтов, универсальности решений, хорошей сходимости прогнозируемых параметров с регистрируемыми значениями на натурных фундаментах.

Колебания фундаментов при динамическом нагружении или от кинематических воздействий определяются из независимого рассмотрения возбуждаемых каждым источником форм колебаний. Учитывая практически линейный характер колебаний фундаментов от большинства промышленных, транспортных и других техногенных источников, грунтовое основание можно моделировать упругим изотропным полупространством. В отличие от более широко применяемых в инженерных расчетах различных модификаций модели Винклера (местных упругих деформаций основания), свойства модели упругого полупространства имеют волновой характер.

Фундамент рассматривается в виде тела, опирающегося на полупространство, испытывающее волновое движение под действием этого же тела или волн, приходящих от других динамических источников. Волны рассеиваются с расстоянием. Механические свойства грунтовой среды характеризуются модулями упругого сжатия, сдвига и коэффициентом Пуассона. Колебания фундамента определяются в результате решения дифференциальных уравнений движения жесткого тела на упругом основании, характеризующегося набором жесткостных и демпфирующих параметров: K_{zz} , K_{xx} , $K_{x\varphi}$, $K_{\varphi x}$, $K_{\varphi\varphi}$ и C_{zz} , C_{xx} , $C_{x\varphi}$, $C_{\varphi x}$, $C_{\varphi\varphi}$ – соответственно вертикальных составляющих жесткости и демпфирования при вертикальном перемещении; горизонтальных – при сдвиге и повороте и вращательных – при сдвиге и повороте.

При аналитическом решении задачи параметры жесткости и демпфирования свайного основания предложено определять из рассмотрения колебаний одиночной сваи в грунтовой среде. Свая моделируется гибким вертикальным цилиндрическим стержнем, не теряющим в процессе колебаний контакта с грунтом. Грунт – вязкоупругая среда, ниже конца сваи рассматривается как полупространство, а выше – как однородная или слоистая структура, состоящая в зависимости от реальных инженерно-геологических условий из одного или нескольких слоев. В пределах глубины погружения сваи грунтовая среда представляет собой совокупность бесконечно тонких независимых грунтовых пластин, по которым в горизонтальном направлении распространяются упругие волны. Аналитические решения задачи получены для однородного грунта, двух, трех, четырех и пятислойного оснований.

Поперечные и продольные колебания стержня рассматриваются отдельно. Связь между перемещениями стержня и реакциями грунта по его боковой поверхности определяется из рассмотрения задачи о колебаниях бесконечной пластины с твердым цилиндрическим включением («недеформируемым круглым вырезом»). При поперечных колебаниях стержня возможные депланационные перемещения пластин в случае поворота поперечных сечений стержня можно не учитывать.

Для получения параметров жесткости и демпфирования горизонтальных и сдвиго-вращательных колебаний одиночной сваи рассматриваются поперечные колебания стержня при различных вариантах граничных условий (сопряжения сваи с ростверком и опирании нижнего конца на грунт). Это может быть свободное опирание, шарнирное закрепление или жесткая заделка. Жесткость и демпфирования вертикальных колебаний одиночной сваи определяются из рассмотрения продольных колебаний стержня. При этом для свай-стоек учитывается невозможность вертикальных перемещений нижнего конца, а для висячих свай продольная сила на нижнем конце стержня приравнивается реакции упругого полупространства на перемещение штампа равного радиуса. Аналогичные условия рассматривались и при анализе поперечных колебаний стержня, однако получаемое решение при значительном усложнении расчетных выражений даже для коротких свай (10...15 диаметров

и менее) приводит к результатам, несущественно отличающимся от случая шарнирного закрепления нижнего конца. Параметры жесткости и демпфирования одиночной сваи определяются из выражений концевых усилий колеблющегося стержня.

Обычно параметры жесткости и демпфирования свайного основания определяются суммированием соответствующих значений, полученных для каждой отдельной сваи в кусте. Для учета волнового взаимодействия между сваями (динамического кустового эффекта) вместо колебаний тонкой пластины с одиночным вырезом предложено рассматривать колебания пластины с двумя, тремя и девятью круглыми вырезами. Полученные решения позволяют оценить параметры жесткости и демпфирования угловой, крайней в ряду и центральной свай с учетом их волнового взаимодействия. При шаге свай 10 диаметров взаимодействие практически отсутствует, а при шаге 1,5 диаметра – может приводить к изменению параметров до 15%.

