

Международная образовательная корпорация

УДК 624.138

На правах рукописи

ДЖУМАДИЛОВА САУЛЕ ЖАКИНБЕКОВНА

**Современные эффективные методы укрепления грунтов для
формирования надежных оснований зданий и сооружений**

ОП 8D07321 – Строительство

Диссертация на соискание степени
доктора философии (PhD)

Научный консультант
доктор технических наук
профессор-исследователь
В.А. Хомяков

Научный консультант
доктор PhD
Талал Аввад
(Петербургский
государственный университет
путей сообщения
Императора Александра I)

Республика Казахстан
Алматы, 2024

СОДЕРЖАНИЕ

НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ.....	4
ОПРЕДЕЛЕНИЯ.....	5
ОБОЗНАЧЕНИЯ И СОКРАЩЕНИЯ.....	7
ВВЕДЕНИЕ.....	8
1 ОБЗОР МЕТОДОВ УКРЕПЛЕНИЯ СЛАБЫХ ГРУНТОВ.....	13
1.1 Основные методы укрепления грунтов.....	13
1.1.1 Метод инъекции упрочняющих составов.....	14
1.1.2 Метод упрочнения устройством раскатанных элементов.....	21
1.1.3 Метод Jet ground.....	24
1.1.4 Метод глубинного перемешивания DSM.....	29
1.1.5 Метод упрочнения грунтовой подушкой, усиленной геосинтетическими материалами.....	33
1.2 Исследование возможностей применения существующих методов....	40
1.2.1 Особенности геологического строения Южных регионов Казахстана.....	40
1.2.2 Основные предпосылки применения методов упрочнения.....	45
Выводы по первому разделу.....	47
2 МЕТОД ИНЪЕКЦИОННОГО УКРЕПЛЕНИЯ ОСНОВАНИЙ УПРОЧНЯЮЩИМИ СОСТАВАМИ.....	48
2.1 Описание свойств грунтов при укреплении методом инъекции упрочняющих составов.....	48
2.2 Программа проведения лабораторных исследований.....	50
2.3 Описание методики исследований и параметры применяемого оборудования.....	50
2.4 Лабораторные исследования.....	54
2.4.1 Исследования песчаных грунтов.....	54
2.4.2 Исследования связных грунтов.....	58
2.4.3 Исследование гравийных грунтов.....	59
2.5 Исследования в полевых условиях на натурном объекте.....	62
2.5.1 Описание методики полевых исследований и параметры применяемого оборудования.....	62
2.5.2 Полевые исследования связных грунтов.....	63
2.5.3 Полевые исследования для гравийных грунтов.....	64
2.6 Результаты укрепления по методу инъекции упрочняющих составов	66
2.7 Экономическая эффект применения метода инъекции упрочняющих составов.....	67
Выводы по второму разделу.....	67
3 ОБОСНОВАНИЕ УКРЕПЛЕНИЯ МЕТОДОМ ГЛУБИННОГО ПЕРЕМЕШИВАНИЯ DSM.....	68
3.1 Описание свойств грунтов при укреплении методом глубинного перемешивания DSM.....	68
3.2 Определение физико–механических свойств грунтоцементных колон.....	70
3.2.1 Программа лабораторных исследований.....	70

3.2.2 Описание методики исследований и параметры применяемого оборудования.....	70
3.2.3 Результаты исследований.....	71
3.2.4 Результаты упрочнения по методу глубинного перемешивания DSM.....	75
3.2.5 Исследование прочности колонн DSM с дополнительным армированием.....	78
3.2.6 Описание методики исследований и параметры применяемого оборудования.....	78
3.2.7 Лабораторные исследования.....	80
3.3 Основные результаты испытаний моделей DSM.....	83
3.3.1 Аналитический расчет моделей DSM.....	84
3.4 Экономическая эффективность применения метода укрепления DSM	86
Выводы по третьему разделу.....	87
4 ПОВЕРХНОСТНОЕ УПРОЧНЕНИЕ ГРУНТОВОЙ ПОДУШКИ, УСИЛЕННОЙ ГЕОСИНТЕТИЧЕСКИМИ МАТЕРИАЛАМИ.....	89
4.1 Анализ методов проведения испытаний и факторов, определяющих механические свойства.....	89
4.2 Описание методики исследований и параметры применяемого оборудования.....	95
4.3 Определение механических свойств геосинтетических материалов для повышения несущей способности.....	99
4.3.1 Результаты испытаний по определению механических свойств грунтов.....	100
4.4 Испытания свойств на границе грунт-геосинтетика.....	103
4.4.1 Описание методики исследований и параметры применяемого оборудования.....	103
4.4.2 Результаты испытаний гравийного грунта и по границе грунт-геосинтетика.....	105
4.5 Экономическая эффективность применения метода упрочнения грунтовой подушкой, усиленной геосинтетическими материалами.....	107
Выводы по четвертому разделу.....	107
5 РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАСЧЕТУ И ПРОЕКТИРОВАНИЮ УПРОЧНЕННЫХ ОСНОВАНИЙ.....	109
5.1 Рекомендации по упрочнению грунтов на объектах г. Алматы.....	109
5.2 Рекомендации по упрочнению грунтов на объекте г. Шымкент.....	118
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	126
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ.....	129
ПРИЛОЖЕНИЕ А – Удостоверение о повышении квалификации.....	136
ПРИЛОЖЕНИЕ Б – Акты внедрения.....	137
ПРИЛОЖЕНИЕ В – Исследования методом инъектирования.....	143
ПРИЛОЖЕНИЕ Г – Лабораторные испытания DSM.....	147
ПРИЛОЖЕНИЕ Д – Испытания геосинтетических материалов.....	150
ПРИЛОЖЕНИЕ Е – Результаты программного расчета.....	154

НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

В настоящей диссертации использованы ссылки на следующие стандарты:
СП РК 5.01-102-2013. Основания зданий и сооружений.

СП РК 5.01-103-2013. Свайные фундаменты.

СП РК EN 1997-1:2004/2011. Геотехническое проектирование. Часть 1. Общие правила.

СП РК EN 1997-2:2007/2011. Геотехническое проектирование. Часть 2. Исследования и испытания грунта; Астана, 2011.

СП РК EN 1990:2002+A1:2005/2011. Основы строительного проектирования.

Национальное приложение к СП РК EN 1997-1:2007/2011.

СП РК 2.03-30-2017. Строительство в сейсмических районах Республики Казахстан.

НТП РК 07-01.2-2011. Проектирование зданий и сооружений на структурно-неустойчивых грунтах.

НТП РК 07-01.3-2011. Проектирование и устройство упрочнения основания вертикальными армирующими элементами.

НТП РК 07-01.4-2012. Геотехническое проектирование. Часть 1. Основы геотехнического проектирования.

НТП РК 08.05.1-2013. Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений в сейсмических районах.

ГОСТ 25100-2011. Грунты. Классификация.

ГОСТ 12071-2014. Грунты. Отбор, упаковка, транспортировка и хранение образцов.

ГОСТ 12248.2.2020. Грунты. Определение характеристик прочности и деформируемости методом одноосного сжатия.

ГОСТ 5180-2015. Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик.

ГОСТ 28570-2019. Бетоны. Методы определения прочности по образцам, отобраным из конструкций.

ГОСТ 30416-2020. Грунты. Лабораторные испытания. Общие положения.

СТ РК 2115-2011 (ISO 10319:2008). Материалы геосинтетические. Метод определения разрывной нагрузки и удлинения при разрыве.

СТ РК 2792-2015. Материалы геосинтетические. Плоские геосетки и георешетки для армирования и стабилизации. Технические условия.

EN ISO 14688-1. Геотехнические испытания и исследования. Идентификация и классификация грунтов. Часть 1. Идентификация и описание.

ОПРЕДЕЛЕНИЯ

В настоящей диссертации применяют следующие термины с соответствующими определениями

Водонасыщенный грунт – грунт, содержащий значительное количество воды в порах, что влияет на его физико-механические свойства, такие как несущая способность и деформационная устойчивость.

Просадочный грунт – грунт, обладающий способностью к значительным деформациям при увлажнении или приложении внешней нагрузки, что может приводить к просадкам зданий и сооружений.

Упрочнение грунта – процесс улучшения физико-механических характеристик грунта, направленный на повышение его несущей способности и снижение деформаций под нагрузкой.

Инъекция грунта – метод укрепления грунта путем введения в его поровое пространство специальных растворов или смол для увеличения прочности и уменьшения водопроницаемости.

Грунтоцементная колонна – вертикальная конструкция, созданная методом смешивания грунта с цементным раствором, для повышения несущей способности и стабилизации основания.

Геосинтетический материал – искусственный материал, используемый в строительстве для укрепления грунтов, защиты от эрозии, улучшения дренажа и других инженерных целей, например, геотекстиль, георешетка.

Смолизация – процесс пропитки грунта или других материалов полимерными смолами для их упрочнения и улучшения эксплуатационных характеристик.

Струйная цементация – технология укрепления грунтов путем инъекции цементного раствора под высоким давлением, создающего в грунте устойчивые цементные колонны.

Инъектор – устройство, используемое для нагнетания цементных растворов или других укрепляющих составов в грунт или скважины с целью его укрепления или стабилизации.

Силикатизация – процесс укрепления грунтов с помощью инъекции жидких силикатных растворов, которые при взаимодействии с грунтом затвердевают, повышая его прочность и водонепроницаемость.

Псевдопластичные материалы – материалы, характеризующиеся уменьшением вязкости при увеличении скорости сдвига, что облегчает их текучесть под нагрузкой.

Аминопластные смолы – синтетические термореактивные полимеры, образующиеся в результате поликонденсации аминов с формальдегидом, широко применяются в строительстве и деревообработке.

Пакер – устройство для герметизации ствола скважины в процессе инъекционных работ, предотвращающее утечку инъекционных растворов в нежелательные участки.

Лидерная скважина – предварительно пробуренная скважина, облегчающая установку свай или проведение инъекционных работ, особенно в сложных геологических условиях.

Подземные воды – воды, находящиеся в слоях грунта или пород ниже уровня поверхности земли, играющие важную роль в изменении инженерных свойств грунтов.

Двухкомпонентная смола – полимерный материал, состоящий из двух компонентов (основа и отвердитель), которые смешиваются непосредственно перед применением для начала процесса затвердевания.

Водовоздушная струя – смесь воды и воздуха, применяемая для разрушения или промывки грунтов и создания скважин под высоким давлением.

Глубинное перемешивание – технология укрепления грунта, при которой грунт перемешивается с вяжущими растворами на глубине для улучшения его физических свойств и повышения несущей способности.

Разжижение грунтов – процесс снижения прочности и плотности грунта под воздействием динамических нагрузок, таких как землетрясения, что приводит к его текучести.

Сдвиговые деформации – изменение формы или размеров тела, вызванное приложением сдвигающих сил, направленных параллельно поверхности контакта элементов материала.

Стабилизация – процесс улучшения физических свойств грунта, направленный на повышение его устойчивости к деформациям и разрушениям, а также на увеличение несущей способности основания.

ОБОЗНАЧЕНИЯ И СОКРАЩЕНИЯ

РК	– Республика Казахстан
ГОСТ	– Государственный стандарт
СП РК	– Свод правил Республики Казахстан
СН РК	– Строительные нормы Республики Казахстан
ТС РК	– Стандарты Республики Казахстан
НТП РК	– Нормативно-техническое пособие Республики Казахстан
МНВО РК	– Министерство науки и высшего образования Республики Казахстан
МКЭ	– метод конечных элементов
ИГЭ	– инженерно-геологический элемент
УГВ	– уровень грунтовых вод
DSM	– глубинное перемешивание грунта
IBO	– тип анкерных штанг, используемых для упрочнения грунтов
GEOPUR	– торговая марка двухкомпонентного полиуретанового материала, применяемого для инъекционного укрепления грунтов
ТХ	– геосетка трехосная
СД	– сетка двuosная
СО	– сетка одноосная
PLAXIS 3D	– программа для моделирования геотехнических задач методом конечных элементов
GTS NX Midas	– программа для моделирования геотехнических задач методом конечных элементов
ТОО	– Товарищество с ограниченной ответственностью
СПбПУ	– Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого
КазНИИСА	– Казахский научно-исследовательский и проектный институт строительства и архитектуры

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность работы. В связи с расширением границ города Алматы и дефицитом территорий, сформированных прочными крупнообломочными грунтами, для застройки все активнее используются участки, неблагоприятные в строительном и особенно в сейсмическом отношении. К таким участкам относятся территории, сложенные макропористыми, лессовыми отложениями, обводненными и водонасыщенными грунтами, которые формируют горные и предгорные районы, а также малозастроенные прилегающие территории. Эти участки часто расположены на косогорах и склонах с крутизной более 15 градусов к горизонтали, а также на плоскогорьях. Именно на такие участки выносятся строительство объектов транспортной инфраструктуры, промышленных и коммерческих объектов. Также для объектов гражданского строительства социального назначения и жилья эконом-класса предоставляются территории в периферийных зонах городов, где преобладают насыпные техногенные отложения, слабые глинистые или просадочные грунты.

Одной из ключевых проблем является строительство в сейсмоактивных районах, что создает определенные сложности при проектировании фундаментов и возведении сооружений. В таких условиях требуется проведение специализированных инженерных мероприятий для повышения надежности оснований. Мировая практика показала, что мероприятия по улучшению строительных свойств грунтов являются не только эффективным способом повышения безопасности сооружений, но и экономически выгодным решением для нулевого цикла строительства. В этом контексте технологии укрепления и стабилизации грунтов продолжают активно развиваться.

В диссертации рассматриваются современные эффективные методы укрепления грунтов для создания надежных оснований зданий и сооружений в сложных геологических условиях. В настоящее время создано и успешно применено множество технологий для укрепления и стабилизации слабых грунтов, которые используются в различных строительных проектах. Особую актуальность это приобретает в условиях сейсмоактивных зон, где надежность фундаментов является ключевым фактором безопасности.

Современные методы, такие как инъекционные технологии, использование геосинтетических материалов, технологии глубокого смешивания (DSM), позволяют значительно улучшить физико-механические свойства слабых грунтов. Это снижает вероятность деформаций и увеличивает несущую способность оснований даже в сложных инженерно-геологических условиях. Важно отметить, что совершенствование данных методов происходит не только за счет внедрения новых материалов, но и за счет развития инженерных решений, таких как использование композитных материалов и инновационных технологий мониторинга состояния грунтовых оснований в реальном времени.

Целью диссертационной работы – проведение теоретических и экспериментальных исследований для обоснования наиболее эффективных методов упрочнения слабых глинистых, водонасыщенных и насыпных грунтов.

Объектом исследования являются слабые глинистые, песчаные, лессовые, и другие грунты с низкой несущей способностью, высокой сжимаемостью и подверженностью деформациям под действием нагрузок, используемые в качестве оснований.

Предметом исследования являются методы и технологии упрочнения слабых грунтов, применяемые для повышения их несущей способности и уменьшения деформационных свойств при возведении зданий и сооружений.

Задачи исследования:

- выделить наиболее эффективные методы упрочнения слабых грунтов с учетом особенностей региональных грунтовых условий;
- исследовать механические свойства и применение геосинтетических материалов для повышения несущей способности насыпных и слабых грунтов;
- оценить эффективность инъекционных составов (смол) и других добавок для улучшения характеристик рыхлых песков, глинистых и гравийных грунтов;
- исследовать применение метода мокрого глубинного перемешивания для укрепления лессовых и обводненных грунтов, а также эффективность армирования грунтоцементных колонн;
- обосновать эффективность методов усиления слабых грунтов на конкретных объектах с использованием современных геотехнических программ и методов конечных элементов.

Научная новизна диссертации состоит в следующем:

- разработаны установки для испытаний геосинтетических материалов на растяжение для получения параметров временной и длительной прочности при разных условиях нагружения;
- разработана методика проведения испытаний геосинтетических материалов, отражающая их работу в грунтовом основании;
- получены данные по кратковременной и длительной прочности геосинтетических материалов, используемых для упрочнения насыпных грунтов;
- получены параметры упрочненных грунтов различного состава и свойств при их упрочнении полиуретановыми смолами и другими добавками;
- получены основные физико-механические параметры грунтоцементных колонн, выполненных в грунтах региона Южного Казахстана;
- получена зависимость свойств от петрографического и физического состава и начального состояния грунтов;
- выявлена необходимость проведения подобных исследований для контроля качества упрочнения для всех участков, где рекомендуется к применению технологии глубинного перемешивания;
- разработана и изготовлена установка для модельных испытаний усиленных грунтоцементных колонн на сжатие;
- выявлены закономерности повышения несущей способности при применении различных армирующих материалов и определены условия их применения на практике.

Практическая значимость диссертации

- разработаны практические рекомендации по применению пенополиуретановых смол для упрочнения суглинков, песков и крупнообломочных грунтов, и повышения их устойчивости при разработке;
- получены данные по долговременной прочности геосинтетических материалов и изучено их поведение при ступенчатом и длительном нагружениях;
- установлено, что грунтоцементные колонны DSM проявляют анизотропные свойства в вертикальном и горизонтальном направлении и зависимость их механических параметров от влажности;
- установлено, что применение дополнительного армирования грунтоцементных колонн повышает их предел прочности на одноосное сжатие и соответственно несущую способность упрочненного массива.

В диссертации использованы следующие методы: лабораторные исследования, включающие создание установок для испытаний геосинтетических материалов и грунтоцементных колонн, а также проведение испытаний на прочность и растяжение различных образцов, таких как инъекционные составы и армированные элементы; теоретические исследования, направленные на анализ существующих методов упрочнения грунтов на основе научной литературы и нормативов, разработку методики испытаний для оценки влияния арматуры на прочность грунтоцементных колонн и обоснование роли контакта грунта с геосинтетиками для повышения несущей способности; полевые испытания для оценки эффективности инъекционных и механических методов укрепления на строительных объектах и мониторинга долговечности укрепленных грунтов; экономический анализ, предусматривающий расчет целесообразности применения различных методов укрепления с учетом затрат, сроков выполнения работ и их эффективности в эксплуатации; и компьютерное моделирование с использованием программ PLAXIS 3D и MIDAS 3D для оптимизации выбора методов упрочнения грунтов под различными нагрузками в зависимости от строительных условий.

Положения, выносимые на защиту:

- результаты лабораторных и полевых исследований по подбору оптимального количества пенополиуретановой смолы в составе грунтового массива из суглинков, песков и крупнообломочных грунтов для повышения их прочности, и устойчивости;
- результаты лабораторных исследований показателя длительной прочности, характерного для геосинтетических материалов: гексагональной геосетки ТХ-170, полипропиленовой геосетки СД-40, одноосной геосетки СО-90 и нетканого геотекстиля;
- методика проведения испытаний геосинтетических материалов, отражающая их работу в грунтовом основании;
- результаты исследования по условиям формирования требуемой прочности грунтоцементных колонн в различных инженерно-геологических условиях;
- результаты исследования по возможности повышения прочности грунтоцементных колонн за счет их дополнительно армирования двутавровыми

или трубными профилями, а также пространственным каркасом из арматурных стержней.

Достоверность результатов диссертационного исследования подтверждена использованием сертифицированного оборудования при проведении полевых и лабораторных испытаний, сопоставлением полученных результатов с результатами других авторов, достаточной кратностью проведения испытаний и исследований, сопоставлением результатов испытаний с данными аналитических расчётов в PLAXIS 3D.

Личный вклад автора в науку

Заключается в постановке цели и задач исследования, проведении полевых и лабораторных испытаний, определении оптимального расхода пенополиуретановой смолы для упрочнения слабых грунтов, разработке методики упрочнения колонн DSM, а также получении новых данных по прочности и эффективности геосинтетиков в составе упрочненного грунта. 26 апреля 2024 года, прошла обучение «О повышение квалификации» в Санкт-Петербургском политехническом университете Петра Великого по программе «Инъекционные технологии: классическое и геотехническое инъецирование. Продвинутый уровень» (Приложение А).

Апробация и внедрение научных результатов диссертационного исследования подтвердили практическую ценность разработанных методов и их успешное применение в реальных условиях. По теме диссертации были получены следующие подтверждения внедрения: Акт о практическом внедрении результатов диссертационного исследования в ТОО «АсадСервис» от 10.04.2024 г., Акт о практическом внедрении в ТОО «Geofocus» от 15.05.2024 г., а также Акт о внедрении результатов научно-исследовательской работы в учебный процесс ТОО «Международной образовательной корпорации» от 24.06.2024 г. (Приложение Б). Основные положения работы доложены и обсуждены на международных семинарах:

- межвузовском научном семинаре «Цифровой инжиниринг в гражданском строительстве» на базе СПбПУ (2024);
- международном семинаре «Инженерные изыскания, проектирование и строительство сейсмостойких зданий и сооружений» (2024).

Результаты диссертационного исследования опубликованы в следующих научных изданиях:

1. The use of geosynthetic materials to increase the bearing capacity of soil cushions // Nanotechnologies in construction. – 2024. – №16(4). – P. 342-355.
2. Способы защиты фундаментов от коррозии их преимущества и недостатки // Вестник Казахской головной архитектурно-строительной академии. – 2017. – №3(65). – С. 209-213.
3. Technology for strengthening soil materials using two-component polyurethane material GEOPUR // QazBSQA Хабаршысы. – 2024. – №1(91). – С. 65-77.
4. Исследования влияния армирования геосинтетическими материалами на прочность грунтов в условиях трехосного сжатия и одноплоскостного среза // QazBSQA Хабаршысы. – 2024. – №3(93). – С. 121-139.

5. Injection of two-component Geopur resin for strengthening sandy soils // QazBSQA Хабаршысы. – 2024. – №3(93). – С. 95-107.

6. Исследование физико-механических свойств геосинтетических материалов применительно для работы в грунтовых основаниях // Вестник АО «КазНИИСА». – 2023. – №4(10, 11, 12). – С. 78-94.

По теме диссертации опубликовано 6 научных работ, в том числе: 1 статья в изданиях, индексируемых базами Scopus Web of Science; в журналах из перечня изданий Комитета по обеспечению качества в сфере науки и высшего образования МНВО РК – 4 статьи; в других изданиях Республики Казахстан – 1 статья.

Структура и объём диссертационной работы. Диссертационная работа изложена на 170 страницах машинописного текста, состоит из введения, 5 разделов и основных выводов, из них основного текста 135 страниц и 6 приложений, содержит 23 таблицы, 80 рисунков, список использованных источников из 91 наименований.

1 ОБЗОР МЕТОДОВ УКРЕПЛЕНИЯ СЛАБЫХ ГРУНТОВ

1.1 Основные методы укрепления грунтов

Все многообразие существующих методов можно условно разделить на три группы:

- физические;
- механические;
- химические.

Первая группа методов закрепления грунтов включает физические способы, к которым относятся термическое укрепление, замораживание и оттаивание, применение электроосмоса и понижение уровня грунтовых вод. Эти методы направлены на изменение физического состояния грунта для повышения его устойчивости и прочности. В исследовании представлены основные подходы к их применению в различных грунтовых условиях, а также рассмотрены их ключевые преимущества и недостатки.

Вторая группа методов включает механические способы закрепления грунтов оснований, которые пользуются широкой популярностью. Это обусловлено тем, что они не требуют изменения химических свойств грунта, что усложняет контроль при применении химических методов. Механические методы заключаются в армировании грунта готовыми элементами, изготовленными из материалов с высокой прочностью на растяжение. Основные технологии этой группы включают уплотнение грунта, его укрепление с использованием геосинтетиков и случайно распределённых волокон, а также усиление грунта сваями. В описании этих методов рассмотрены их разновидности, условия применения для различных типов грунтов, а также преимущества и недостатки [1, 2].

Метод уплотнения грунта с использованием временной пригрузки ускоряет процесс осадки грунта за счёт увеличения нагрузки на его поверхность. Принцип временной пригрузки заключается в приложении дополнительного веса, что позволяет достичь заданной степени консолидации грунта за более короткий период по сравнению с обычной консолидацией. Эффективность данного метода зависит от таких параметров, как скорость осадки, сжимаемость грунтового основания, величина прикладываемой нагрузки и требуемая степень консолидации [1, с. 225-231; 2, с. 98-103].

Третья группа методов включает химические способы закрепления грунтов, которые стали широко применяться в современном строительстве. В основе этих методов лежат химические реакции, которые происходят в результате взаимодействия вводимых в грунт реагентов между собой и с минеральными частицами грунта. Экономическая эффективность химических методов варьируется и требует индивидуального анализа для каждого случая: хотя сами растворы могут быть относительно дешевыми, необходимое оборудование часто бывает дорогостоящим. Среди основных методов этой группы выделяются силикатизация, смолизация, использование энзимов, струйная цементация и битумизация [2, с. 98-103; 3-6].

Процесс химического укрепления грунтов включает два основных этапа. На первом этапе происходит нагнетание в грунт водного раствора клеящих веществ, таких как силикаты натрия или смолы, под давлением через инъекторы или скважины. На втором этапе раствор затвердевает, образуя прочный и однородный массив грунта, укрепленный клеящим веществом, с улучшенными физико-механическими характеристиками. В зависимости от используемых материалов метод носит название силикатизации или смолизации.

Метод склеивания грунтов может осуществляться двумя способами: последовательным, когда сначала вводится клей (например, раствор смолы или жидкого стекла), а затем отвердитель, или одновременным, при котором оба компонента подаются одновременно, уже в смешанном состоянии [2, с. 98-103].

Силикатизация является одним из наиболее широко применяемых методов химического закрепления грунтов. Суть метода заключается в нагнетании в грунт раствора жидкого стекла, которое вступает в химическую реакцию с природным отвердителем, образуя гель кремниевой кислоты. Этот гель скрепляет частицы грунта, схожим образом с цементом. Оптимальные результаты достигаются при последовательной подаче компонентов, так как в грунте уже присутствуют природные отвердители. Благодаря высокой проникающей способности жидкого стекла, процесс схватывания происходит быстрее, что позволяет сократить время проведения работ и снизить давление подачи раствора [7].

При одновременной подаче клея и отвердителя требуется увеличить скорость подачи и повысить давление, чтобы обеспечить достаточную глубину проникновения смеси в грунт. Это связано с тем, что процесс схватывания начинается сразу после смешивания компонентов, что увеличивает вязкость раствора и снижает его текучесть.

Методы силикатизации и смолизации находят широкое применение в строительной практике, особенно при подготовке грунтов под сложные инженерные сооружения и для укрепления оснований существующих зданий и сооружений.

В исследованиях диссертационной работы дальнейшее развитие получили только методы, которые более детально описанные ниже.

1.1.1 Метод инъекции упрочняющих составов

Смолы – это смесь органических продуктов в воде или в неводном растворителе, способная вызывать образование геля с определенными механическими свойствами при нормальных температурных условиях и в замкнутой среде. Смолы существуют в разных формах, которые характеризуются способом реакции или затвердения [6, р. 1881-1897; 7, р. 2719-2737]:

1. Полимеризация, вызванная добавлением каталитического элемента (например, полиакриламидных смол).

2. Полимеризация и поликонденсация, вызванные использованием комбинации двух компонентов (например, смол эпоксидного вида, смол аминопластов) [8].

Обычно время схватывания регулируется или контролируется пропорциями вводимых реагентов или компонентов.

Свойства смол зависят от их природы и соответствуют требованиям, которым не могут удовлетворить цементные и силикатные растворы. Например, смолы характеризуются [8, с. 68-79]:

- очень низкой вязкостью для мелкого песка и мелких трещин;
- быстро достигается высокая механическая прочность (то есть за несколько часов);
- время схватывания, которое можно отрегулировать от нескольких секунд до нескольких часов;
- высокой сопротивляемостью к агрессивным водам;
- особые геологические свойства (псевдопластичные);
- реакционная способность по отношению к грунтовым водам.

Смолы успешно используются как для усиления, так и для водонепроницаемости, в тех случаях, когда важна стойкость и нельзя использовать другой раствор [9].

Акриловые смолы характеризуются полимеризацией и ретикуляцией мономеров с использованием катализаторов. Они имеют очень низкую вязкость и регулируемое время схватывания. Модифицированные акриловые смолы с добавлением силиката натрия или полимеров увеличивают прочность и устойчивость к воде.

Фенольные смолы поликонденсируются под воздействием щелочных реагентов и обеспечивают высокую прочность при одноосном сжатии. Аминопластные смолы, которые поликонденсируются с кислотными реагентами, варьируются по вязкости от 10 до 100 МПа.с и обладают высокой прочностью [9, р. 24-1-24-15].

Полиуретановые смолы бывают одно- и двухкомпонентными, они реагируют с водой с образованием пенопласта. Их вязкость варьируется от 50 до 1000 МПа.с, а прочность может достигать 2 МПа, что делает их полезными для укрепления и водонепроницаемости грунтов [9, р. 24-1-24-15]. Применение видов смол в зависимости от характеристик грунта показаны в таблице 1.1.

Однако их использование ограничено по ряду причин, включая токсичность и сложность обращения.

Виды растворов, обсуждаемых ниже, в основном состоят из органических соединений или смол. В дополнение к гидроизоляционным и укрепительным работам они придают обработанному грунту некоторые очень специфические свойства, такие как: большая механическая прочность, устойчивость к коррозионным агентам и гибкость [8, с. 68-79; 9, р. 24-1-24-15].

Проподимость раствора определяет его способность проникать в наибольшее количество пустот в грунте с давлением и скоростью расхода, адаптированными к проекту.

Таблица 1.1 – Применение смол по видам

Вид смолы	Характер грунта	Применение
Акрил	Гранулированный очень мелкий трещиноватая порода	Гидроизоляция методом массовой обработки. Газонепроницаемость (шахты, хранилища). Укрепление до 1,5 Мпа Укрепление сыпучей среды, подверженной вибрациям.
Фенол	Гранулированный очень мелкий	Укрепление
Аминопласт	Сланцы и угли	Укрепление (при адгезии материалов органического происхождения)
Полиуретан	Большие пустоты	Образование пенопласта, который создает барьер против источников проточной воды (наличие смол, реагирующих смол); Стабильное или местное заполнение (двухкомпонентная смола)

Проходимость раствора в данном грунте зависит от нескольких факторов, которыми являются параметры:

- вид и состояние грунта;
- применимость метода заливки раствором;
- выбор вида инъекционного раствора;
- вид и состояние грунта заключается в следующем:
 - а) наличие и размер фракций и пустот грунта;
 - б) геометрия этих пустот – межзерновые пустоты, трещины, карсты и т.д.;
 - в) значение коэффициента проницаемости;
 - г) модуль деформации грунта.

Растворы проходят в грунт либо путем пропитки через открытые пустоты (трещины, межзерновая пористость), либо путем прорыва, вызванного самой заливкой раствором.

Значение коэффициента проницаемости грунта определяет выбор используемых растворов в зависимости от планируемой проходимости.

Проницаемость гранулированных грунтов обычно измеряется испытаниями Манделя-Лефранка или испытанием откачкой, тогда как проницаемость пород, в целом, измеряется испытаниями по методу Люжона [10].

Примечание: Единица Люжона соответствует поглощению 1 литра воды на метр, пробуренный в минуту, под давлением 1 МПа. Однородный зернистый грунт, обладающий этой характеристикой, будет иметь коэффициент проницаемости K примерно 1×10^{-7} м/с [10, р. 95-105].

Трещиноватые породы и трещиноватые грунты

Проницаемость этих грунтов имеет два источника:

- проницаемость за счет трещин;
- проницаемость за счет скелета породы.

Размер пустот (трещин) является преобладающим фактором при выборе используемых растворов. В таблице 1.2 указаны типы используемых растворов в зависимости от пустот трещин.

Таблица 1.2 – Тип используемых растворов в зависимости от типа и размера трещины

Вид и размер пустот	Виды растворов
Открытые пустоты. Карсты. Дециметровые трещины.	Растворы на цементной основе с грубыми заполнителями (гравием). Ячеистые растворы на цементной основе. Быстротвердеющие растворы.
Большие трещины (среднее раскрытие > 1 см)	Укрепляющие растворы с мелким наполнителем (зола, мелкозернистый наполнитель). Быстротвердеющие растворы. Ячеистые растворы на цементной основе. Bentonит, глина, укрепляющие растворы. Полиуретановая пена. Карбамид.
Средние трещины (от 1 мм до 1 см)	Растворы с добавлением чистой цементной или бентонитовой глины. Синтетические пены. Смолы.
Мелкие трещины (от 0,5 до 1 мм)	Специальный раствор с улучшенной проницаемостью. Силикатный гель. Акриловые смолы.
Очень мелкие трещины (менее 0,5 мм). Пористый материал	Дефлокулированный бентонит. Силикатный гель низкой вязкости. Акриловые смолы. Фенольные смолы

Гранулированные грунты

Основными параметрами свойств зернистых грунтов являются гранулированное распределение и плотность, которые определяют размер межзерновых пустот. Окончательный коэффициент проницаемости является преобладающим фактором при выборе используемых растворов.

В таблице 1.2 указаны виды используемых растворов в зависимости от проницаемости гранулированных грунтов [10, р. 95-105].

Растворы на основе смеси, которые в настоящее время используются при заливке раствором, представляют собой жидкости с эволюционирующей реологической моделью в течение периода, соответствующего практической продолжительности закачивания [10, р. 95-105; 11-15].

В этот период происходит проходимость путем пропитывания зернистого грунта, в соответствии с законами Дарси. Таким образом, основными параметрами, определяющими расстояние проникновения и качество раствора, являются:

- проходимость грунта;
- начальная вязкость и ее развитие с течением времени;
- давление, которое относится к скорости расхода;
- продолжительность выполнения закачивания.

Растворы на основе суспензии. Проницаемость суспензионных растворов зависит от следующих основных факторов:

Для развития межзерновых пустот или трещин суспензионный раствор не должен иметь высокой степени декантации (обычно менее 5% по объему в течение 1 часа). Если верно обратное, отложения крупных и мелких частиц будут происходить неоднородно, в зависимости от разницы скоростей циркуляции в пустотах грунта.

Укрепляющие растворы в виде суспензии или бентонит-цементные растворы обычно представляют собой жидкости, аналогичные реологической модели Бингама. Таким образом, их развитие ограничивается потерей наполнителя из-за предела сдвиговой и пластической вязкости. Этим явлением можно воспользоваться, когда необходимо ограничить расстояние утечки раствора. Однако, если проникновение этих видов растворов считается недостаточным, можно проводить операцию с использованием добавок для уменьшения значений двух реологических параметров. Эта операция улучшает проникающие свойства, позволяя реологическим характеристикам раствора приближаться к характеристикам ньютоновской модели [1, с. 225-231; 5, с. 69-76; 13, р. 9811-1-9811-12].

Размер частиц в суспензии препятствует продвижению раствора в межзерновых пустотах или трещинах. В качестве первого подхода закачивание суспензии может производиться в хорошем состоянии, если наименьший размер заполняемых пустот в среднем, по меньшей мере, в два раза больше диаметра самых крупных частиц в суспензии.

Растворы на основе суспензии обладают свойством терять воду за счет фильтрационного эффекта, когда они выдерживаются под давлением в противовес пористой поверхности. В некоторых случаях закачивания в трещиноватую породу, этот фильтрационный эффект чрезвычайно вреден. Фактически, потеря воды может привести к преждевременной блокировке трещин и, таким образом, к почти полной потере проникновения в небольшие трещины. В этом случае использование добавок может снизить коэффициент фильтрации растворов гельцемента в 5-6 раз [5, с. 69-76; 13, р. 9811-1-9811-12].

Разрыв происходит, когда давление раствора превышает наименьшее из природных напряжений. Таким образом, раствор продвигается по плоскостям, перпендикулярным наименьшему из этих трех напряжений. В результате получается разделение грунта.

При заливки раствором возможны два случая:

- преднамеренные разрывы. Применение увеличивающегося давления в стволе скважины путем перекачивания раствора приводит к образованию в грунте трещины, которая распространяется до тех пор, пока скорость расхода превышает продуктивность грунта. Это происходит при сжимающей обработке непропитываемых грунтов и в операциях уплотнения перед закачиванием грунтов с жидкими растворами, а также при заклинивающих закачиваниях после цементирования;

- случайные разрывы происходят локально, когда значения скорости противотока превышают продуктивность за счет пропитки грунта. Они часто встречаются при крупном цементировании песчаных грунтов.

Основные методы подачи инъекционного состава:

- соединением на буровой головке. Этот метод включает подачу давления ко всей скважине, блокируя ее в головке с помощью пакера или резьбового соединительного устройства;

- постепенная заливка цементным раствором на увеличение включает в себя закачку последовательными этапами (рисунок 1а), начиная с нижней части

зоны, подлежащей заливке, и доходя до верхнего предела, либо в открытом стволе буровой скважины, либо в стволе буровой скважины, оснащенной обсадными трубами с муфтой [1, с. 225-231; 5, с. 69-76; 15, р. 605-610];

- постепенная заливка цементным раствором на уменьшение. Этот метод включает в себя бурение участка слоя грунта, введение раствора и повторное бурение, когда раствор затвердеет; затем те же операции выполняются в следующем разделе. Этот метод можно использовать только для открытых стволов буровой скважины;

- заливка буровыми штангами (метод grout-port). Это особый вид применения метода, в котором буровой раствор представляет собой инъекционный раствор для введения в скважину через буровые штанги.

Область применения оборудования и пакеров, зависит от обрабатываемой среды. Двойные пакеры позволяют в любой момент вернуться назад для повторной закачки раствора на каком-либо проходе бурения при условии, что труба была очищена после последней закачки [10, р. 95-105] (рисунки 1.1, 1.2).

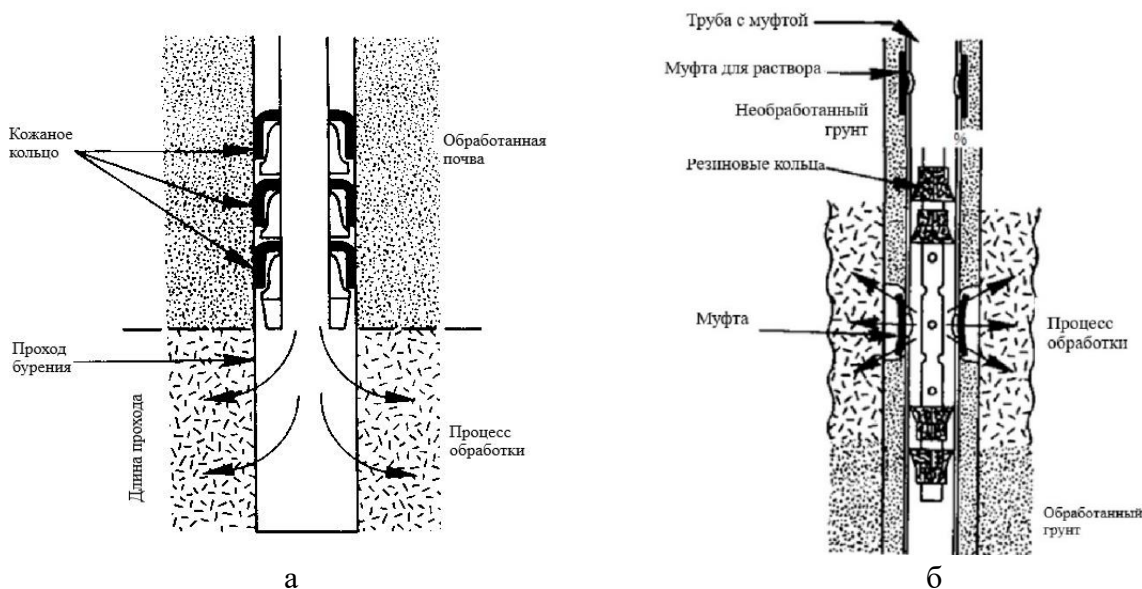


Рисунок 1.1 – а) закачка в буровую скважину (породу) пакером с одним кольцом: постепенная заливка цементным раствором на увеличение; б) закачка пакером с двумя кольцами в трубу с муфтой: постепенная заливка цементным раствором на уменьшение

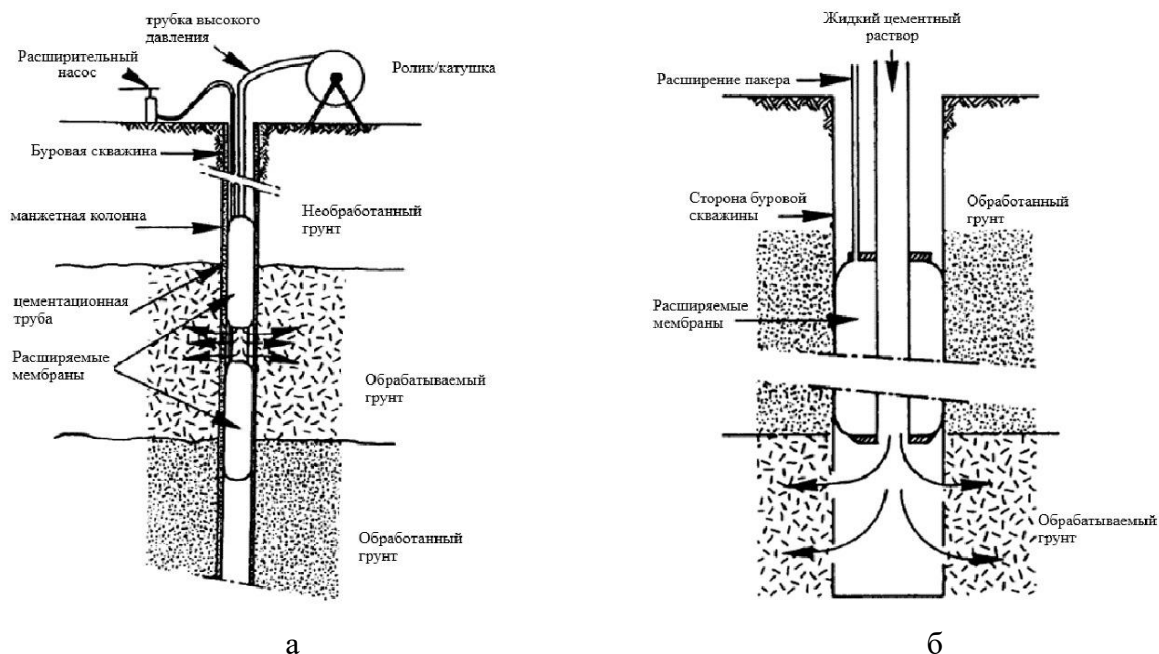


Рисунок 1.2 – а) закачка цементного раствора в манжетную колонну (трубу с муфтой), расширенную двойным пакером: постепенная заливка цементным раствором на увеличение; б) закачка цементного раствора в открытую буровую скважину (горную породу), с одинарным расширяемым пакером: постепенная заливка цементным раствором на уменьшение

Область применения методов заливки инъекционным раствором

1. Соединение на головке. Этот метод предназначен для обработки цементным раствором на небольшой глубине (набивка и заполнение за футеровкой), для заполнения больших отверстий или для постепенного заполнения цементным раствором на уменьшение.

2. Введение с помощью труб с муфтой. Этот метод в основном применяется для введения не каменистого грунта (рыхлый грунт или мягкий грунт). Пакер (обычно двойной) помещается как показано на рисунке 2а в манжетную колонну и скользит снизу-вверх. Секции варьируются от 0,25 до 1 м.

3. Постепенная закачка раствора на уменьшение. Это классический метод введения горных пород; в этом случае он намного надежнее и эффективнее, чем введение с помощью трубок с муфтой. Постепенная закачка раствора на уменьшение позволяет без проблем работать на чрезмерно открытых почвах, поскольку обработка создает защитную крышу наверху по мере продвижения. Введение проводится с одним пакером, так как секция ограничена в нижнем конце дном буровой скважины [10, р. 95-105].

4. Закачка буровыми штангами (метод grout-port): этот метод в основном используется, когда упрочняющие растворы используются в качестве буровых растворов. Во время бурения раствор, который вводится под определенным давлением, предварительно обрабатывает грунт. Также возможно проводить бурение с использованием обычной жидкости, а в конце бурения использовать раствор на цементной основе, который заполняет отверстие и служит цементным раствором буровой скважины для оборудования, помещенного в эту жидкость

[10, р. 95-105; 11, с. 209-212; 12, р. 106231; 13, р. 9811-1-9811-12; 14, р. 907-911; 15, р. 605-610].

Контроль качества инъекционного упрочнения

Эта операция является абсолютно необходимой для правильного проведения обработки. Эти устройства необходимо постоянно проверять на установке заливки инъекционным раствором, чтобы убедиться, что они работают правильно.

Основные контролируемые параметры:

- продолжительность закачки;
- объем инъекционного раствора;
- отбор контрольных образцов монолитов или кернов;
- определение прочности упрочненного массива.

1.1.2 Метод упрочнения устройством раскатанных элементов

Одним из эффективных методов повышения несущей способности грунтов является упрочнение путем устройства элементов в виде раскатанных скважин. Технология устройства таких скважин заключается в погружении в грунт специального снаряда в виде набора специальных валов, установленных на одной оси. Валы имеют переменный постоянно увеличивающийся диаметр. Общий вид рабочих снарядов приведен на рисунке 1.3. При погружении снаряда каждый вал уплотняет грунт в горизонтальном направлении, формируя ствол скважины. Важным преимуществом метода является факт, что уплотнение происходит без извлечения грунта только за счет повышения его природной плотности [16, 17]. Классификация грунтоуплотняющих рабочих органов со статической продольно-вращательной нагрузкой указана в таблице 1.3.