В случае учета взаимодействия ростверка с грунтом обобщенные параметры жесткости и демпфирования помимо суммы значений, полученных для свайного основания, включают соответствующие величины, определенные для боковой поверхности тела, погруженного в упругую инертную среду. В простейшем случае решение находится по аналогии со стержнем, из рассмотрения задачи о колебаниях бесконечно тонкой пластины с круглым вырезом эквивалентной ростверку площади. Для учета прямоугольной формы ростверка в плане, что особенно важно при соотношении сторон более 4, связь между реакциями грунта по боковой поверхности ростверка и его перемещениями определяется из рассмотрения колебаний пластины с прямоугольным вырезом.

Взаимодействие подошвы ростверка с грунтом нужно учитывать только для случаев усиления фундаментов подведением свай, при больших статических нагрузках на фундамент и для ростверков специальной конструкции с регулируемой жесткостью основания. Увеличение параметров жесткости и демпфирования свайного фундамента при этом производится из рассмотрения известной задачи о колебаниях штампа на упругом полупространстве.

Аналитические решения для прогнозирования параметров колебаний свайных фундаментов по описанным выше волновым моделям позволяют получить результаты, хорошо отвечающие динамическому поведению реальных натуральных фундаментов. Для удобства их применения разработаны пакеты программ, которые предназначены не только производить расчет амплитуд всех форм колебаний свайных фундаментов от силового и группового кинематического возбуждения, но и проводить оптимизацию их конструкции с выбором оптимизируемых параметров или исходя из задаваемых динамических требований.

ПОВЫШЕНИЕ ТОЧНОСТИ РАСЧЕТА ОСАДОК ПО МОДЕЛИ ЛИНЕЙНО ДЕФОРМИРУЕМОГО ПОЛУПРОСТРАНСТВА МЕТОДОМ ПОСЛОЙНОГО СУММИРОВАНИЯ

Л.В. Нуждин, К.В. Козьминых

Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет (Сибстрин)
Пермский национальный исследовательский политехнический университет

Аннотация. В докладе излагаются рекомендации для повышения точности расчета фундаментов по второй группе предельных состояний в соответствии с СП 22.13330.2016, сформулированные на основе сопоставления данных многочисленных расчетов проектируемых объектов и мониторинга за их состоянием. Это полевые определения модуля деформации, уменьшение толщины расчетных слоев в методе послойного суммирования, учет неоднородности деформационных свойств и деформационной анизотропии грунтов, пошаговый расчет осадок с использованием соответствующих модулей деформации.

Ключевые слова: осадки фундамента, линейно-деформируемое полупространство, напряженно-деформированное состояние грунтов, корректировка расчетной схемы, деформационная анизотропия, пошаговый расчет осадок.

INCREASING THE ACCURACY OF CALCULATING FOUNDATION SETTLEMENTS USING THE MODEL OF LINEARLY DEEFORMABLE HALF-SPACE AND THE LAYER-BY-LAYER SUMMATION METHOD

L.V. Nuzhdin, K.V. Kozminykh

Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering (Sibstrin)
Perm National Research Polytechnic University

Abstract. The report sets out recommendations for improving the accuracy of the calculation of foundations for the second group of limit states in accordance with SP 22.13330.2016, formulated on the basis of comparing data from numerous calculations of projected objects and monitoring their condition. These are field definitions of the deformation modulus, reduction of the thickness of the calculated layers in the method of layer-by-layer summation, taking into account the heterogeneity of deformation properties and deformation anisotropy of soils, step-by-step calculation of sediments using the corresponding deformation modules.

Keywords: settlements of foundation, linearly deformable half-space, stress-strain state of soil, clarification of the calculation scheme, deformation anisotropy, step-by-step calculation of settlements.

Повышение точности расчета фундаментов по второй группе предельных состояний – прогнозированию осадок до настоящего времени является актуальным в геотехнике. На решение этой задачи направлена разработка новых и совершенствование существующих моделей грунтовых оснований. Как правило, при этом делается попытка наиболее полного учета деформационных свойств грунтов и описания сложного напряженно-деформируемого состояния основания нагруженных фундаментов: пространственной работы конструкций, геометрической и физической нелинейности, пластических и реологических свойств грунтов, развития

областей пластических деформаций под фундаментом, анизотропии и мн. др. Всё большую популярность имеют специализированные расчетные комплексы конечно-элементного анализа, которые позволяют моделировать нелинейную работу грунта и наиболее достоверно описывать поведение грунтового массива.

Естественно, что новые более совершенные и «точные» модели для выполнения расчетов требуют определения дополнительных (иногда большого количества) по сравнению с используемой в нормативной документации модели линейно-деформируемого полупространства параметров физико-механических свойств грунтов. Их определение нередко возможно только при проведении довольно сложных испытаний грунтов на специализированном или даже уникальном оборудовании, практически отсутствующим в практике отечественных инженерно-геологических изысканий. Очевидно, что отсутствие достоверных исходных данных способно свести на нет достоинства этих моделей и программных комплексов, а получаемые в них результаты не редко хуже соответствуют действительности, чем расчеты по простейшим расчетным моделям.

Между тем, сравнение результатов расчета осадок проектируемых фундаментов по СП 22.13330.2016 с данными последующего мониторинга за деформациями стоящихся и эксплуатируемых зданий показывает, что повышения точности расчета осадок можно добиться другим путем: совершенствованием принятой в нормах расчетной схемы и более достоверным определением «традиционных» деформационных характеристик грунтов. Выполненные многочисленные расчеты строящихся реальных фундаментов свидетельствуют о возможности повышения точности расчетов при уменьшении толщины расчетных слоев в методе послойного суммирования. Рекомендуемая толщина слоев составляет 0.2 м, что не противоречит требованиям норм и достаточно легко выполнить даже с применением простейших компьютерных программ.

Как показывает анализ практики массового проектирования, для повышения точности прогнозирования деформаций грунтового основания, прежде всего, требуется использовать в расчетах только наиболее достоверные значения модуля деформации грунтов, полученные полевыми методами штамповых испытаний и, практически не уступающим им, расклинивающим дилатометром. Также желательно применять не табличное значение, а экспериментально определенный коэффициент Пуассона грунтов.

Применение при изысканиях расклинивающего дилатометра позволяет повысить количество определений модуля деформации грунта и оценить неоднородность деформационных свойств основания по глубине массива. Прямое использование данных рекомендуемого метода определения модуля деформации грунта через 0.2 м по глубине хорошо согласуется с предложенным выше уменьшением толщины расчетных слоев в методе послойного суммирования.

Многочисленные исследования грунтов позволяют рекомендовать корректировку расчета осадок фундаментов с учетом деформационной

анизотропии грунтового основания, для чего при проведении стандартных изысканий следует определять возможность деформационной анизотропии грунтов. Учет деформационной анизотропии предлагается проводить с помощью поправочных коэффициентов α_a для расчета нормальных напряжений от внешней нагрузки в анизотропном грунтовом основании. Поправочные коэффициенты α_a для учета разной деформируемости грунта в вертикальном и горизонтальном направлениях были определены на основе многочисленных исследований изменения НДС анизотропных оснований с коэффициентами анизотропии $k_a = 0,5; 0,75; 1,33$ и $2,0$ для ленточных, квадратных, прямоугольных при разном соотношении сторон и круглых в плане фундаментов.

Повышению точности прогнозирования деформаций основания способствует также учет истории загрузки фундаментов с пошаговым расчетом осадок и использованием соответствующих модулей деформации. Для удобства применения сформулированных выше рекомендаций в программной среде ANSYS составлена расчетная схема (решатель), которая позволяет учитывать основные влияющие факторы при наличии необходимых исходных данных.