Таблица 1.3 – Классификация грунтоуплотняющих рабочих органов со статической продольно-вращательной нагрузкой

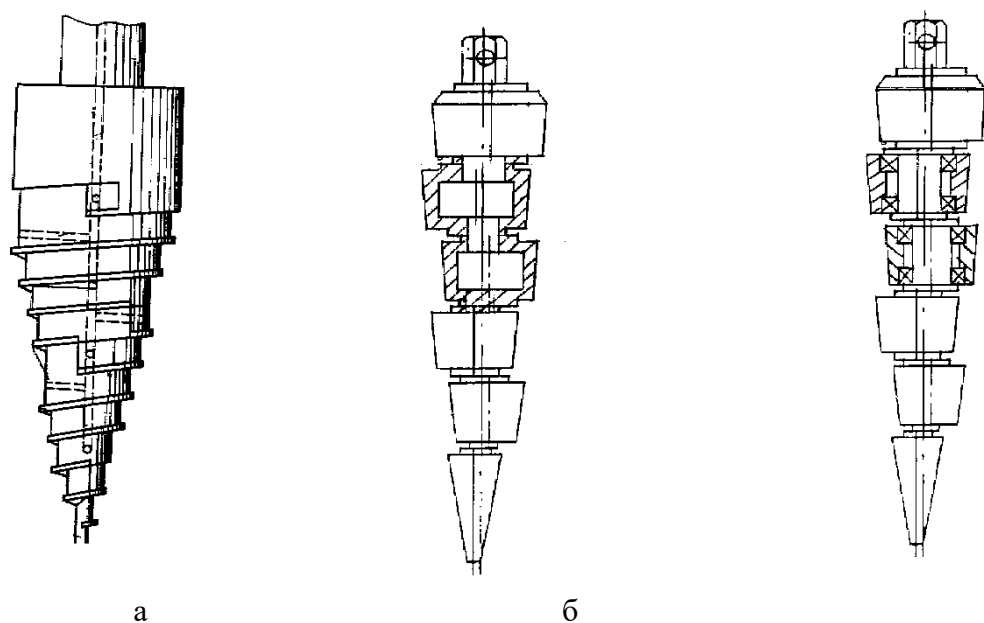
Параметр вращательной нагрузки								
реверсивные, с собственной осевой подачей (раскатчики)			нереверсивные					
эксцентриковые			эксцентриковые				конические	
С подвижными катками	С подвижными катками и головным шнековым элементом	С подвижными катками и частичной экскавацией грунта	С подвижными катками	С неподвижными катками	С неподвижными катками и режущим буровым долотом	С неподвижными катками и винтовой навивкой	С неподвижными катками и винтовой навивкой	Со спиралевидными участками поверхности

В отличие от традиционно применяемых уплотняющих машин и пневмопробойников, рабочие органы раскатчиков обладают рядом

преимуществ: отсутствуют шум и высокочастотные вибрации, а также динамические воздействия на соседние здания. Проходка может достигать скорости 1 м/мин в некоторых грунтах, при этом используются экономичные приводы (электрические или гидравлические). Точность направления высока, с отклонением не более 0,5 диаметра на 20 м, а также возможность использования в водонасыщенных грунтах, где пневмопробойники неэффективны [16, с. 3-230].

Известна проходка скважин статическим вдавливанием с вращением, которая осуществляется спиралевидным коническим снарядом, расширяющим скважину до заданного диаметра скользящими по грунту винтовыми полосами, образующими рабочие участки между спиралями

Термин "раскатчик скважин" был введен В.К. Свирцевским для описания рабочего органа, деформирующего грунт катящимися телами, а не скользящей поверхностью. Раскатчик включает цилиндрические и конические катки, которые при вращении уплотняют грунт, формируя стенку скважины. Привод может быть любым буровым станком или мотор-редуктором (рисунок 1.3).



а – спиралевидный конический снаряд; б – грунтопроходчик с неподвижными катками; в – раскатчик

Рисунок 1.3 – Рабочие снарядов для проходки скважин в грунте

Этот механизм позволяет проходить скважины в грунтах с твёрдыми включениями до 1/3 диаметра скважины. Главной проблемой ранних моделей была недостаточная надежность уплотнительных устройств, но раскатчики нового поколения, разработанные, решают этот вопрос за счёт улучшенных материалов [17, 18].

Грунтовые конусные проходчики достаточно просты в изготовлении и надежны, но энергоёмки из-за трения скользящих катков о грунт. Это вызывает их перегрев до 500°C и вероятность поломки. В плотных грунтах они требуют

литерной скважины и мощного привода, что ограничивает глубину и диаметр проходки. Наиболее эффективны они в макропористых глинистых и рыхлых песчаных грунтах.

Раскатчики более энергоэффективны, так как деформируют грунт катящимися телами, что повышает эффективность уплотнения. Эти раскатчики лучше работают в глинистых, песчаных и насыпных грунтах. Однако многие аспекты взаимодействия раскатчиков с различными грунтами требуют дальнейшего исследования, включая степень уплотнения и энергоемкость в разных условиях [1, с. 225-231].

Основные преимущества метода:

1. *Отсутствие шума и вибраций:* Раскатчики скважин работают без динамических воздействий на окружающую среду, что делает их использование безопасным для близкорасположенных зданий и сооружений, особенно в условиях городской застройки.

2. *Высокая скорость проходки:* В некоторых типах грунтов скорость проходки достигает 1 м/мин, что значительно ускоряет процесс строительства и снижает затраты на рабочую силу и оборудование.

3. *Экономичность:* Возможность использования различных типов приводов (электрические, гидравлические) позволяет выбрать оптимальный вариант для конкретных условий, что уменьшает эксплуатационные расходы.

4. *Точность и контроль направления:* Технология раскатки обеспечивает высокую точность проходки, с отклонением не более 0,5 диаметра скважины на длине 20 м, что особенно важно при плотной застройке.

5. *Универсальность:* Метод позволяет работать в сложных условиях, таких как гравелистые, галечниковые и водонасыщенные грунты, где другие методы могут оказаться неэффективными.

Недостатки метода:

1. *Высокая энергоемкость:* Несмотря на точность и универсальность, метод требует значительных энергетических затрат, особенно при работе с плотными грунтами. Это связано с трением скользящих элементов и необходимостью постоянного охлаждения рабочего органа водой.

2. *Ограничения по глубине и диаметру:* в плотных грунтах диаметр и глубина проходки ограничены, что снижает эффективность метода на больших глубинах и при работе с крупными сваями.

3. *Перегрев оборудования:* в процессе работы возможен перегрев головной части раскатчика до 500°C, что может привести к его выходу из строя и необходимости проведения дорогостоящего ремонта.

4. *Требования к лидерной скважине:* Для работы в плотных грунтах необходимо предварительное бурение лидерной скважины, что усложняет и удлиняет процесс.

Таким образом, метод упрочнения грунтов путем устройства элементов в виде раскатанных скважин наиболее эффективен в макропористых слабых глинистых грунтах, рыхлых песчаных, а также слабых водонасыщенных грунтах. Метод трудно применим для плотных глинистых грунтов и отложений,

имеющих крупные включения в виде валунов, кусков бетона, арматуры и т.п. [18, р. 3-470; 19-24].

1.1.3 Метод Jet ground

Технология струйной цементации грунтов (jet grouting) в её современном виде была практически одновременно разработана в Японии, Италии и Англии. Этот инженерный метод оказался настолько успешным, что за последние десять лет стал широко применяться по всему миру, обеспечивая эффективные решения для различных задач в подземном строительстве [25, 26].



Рисунок 1.4 – Высоконапорная струя цементного раствора

Примечание – Составлено по источнику [16, с. 14]

В соответствии с рисунком 1.4, основной принцип технологии заключается в применении энергии высоконапорной струи цементного раствора, которая одновременно разрушает грунт и перемешивает его с цементом непосредственно на месте (метод "mix-in-place"). После затвердевания формируется новый материал – грунтоцемент, характеризующийся высокой прочностью и устойчивостью к деформациям. В отличие от традиционных методов инъекционного закрепления, струйная цементация позволяет эффективно укреплять широкий спектр грунтов, начиная от гравийных отложений и заканчивая мелкодисперсными глинами и илами. Ещё одно важное преимущество этой технологии – высокая точность прогнозирования результатов, что позволяет уже на этапе проектирования точно определить геометрические и прочностные характеристики будущих подземных конструкций, таких как сваи или подпорные стены, а также оценить затраты на материалы и проведение работ [16, с. 3-230; 17, р. 3-545; 18, р. 3-468; 25, р. 743-747; 26, р. 521-525].

Технология струйной цементации грунтов обладает очень широкой сферой применения. Прежде всего, она используется для традиционного укрепления грунтов при возведении подземных сооружений, таких как автомобильные и коммунальные тоннели, шахты и подземные выработки различного назначения [27-31].

Второе направление применения включает использование грунтоцементных колонн в качестве элементов ограждающих конструкций, например, для создания подпорных стен, укрепления откосов и ограждения котлованов.

Третье направление связано с устройством свай, однако это чаще применяется не в новом строительстве, а при реконструкции существующих зданий и ремонте повреждённых фундаментов.

Отметим, что в некоторых случаях разрушение грунта производят струей воды, в других случаях – струей цементного или цементно-бentonитового раствора. Струя истекает из сопел специального устройства – монитора, расположенного в нижней части буровой колонны сразу за буровым наконечником [31, р. 501-513].

В соплах монитора происходит преобразование потенциальной энергии рабочей жидкости, нагнетаемой под высоким давлением насосом в монитор, в кинетическую энергию струи. В связи с высокими абразивными свойствами цементного раствора сопла изготавливаются из специального металлокерамического состава. Диаметр сопел составляет 1,6-3,5 мм. Для получения высокой однородности результатов цементации количество сопел в мониторе составляет 2-6 шт.

Как показано на рисунке 1.5, процесс струйной цементации грунта осуществляется в два этапа: во время прямого и обратного движения буровой колонны.

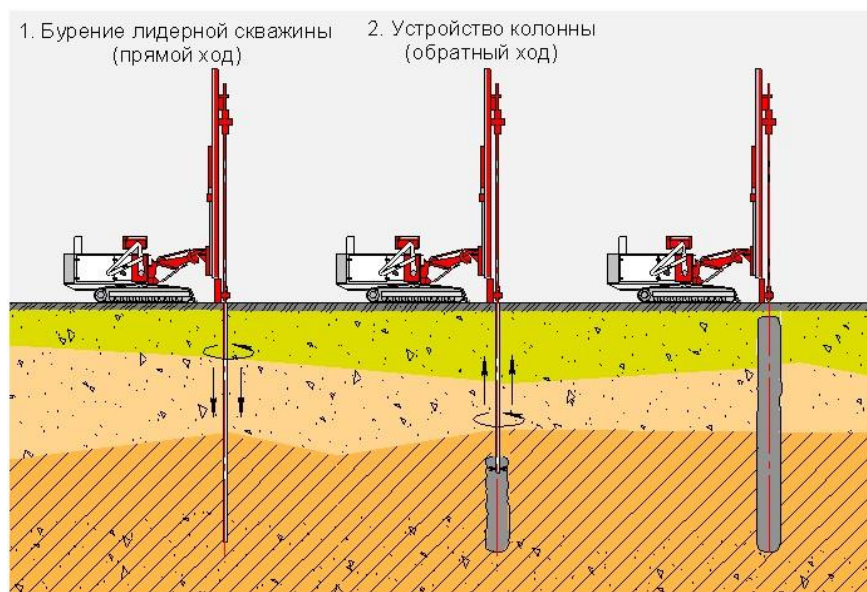


Рисунок 1.5 – Схема производства струйной цементации

Примечание – Составлено по источнику [16, с. 14]

Во время прямого хода выполняется бурение лидерной скважины до проектной глубины. Для работы с мягкими грунтами применяются перьевые долота, тогда как для бурения плотных пород, строительного мусора или сквозь

фундаменты зданий используют шарошечные долота с твердосплавными вставками.

На этапе обратного хода в буровую колонну подаётся рабочая жидкость под высоким давлением, и начинается её подъем. При этом, если одновременно с подъемом осуществляется вращение колонны, в грунте формируются колоннообразные элементы. Если подъем происходит без вращения, получаются тонкие панельные элементы [32, 33].

Эта технология, известная за рубежом как «Jet-grouting» (струйное укрепление), включает три основных разновидности [16, с. 45-52]:

- однокомпонентная технология (jet1);
- двухкомпонентная технология (jet2);
- трехкомпонентная технология (Jet3).

На рисунке 1.6 показаны схемы, иллюстрирующие принципы и отличительные особенности технологий струйной цементации.

Однокомпонентная технология (Jet1) заключается в разрушении грунта с помощью струи цементного раствора, подаваемого под давлением 400-600 атм. В процессе размывания грунт смешивается с цементным раствором, и после его затвердевания образуется новый материал – грунтоцемент, который обладает улучшенными прочностными, деформационными и противофильтрационными свойствами по сравнению с исходным грунтом.

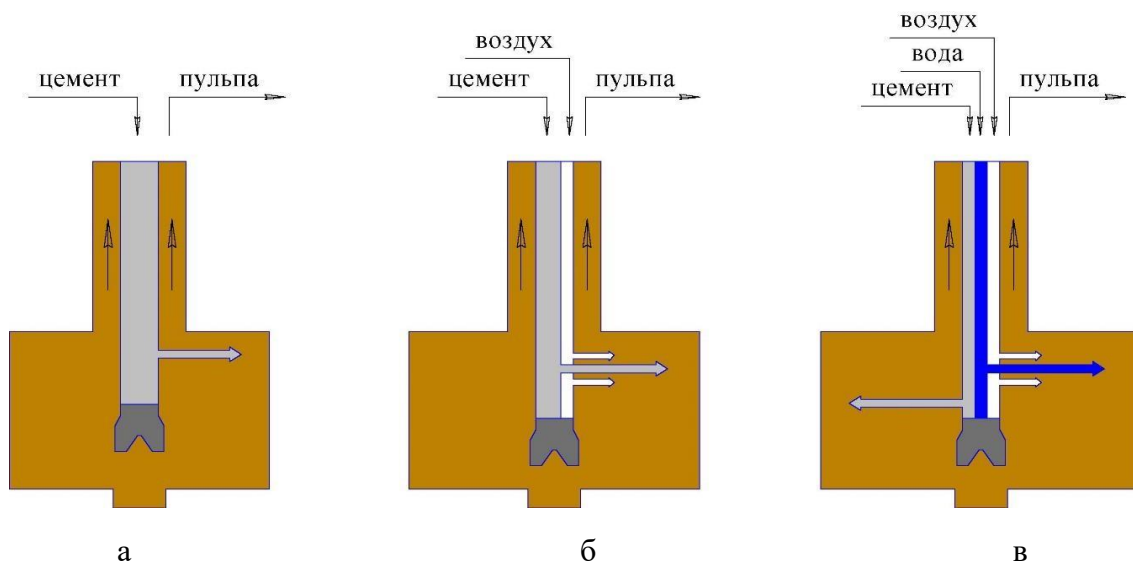


Рисунок 1.6 – Варианты технологий струйной цементации грунтов

Примечание – Составлено по источнику [16, с. 15]

Технология Jet1 является самой простой в реализации, требуя минимальный набор оборудования, включая миксер и цементировочный насос. Однако, колонны, образуемые этим методом, имеют наименьший диаметр по сравнению с другими технологиями. Например, в глинистых грунтах диаметр колонн обычно составляет не более 0,6 м, в суглинках и супесях – 0,7-0,8 м, а в песчаных грунтах может достигать до 1,0 м.

Двухкомпонентная технология (Jet2) использует сжатый воздух для увеличения длины водоцементной струи. Для раздельной подачи цементного раствора и сжатого воздуха в монитор применяются двойные концентрические полые штанги: внутренние штанги используются для подачи цементного раствора, а внешние – для подачи сжатого воздуха. Конструкция монитора в этой технологии более сложная, она включает сопло для водоцементного раствора и дополнительное кольцевое сопло, которое формирует воздушную оболочку вокруг основной струи.

Воздушная оболочка снижает сопротивление окружающей среды вдоль струи, что значительно увеличивает её разрушительную силу. Давление подачи цементного раствора соответствует требованиям технологии Jet1, а давление воздуха должно составлять не менее 0,6–0,8 атм. с расходом 7–10 м³/час.

Диаметр колонн, получаемых с использованием этой технологии, может достигать 1,2 м в глинах, 1,5 м в суглинках и супесях, 2,0 м в песчаных грунтах и до 2,5 м в гравийных отложениях [16, с. 10-56; 34, 35].

Отметим, что в последнее время ряд зарубежных фирм для увеличения диаметра грунтоцементных колонн начинают применять мощные компрессорные станции с расходом сжатого воздуха 20-25 м³/час и давлением 15-20 атм. В этом случае в песчаных и гравийных грунтах возможно достижение диаметра колонн 3,5-5,0 м.

Трехкомпонентная технология (Jet3) характеризуется тем, что водовоздушная струя применяется исключительно для размывания грунта и формирования полостей, которые впоследствии заполняются цементным раствором [16, с. 3-228; 34, с. 297-299; 35, с. 310-314].

Основным преимуществом этого метода является возможность получения колонн из чистого цементного раствора. Однако технология более сложна, так как требует использования тройных штанг для раздельной подачи воды, сжатого воздуха и цементного раствора, а также дополнительного оборудования, такого как компрессор и цементирувочный насос. Схема процедуры струйной цементации представлена на рисунке 1.7. При правильной настройке расхода воды, подачи цементного раствора и скорости подъема монитора можно достичь колонн диаметром до 2,5 м [36].

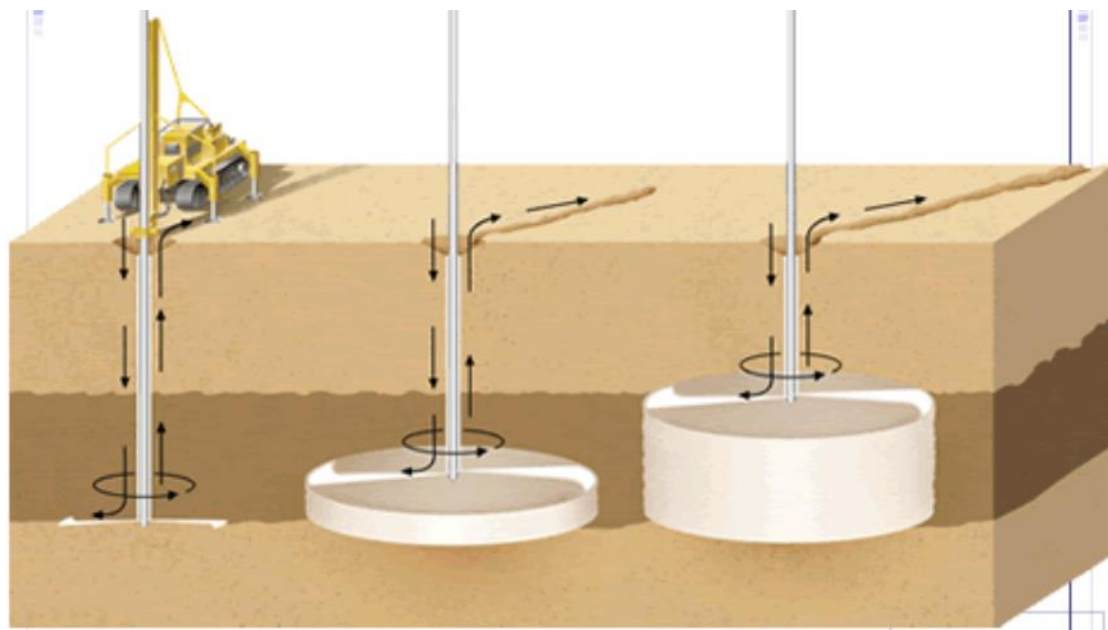


Рисунок 1.7 – Схематическое изображение типичной процедуры струйной цементации (Hayward-Baker, 2007)

Преимущества

1. Струйная цементация может выполняться практически на любом типе почвы, возможны различные диаметры обработки. Также можно обрабатывать определенные подповерхностные слои, а не всю толщину от поверхности земли вниз, как в случае с каменными колоннами или сваями из утрамбованного заполнителя.

2. Прочность и проницаемость полученного грунтоцемента можно контролировать, и этот метод не создает значительного шума или вибрации, как при забивке свай для динамического уплотнения или динамической замены. Что касается обработки почвы вокруг глубоких фундаментов, струйная цементация предлагает несколько важных преимуществ по сравнению с другими методами улучшения почвы.

3. Струйная цементация – один из немногих методов, которые можно использовать для обработки почвы под существующим наголовником сваи. Тем не менее, эта процедура может потребовать, чтобы отверстия для доступа были просверлены через ростверк в некоторых случаях, когда обработка не может быть достигнута с периферии ростверка.

4. Струйная заливка также может быть использована для создания «эквивалентного опорного» фундамента путем заключения существующих свайных фундаментов в массу грунтобетона. Это было бы очень желательно в борьбе с размывом.

Недостатки

1. Одним из основных недостатков метода является необходимость контроля возврата грунта через затрубное пространство скважины. Качество получаемых колонн напрямую связано со способностью полевой бригады предотвращать засорение и поддерживать поток. Засорение может привести к

изменению диаметра и прочности колонки. Потенциал засорения увеличивается по мере того, как почва становится более связной.

2. Вторым важным недостатком является необходимость хранения и утилизации отходов. Если есть вопросы по загрязнению почвы, то утилизация отвалов становится еще более проблематичной. К счастью, грунт, стабилизированный цементом, обычно является достаточно хорошим уплотненным засыпным материалом.

3. Поскольку этот метод представляет собой очень сложный процесс, он требует специальной рабочей силы, оборудования и проектных групп. В результате затраты на мобилизацию и демобилизацию высоки, как и затраты на упрочнения. Таким образом, этот метод является одним из самых дорогих доступных методов упрочнения. Из-за высоких затрат на мобилизацию метод становится более экономичным по мере увеличения размеров проекта.

1.1.4 Метод глубинного перемешивания DSM

Методы глубинного перемешивания грунтов (Deep Soil Mixing, DSM), которые начали активно разрабатываться в 1960-х годах, получили свое первое упоминание в научных публикациях в начале 1970-х годов. Эта технология заключается в использовании шнека для рыхления и перемешивания грунта с вяжущими материалами, такими как цемент, известь и другие вещества. Метод глубокого перемешивания грунта представляет собой способ улучшения его характеристик путем стабилизации мягких грунтов на месте или фиксации загрязненных участков [31, р. 501-512; 32, р. 1-11; 33, р. 111-124; 34, с. 297-299; 35, с. 310-314; 36, р. 54-62].

Основные задачи данного метода включают увеличение прочности, уменьшение деформируемости и снижение водопроницаемости слабых или сжимаемых грунтов, а также восстановление загрязненных территорий. На рисунке 1.8 показан пример работы DSM и полученные в результате колонны на строительной площадке [37-41].