© Нуждин Л.В., Козьминых К.В., 2023

ВЛИЯНИЕ НАЛИЧИЯ ТОНКОГО ЖЕСТКОГО СЛОЯ ГРУНТА НА УСТОЙЧИВОСТЬ ЗЕМЛЯНОЙ ПЛОТИНЫ

Талал Аввад

Международная образовательная корпорация, Алматы, Казахстан
Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I,
Санкт-Петербург, Россия

Аннотация. В данной статье рассматривается влияние жесткого слоя грунта, имеющего разные статические и динамические свойства и существующего на разной глубине в основании плотины. Численные модели подготовлены для анализа этого эффекта путем применения метода конечных элементов и учета просачивания, динамического анализа и устойчивости склона. Результаты динамического анализа показали повышение уровня фреатической линии в теле плотины, усиление динамической реакции плотины, увеличение порового и избыточного порового давления воды, снижение коэффициентов запаса устойчивости, а также уменьшение глубины тонкого жесткого слоя.

Ключевые слова: устойчивость склонов; просачивание; насыпная дамба; динамический анализ.

THE INFLUENCE OF THE EXISTENCE OF A THIN STIFF SOIL LAYER ON THE STABILITY OF AN EMBANKMENT DAM

Talal Awwad

International Educational Corporation, Almaty, Kazakhstan
Saint-Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering, Russia.

Abstract. This paper is concerned with the influence of a stiff soil layer that has different static and dynamic properties and exists at different depths in dam foundation. Numerical models are prepared to analyze that effect by applying finite element method and considering seepage, dynamic analysis, and slope stability. The results of dynamic analysis showed rising of phreatic line level in dam body, amplification in dam dynamic response, increasing in pore-water and excess pore water pressure, and decreasing in stability factors of safety, along with decreasing of the thin layer depth.

Keywords: slope stability; Seepage; embankment dam; dynamic analysis.

Обрушение плотины Зейзун, насыпной плотины, расположенной на северо-западе Сирии, вызвало большую осведомленность о последствиях отсутствия геотехнических исследований и исследований сейсмических условий на месте плотины. Плотина Зейзун расположена в непосредственной близости от системы разломов Мертвого моря, что подчеркивает важность анализа влияния литологического слоя в основаниях плотин на сейсмическую устойчивость плотины. В данной статье рассматривается влияние жесткого слоя грунта, имеющего разные статические и динамические свойства и существующего на разной глубине в основании плотины. Численные модели подготовлены для анализа этого эффекта путем применения метода конечных элементов и учета просачивания, динамического анализа и устойчивости склона. Результаты

динамического анализа показали повышение уровня фреатической линии в теле плотины, усиление динамической реакции плотины, увеличение порового и избыточного порового давления воды, снижение коэффициентов устойчивости запаса с уменьшением глубины тонкого слоя.

В этом исследовании был выполнен анализ просачивания в насыпной плотине для всех случаев глубины тонкого слоя грунтового основания (32м-24м-16м-12м-8м-4м-2м-0м), поскольку геологические исследования показали изменение глубины тонкого слоя в разных местах плотины. Затем анализ устойчивости склона используется для расчета коэффициентов безопасности в статических и сейсмических условиях. Метод конечных элементов, использовался для выполнения всего анализа [1-3]. Следовательно, было проведено сравнение статических и сейсмических результатов для разных глубин, чтобы показать влияние динамических свойств грунта и развитого избыточного порового давления PWP на коэффициенты запаса устойчивости склона (рис. 1).