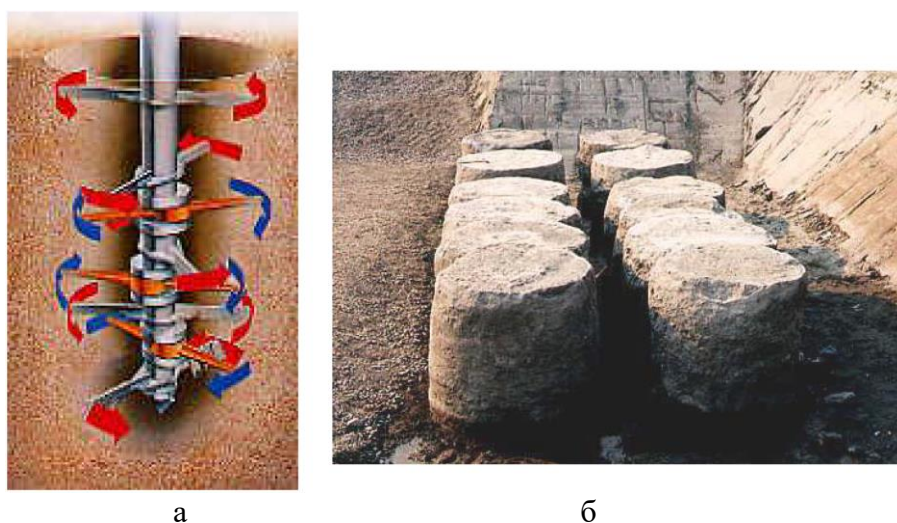


Рисунок 1.8 – Процессы глубокого перемешивания почвы (DSM) и формирование экструдированных колонн методом DSM

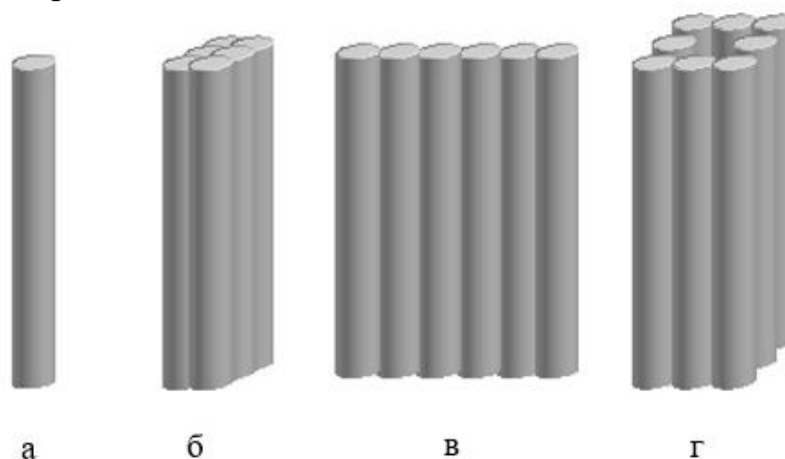
Выбор добавок для применения на строительной площадке определяется требованиями конкретного проекта. Например, если приоритетом является увеличение прочности грунта, как это бывает при строительстве на рыхлых песчаных, мелиорированных грунтах, торфах и мягких глинах, предпочтительно использовать метод глубинного перемешивания с цементом. Стабилизация цементом обеспечивает значительное повышение прочности за счет гидратации цемента, пуццолановых реакций, цементации, агломерации, а также процессов ионного обмена и флокуляции. Этот метод особенно эффективен при работе с мягкими глинами, торфом, смешанными и рыхлыми песчаными грунтами [42, 43].

В случаях, когда важно уменьшить деформационные свойства грунта для минимизации нежелательных осадков, чаще всего применяются известь или смеси извести с цементом и другими добавками. Также могут использоваться стабилизаторы на основе промышленных отходов, таких как шлаки и золы, для улучшения характеристик грунта. Обычно дозировка химических стабилизаторов в проектах DSM составляет от 9,4 до 12,5 фунтов на кубический фут (150-200 кг/м³), что соответствует примерно 8-12% от сухой массы грунта [44, 45].

Процесс стабилизации грунтов обычно выполняется с применением механического сухого смешивания, влажного смешивания или методом цементации. Сухое смешивание чаще всего выбирается на участках, где уровень грунтовых вод высок и находится близко к поверхности. Влажное смешивание более эффективно в сухих и засушливых условиях или на участках с глубоким залеганием грунтовых вод. Для укрепления грунтов, поддержки земляных сооружений и контроля уровня грунтовых вод в строительных проектах также применяется инъекция, как с использованием струй, так и без них [33, р. 111-124; 36, р. 54-62; 37, р. 1042-1049; 38, р. 439-443; 39, р. 1345-1366; 40, р. 1-31].

Колонны, создаваемые с использованием метода глубинного перемешивания грунтов (DSM), могут быть представлены в различных конфигурациях, таких как одиночные колонны, составные колонны, а также панели и сетчатые структуры. Конкретная форма и конфигурация колонн определяется условиями строительной площадки, характеристиками грунта, требованиями проектных решений, механизмами передачи нагрузок и осадочными свойствами [33, р. 111-124; 42; 43, р. 3-430; 44, р. 285-293; 45, р. 919-923]. Например, одиночные колонны применяются в тех случаях, когда коэффициент улучшения конструкции (отношение укрепленного грунта к необработанному) является относительно низким, обычно составляющим менее 40-50%. В случаях, когда данный коэффициент превышает 50%, используются составные колонны. Конфигурации в виде панелей и сеток применяются на объектах с высоким коэффициентом улучшения и при наличии крупных инженерных сооружений, таких как насыпи, дамбы или подпорные стены. В дорожном строительстве для укрепления и стабилизации грунтов, как правило, применяются одиночные колонны (рисунок 1.9а) или несколько колонн (рисунок 1.9б, 1.9в, 1.9г), что обеспечивает необходимую устойчивость грунта под

действием нагрузок [33, р. 111-124; 36, р. 54-62; 41, р. 749-765; 42; 43, р. 3-430; 44, р. 285-293; 45, р. 919-923].



а – одиночная колонна; б – составные колонны; в – панели; г – сетчатые конструкции

Рисунок 1.9 – Различные конфигурации колонн DSM

Благодаря успешному применению методов обработки грунтов на основе технологии DSM, в области глубокого смешивания грунтов достигнуты значительные успехи. Это способствовало развитию новых технологий укладки с использованием различных добавок, которые вводятся как в сухой, так и во влажной форме для стабилизации грунтов. Далее появились новые методы, каждый из которых имеет своё наименование. В настоящее время используется более восемнадцати различных терминов, обозначающих разнообразные виды методов глубинного перемешивания почвы. Несмотря на различия в терминологии, механизмы стабилизации остаются схожими и существенно улучшают прочность и сжимаемость грунтов [40, р. 1-31; 46-48].

Технология DSM применяется для следующих задач:

- повышение несущей способности слабых грунтов;
- уменьшение осадки сжимаемых грунтов;
- предотвращение оползней и обрушений на склонах и насыпях, склонных к скольжению;
- создание защитных конструкций вокруг строительных котлованов;
- контроль фильтрации воды и установка гидроизоляционных барьеров;
- предотвращение сдвиговых деформаций (снижение риска разжижения грунтов);
- восстановление загрязненных почв и обеспечение виброизоляции.

Схематично на рисунке 1.10, представлены особые области применения технологии DSM.



Рисунок 1.10 – Области применения технологии DSM

Примечание – Составлено по источнику [16, с. 29-51]

Важно учитывать уникальные свойства DSM, позволяющие быстро стабилизировать грунты, что способствует ускорению строительства на площадке. Изначально спрос на DSM был обусловлен необходимостью повышения прочности грунтов при сниженных затратах, однако современные сложности, связанные с работой на расширяющихся грунтах и других проблемных почвах, вызвали необходимость более детальной оценки этой технологии для глубокой модификации грунтов в реальных условиях [49]. Поскольку химическая обработка является наиболее эффективным способом стабилизации расширяющихся грунтов, предложенный метод DSM с использованием химических добавок имеет высокий потенциал для успешного применения в полевых условиях. Это и стало основным мотивом для проведения данного исследования. Для полноценного понимания возможностей и ограничений технологии глубинного перемешивания грунтов (DSM) на обширных участках требуется проведение лабораторных исследований прототипов. Эти исследования позволяют разработать точные методики анализа, проектирования и разработки технических спецификаций при строительстве колонн DSM в условиях работы с расширяющимися грунтами.

К основным преимуществам применения технологии глубинного перемешивания грунтов (DSM) относятся следующие [50]:

1. Низкий уровень шума – благодаря особой конструкции бурового оборудования без использования зубчатых механизмов, шумовые воздействия сведены к минимуму.

2. Отсутствие вибраций – это делает её подходящей для использования в местах с плотной застройкой и в жилых районах.

3. Высокая производительность – за счёт высокой скорости вращения шнека увеличивается суточная производительность оборудования.

4. Экономичность – уменьшенные расходы на цемент, использование местных наполнителей, отсутствие необходимости в выемке грунта делают метод более экономичным по сравнению со струйной цементацией (jet grouting).

5. Экологичность – отсутствует потребность в доставке наполнителя и вывозе грунта с площадки, что снижает воздействие на окружающую среду, а также исключает необходимость в переработке загрязнённых грунтов.

К недостаткам технологии относятся:

1. Недостаточная прочность грунтоцементных колонн.

2. Неоднородная структура грунтоцемента при перемешивании.

3. Неравномерное распределение прочности по длине грунтоцементных колонн.

Эта технология также позволяет улучшить прочностные и деформационные характеристики грунта за счет внедрения армирующих элементов. В таком случае грунт вместе с внедренными грунтобетонными сваями можно рассматривать либо как единый геотехнический массив, либо как массив, усиленный колоннами с повышенной прочностью.

1.1.5 Метод упрочнения грунтовой подушкой, усиленной геосинтетическими материалами

Методы искусственного закрепления грунтов предполагают использование готовых армирующих элементов из различных материалов, обладающих высокими механическими характеристиками. В отличие от других групп методов, которые изменяют свойства грунта и сложнее поддаются контролю, конструктивные методы, такие как армирование, пользуются большей популярностью. В эту группу входят такие технологии, как создание грунтовых подушек и армирование грунта [50, р. 3722-3727].

Методы поверхностного укрепления, например, использование грунтовых подушек, традиционно применяются для ленточных и столбчатых фундаментов. В последнее время они также стали рекомендоваться для усиления оснований фундаментов в виде сплошной плиты или перекрестных лент. В некоторых случаях для усиления оснований применяется замещение слабого грунта более прочным. Однако в условиях с высоким уровнем грунтовых вод или при специфических конструктивных особенностях зданий высота грунтовой подушки может быть ограничена. В таких ситуациях наибольшую эффективность показывают геосинтетические материалы, которые способствуют увеличению несущей способности и жесткости грунтов [51].

Использование геосинтетической арматуры способствует увеличению несущей способности, уменьшению осадки, а также позволяет применять менее качественные материалы для засыпки или снижать толщину замещаемого слоя. Ранее было проведено множество исследований, в основном состоящих из лабораторных модельных испытаний и численного анализа. Для оснований, армированных геосинтетическими материалами, было также выполнено

несколько испытаний нагрузкой на крупные плиты и полевые испытания [47, р. 136-137; 48, р. 3-290; 49, р. 3-138; 50, р. 3722-3727].

Например, Адамс и Коллин (1997) и Демир и др. (2013) описали испытания плит размером от $0,3 \times 0,3$ м до $0,9 \times 0,9$ м на песчаных основаниях, укрепленных георешеткой. Миура и его коллеги (1995) представили тематическое исследование, в котором гравийное основание, усиленное георешеткой, использовалось для поддержки коробчатой водопропускной трубы шириной 2,8 м [52, 53]. Большинство экспериментальных и численных исследований подтверждают, что использование геосинтетической арматуры эффективно увеличивает предельную несущую способность, но менее эффективно в снижении осадки.

Исследователи выделили шесть возможных типов разрушения оснований, укрепленных геосинтетическими материалами (Бинкет и Ли, 1975; Хуанг и Менк, 1997; Уэйн и др., 1998; Чен, 2007), представленных на рисунке 1.11. Разрушение верхнего слоя арматуры, показанное на рисунке 1.11а, происходит, когда расстояние от фундамента до верхнего слоя геосинтетической арматуры оказывается чрезмерным и/или если засыпной грунт недостаточно прочен [48, р. 3-290; 49, р. 3-138; 50, р. 3722-3727]. Межслойное разрушение, изображенное на рисунке 1.11б, может возникнуть, если расстояние между слоями георешетки слишком велико. В случае массивной армированной конструкции с несколькими слоями арматуры возможно общее разрушение, охватывающее один или несколько слоев арматуры, что представлено на рисунке 1.11в.

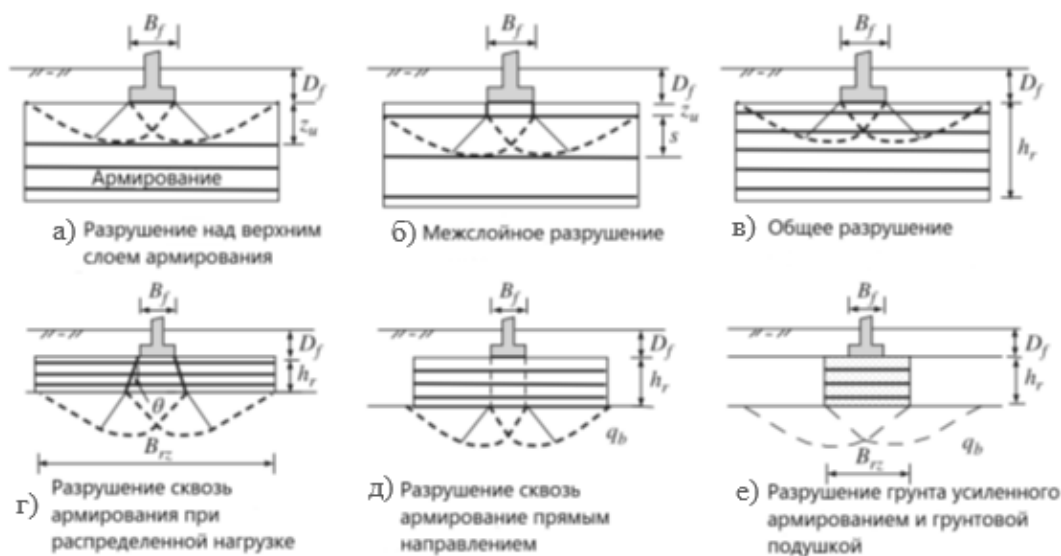


Рисунок 1.11 – Виды разрушений основания, укрепленного георешеткой

Если напряжение передается на слабый нижележащий грунт, усиленная зона может разрушиться, если слой армирования слишком тонкий, как показано на рисунке 1.11г. В случае, если армированная зона достаточно широкая, но при этом тонкая, и находится над слабым грунтом, фундамент может пробить эту армированную область, как видно на рисунке 1.11д. На рисунке 1.11е

иллюстрируется сценарий, при котором узкая армированная зона продвигается в слабый грунт из-за слабости нижележащих слоев.

Испытания на статическую нагрузку плит на армированных и неармированных фундаментах, проведенные в ряде исследований (например, Гвидо и др., 1986; Адамс и Коллин, 1997; Донг и др., 2010; Покхарел и др., 2010) [50, р. 3722-3727; 51, р. 172-177; 52, р. 36-40; 53, р. 711-722; 54-93], показали увеличение несущей способности и модуля деформации при одновременном уменьшении осадки (рисунок 1.12). Обычно повышение несущей способности выражается через коэффициент несущей способности (BCR):

$$DCR = q_{ult,r} / q_{ult,u}; \quad (1)$$

где $q_{ult,u}$ – предельная несущая способность неармированного грунта;
 $q_{ult,r}$ – предельная несущая способность армированного грунта.

$$MIF = k_r / k_u = E_r / E_u; \quad (2)$$

где k_r = модуль реакции земляного полотна армированного фундамента;

k_u = модуль реакции земляного полотна неармированного фундамента;

E_r = модуль упругости армированного фундамента;

E_u = модуль упругости неармированного фундамента [55, р. 605-752; 56, р. 19-23; 57, р. 12480-1-12480-13; 58, р. 103945; 59, р. 138-156; 60, 61].

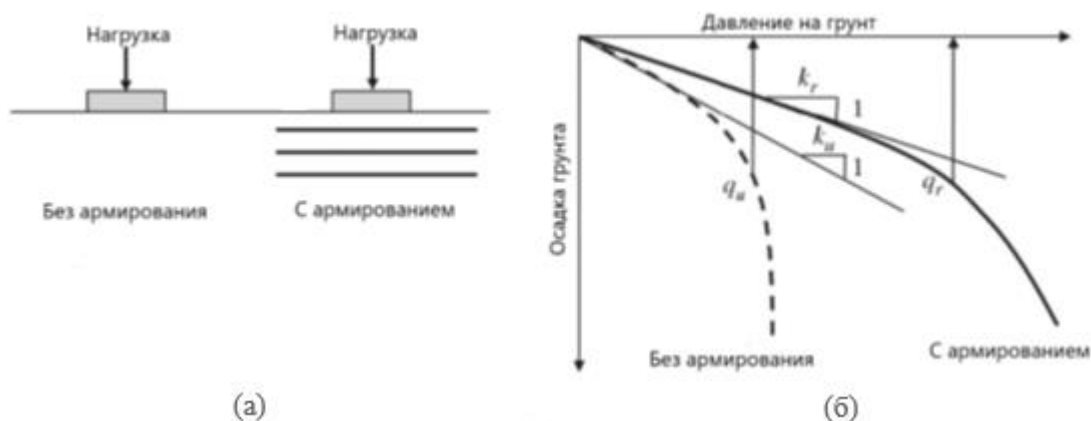


Рисунок 1.12 – Сравнение неармированного и армированного грунта

При значительном расстоянии между слоями георешетки возможно разрушение в промежуточной зоне, расположенной между верхним и последующим слоями, как это показано на рисунке 1.11б. Предельная несущая способность при разрушении данного промежуточного слоя определяется совокупностью факторов: сопротивлением основания, прочностными характеристиками верхнего слоя георешетки, а также боковым сопротивлением на границе взаимодействия грунта и решетки [62, 63].

$$q_{ult,r} = BCR \cdot q_b + \frac{2C_1 c_a z_u}{B_f} + 2\gamma'_r \left(1 + \frac{2D_f}{z_u}\right) \frac{K_s \tan \phi_r}{B_f} + \frac{2C_1 T_a \tan \delta}{B_f} - \gamma'_r z_u; \quad (3)$$

где BCR = коэффициент несущей способности при расположении фундамента на глубине $D_f + z_u$ (принимается в диапазоне от 1,0 до 3,0);

q_b = предельная несущая способность неармированного фундамента при глубине подошвы $D_f + z_u$;

C_1 = постоянная (2 для квадратного фундамента и 1 для сплошного фундамента);

ϕ_r = угол трения армированного заполнения;

γ'_r = эффективный удельный вес армированного наполнителя;

K_s = коэффициент продавливания, предложенный Мейерхофом и Ханной (1978) [64];

T_a = допустимая прочность арматуры на растяжение (меньшее из пределов прочности при определенной деформации и способности арматуры на выдергивание);

c_a = сцепление между перфорирующим клином и армированным заполнителем;

δ = угол трения между пробивным клином и армирующим заполнителем.

Из приведенных в формуле параметров наиболее важными являются прочность арматуры на растяжение, сцепление и угол трения между материалом заполнителя и армирующего элемента [63, с. 78-93].

Ранее проведенные исследования геосинтетических материалов выявили значительную зависимость их прочности на растяжение от массы на единицу площади. Как правило, геотекстиль с большей массой на единицу площади демонстрирует более высокие показатели прочности по сравнению с более легкими материалами того же типа. Кроме того, было установлено, что прочностные характеристики геосинтетических материалов при растяжении зависят от скорости деформации в процессе испытаний. При низкой скорости деформации наблюдается снижение прочности, сопровождающееся более значительным удлинением до момента разрушения. В свою очередь, при высокой скорости деформации прочность увеличивается, а величина удлинения при разрушении уменьшается [63, с. 78-93].

Создание грунтовых подушек позволяет перераспределить нагрузку на большую площадь, снижая давление на слабые подстилающие слои грунта. Это способствует уменьшению деформаций оснований [63, с. 78-93]. Однако не редко, когда конструктивные особенности здания или высокий уровень грунтовой воды не позволяют выполнить грунтовые подушки требуемой высоты. В этих случаях для достижения более высоких механических свойств материала грунтовой подушки используются различные типы геосинтетических материалов, таких как геотекстиль, геосетки, георешетки, геомембраны и др.



Рисунок 1.13 – Геотекстиль

Геотекстиль представленный на рисунке 1.13 является многослойным полимерным полотном, пропускающим воду, но вместе с этим, он не позволяет слоям смешиваться. Этот материал обладает большой прочностью и распределяет нагрузку между слоями.



Рисунок 1.14 – Геосетка

Представленная на рисунке 1.14 геосетка воспринимает растягивающие нагрузки, применяется в качестве арматуры тонкого слоя, а также используется в сочетании с другими полимерными материалами.

На рисунке 1.15 представлена георешетка в виде трёхмерной структуры, состоящей из полимерных перфорированных лент, которые способствуют обеспечению устойчивости и препятствуют смещению материала во всех направлениях.



Рисунок 1.15 – Георешетка

На рисунке 1.16 показана геоматрица, представляющая собой пространственную ячеистую систему, выполненную из текстильного материала, с равномерно расположенными квадратными ячейками и гибкой основой, работающей на растяжение. Данная конструкция предотвращает продавливание грунта через ячейки и способствует равномерному распределению нагрузки, воздействующей на грунт во время эксплуатации.

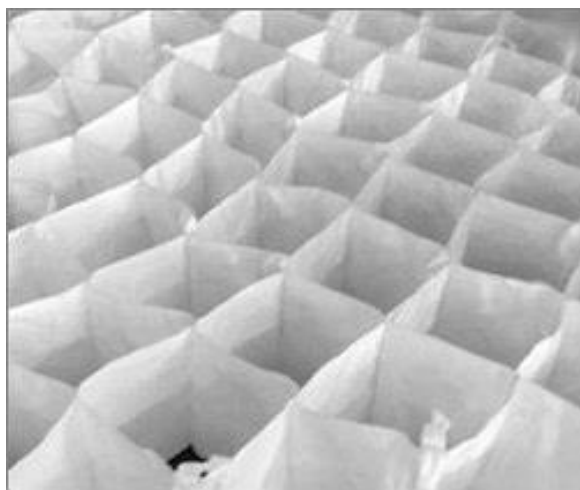


Рисунок 1.16 – Геоматрица

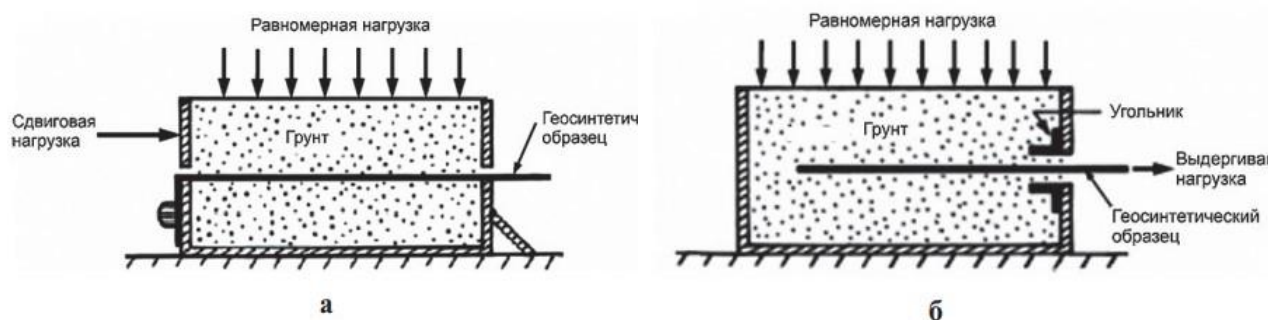
Слабые грунты требуют стабилизации для повышения их прочностных характеристик и снижения сжимаемости. После проведения этих подготовительных мероприятий можно построить прочный и устойчивый фундамент.

Свойства границы раздела грунт-геосинтетика

При армировании грунтового массива геосинтетическими материалами важно обеспечить достаточное сцепление между грунтом и геосинтетиком, чтобы предотвратить скольжение грунта по поверхности геосинтетика или его вытягивание под действием растягивающих нагрузок. Эффективность сцепления зависит от взаимодействия контактных поверхностей грунта и геосинтетика. Основными факторами, влияющими на это взаимодействие, являются трение на

границе раздела и/или блокирующие свойства материалов. Такое взаимодействие играет ключевую роль в армированных грунтовых конструкциях, особенно в подпорных стенах, откосах, фундаментах и насыпях, где для поддержания стабильности важно правильное распределение напряжений между грунтом и геосинтетиком. Оно обеспечивает передачу нагрузки от грунта к геосинтетическому материалу.

Характеристики этого взаимодействия используются для расчета необходимой длины геосинтетического материала за пределами критической зоны. Для оценки взаимодействия между грунтом и геосинтетическими материалами используются два основных метода испытаний. Первый – это испытание на прямой сдвиг с применением сдвигового ящика, которое позволяет определить параметры трения на контактной поверхности. Второй метод включает испытание на отрыв/закрепление, направленное на оценку сцепления и устойчивости геосинтетического материала в грунте. Оба метода широко применяются для изучения механизма взаимодействия и оптимизации использования геосинтетиков в инженерных системах [65]. Схема проведения испытания на взаимодействие грунт и геосинтетики на испытания на прямой сдвиг и испытание на выдергивание представлены на рисунке 1.17.



а – испытания на прямой сдвиг; б – испытание на выдергивание

Рисунок 1.17 – Схема проведения испытания на взаимодействие грунт и геосинтетик

Основной принцип данных испытаний заключается в том, что для перемещения твердого объекта с весом W по горизонтальной поверхности требуется приложить горизонтальную силу величиной μW , где μ является коэффициентом трения между материалами объекта и плиты [66].

При испытании на прямой сдвиг сопротивление между геосинтетиком и грунтом измеряется следующим образом: геосинтетический материал и грунт помещаются в коробку для прямого сдвига, которая разделена на две части – верхнюю и нижнюю. Образец геосинтетики закрепляется вдоль края коробки, где прикладывается сила сдвига. При этом на коробку воздействует постоянная нормальная сила, которая имитирует расчетные полевые напряжения. Нижняя часть коробки удерживается неподвижной, а верхняя подвергается сдвиговой нагрузке, либо ступенчатой, либо с постоянной скоростью деформации. Сила

сдвига фиксируется как функция горизонтального смещения верхней половины коробки [67, 68].

Испытания проводятся при как минимум трёх различных значениях нормального сжимающего напряжения, соответствующих полевым условиям. Предельные значения касательных напряжений, включая пиковые и остаточные, строятся на графике в зависимости от нормальных напряжений. Схематическое изображение установки и результаты испытаний представлены ниже.

1.2 Исследование возможностей применения существующих методов

1.2.1 Особенности геологического строения Южных регионов Казахстана

Согласно данным инженерно-геологических исследований, литологическое строение типичных районов южного Казахстана характеризуется значительным слоем верхнечетвертичных отложений аллювиально-пролювиального происхождения. С поверхности залегают делювиальные или аллювиальные суглинки с прослоями песков, которые покрывают мощные слои галечниковых грунтов пролювиального генезиса. Эти галечниковые грунты были перенесены ранее водными потоками с горных массивов и формируют основную часть конуса выноса хребта Заилийского Алатау и предгорную равнину. Толщина суглинков варьируется и может составлять от нескольких метров до 10-20 метров в глубину [69]. В толще галечниковых грунтов, составляющей 300÷400м. по данным бурения глубоких скважин, отмечаются прослой песчано-суглинистого материала до 10 м. Материал обзора геологических условий охватывает в основном территории мегаполисов: Алматы и Шымкента [69, с. 58-59].

Анализ данных геологического строения по городу Алматы показывают, что геологическое строение очень неоднородно по всей территории города. Поэтому для ниже представлен геологический профиль, отражающий наиболее неблагоприятные геологические условия застраиваемых участков.

В геолого-литологическом строении обычно принимают участие аллювиально-пролювиальные отложения среднечетвертичного возраста ($арQ_{II}$), представленные суглинками, перекрытыми почвенно-растительным слоем или насыпными грунтами [69, с. 58-59]. В суглинках могут быть вскрыты линзы и прослой песков и крупнообломочных грунтов. Они могут являться проводниками воды.

Почвенно-растительный слой представлен гумусированными суглинками, с корнями растений. Насыпные грунты представлены суглинками с включением гравия, гальки и песка.

Суглинки обычно легкие бурого цвета, от твердой до тугопластичной консистенции, макропористые, просадочные. Мощность слоя суглинков составляет 8,1–14,5 м. Ниже, до глубины бурения (20,0 м), залегают суглинки непросадочные, от мягкопластичного до текучего состояния, с тонкими прослоями и линзами песка и гравийного грунта. Вскрытая мощность непросадочных суглинков чаще составляет 7,0–9,0м [69, с. 58-59].

Пески средней крупности бурого цвета, выявленные в виде линз и прослоев в суглинках, имеют среднюю плотность сложения и варьируются от слабо водонасыщенных до полностью насыщенных водой. Мощность линз и прослоев составляет 0,2–1,3 м.

Пески гравелистые, вскрытые в суглинках, буровато-серого цвета, средней плотности сложения, от малой степени водонасыщения до насыщенных водой, с содержанием гальки и гравия до 30%. Мощность линз и прослоев составляет 0,3–0,7 м.

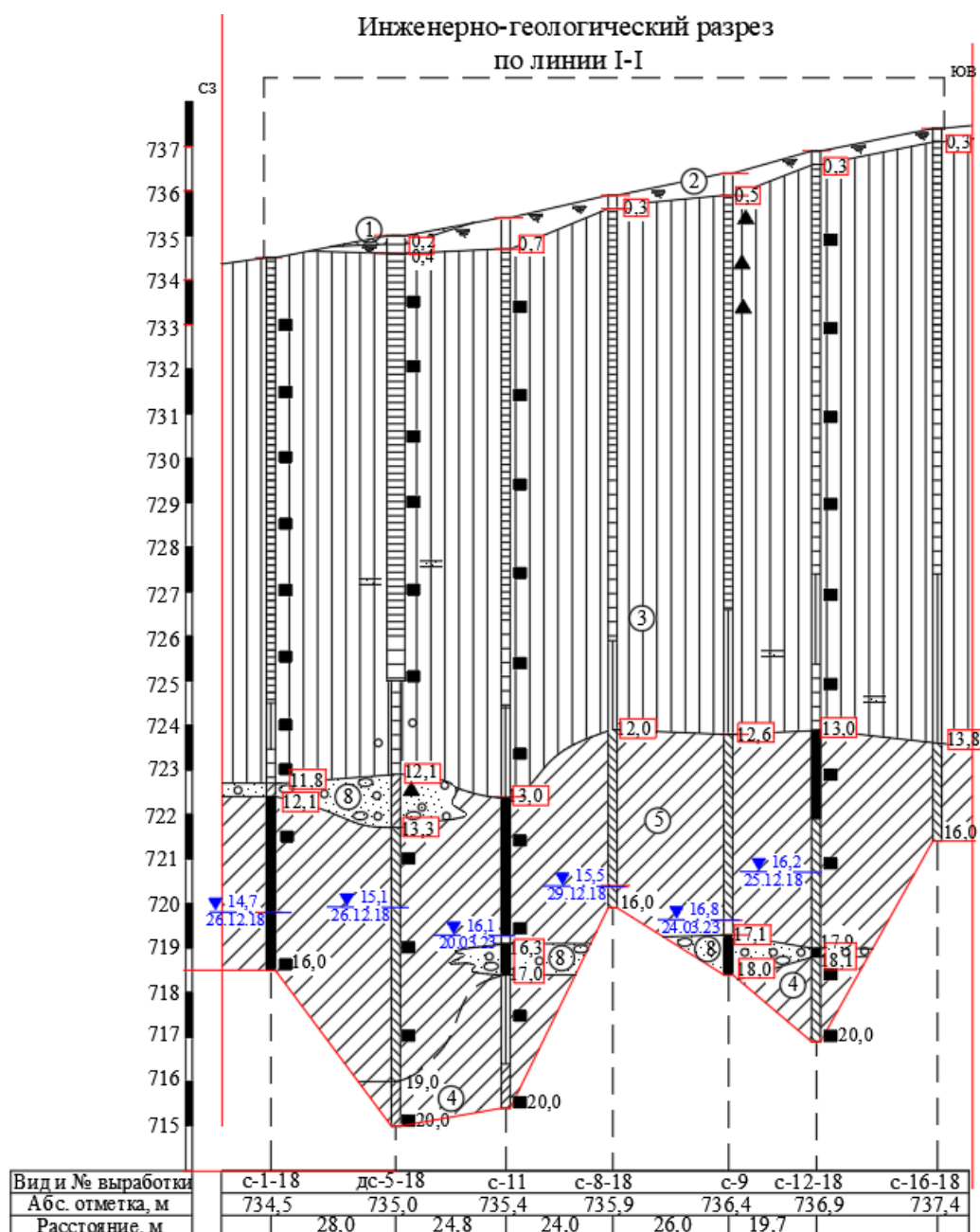


Рисунок 1.18 – Инженерно-геологический разрез линии I-I

На рисунке 1.18 представлен инженерно-геологический разрез по линии I-I. Гравийные грунты с песчаным заполнителем вскрыты в виде линз в суглинках и в нижней части разреза. Грунты характеризуются следующим содержанием

фракций: гальки – до 30%, гравия – до 45%, заполнителя – до 25%. Мощность линз и прослоев изменяется от 0,3 м до 3,0 м.

Грунтовые воды на участке в период изысканий вскрыты на глубинах 13,5-17,7 м. Водовмещающими породами являются суглинки, пески и крупнообломочные грунты. В южной части участка грунтовые воды выработками глубиной 20,0 м не вскрыты.

Влажность грунтов может увеличиваться за счёт их увлажнения с поверхности из внешних источников и постепенного накопления влаги в результате инфильтрации поверхностных вод. Кроме того, повышение влажности возможно из-за экранирования поверхности при застройке территории.

По данным компрессионных испытаний суглинки, залегающие до глубины 11,0–15,2 м при замачивании проявляют просадочные свойства. Иногда встречаются типы геологических профилей, когда по типу грунтовых условий по просадочности площадка может быть разделена на 2 участка: одна часть исследуемой территории характеризуется преимущественно вторым типом грунтовых условий по просадочности, другая часть – первым типом грунтовых условий по просадочности. Такая неоднородность накладывает свои особенности при выборе инженерного решения по упрочнению основания.

Другие особенности геологического строения Алматы показаны на примере геологических исследований участка строительства II пускового комплекса Метрополитена в г. Алматы. Здесь геологический профиль представлен суглинками и галечниковыми отложениями.

Суглинки, залегают в верхней части разреза, проявляют просадочные свойства на всю мощность, и в основном проявляют просадочность от дополнительных нагрузок, т.е. имеют просадочность I типа. Плотность грунта изменяется от 1,47 т/м³ до 1,75 т/м³, нормативное значение 1,67 т/м³. Плотность грунта в сухом состоянии изменяется от 1,30 т/м³ до 1,53 т/м³, нормативное значение 1,44 т/м³. Коэффициент пористости колеблется в пределах 0,761-1,079, нормативное значение - 0,897. Модуль деформации при природной влажности изменяется от 2,3 МПа до 11,0 МПа, нормативное значение – 7,0 МПа. Модуль деформации при водонасыщении изменяется от 0,8 МПа до 6,0 МПа, нормативное значение – 2,2 МПа. Такие параметры характеризуют суглинок как слабый и среднесжимаемый. В связи с этим на участке строительства рекомендуется предотвращать избыточное увлажнение просадочных суглинков грунтового массива ликвидацией источников возможного замачивания.

С глубины 0,8-4,7 м залегают крупнообломочные грунты, представленные галечниковыми отложениями, редко – валунными грунтами. Галечниковые грунты с песчаным заполнителем имеют плотность 2,26 т/м³, сцепление 33 кПа, а угол трения 39 градусов. В приповерхностных слоях расположены отложения с суглинистым заполнителем, которые имеют плотность сухого грунта менее 1,47 т/м³, сцепление $c=20$ кПа, а угол трения $\varphi=18$ градусов.

Галечниковые грунты как с песчаным, так и с глинистым заполнителем имеют неоднородное содержание фракций и поэтому, и поэтому их физико-механические свойства имеют значительный разброс. Кроме этого, в

петрографическом составе валунов и гальки преобладают граниты, крупно и среднезернистые гранодиориты, диориты и в малом количестве песчаники. Обломки хорошо окатаны с удлиненными и уплощенными формами. Часть обломков (5–10%) выветрелые до состояния рухляка. С глубиной содержание песчаного заполнителя незначительно уменьшается, гальки и валунов увеличивается, а содержание гравия с глубиной изменяется незначительно. Крупнообломочные отложения характеризуются неоднородностью по плотности, существенно различаются по глубине и относятся к хорошо водопроницаемым грунтам.

Крупнообломочные грунты имеют жесткий скелет, образованный галькой крупной, средней и гравием. Валунны не имеют между собой контакта и изолированы друг от друга песчано-гравийной и галечной массой. Текстура крупнообломочных грунтов беспорядочная. По этой причине галечниковые грунты неустойчивы и при горизонтальной и вертикальной разработках резко увеличивается их склонность к обрушению.

При проходке инженерных сооружений как в суглинистых, так и в галечниковых отложениях требуется проведение дополнительных мероприятия по упрочнению данных отложений, повышению их устойчивости и эксплуатационной надежности. В таблице 1.14 указаны физико-механические свойства грунтов.

Таблица 1.4 – Физико-механические свойства грунтов

№ ИГЭ	W, %	P, кН/м ³	P _d , кН/м ³	e,	J _p	φ, град	C, кПа	E, МПа
ИГЭ 1	6	14.1	1.33	1.04	8	-	-	-
ИГЭ 2	8	15.5	14.2	0,98	9	21/16	23/15	11,9/2,7
ИГЭ 3	18	18.4	15.9	0.69	10	23/18	30/20	14.8/11.8

Сейсмическая опасность района по шкале MSK-64 (K) в соответствии с картой сейсмического зонирования Казахстана будет равна 9 (девяти) баллам. Однако данными инженерно-геологических изысканий установлено, что грунты, слагающие естественное основание фундаментов, имеют III тип грунтовых условий по сейсмическим свойствам. Поэтому, сейсмическая опасность территории строительства по нормам республики будет равна 10 (десяти) баллам. Высокая сейсмичность также требует применение методов усиления, надежно воспринимающих динамические нагрузки.

Анализ данных инженерно-геологических исследований в различных площадках города Шымкент показывает достаточно разнообразный геологический профиль. Однако можно выделить и некоторую закономерность в напластовании слоев. Так наиболее часто в геолого-литологическом отношении территория сложена аллювиально-пролювиальными грунтами, средне-верхнечетвертичного возраста (арQII-III). Эти слои представлены на глубину примерно 17,0–27,0 м от поверхности глинистыми (суглинком, глиной) и песчаными (песок пылеватый, плотный) грунтами. Общий вид характерного геологического разреза представлен на рисунке 1.19.

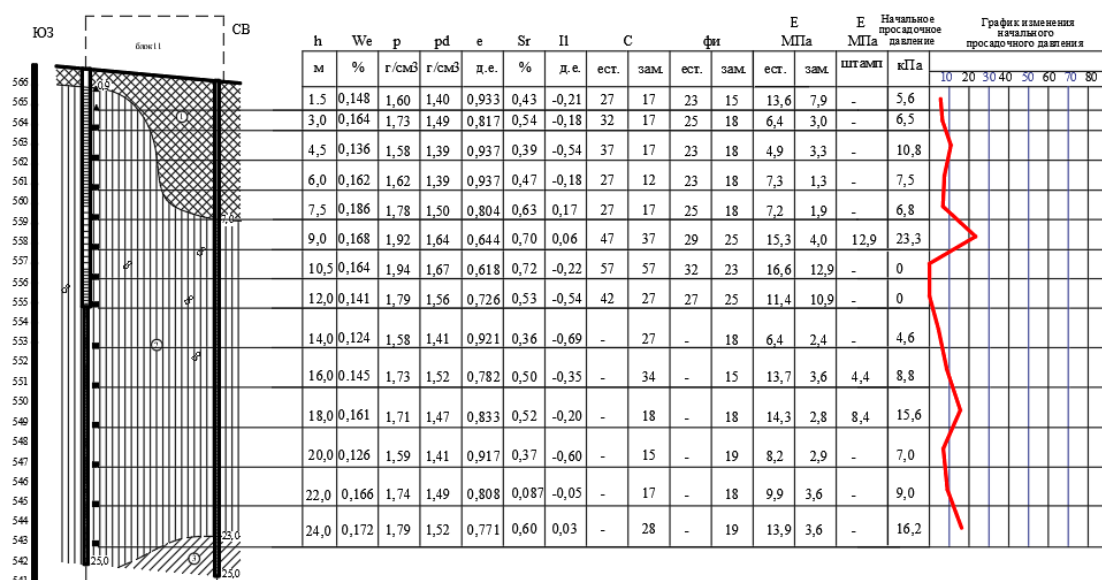
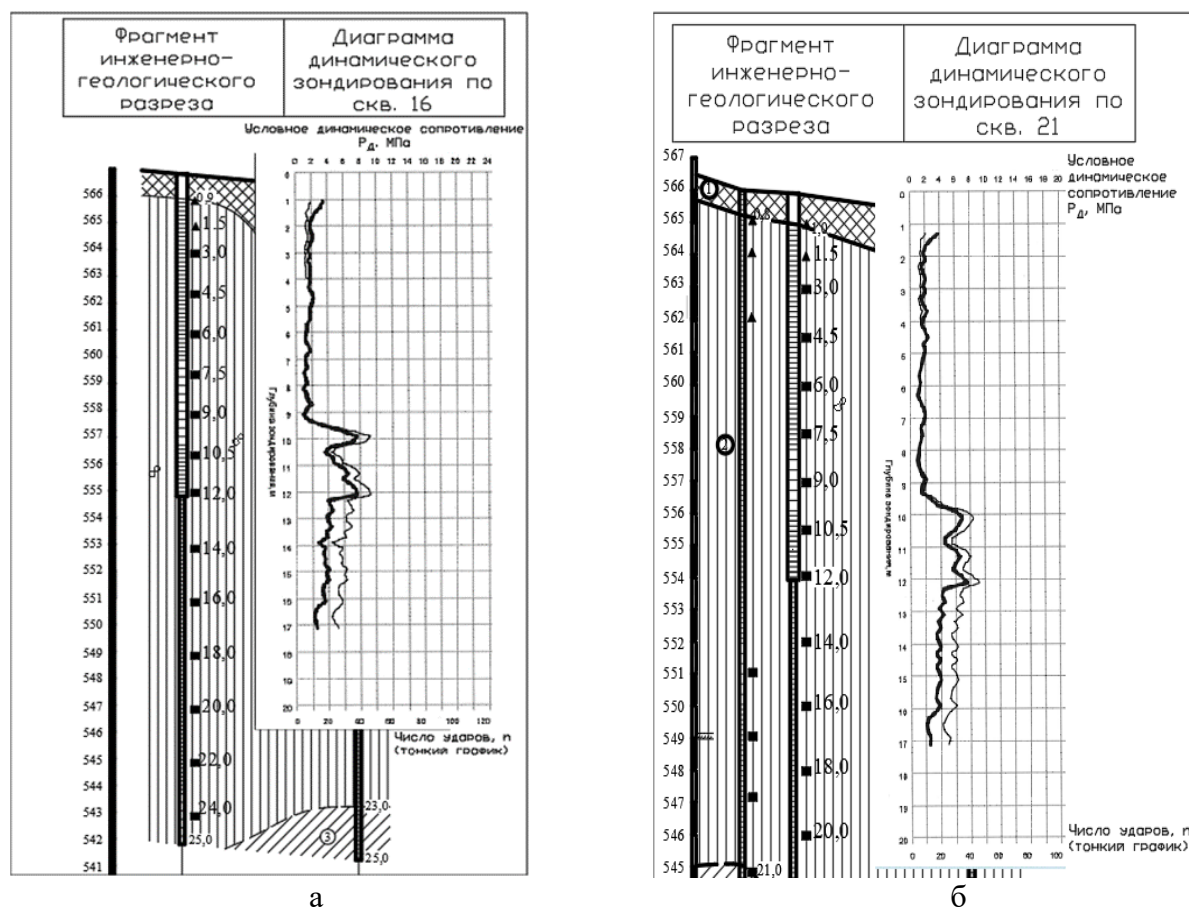


Рисунок 1.19 – Инженерно-геологический разрез с физико-механическими свойствами по данным изысканий 2022 года

Поверхностный слой примерно до 18,0–20,0м относится к просадочным грунтам. Обычно верхний слой разделяется на два подслоя: сильно просадочный (примерно до 10,0 м) и слабopосадочный. Ниже располагается либо непросадочный суглинок, либо песчаные отложения. Грунтовые воды в пределах исследованной глубины чаще не вскрыты или расположены на большой глубине. Тем не менее, возможно увеличение влажности грунтов вследствие их увлажнения из внешних источников и постепенного накопления влаги в результате инфильтрации поверхностных вод. Также влажность может повышаться из-за экранирования поверхности в процессе освоения территории для строительства. Определение влажности показали максимальное значение на глубине 7,0–9,0 метров до 18,5%, при этом суглинки характеризуются твердой и полутвердой консистенцией. Исследование статическим зондированием до глубины 10,0м показали слабую прочность слоя. Грунт макропористый, коэффициент пористости в диапазоне от 0,88–0,95.

На рисунке 1.20 показана диаграмма динамического зондирования по скважине 16 и по скважине 21.



а – по скважине 16; б – по скважине 21

Рисунок 1.20 – Диаграмма динамического зондирования

Ниже 10,0 м условное динамическое сопротивление повышается до 10,0 МПа, что свидетельствует о повышении прочности. Коэффициент пористости также уменьшается до 0,7–0,8, хотя по отчету это все один геологический элемент.

Повышение прочности наблюдается всего на 2,0–3,0 метра по глубине, ниже условное динамическое сопротивление уменьшается до 4,0 МПа, вплоть до непросадочного суглинка. Штамповые испытания для глубины 18,0 метров дают значение модуля деформации $E_{шт}=7,4-8,9$ МПа. Непросадочный суглинок ИГЭ 3 характеризуется влажностью $W=15,5\%$, твердым состоянием, коэффициентом пористости 0,64–0,73. Этот слой можно использовать в качестве несущего.