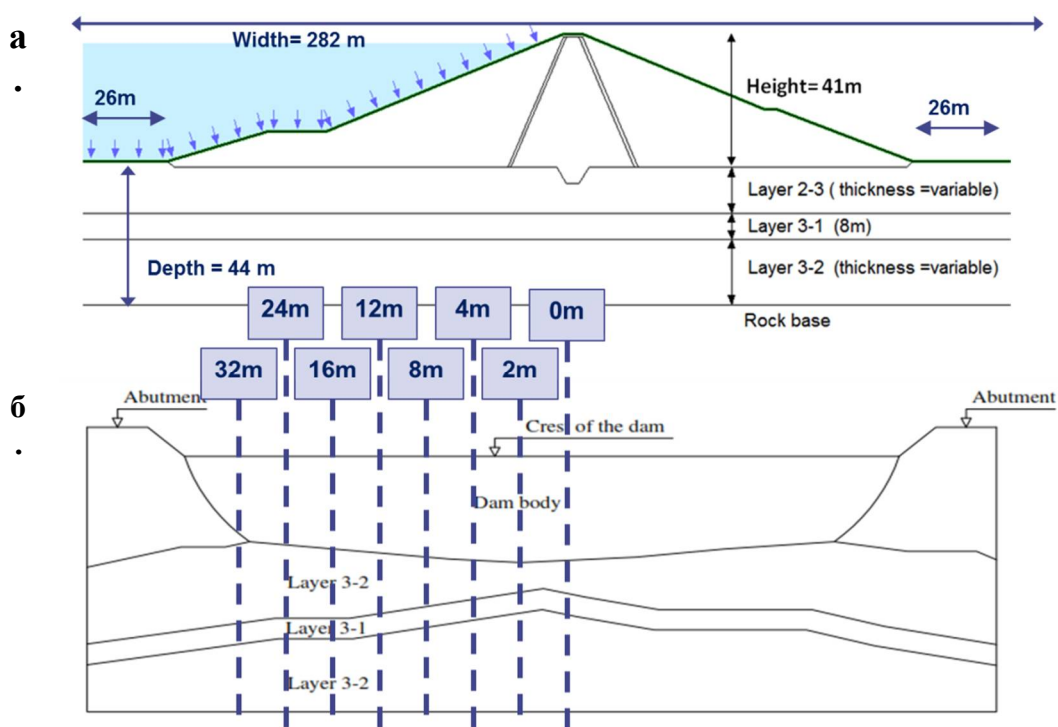


Рис. 1. (а) поперечное сечение плотины и основание; (б) – упрощенный продольный разрез плотины и основание

Замечено, что при проектировании насыпной плотины важно учитывать наличие жесткого слоя грунта в основании плотины из-за его существенного влияния на устойчивость плотины. Исследование доказывает, что:

1. Уровень фреатической линии в теле плотины повышается из-за уменьшения глубины проницаемого слоя, что приводит к двум эффектам: во-первых, это увеличение давления поровой воды и

дестабилизирующие силы в теле плотины, и во-вторых – уменьшение стабилизирующих сил и факторов безопасности.

2. Эффективные напряжения уменьшаются выше фреатической линии из-за снижения давления всасывания и уменьшаются под фреатической линией из-за увеличения порового давления PWP.
3. Результаты обосновывают негативное влияние существования жесткого слоя грунта в основании плотины Зейзун на ее устойчивость в статических и сейсмических условиях.
4. Наличие тонкого жесткого слоя грунта оказывает демпфирующее воздействие на движение грунта, применяемое в основании проблемы, за исключением случая, когда слой 3-1 расположен вблизи уровня земли. В этом случае он имеет эффект усиления. Такая ситуация с фундаментом произошла, когда плотина обрушилась.

Список цитируемой литературы

1. BATHE K-J, "Finite Element Procedures in Engineering Analysis", book, 1982..
2. Stability Modeling with SLOPE/W 2007 Version, an Engineering Methodology, Third Edition, March 2008.
3. Dynamic modeling with QUAKE/W 2007 Version, an Engineering Methodology, Third Edition, March 2008.

© Аввад Талал, 2023

УЛУЧШЕНИЕ НАБУХАЮЩИХ ГРУНТОВ В ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ СИРИИ

Л. Н. Кондратьева, Лана Аввад

Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет

Аннотация. Глинистые грунты широко распространены в Сирии. Из-за их недостатков потребность в стабилизации становится все более насущной. Добавки смесей полипропиленовых волокон с известью снижают показатель пластичности, повышают обрабатываемость и предел усадки, уменьшают усадочное растрескивание, устраняют практически все проблемы набухания и повышают прочность грунта.

Ключевые слова: глинистые грунты, проблемы набухания, улучшение набухающих грунтов, добавки, полипропиленовое волокно, известь.

IMPROVEMENT OF SWELLING SOILS IN GEOTECHNICAL CONDITIONS OF SYRIA

L.N. Kondratyeva, L. Awwad

Saint-Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering, Russia

Abstract. Clay soils are widespread in Syria. Due to their shortcomings, the need for stabilization is becoming increasingly urgent. Additives of mixtures of polypropylene fibers with lime reduce plasticity index, increases workability and shrinkage limit, reduces shrinkage cracking, eliminates almost all swelling problems, and increases the soil strength.