1.2.2 Основные предпосылки применения методов упрочнения

Из всего перечня методов упрочнения, представленных выше выделим только три, как наиболее эффективные по технологии и экономичности.

Инъекционный метод упрочнения (например, Геориг) широко применяется для стабилизации слабых грунтов на глубинах до 10 метров и часто используется при ремонте конструкций. Этот метод был рекомендован для повышения устойчивости грунтов на участке строительства II пускового комплекса Метрополитена в г. Алматы. В период проведения подземных выработок возникла необходимость обеспечить устойчивость грунтов выше

проходки против обрушения. Также метод особенно эффективен для устранения активных протечек и напорных течей, что критично при работе с подземными сооружениями и фундаментами в условиях инфильтрации поверхностной воды и образования верховодки. Благодаря использованию специализированных материалов, таких как полиуретановые или эпоксидные смолы, метод обеспечивает высокую эффективность, однако его высокая стоимость ограничивает применение преимущественно локальными участками. Инъекционный метод находит применение для стабилизации просадочных и переувлажнённых грунтов (глинистых, песчаных и др.), особенно в тех случаях, когда традиционные методы, такие как полная замена грунта, экономически или технически нецелесообразны ввиду сложности доступа или высокой стоимости. Метод инъекции двухкомпонентной смолой позволяет значительно сократить сроки строительства или ремонта за счёт быстрого затвердевания материала. Этот подход используется при необходимости экстренного укрепления грунтов, например, для предотвращения аварийных ситуаций или стабилизации откосов.

Метод глубинного перемешивания (DSM) является одной из наиболее эффективных технологий для повышения прочностных характеристик грунтов на глубинах до 20–25 метров, особенно при наличии слабонесущих, просадочных, переувлажнённых или мягких грунтов, таких как глины, супеси, пески. Метод DSM активно применяется для упрочнения слабых основания при новом строительстве в городах Алматы, Шымкент. Метод DSM особенно востребован при строительстве крупномасштабных объектов инфраструктуры, включая мосты, тоннели, плотины и высотные здания, где критически важно обеспечить высокую устойчивость конструкции и минимизировать осадки в условиях слабых грунтов. Кроме того, данная технология широко используется в строительстве промышленных предприятий, торговых центров и других объектов, требующих надежного грунтового основания. Эффективность DSM заключается в возможности стабилизации слабых грунтов без необходимости их полной замены, что снижает затраты на строительство и повышает долговечность объектов.

Метод использования геосинтетических материалов в строительстве широко применяется для укрепления грунтовых подушек и насыпей. Геосинтетика используется для усиления оснований фундаментов и полов малонагруженных зданий (таких как склады, парковки и лёгкие промышленные объекты) на слабых или переувлажнённых грунтах, обеспечивая равномерное распределение нагрузки и снижение осадок, что существенно увеличивает срок службы конструкций. Применение геосинтетических материалов позволяет создавать усиленные грунтовые подушки, особенно актуальные в условиях, когда глубина залегания слабых грунтов не позволяет использовать более дорогостоящие методы глубинного упрочнения, такие как сваи или грунтоцементные колонны. Это улучшает устойчивость сооружений и снижает затраты на эксплуатацию и обслуживание. Кроме того, геосинтетические материалы активно используются для укрепления склонов горных массивов и откосов, предотвращая размывание и эрозию грунтов, что особенно важно при

строительстве дорог и насыпей в горных районах или на участках с высоким риском оползней.

Таким образом, каждый из методов имеет свою применимость в зависимости от условий проекта: инъекционные методы для ограниченных пространств в условиях плотной городской застройки и быстрой стабилизации, DSM для глубинного укрепления и массовых объектов, а геосинтетики для улучшения поверхностных слоев грунта и равномерного распределения нагрузок.

Выводы по первому разделу

1. Выполнен анализ методов упрочнения грунтов и выделены наиболее прогрессивные и эффективные методы для упрочнения слабых макропористых грунтов, водонасыщенных глинистых и песчаных, а также насыпных и других структурно неустойчивых грунтов. Сделан акцент на методах, которые могут быть применимы для упрочнения слабых грунтов Казахстана.

2. Исследована область применения новых инъекционных материалы типа пенополиуретановых смол. Выделены положительные стороны и недостатки. Намечены области исследований для возможности их применения при упрочнении слабых макропористых, водонасыщенных и насыпных грунтов в стесненных условиях городской застройки.

3. Исследованы современные технологии упрочнения оснований, основанные на методах без удаления грунта. Применение раскатанных элементов и метода мокрого глубинного перемешивания позволяют выполнять глубинное упрочнение путем повышения начальной плотности и повышая несущую способность устройством дополнительных армирующих элементов. Однако требуются дополнительные исследования по контролю качества, эффективности и надежности применения этих методов в специфических грунтовых условиях Казахстана.

4. Выделены виды геосинтетических материалов, применение которых повысит несущую способность и уменьшит деформации насыпей и грунтовых подушек из насыпных грунтов. Однако геосинтетические материалы требуют постоянного контроля качества материала и доработки требований по контролю материала и их применению в сложных геологических условиях Казахстана.

5. Показано разнообразие геологических условий на примере отложений Алматы и Шымкента. Выделены основные типы грунтов, использование которых в качестве оснований зданий и сооружений без замены или упрочнения не представляется возможным. Предложены основные конструктивные схемы упрочнения слабых оснований с использованием современных методов и технологий.

2 МЕТОД ИНЪЕКЦИОННОГО УКРЕПЛЕНИЯ ОСНОВАНИЙ УПРОЧНЯЮЩИМИ СОСТАВАМИ

2.1 Описание свойств грунтов при укреплении методом инъекции упрочняющих составов

Исследования по закреплению грунтов методом инъекции выполнены с грунтами участка строительства II пускового комплекса Метрополитена в г. Алматы. Общие данные по геологическому строению участка приведены в предыдущем разделе.

Опираясь на результаты геологических исследований, последних лет геологическое строение представлено суглинками и галечниковыми отложениями. Суглинки, залегают в верхней части разреза, проявляют просадочные свойства на всю мощность, и в основном проявляют просадочность от дополнительных нагрузок, т.е. имеют просадочность I типа. Плотность грунта изменяется от $1,47 \text{ т/м}^3$ до $1,75 \text{ т/м}^3$, нормативное значение $1,67 \text{ т/м}^3$. Плотность грунта в сухом состоянии изменяется от $1,30 \text{ т/м}^3$ до $1,53 \text{ т/м}^3$, нормативное значение $1,44 \text{ т/м}^3$. Коэффициент пористости колеблется в пределах $0,761-1,079$, нормативное значение - $0,897$. Модуль деформации при природной влажности изменяется от $2,3 \text{ МПа}$ до $11,0 \text{ МПа}$, нормативное значение – $7,0 \text{ МПа}$. Модуль деформации при водонасыщении изменяется от $0,8 \text{ МПа}$ до $6,0 \text{ МПа}$, нормативное значение – $2,2 \text{ МПа}$. Такие параметры характеризуют суглинок как слабый и среднесжимаемый.

В связи с широким диапазоном изменения свойств в зависимости от влажности на участке строительства рекомендуется предотвращать избыточное увлажнение просадочных суглинков, предусмотреть мероприятия по упрочнению грунтового массива для повышения надежности основания и удаление источников возможного обводнения. В таблице 2.1 указаны физико-механические свойства грунтов при укреплении методом инъекции упрочняющих составов [10, р. 95-105; 70-75].

Для крупнообломочного грунта также требуется упрочнение, поскольку с глубины $0,8-4,7 \text{ м}$ залегают крупнообломочные грунты, представленные галечниковыми отложениями, редко – валунными грунтами. Галечниковые грунты с песчаным заполнителем имеют плотность $2,26 \text{ т/м}^3$, сцепление 33 кПа , а угол трения 39 градусов. Однако в приповерхностных слоях расположены отложения с суглинистым заполнителем $1,47 \text{ т/м}^3$, которые при разработке грунта и устройстве подземных выработок проявляют высокую подвижность и не устойчивое состояние [10, р. 95-106].

Таблица 2.1 – Физико-механические свойства грунтов

№ ИГЭ	Наименование грунта	γ_n	γ_{II}	γ_I	C_{II}	C_I	φ_{II}	φ_I	E
1	Насыпной грунт	1,80	1,79	1,78	-	-	-	-	-
	Почвенно-растительный слой	1,20	1,19	1,18	-	-	-	-	-
2	Суглинки просадочные	1,67	1,65	1,64	$\frac{24}{10}$	$\frac{16}{7}$	$\frac{24}{17}$	$\frac{22}{16}$	$\frac{7,0}{2,2}$
3	Уплотненные суглинки (плотность сухого грунта 1,64-1,70 т/м ³) при оптимальной влажности 0,17	1,94	1,93	1,91	$\frac{13}{13}$	$\frac{12}{12}$	$\frac{26}{26}$	$\frac{25}{25}$	$\frac{11}{11}$
4	Галечниковый грунт с глинистым и супесчаным заполнителем	2,17	2,15	2,13	25	24	35	34	68
5	Галечниковый и валунный грунт с песчаным заполнителем	2,26	2,24	2,22	33	31	39	38	79,2
Примечания: 1. γ - плотность грунта, т/м ³ . 2. C - удельное сцепление, кПа. 3. φ - угол внутреннего трения, градус. 4. E - модуль деформации, МПа, для глинистых грунтов в интервале нагрузок 0,1-0,2 МПа									

Галечниковые грунты как с песчаным, так и с глинистым заполнителем имеют неоднородное содержание фракций и поэтому, и поэтому их физико-механические свойства имеют значительный разброс. Кроме этого, в петрографическом составе валунов и гальки преобладают граниты, крупно и среднезернистые гранодиориты, диориты и в малом количестве песчаники. Обломки хорошо окатаны с удлинёнными и уплощёнными формами. Часть обломков (5–10%) выветрелые до состояния рухляка. С увеличением глубины наблюдается незначительное уменьшение содержания песчаного заполнителя, тогда как доля гальки и валунов возрастает, а содержание гравия остается практически неизменным. Крупнообломочные отложения характеризуются неоднородностью плотности, значительными вариациями по глубине и высокой водопроницаемостью. Эти грунты имеют жесткий скелет, состоящий из крупной и средней гальки, а также гравия. Валун, в свою очередь, изолирован друг от друга и не находится в непосредственном контакте, окружен массой песчано-гравийных и галечных частиц. Текстура крупнообломочных отложений отличается хаотичностью и отсутствием четкой структуры. По этой причине галечниковые грунты неустойчивы и при горизонтальной и вертикальной разработках резко увеличивается их склонность к обрушению [10, р. 95-106; 70, с. 2-10; 71, р. 65-76].

При проходке инженерных сооружений как в суглинистых, так и в галечниковых отложениях требуется проведение дополнительных мероприятий по упрочнению данных отложений, повышению их устойчивости и эксплуатационной надежности.

2.2 Программа проведения лабораторных исследований

Экспериментальные исследования по укреплению грунтов проводились согласно программе, указанной в таблице 2.2 методом инъекции двухкомпонентной смолы Георгин марки 082/90 [10, р. 95-106; 70, с. 2-10; 71, р. 65-76]. Виды грунтов определялись согласно ГОСТ 25100-2011 Грунты. Классификация. М., 2012 г [76].

Таблица 2.2 – Программа проведения лабораторных исследований

Вид грунта	Состояние закрепляемого вида грунта	Состав компонента		Определяемые параметра			
		А	В	физические		механические	
				плотность, т/м ³	примечание	предел прочности на сжатие, МПа	модуль деформации, МПа
Суглинок	Твердое	1	1.1	+	-	+	+
	Мягкопластичное	1	1.1	+	-	+	+
	Текучее	1	1.1	+	-	+	+
Песок	Средней крупности	1	1.7	+	-	+	+
Гравийный грунт	Фракция не более 50 мм	1	1.1	+	-	+	+
Примечания:							
1. Испытания песка введено как материала заполнителя гравийного грунта.							
2. Количество испытываемых образцов должно составлять не менее шести единиц							

2.3 Описание методики исследований и параметры применяемого оборудования

Для проведения лабораторных исследований были подготовлены образцы различных типов грунта (суглинок, песок, гравий) в соответствии с программой испытаний. Как показано на рисунке 2.1, для подготовки образцов использовался цилиндр из высокопрочной пластиковой трубы высотой от 35 см до 50 см и диаметром от 20 см до 40 см. Методика проведения исследований заключалась в следующем: труба заполнялась грунтом с заранее установленной влажностью и плотностью. Торцевые стенки труб были зафиксированы армированным раствором марки М100 [10, р. 95-106; 71, р. 65-76].



Рисунок 2.1 – Общий вид образцов в трубах

В стенке трубы просверливалось отверстие, куда устанавливалось устройство «пакер» R8 для подачи компонентов смеси в соответствии с программой испытаний. С помощью специального плунжерного насоса и оборудования, обеспечивающего дозировку компонентов в соотношении 1:1,1, двухкомпонентная полиуретановая смола (Georug марки 082/90) нагнеталась под давлением в образец до достижения предела отказа. Предел отказа определялся моментом, когда смесь начинала выходить через зазоры в торцевых крышках либо возвращаться обратно через пакер [8, с. 68-79; 71, р. 65-76].

Состав компонентов двухкомпонентной смолы Georug 082/90:

1. Компонент А – жидкость цвета жидкого меда, представляющая собой смесь полиэфирполиола, ускоряющих добавок, антипиренов, стабилизаторов пены и воды [8, с. 68-79; 71, р. 65-76].

2. Компонент В – жидкость темно-коричневого или желтого цвета, содержащая полиметилен полифенилизоцианаты, дифенилметан - 4,4 - диизоцианат и смесь полициклических олигомеров в зависимости от функции [8, с. 68-79; 71, р. 65-76].

При смешивании этих компонентов в заданной пропорции происходит экзотермическая реакция, в результате которой образуется полиуретановая смола. После инъецирования образцы выдерживались в течение 24 часов для образования пены и закрепления с грунтом. Затем образцы извлекались из цилиндров, и закрепленный массив отделялся от незакрепленного. Для определения объема закрепленного грунта проводились замеры, а также вычислялись масса и объем.



Рисунок 2.2 – Гидравлический пресс

После испытания на гидравлическом прессе (рисунок 2.2) определялся предел прочности на одноосное сжатие

Проведение испытания

Нагружение образца полускального грунта проводилось постепенно и равномерно, без ударных воздействий, с увеличением нагрузки как при постоянной скорости, так и ступенчато [64, с. 2-10; 71, р. 65-76; 72, р. 2-20; 73, с. 2-20]. Скорость нагружения при постоянной нагрузке составляла 0,1 МПа/с, а при ступенчатом нагружении она принималась равной 10% от расчетного предела прочности грунта (R_c).

В случае с глинистыми грунтами нагрузка задавалась исходя из скорости прироста относительной вертикальной деформации, которая подбиралась в зависимости от прочности грунта R_c . Испытания проводились в течение 2-15 минут, что обычно соответствует скорости деформации от 0,5 до 2% в минуту. Для образцов с меньшими деформациями разрушения скорость нагружения выбиралась ниже.

Измерения вертикальных деформаций проводились с точностью 0,01 мм для глинистых грунтов и 0,001 мм для полускальных, при этом данные фиксировались при не менее чем 10 значениях нагрузки до разрушения образца.

Испытания проводились до полного разрушения образца, то есть до достижения максимальной нагрузки. Если же при испытаниях глинистых грунтов разрушение не было зафиксировано, испытание завершалось при достижении относительной деформации $\varepsilon = 15\%$.

Для определения модуля деформации и модуля упругости полускальных грунтов испытания прекращались, не доводя до разрушения, на уровне нагрузки, составляющей 50-60% от R_c . В случае необходимости проводилась разгрузка образца аналогично последовательности нагружения.

Также, для вычисления коэффициентов поперечной деформации и коэффициента Пуассона полускальных грунтов в процессе испытания фиксировались поперечные деформации как при нагружении, так и при разгрузке [70, с. 2-10]:

$$R_c = \frac{F}{A_0}; \quad (2.1)$$

где F – нагрузка, при которой происходит разрушение, кН;

A_0 – начальная площадь поперечного сечения образца грунта, см².

Предел прочности глинистых грунтов при деформации $\varepsilon > 0,1$ определяется с использованием формулы (2.1), где в качестве параметра A_0 принимается текущее значение площади A среднего поперечного сечения образца, рассчитанное на основе данных измерений поперечной деформации образца [70, с. 2-10].

Для расчета деформационных характеристик полускальных грунтов, на основании измеренных вертикальных и поперечных деформаций образца при различных значениях вертикальных напряжений σ_0 строятся графики зависимости, $\varepsilon_1 = f(\sigma)$ и $\varepsilon_2 = f(\sigma)$, где ε_1 и ε_2 – обозначают продольные и поперечные относительные деформации образца соответственно [70, с. 2-10].

Модуль деформации E_y и коэффициент поперечной деформации ν в заданном диапазоне напряжений $\Delta \nu$ вычисляются по зависимостям $\varepsilon_1 = f(\sigma)$ и

$\varepsilon_2 = f(\sigma)$, на нагрузочных ветвях с использованием соответствующих формул (2.2), (2.3):

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon_1} \quad (2.2)$$

$$\vartheta = \frac{\Delta\varepsilon_2}{\Delta\varepsilon_1} \quad (2.3)$$

Модуль упругости $E_{\text{упр}}$ и коэффициент Пуассона вычисляют в этом же диапазоне напряжений по формулам (2.2) и (2.3), в которых значения $\Delta\varepsilon_1$ и $\Delta\varepsilon_2$ принимают по разгрузочным ветвям зависимостей $\varepsilon_1 = f(\sigma)$ и $\varepsilon_2 = f(\sigma)$.

Система Георгин применяется с использованием специальных пневматических устройств или электрических насосов для подачи раствора. Она работает посредством нагнетания или вливания материала. Анкеры, используемые в системе, изготавливаются путём просверливания резьбы в армированных стальных стержнях. Эти самонарезные анкеры могут быть установлены в грунт, каменные породы или строительные конструкции, обеспечивая надёжное закрепление и устойчивость.

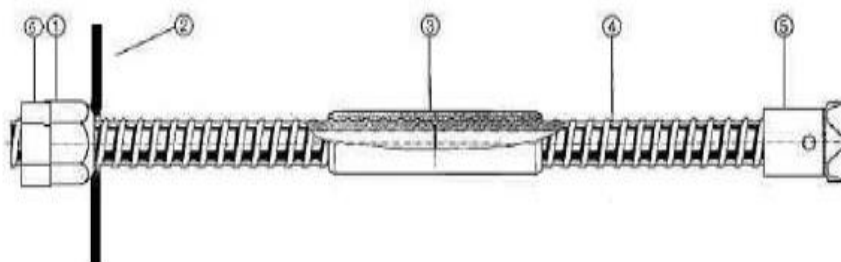


Рисунок 2.3 – Вид анкерной штанги

В соответствии с рисунком 2.3 основным элементом анкера является регулируемая стальная анкерная штанга типа ИВО с резьбой (4). Конструкция анкера включает шестигранные гайки (1), шайбу для равномерного распределения нагрузки на штангу (2), соединительные муфты (3), крестовую буровую головку (5), а также зажимные и регулируемые муфты (6). Система также оснащена переходником для соединения со стержнем с помощью бурового оборудования, а для цементации используется специальный переходник для подключения к аппаратуре. Длина анкерной штанги может регулироваться при помощи муфт и достигать до 15 метров. Анкеры могут быть как временными, так и стационарными в зависимости от потребностей проекта [71, р. 65-76].

Анкерная штанга типа ИВО выполняет несколько последовательных функций в процессе устройства анкера или микросваи. На первом этапе штанга используется как бурильная труба для создания скважины на заданную глубину. Затем она служит каналом для нагнетания цементного раствора через её внутреннюю полость.

После затвердевания цемента стержень выполняет роль несущего элемента, функционируя как анкер или микросвая, обеспечивая долговечность и устойчивость конструкции.

Анкера применяются для устройства фундаментов зданий и сооружений, ремонта конструкций, обеспечения статической устойчивости строительных объектов, а также для анкерного монтажа склонов и подпорных стен [10, р. 95-106; 71, р. 65-76].

Таблица 2.3 – Технические характеристики анкерных штанг

Тип анкера		R25	R32N	R32S	R38	R51	R76
Наружный/внутренний диаметр	мм	25/14	32/18,5	32/15	38/12	51/12	76/12
Максимальная нагрузка	кН	200	280	360	500	550	1600
Вес	кг/м	2,3	3,4	4,2	6,0	7,0	8,4
Размеры соединительной муфты: ширина/длина	мм	35/150	40/160	40/160	50/220	63/200	95/220

Самонарезные анкеры и микросваи обладают рядом преимуществ. Технические характеристики анкерных штанг указаны в таблице 2.3. Они могут использоваться в фундаментах зданий при сложных геологических условиях, таких как движущийся песок, водоносные песчаные и гравийные слои, а также при устройстве микросвай ниже уровня грунтовых вод. Эти технологии позволяют выполнять работы в стеснённых условиях, например, под технологическими установками, на потолках или в узких местах. Метод отличается высокой мобильностью. При использовании полиуретанового раствора полную нагрузку на конструкцию можно приложить уже через 1 час – 1 сутки после завершения работ, в зависимости от типа раствора [8, с. 68-79; 71, р. 65-76].

2.4 Лабораторные исследования

Лабораторные исследования проводились на базе научных лабораторий КазНИИСА и МОК.

2.4.1 Исследования песчаных грунтов

Лабораторные исследования песчаных грунтов проводились в соответствии с вышеописанной методикой. Для подготовки образцов использовался цилиндр из высокопрочной пластиковой трубы высотой 50 см и диаметром 20 см, как показано на рисунке 2.4.

Труба заполнялась песчаным грунтом, который уплотнялся ударами деревянного молотка до достижения природной плотности в диапазоне от 1800 до 2000 кг/м³ при естественной влажности 8-12%. Торцевые стенки труб были замоноличены армированным раствором марки М100 [71, р. 65-76].



Рисунок 2.4 – Пример песчаного образца в трубе

В стенке трубы просверливалось отверстие, через которое устанавливалось устройство «пакер» R8 для нагнетания компонента смеси. Пакер располагался в средней части замонтированной трубы. После инъецирования образцы оставляли на 24 часа, чтобы обеспечить образование пены и надёжное закрепление с песчаным грунтом [71, р. 65-76]. Следующим этапом было извлечение образцов из цилиндров и отделение закрепленной массы от не закрепленной, рисунок 2.5.

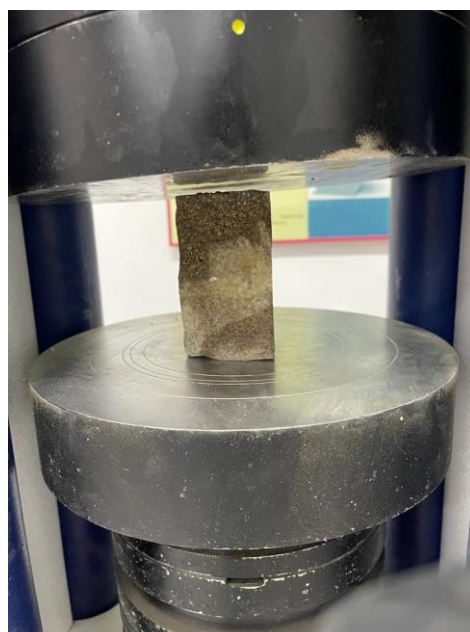


Рисунок 2.5 – Пример закрепления песчаного грунта с использованием двухкомпонентной смолы в лабораторных условиях

Далее из упрочненной массы показанной на вырезали образцы прямоугольной или круглой формы высотой до 10см., которые испытывались на гидравлическом испытательном прессе. Вид образцов на момент испытания и после испытания их на сжатие показан на рисунке 2.6.



а



б

а – момент испытания; б – после испытания их на сжатие

Рисунок 2.6 – Испытания образцов песка

По выполненным исследованиям были получены следующие результаты, указанные в таблице 2.4.

Таблица 2.4 – Результаты испытаний образцов песка на сжатие

№ образца	Высота, см	Ширина, см	Длина, см	Вес, кг	Максимальная нагрузка F(kH)	Предел прочности, R _c , (Мпа)	Плотность (кг/м ³)	Примечание
Л-П-1,6	8,9	5	6	0,548	120,476	40,159	2052,43	Группа 1
Л-П-1,3	8	6	8	0,76	152,818	31,837	1979,16	
Л-П-3,6	9,2	5,3	5,5	0,516	78,668	26,987	1924,08	
Л-П-1,4	8,5	7,2	7,2	0,934	133,698	25,791	2119,64	
Л-П-3,2	9	5	6,15	0,566	74,15	24,114	2045,16	
Л-П-3,1	9,6	5,3	5,8	0,548	60,547	19,696	1856,97	Группа 2
Л-П-3,4	8,2	5	6,3	0,542	56,226	17,850	2098,33	
Л-П-1,1	9,2	6,1	7	0,874	75,675	17,722	2224,82	
Л-П-1,5	10	6,6	9	1,306	104,78	17,640	2198,65	
Л-П-3,7	10	6,3	7,1	0,766	72,105	16,120	1712,49	
Л-П-3,3	9,1	5,6	6	0,502	53,793	16,010	1641,81	Группа 3
Л-П-2,2	10	6,7	9,3	1,024	49,275	7,908	1643,39	
Л-П-2,1	8,8	8,7	8,7	1,216	49,227	6,504	1825,62	
Л-П-3,5	9,7	6	7,6	0,614	26,825	5,883	1388,13	

Л-П-1,2	9,7	6	6	0,75	17,36	4,822	2147,76
Л-П-2,4	10,1	5,3	5,5	0,45	13,42	4,604	1528,45
Л-П-2,3	10	6	5,5	0,37	14,364	4,353	1121,21

На рисунке 2.7 показан графический вид результатов испытаний по 1 группе на примере образца Л-П-1,6.

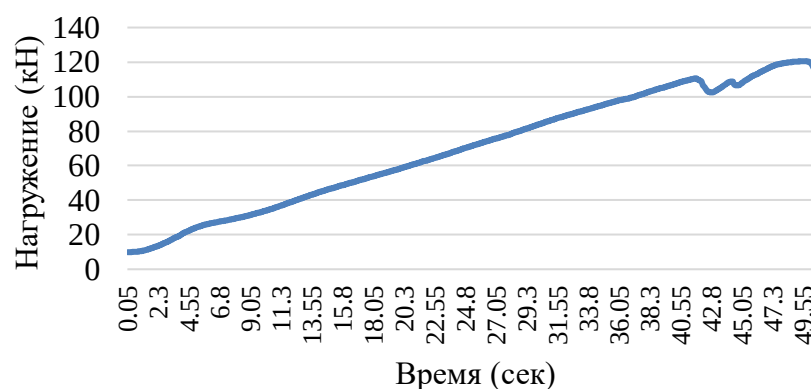


Рисунок 2.7 – График результатов испытания образца Л-П-1,6 (группа 1)

На рисунке 2.8 показан графический вид результатов испытаний по 2 группе на примере образца Л-П-3,3.

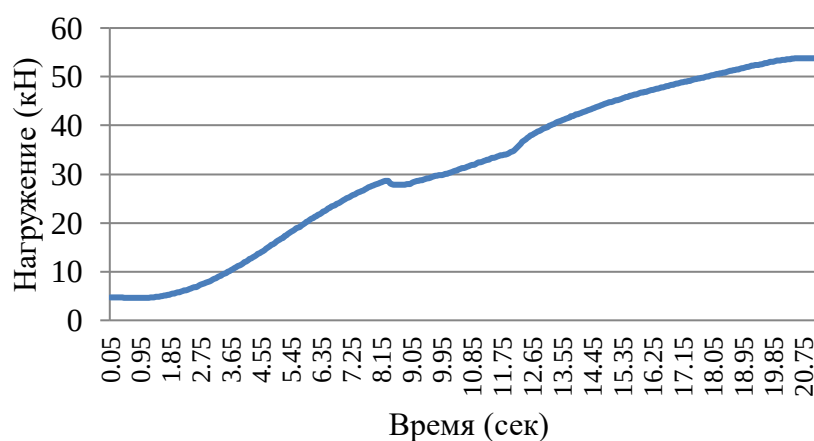


Рисунок 2.8 – График испытания образца Л-П-3,3 (группа 2)

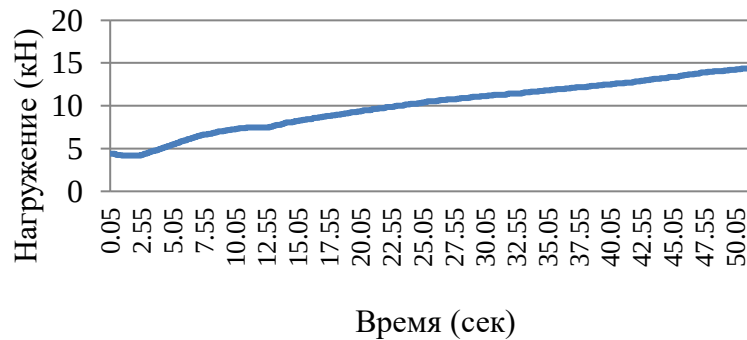


Рисунок 2.9 – График результатов испытания образца Л-П-3,3 (группа 2)

На рисунке 2.9 показан графический вид результатов испытаний по 3 группе на примере образца Л-П-2,3.

2.4.2 Исследования связных грунтов

Для подготовки образцов связных грунтов использовался также цилиндр из высокопрочной пластиковой трубы размерами высотой от 35см до 50 см и диаметром 20 см-40 см. Труба заполнялась связным грунтом и уплотнялась при помощи ударов деревянным молотком до природной плотности от 1500...1600 кг/м³, при естественной влажности - 14...19%. Торцевые стенки труб также замоноличивались цементным раствором марки М200. В стенке трубы просверливалось отверстие и устанавливалось устройство «пакер» R8 для нагнетания компонента смеси. Пакер устанавливался по середине замоноличенной трубы [71, р. 65-76].

После проведения инъектирования образцы выдерживались 24 часа, для образования пены и закрепления со связным грунтом. Следующим этапом было извлечение образцов из цилиндров и отделение закрепленной массы от не закрепленной. Извлеченные образцы не были испытаны на одноосное сжатие в связи с испорченной структурой в процессе отбора образцов как показано на рисунке 2.10.



а



б

Рисунок 2.10 – Пример закрепления суглинка двухкомпонентной смолой в лабораторных условиях

Таблица 2.5 – Результаты лабораторных испытаний связанных грунтов

№ образца	Состояние грунта	ρ	W	Начальный объем, м ³	Объем инъекции, кг	Объем урочного грунта, м ³
Л-С-1	естественный	1,751	природная	0,06	0,06 кг	0,000165
Л-С-2	естественный	1,728	природная	0,06	0,310 кг	0,00322
Л-С-3	естественный	1,716	природная	0,05	0,09 кг	0,000351
Л-С-4	естественный	1,743	природная	0,06	0,253 кг	0,00266
Л-С-5	влажный	-	0,273	0,04	0,117 кг	0,0002 (закрепилась прожилками)
Примечания: 1. ρ – плотность, т/м ³ 2. W – влажность						

В таблице 2.5. представлены результаты лабораторных испытаний связанных грунтов.

Зависимость расхода состава Георгит от исходной влажности суглинков указана на рисунке 2.11.

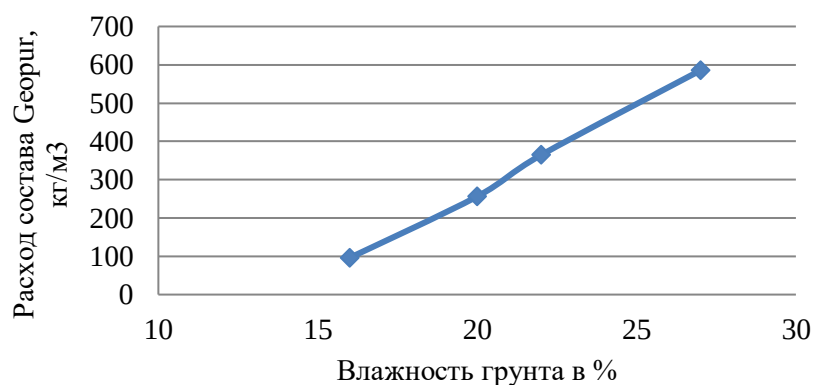


Рисунок 2.11 – Зависимость расхода состава Георгит от исходной влажности суглинков

2.4.3 Исследование гравийных грунтов

Лабораторные исследования гравийных грунтов проводились согласно методике, указанной выше. Для подготовки образцов гравийных грунтов использовался также цилиндр из высокопрочной пластиковой трубы размерами высотой от 50см и диаметром 50см рисунок 2.12. В трубу был засыпан гравийный грунт, который подвергался частичному уплотнению методом вибрационного воздействия. Торцевые стенки труб замоноличивались армированным раствором марки М100. В стенке трубы просверливалось отверстие, в которое устанавливалось устройство «пакер» R8 для нагнетания компонента смеси. Пакер размещался в центральной части замоноличенной трубы [8, с. 68-79; 71, р. 65-76].



Рисунок 2.12 – Вид трубы с образцом при испытаниях гравийного грунта

После проведения инъецирования образцы выдерживались 24 часа, для образования пены и закрепления с гравийным грунтом. На следующем этапе осуществлялось извлечение образцов из цилиндров с последующим разделением закреплённой массы от незакреплённой. Испытания на одноосное сжатие не проводились, как показано на рисунке 2.13 размеры образцов были слишком большими для стандартного испытательного оборудования.



а



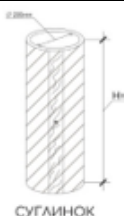
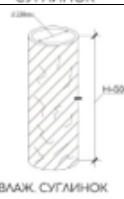
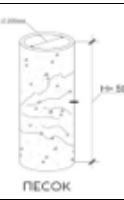
б

а – вид с боку; б – вид сверху

Рисунок 2.13 – вид извлеченного закрепленного гравийного грунта

В процессе извлечения образцов закреплённого гравийного грунта были отмечены признаки неоднородности структуры. Был проведен визуальный осмотр закреплений смолы с гравийным грунтом, в ходе которого была выявлена пенообразная структура смолы, распределенная в виде ламелей между частицами грунта, обеспечивая их фиксацию. Таблица 2.6 показывает результаты упрочнения грунтов смолой Георгиг с наглядной схемой. В Приложении В описаны процессы отбора образцов и извлечения анкеров в полевых испытаниях.

Таблица 2.6 – Представлены общие результаты лабораторных исследований упрочнения массивов смолой Георгит

Тип грунта	№ образца	Состояние грунта	ρ – плотность, т/м ³	W - влажность	Начальный объем, м ³	Объем инъекции, кг	Объем упроченного грунта, м ³	Процент расхода кг/м ³	Схема закрепления грунта
Суглинок	Л-С-1	естественный	1,751	0,22	0,06	0,06	0,000165	363,64	
	Л-С-2	естественный	1,728	0,16	0,06	0,31	0,00322	96,27	
	Л-С-3	естественный	1,716	0,20	0,05	0,09	0,000351	256,41	
	Л-С-4	естественный	1,743	0,17	0,06	0,253	0,00266	95,11	
	Л-С-5	влажный	-	0,273	0,04	0,117	0,0002	585,00	
Песок	Л-П-1	уплотненный	1,798	-	0,06	1	0,01	100,00	
	Л-П-2	уплотненный	1,721	-	0,05	0,47	0,0042	111,90	
	Л-П-3	рыхлый	1,59	-	0,06	0,417	0,0052	80,19	
Гравий	Л-Г-1	насыпной	2,1	-	0,062	2,7	0,015	180,00	-
	Л-Г-2	насыпной	2,12	-	0,062	1,5	0,009	166,67	-

2.5 Исследования в полевых условиях на натурном объекте

Полевые исследования проводились на территории строительной площадки «Метростройпроект». В полевых условиях было проинъецировано 3 анкера. Анкера 1 и 2 были установлены в суглинок на глубину до 4,2 м. Анкер 3 установлен в гравийный грунт на глубину до 3,5 м.

2.5.1 Описание методики полевых исследований и параметры применяемого оборудования

Для проведения полевых исследований использовался пневматический бурильный молоток с реверсом марки Permon VKS 80, изображённый на рисунке 2.14.



Рисунок 2.14 – Процесс бурения пневматического бурильного молотка с реверсом марки Permon VKS 80

На глубину 3,5 метра и на расстоянии 2 метров от оси были забурены в грунт два винтовых анкера диаметром 32 мм. На каждый конец анкера перед бурением устанавливались алмазные коронки диаметром 38 мм. Внешний вид винтового анкера показан на рисунке 2.15а.

Как показано на рисунке 2.15б после достижения глубины 3,5 метра вокруг анкера для герметизации была залита монтажная пена и установлены металлические пластины. На верхний конец анкера устанавливается муфта со смесителем и пистолет для нагнетания двухкомпонентной смолы.



а



б

Рисунок 2.15 – а) вид винтового анкера, б) герметизация анкера при полевых испытаниях

Двухкомпонентная смола нагнетается при помощи портативной системы Graco Reactor E-10hp. Reactor E-10hp представляет собой переносной дозатор с электрическим приводом и соотношением смешивания 1:1,1. Двухкомпонентная смола после смешивания нагнетается с помощью специального пистолета. Жидкость подается в Reactor E-10hp под воздействием силы тяжести и поступает из баков подачи объемом 22,7л (6 галлонов), установленных на устройстве.

2.5.2 Полевые исследования связных грунтов

Для исследования связных грунтов в полевых условиях было проинъектировано 2 анкера. Анкера были установлены в суглинок на глубину до 4,2 м. Для исследования прочности связных грунтов проинъектированные анкера были изъятых из грунта. На рисунке 2.16. указан вид изъятых анкеров. Далее из упрочненной массы показанной на вырезали образцы прямоугольной или круглой формы высотой до 10 см., которые испытывались на гидравлическом испытательном прессе. Вид образцов на момент испытания и после испытания их на сжатие показан на рисунке 2.17.



Рисунок 2.16 – Вид изъятых из грунта анкеров при полевых испытаниях
Данные по расходу двухкомпонентной смолы на каждый анкер:

Анкер №1 – количество закаченной двухкомпонентной смолы 62 кг. Время закачивания 38 мин. Объем упрочненного грунта – 0,98 м³, процент расхода 63,27 кг/м³. (дата инъектирования 02.09.2021 г., дата извлечения анкера 05.09.2021 г.).

Анкер №2 – количество закаченной двухкомпонентной смолы 65 кг. Время закачивания 38 мин. Объем упрочненного грунта – 0,82 м³, процент расхода 79,27 кг/м³. (дата инъектирования 02.09.2021 г., дата извлечения анкера 05.09.2021 г.).



а



б

а – в процессе испытания; б – после испытания их на сжатие

Рисунок 2.17 – Испытания образцов связанного грунта.

Исследованиями были определены физико-механические свойства грунтов, указанные в (Приложении В).

2.5.3 Полевые исследования для гравийных грунтов

Для проведения полевых испытаний для не связанных грунтов был установлен 3 анкер.

Анкер №3 – количество закаченной двухкомпонентной смолы 80 кг. Время закачивания 40 мин. Объем упрочненного грунта – 1,155 м³, процент расхода 69,26 кг/м³. (дата инъектирования 24.12.2021г., дата извлечения анкера 17.01.2022 г.). Извлеченный анкер представлен на рисунке 2.18.

На площадке исследования с глубины 0,8-4,7 м залегают крупнообломочные грунты, представленные галечниковыми отложениями аллювиально-пролювиального происхождения.

Галечниковые грунты, с песчаным заполнителем, а в кровле слоя - мощностью до 0,2-0,4 м - с суглинистым заполнителем. Галечниковые грунты с содержанием фракций: валунов – 8,7-34,8% (при испытаниях фракции более 50 мм удалены), гальки – 27,2 – 58,5%, гравия – 4,8-16,5%, заполнителя – 8,2-29,5%.



а



б

Рисунок 2.18 – а) структура упрочнённого массива при проникновении смолы, б) упрочнённая колонна после извлечения пробного образца

В петрографическом составе валунов и гальки преобладают граниты, крупно и среднезернистые гранодиориты, диориты и в малом количестве песчаники. Обломки хорошо окатаны ($P_k=61,6-70\%$). Форма обломков круглая и от не удлинённых до сильно удлинённых ($K_d=0-2,17$), от очень слабо до сильно уплощённых ($K_n=0,17-2,0$). Часть обломков (5-10%) выветрелые до состояния рыхляка. Текстура крупнообломочных грунтов беспорядочная. С глубиной содержание песчаного заполнителя незначительно уменьшается, гальки и валунов увеличивается, а содержание гравия с глубиной изменяется незначительно.



а



б

а – закрепленный грунт; б – диаметр упрочненного массива (50 см)

Рисунок 2.19 – Общий вид гравийного грунта после инъецирования

В соответствии с рисунком 2.9, при проведении полевых испытаний был произведен визуальный осмотр и анализ извлеченных образцов. Результаты полевых испытаний представлены в приложении В.

2.6 Результаты укрепления по методу инъекции упрочняющих составов

Анализ результатов инженерно-геологических исследований показал, что основания инженерных сооружений сформированы отложениями, которые характеризуются макропористым составом и неоднородным литолого-петрографическим составом и требуют проведения комплекса мероприятий по упрочнению их физико-механических параметров.

Упрочнение массивов, сформированных макропористыми суглинками, песками средней плотности и рыхлыми, а также валунно-галечниковыми грунтами с песчаным заполнителем рекомендуется выполнять методами цементации или инъецирования с использованием составов, которые приводят к повышению их физических и механических параметров, тем самым повышая устойчивость грунтовых массивов, которые они формируют.

Испытаниями получено, что средняя плотность упрочненного грунта в целом меняется в сторону уменьшения. По данным начальных изысканий природная плотность суглинков составляла 1,64-1,67 т/м³. После введения материалов Геориг плотность меняется и составляет 1,28 т/м³ с глубины 0,9 и до 1,48 т/м³ на глубине 4,2 м. Считаем, что уменьшение плотности происходит в следствии разуплотнения грунта при вспенивании материалом Геориг [10, р. 95-106; 70, с. 2-10; 71, р. 65-76; 72, с. 2-10; 73, с. 2-10].

Вследствие введения материала Геориг происходит структурирование грунта, и он переходит из класса дисперсных в класс полускальных грунтов, прочность которых характеризуется пределом прочности на одноосное сжатие R. Исследованиями установлено, что значение R по глубине меняется от 1,94 МПа на глубине 0,9 м до 4,57 МПа на глубине 4,2 м.

Полевыми и лабораторными исследованиями получено, что для упрочнения грунтов можно применять технологию высокого давления с помощью двухкомпонентного полиуретанового материала Геориг производства GME. При этом в зависимости от вида грунта рекомендуется следующий состав Геориг:

- для глинистых грунтов твердой и полутвердой консистенции- Геориг 082/180;
- для глинистых грунтов пластичной и текучей консистенции – не менее Геориг 082/290;
- для песков - Геориг 230;
- для гравийных грунтов - Геориг 082/90.

Для инъецирования рекомендуется использовать следующие типы анкерных штанг типа ИВО: тип R32S для упрочнения гравийных грунтов или отложений с включениями более 200 мм:

- тип R32N – для упрочнения глинистых и песчаных отложений.

Процент расхода материалов Геориг для упрочнения массивов суглинков составляет:

- для суглинков твердого состояния – 100 кг/м^3 ;
- для тугопластичных суглинков – 300 кг/м^3 ;
- для мягкопластичных и текучих суглинков – 600 кг/м^3 .

Процент расхода материалов Геориг для упрочнения массивов:

- песков составляет – 100 кг/м^3 ;
- для упрочнения массивов гравийных грунтов составляет - $150\text{-}200 \text{ кг/м}^3$;
- для упрочнения твердых глинистых грунтов – $180\text{-}200 \text{ кг/м}^3$.

2.7 Экономическая эффект применения метода инъекции упрочняющих составов

Метод инъекции упрочняющих составов, таких как Геориг, обеспечивает значительное повышение несущей способности слабых грунтов, что позволяет избежать затрат на полную замену грунта и использование массивных фундаментов. Это снижает первоначальные инвестиции в проект, так как инъекционные методы требуют меньших затрат на земляные работы и транспортировку материалов.

Благодаря инъекции составов можно проводить работы в ограниченных пространствах и стеснённых условиях, что уменьшает необходимость аренды дополнительных площадей и применения крупногабаритной техники. Быстрота выполнения работ сокращает сроки строительства, снижая затраты на рабочую силу и технику [74, р. 459-460; 75, р. 1-6; 76, р. 79-88].

Дополнительный эффект заключается в продлении срока эксплуатации сооружений за счёт минимизации деформаций и осадок грунта, что уменьшает расходы на последующее техобслуживание и ремонт объектов.

Выводы второму разделу

1. Получено, что в зависимости от типа грунта рекомендуются следующие составы смол: для глинистых грунтов твёрдой и полутвёрдой консистенции – Геориг 082/180, для пластичных и текучих глинистых грунтов – не менее Геориг 082/290, для песков – Геориг 230, для гравийных грунтов – Геориг® 082/90.

2. Для выполнения инъекций рекомендуется использовать анкерные штанги ИВО типов R32S и R32N в зависимости от характеристик грунта. Расход материалов для упрочнения суглинков и других типов грунтов варьируется от 100 до 600 кг/м^3 , в зависимости от их состояния и типа.