Keywords: clay soils, swelling problems, Improvement, polypropylene fiber, additives, lime.

Часто приходится сталкиваться с вопросом реконструкции оснований и фундаментов зданий и сооружений, построенных на набухающих грунтах, а такие грунты залегают на значительной части Сирийской Арабской Республики.

При строительстве на этих грунтах, необходимо учитывать проблематичность этих грунтов, а именно сезонные изменения объема, которые сопровождаются снижением прочности, так как увеличивают свой объем при замачивании водой и имеют относительную деформацию набухания.

Мировая практика показала, что проведение мероприятий по улучшению строительных свойств оснований является надёжным с точки зрения безопасности и экономным решением. В этом контексте технологии усиления грунтов основания при строительстве на проблематичных набухающих грунтах продолжают развиваться в мировой практике строительства [1-5].

Распространение набухающих глинистых грунтов в Сирии (рис. 1)

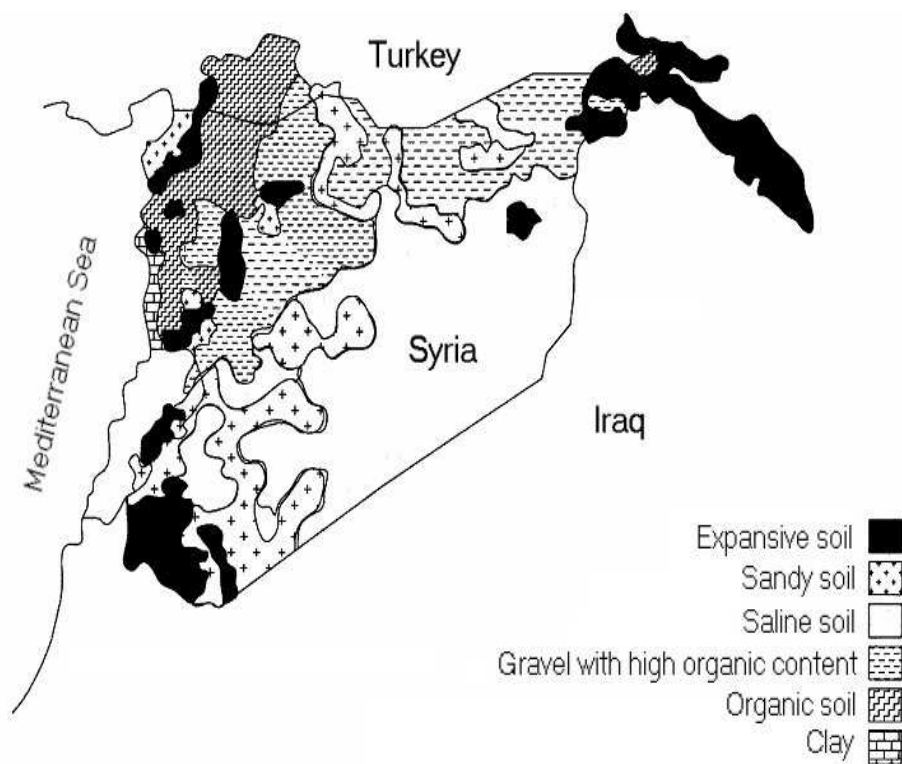


Рис. 1. Местонахождение глинистых пород в Сирии

Для решения данной проблемы необходимо использовать различные технологии и методы. Однако, несмотря на значительный прогресс в этой области, по-прежнему остаются многочисленные проблемы, связанные со строительством на набухающих грунтах. Эти проблемы включают в себя учет местных условий и разработку новых технологий и материалов.

В связи с этим, в рамках данной работы исследовалась возможность применения известковосодержащих смесей для улучшения строительных свойств набухающего глинистого грунта в инженерно-геологических условиях Сирийской Арабской Республики.

Сделана серия лабораторных экспериментов влияния добавок смесей полипропиленовых волокон с известью на улучшение строительных свойств набухающего глинистого грунта.

Лабораторные эксперименты сделаны на местных грунтах и на местных известняковых материалах. Известь привозили из известковых карьеров в провинции Хама в виде известняка и измельчали с помощью шаровой мельницы на цементном заводе Адра, и он был упакован в плотно закрытые пакеты, чтобы изолировать его от влажности, и переносится на место исследования.

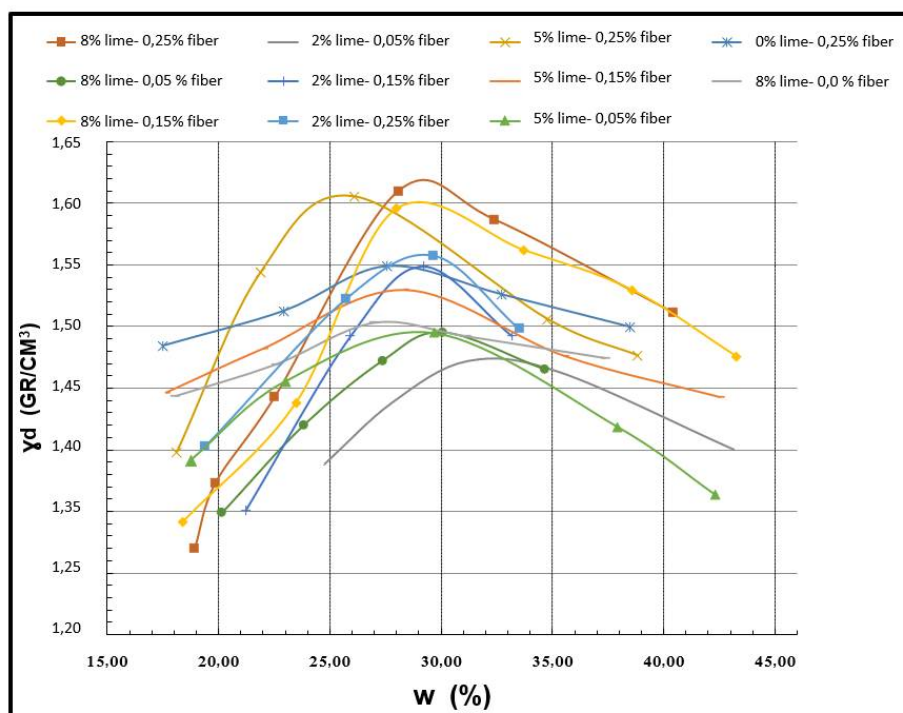


Рис. 2. Максимальный удельный вес скелета и оптимальная влажность грунта

Результаты исследования показали, что использование добавок смесей полипропиленовых волокон с известковыми ворсами приводит к повышению прочности грунтов (рис. 2). Помимо прочности, необходимо подробно изучить аспект набухания и усадки набухающих грунтов.

Список цитируемой литературы

1. Al-Gharbawi S.A., Ahmed & Najjem, Ahmed & Fattah, Mohammed. 2022. Expansive Soil Stabilization with Lime, Cement, and Silica Fume. *Applied Sciences*. 13. 1–15. 10.3390/app13010436.
2. Al-Rawas. A.A and Goosen. M.F.A 2006 Expansive soils recent advances in characterization and treatment.
3. AL-Soudany, K. 2018 Improvement of expansive soil by using silica fume. *Kufa Journal of Engineering*, vol. 9, no. 1, Jan. 2018, pp. 222–239, doi:10.30572/2018/KJE/090115.
4. Awwad L., The effect of lime additives on the improvement of swelling soils in geotechnical conditions of Syrian Arab Republic. *Smart Geotechnics for Smart Societies*, 2023, pp. 758–763, DOI: 10.1201/9781003299127-101.

© Кондратьева Л. Н., Аввад Лана, 2023

Научное издание

**ИСПОЛЬЗОВАНИЕ СОВРЕМЕННЫХ МОДЕЛЕЙ
В МЕХАНИКЕ ГРУНТОВ, ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ РАСЧЕТАХ
И ФУНДАМЕНТОСТРОЕНИИ**

Материалы 2-й международной научно-технической конференции
памяти профессора Д. М. Шапиро

(г. Воронеж, 16-18 октября 2023 г.)

В авторской редакции

Подписано к изданию 13.11.2023.
Объем издания 6,8 Мб. Тираж 10 экз.

ФГБОУ ВО «Воронежский государственный технический
университет»
394006 Воронеж, ул. 20-летия Октября, 84