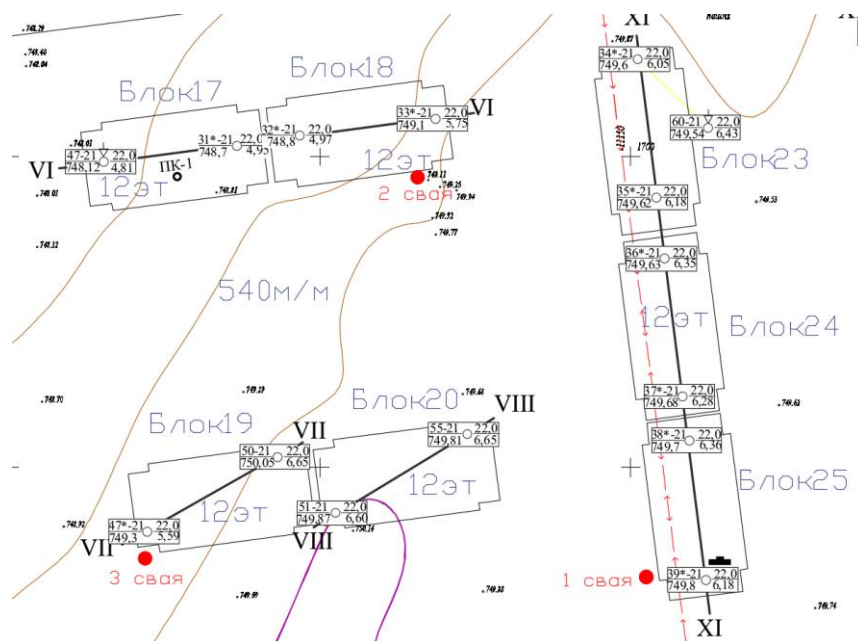
3. Анализ результатов испытаний пробных свай показал, что наблюдается изменение предела прочности по влажности. Наблюдается явление, связанное с перемешиванием крупного песка и местного суглинка в верхней части опытных свай. Это приводит к неоднородному составу и неодинаковой прочности по высоте ствола DSM. Результатами испытаний получены фактические значения предела прочности и выявлена анизотропия по вертикали и горизонтали в значениях предела прочности на сжатие около $20\text{-}28\%$ и снижение прочности при водонасыщении достигает до 10% .

3 ОБОСНОВАНИЕ УКРЕПЛЕНИЯ МЕТОДОМ ГЛУБИННОГО ПЕРЕМЕШИВАНИЯ DSM

3.1 Описание свойств грунтов при укреплении методом глубинного перемешивания DSM

Исследования по изучению свойств грунтоцементных колонн методом глубинного перемешивания, состоят из исследований на строительной опытной площадке и лабораторных исследований.

Для проведения исследований на площадке были выполнены опытные грунтоцементные колонны длиной от 5,0 до 9,0 метров. Диаметр колонн составил 1000мм. Соотношение воды к цементу в опытных сваях составляет 1:1,3. Схема расположения колонн представлена на рисунке 3.1.



1-опытная свая была выполнена 29.12.2023 г.; 2-опытная свая была выполнена 5.01.2024 г.; 3-опытная свая была выполнена 16.01.2024 г.

Рисунок 3.1 – Схема расположения опытных свай №1, 2, 3

Спустя 28 суток были отобраны образцы из опытных колонн №1, 2, 3. Отбор образцов представлен в рисунке 3.2. Испытания проводились согласно EN ISO 14688-1 Геотехнические испытания и исследования. Идентификация и классификация грунтов. Часть 1. Идентификация и описание [77, 78]. Отбор и транспортировка образцов для испытания проводились согласно ГОСТ 12071-2014 Грунты. Отбор, упаковка, транспортировка и хранение образцов. М., 2015 г. [79].

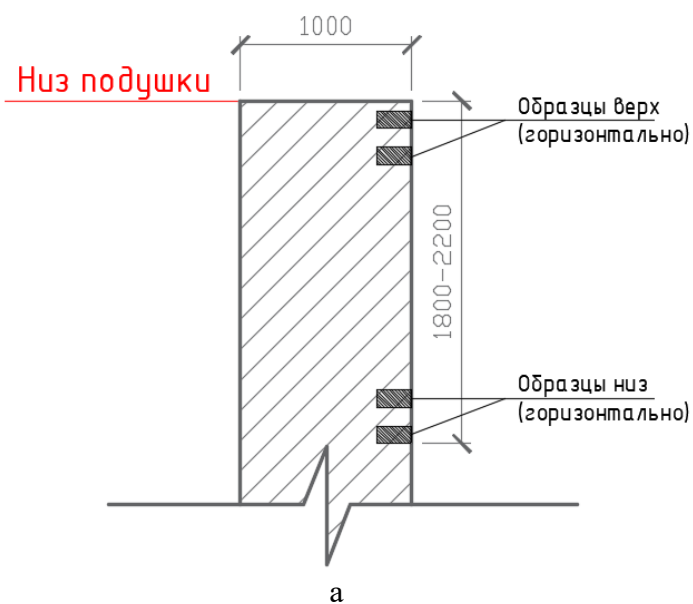


Рисунок 3.2 – Отбор образцов из опытных свай

В соответствии с рисунком 3.3 отбор образцов *верх* (горизонтально) был выполнен на поверхности свай, отбор образцов *низ* (горизонтально) был выполнен на глубине 2 м.

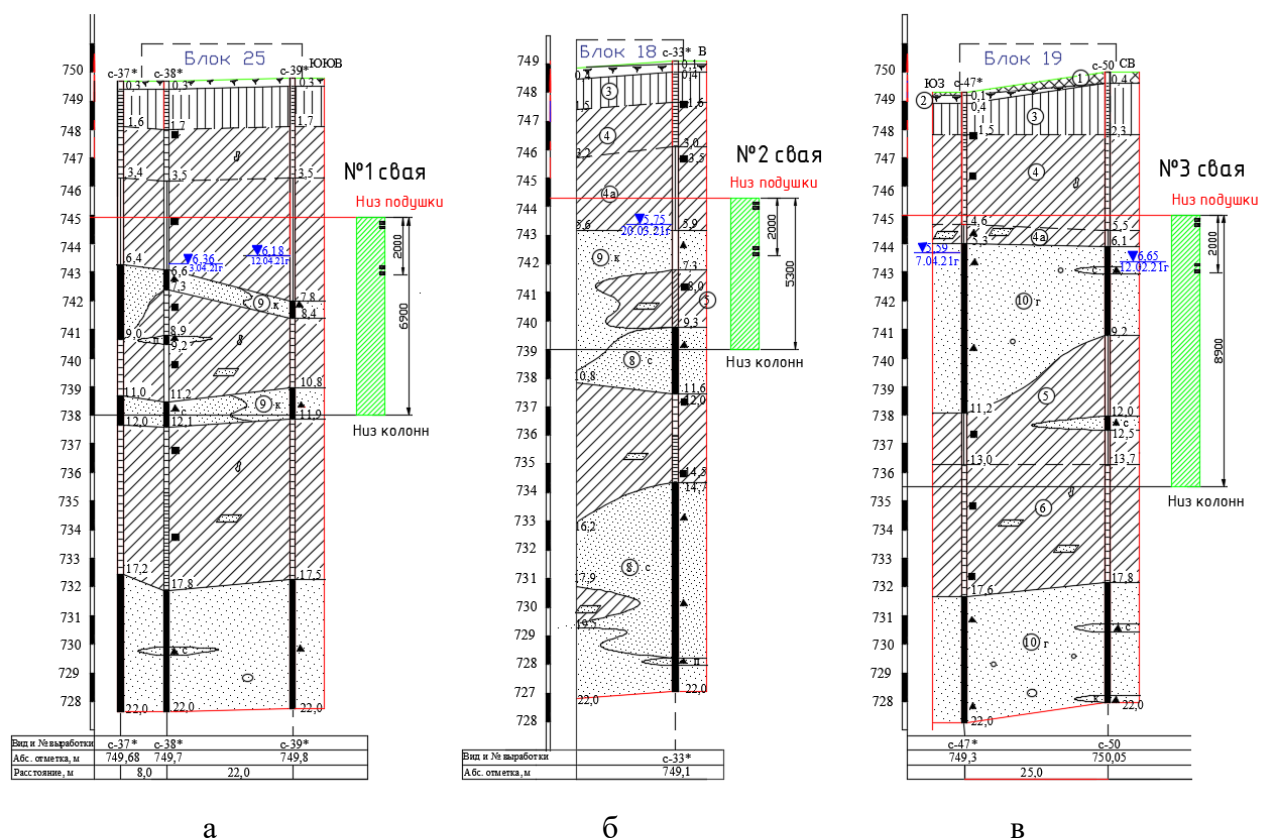


Рисунок 3.3 – Расположение опытных свай на инженерно-геологических разрезах

После отбора образцы исследовались в лабораторных условиях.

3.2 Определение физико–механических свойств грунтоцементных колон

Лабораторные исследования проводились на базе НИЛ «Геотехника в строительстве» МОК (КазГАСА) [80].

3.2.1 Программа лабораторных исследований

Лабораторное исследование по определению физических и механических свойств грунтоцементных образцов проводились согласно программе исследований, указанной в таблице 3.1.

Таблица 3.1 – Программа исследований по определению физических и механических свойств грунтоцементных образцов

№ сваи	Расположение образца	Кол-во образцов	Диаметр керна в мм	Плотность т/м ³	Предел прочности, МПа	Прим
1	Верх (горизонтально)	8	100	+	+	
	Низ (горизонтально)	8		+	+	
2	Верх (горизонтально)	8		+	+	
	Низ (горизонтально)	8		+	+	
3	Верх (горизонтально)	6		+	+	
	Низ (горизонтально)	6		+	+	

3.2.2 Описание методики исследований и параметры применяемого оборудования

Методика проведения исследований принята в соответствии с требованиями [72, с. 2-20]. Для проведения лабораторных исследований были подготовлены образцы согласно программе проведения испытаний, указанных в таблице 1.2.

Образцы изготавливаются в соответствии с требованиями ГОСТ 30416-2020. Помимо определения необходимых физических характеристик, для каждого образца должны быть зафиксированы все характерные особенности, такие как слоистость, наличие трещин, включений и других дефектов или особенностей структуры. После помещения образца в центр опорной плиты пресса проводят следующие операции [72, с. 2-20]:

- устанавливают устройство для измерения радиальных деформаций образца;
- опорную плиту пресса приводят в контакт с верхней плитой;
- устанавливают устройство для измерения горизонтальной деформации образца; регистрируют начальные показания всех измерительных устройств.

Нагружение образца грунта выполняется постепенно и равномерно, без ударных воздействий, с увеличением нагрузки либо непрерывно с заданной скоростью, либо поэтапно. Вертикальные деформации фиксируются с

точностью до 0,001 мм и регистрируются при не менее чем 10 значениях нагрузки до момента разрушения [72, с. 2-20].

Испытание продолжается до полного разрушения образца, то есть до достижения максимальной горизонтальной нагрузки. Если в ходе испытания разрушение не наблюдается, его прекращают при достижении относительной горизонтальной деформации $\varepsilon = 15\%$.

Для вычисления коэффициента поперечной деформации и коэффициента Пуассона во время проведения испытаний регистрируются поперечные деформации образца, возникающие под действием нагрузки [73, с. 2-20].

3.2.3 Результаты исследований

На основании результатов испытаний образца грунта в условиях одноосного сжатия проводят расчет следующих параметров [73, с. 2-20]:

– предел прочности на одноосное сжатие R_c , МПа полускального грунта при $\varepsilon \leq 0,1$ вычисляют с точностью 0,1 МПа по формуле (1):

$$R_c = 10 \frac{F}{A_0} \quad (1)$$

где F – нагрузка, при которой происходит разрушение, кН;

A_0 – начальная площадь поперечного сечения образца грунта, см²;

– сопротивление недренированному сдвигу c_u , МПа вычисляют по формуле (2):

$$c_u = \frac{R_c}{2} \quad (2)$$

где R_c – значение полного напряжения, при которой происходит разрушение, МПа.

Для приведения прочности испытанного образца к прочности в образце базового размера и формы прочности, полученные по формулам (1)-(2), рассчитывают по формулам (3) [67, с. 2-20]:

$$R_c = R^{\text{обп}} * \alpha \eta \quad (3)$$

где α – масштабный коэффициент, учитывающий форму и размеры поперечного сечения испытанных образцов, которые принимают по таблицам 4 и 5 или определяют экспериментально по (Приложению В) по ГОСТ 28570-2019;

η – коэффициент, учитывающие отношение высоты цилиндра к его диаметру, принимаемые при испытаниях на сжатие по таблице 2 по ГОСТ 28570-2019.

Для определения деформационных характеристик полускальных грунтов по данным, полученным в процессе испытаний, измеряются вертикальные и поперечные деформации образцов при различных уровнях вертикальных

напряжений σ . На основе этих данных строятся графики зависимости $\varepsilon_1 = f(\sigma)$ где ε_1 - продольные относительные деформации образцов.

Модуль деформации, E , в мегапаскалях (МПа), определяется на основе испытаний, проводимых при постоянных значениях напряжений, и рассчитывается по соответствующим формулам (4), представленным в источнике [73, с. 2-20].

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon_1} \quad (4)$$

где $\Delta\sigma$ – приращение напряжений в заданном диапазоне;

$\Delta\varepsilon_1$ – приращение относительных вертикальных деформаций образца.

Для расчета использовались средние значения физических характеристик грунтоцементного образца указанные в таблице 3.2.

Таблица 3.2 – Средние значения физических характеристик грунтоцементного образца

W _{ест} , %	W _{вод} , %	Sr _{ест} , Д.е.	Sr _{вод} , Д.е.	е _{ест} , Д.е.	е _{вод} , Д.е.
5.54	22.74	0.23	0.86	0.645	0.716

Полученные результаты испытаний

Для выполнения испытания предоставлены 44 (сорок четыре) грунтоцементных образца DSM.

Таблица 3.3 – Результаты испытания образцов DSM в сухом состоянии диаметром $\varnothing 100$ мм

№ сваи	Расположение образца	Высота, мм	Диаметр, мм	Вес, г	Плотность г/см ³	Макс нагрузка, F (кН)	Предел прочности, R _c , МПа	Ср. знач. МПа	Плотность сух грунта г/см ³
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Верх (гор.)	201	104	2968	1.74	91.891	10.87	12.3	1.65
	Верх (гор.)	201	105	2997	1.72	102.259	11.81		1.63
	Верх (гор.)	204	104	3009	1.74	108.395	12.76		1.65
	Верх (гор.)	204	104	2959	1.71	117.669	13.85		1.62
	Низ (гор.)	199	104	2871	1.70	85.042	10.01	11.2	1.61
	Низ (гор.)	198	104	2928	1.74	103.686	12.20		1.65
	Низ (гор.)	201	106	3174	1.79	89.417	10.11		1.70
	Низ (гор.)	201	104	2877	1.69	104.875	12.34		1.60
2	Верх (гор.)	201	105	3045	1.75	64.542	7.45	12.7	1.66
	Верх (гор.)	201	104	3158	1.85	102.545	12.07		1.75
	Верх (гор.)	205	104	3128	1.80	88.466	10.41		1.70
	Верх (гор.)	201	105	3089	1.78	136.409	15.75		1.68
	Низ (гор.)	204	105	3122	1.77	118.193	13.65	12.9	1.68

Продолжение таблицы 3.3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
3	Низ (гор.)	204	105	3290	1.86	115.910	13.38		1.77
	Низ (гор.)	204	105	3293	1.87	116.290	13.43		1.77
	Низ (гор.)	200	105	3137	1.81	95.838	11.06		1.72
	Верх (гор.)	200	106	2972	1.68	49.750	5.63	9.3	1.60
	Верх (гор.)	202	105	2975	1.70	81.474	9.40		1.61
	Верх (гор.)	201	105	3005	1.73	80 000	9.23		1.64
	Низ (гор.)	199	105	2950	1.71	47.406	5.39	6.2	1.62
	Низ (гор.)	198	105	2910	1.70	50.131	5.78		1.61
	Низ (гор.)	198	105	2854	1.67	63.639	7.34		1.58

На основании расчетов составлена сводная таблица результатов определения физических и механических свойств, представленных в таблице 3.3. Также приведены результаты испытаний грунтоцементных образцов во влажном состоянии диаметром $\varnothing 100$ мм в таблице 3.4.

Таблица 3.4 – Результаты испытания грунтоцементных образцов во влажном состоянии диаметром $\varnothing 100$ мм

№ сваи	Расположение образца	Высота, мм	Диаметр, мм	Вес, г	Плотность г/см ³	Вес после водн., г	Плотность после водн. г/см ³	Макс. Нагрузка, F (кН)	Предел прочности, R _c , МПа	Среднее значение	Плотность сух грунта г/см ³
1	Верх (гор.)	202	104	2915	1.70	3325	1.94	52.889	6.22	8.1	1.58
	Верх (гор.)	198	105	2979	1.74	3350	1.95	83.995	9.70		1.59
	Верх (гор.)	201	105	2929	1.68	3389	1.95	71.106	8.21		1.59
	Верх (гор.)	202	104	3098	1.81	3392	1.98	69.251	8.15		1.61
	Низ (гор.)	200	104	2817	1.66	3288	1.94	56.126	6.37	8.1	1.58
	Низ (гор.)	194	105	2976	1.77	3252	1.94	77.574	8.95		1.58
	Низ (гор.)	201	106	3098	1.75	3384	1.91	77.004	8.72		1.56
	Низ (гор.)	201	104	3077	1.80	3344	1.96	70.012	8.24		1.60
2	Верх (гор.)	201	105	3153	1.81	3464	1.99	98.740	11.40	11.9	1.62
	Верх (гор.)	203	105	3079	1.75	3473	1.98	90.939	10.50		1.61
	Верх (гор.)	203	105	3247	1.85	3485	1.98	84.376	13.68		1.65
	Верх (гор.)	203	105	3267	1.86	3550	2.02	118.52	9.74		1.62
	Низ (гор.)	205	105	3272	1.84	3622	2.04	94.459	10.90	11.8	1.66
	Низ (гор.)	204	105	3329	1.89	3593	2.04	105.68	12.20		1.66
	Низ (гор.)	203	105	3389	1.93	3597	2.05	115.14	13.29		1.67
	Низ (гор.)	201	105	3164	1.82	3451	1.98	94.982	10.96		1.62
3	Верх (гор.)	200	105	2818	1.63	3356	1.94	31.249	3.60	4.1	1.58
	Верх (гор.)	198	105	2964	1.73	3348	1.95	38.763	4.47		1.59
	Верх (гор.)	199	105	2924	1.70	3394	1.97	37.574	4.33		1.61
	Низ (гор.)	200	105	2924	1.69	3355	1.94	23.163	2.67	4.2	1.58
	Низ (гор.)	199	105	2934	1.70	3395	1.97	37.812	4.36		1.61
	Низ (гор.)	199	105	2934	1.70	3343	1.94	47.800	5.52		1.58

Испытания в приборах одноосного сжатия выполнены в лаборатории «Геотехника в строительстве» КазГАСА (МОК). Испытания в приборах трехосного сжатия выполнены в лаборатории «Основания и фундаменты» АО КазНИИСА.

Были исследованы основные параметры прочностных и деформационных свойств грунтоцементных колонн, которые обычно выполняются для упрочнения слабых оснований. Для исследований в полевых условиях выполнены опытные грунтоцементные колонны, которые были выдержаны в течение 28 суток. После набора прочности была произведена откопка тестовых колонн на глубину до 3-х метров. Согласно программе проведения испытаний для определения физико-механических свойств и проявления анизотропии материала колонн исследовались керны, в соответствии с рисунком 3.11а. Образцы кернов вырезались диаметром 100мм, 50мм в вертикальном и горизонтальном направлении соответствии с рисунком 3.11б, относительно продольной оси колонны. Испытания проводились в соответствии с требованиями ГОСТ 12248-2010, Грунты, «Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости» [70, с. 2-10].



а



б

Рисунок 3.4 – а) общий вид грунтоцементных колонн, б) места горизонтального бурения и отбора кернов

В соответствии с рисунком 3.5 для испытания на одноосные сжатия использовался МАТЕСТ, испытывались образцы диаметром 100 мм и высотой 200 мм. В камере трёхосного сжатия испытывались образцы 50 мм и высотой не менее 2d.

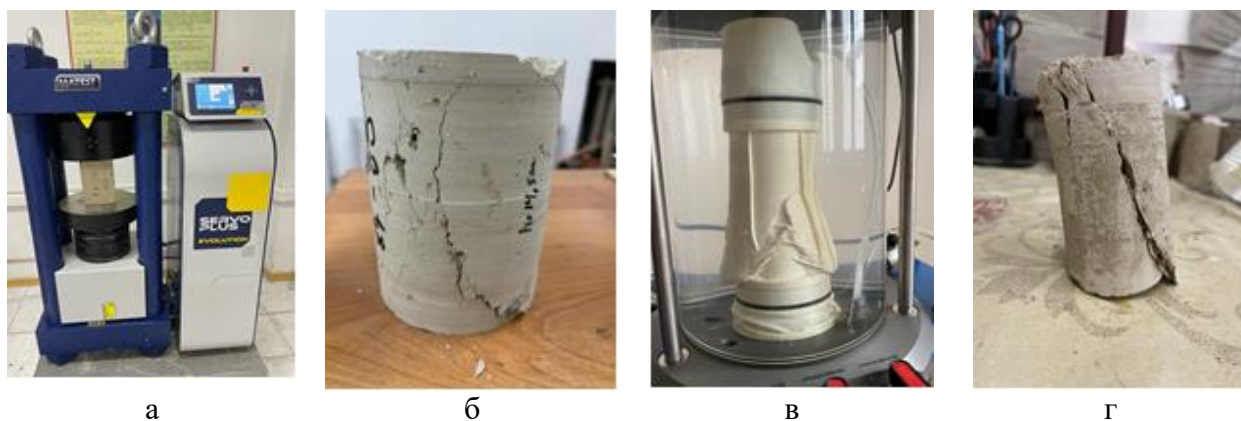


Рисунок 3.5 – Общий вид прибора одноосного сжатия (а), испытанного образца (б), образца в приборе 3-х осного сжатия (в) и образца после разрушения (г)

Основная цель исследований – определение предела прочности материала колонн на одноосное сжатие, модуля общей деформации и коэффициента Пуассона. Исследования проведены для образцов в естественном и замоченном состоянии. Замачивание образцов проводилось выдерживанием в воде в течении двух недель до начала испытаний. Основные результаты испытаний приведены в таблице 3.5.

Таблица 3.5 – Физико-механические параметры грунтоцементных колонн

Состояние	Направление отбора керна	Плотность, кг/м ³	Предел прочности на одноосное сжатие, R _c , МПа		Модуль деформации, E ₀ , МПа	Коэффициент пуассона, ν
			проектное	характеристическое		
Сухое	Горизонтальное	1721	6,36	6,04	424,3	0,287
	Вертикальное	1725	4,68	4,36		
Влажное	Горизонтальное	1920,8	3,7	3,53	381,5	0,316
	Вертикальное	1907,3	3,14	2,97		

3.2.4 Результаты упрочнения по методу глубинного перемешивания DSM.

Согласно данным, полученным в результате испытаний образцов, отобранных из пробной колонн 1, получено, что предельная прочность материала в соответствии с рисунком 3.6 в естественном состоянии больше водонасыщенного состояния в диапазоне примерно от 1,4 до 1,5 раз.

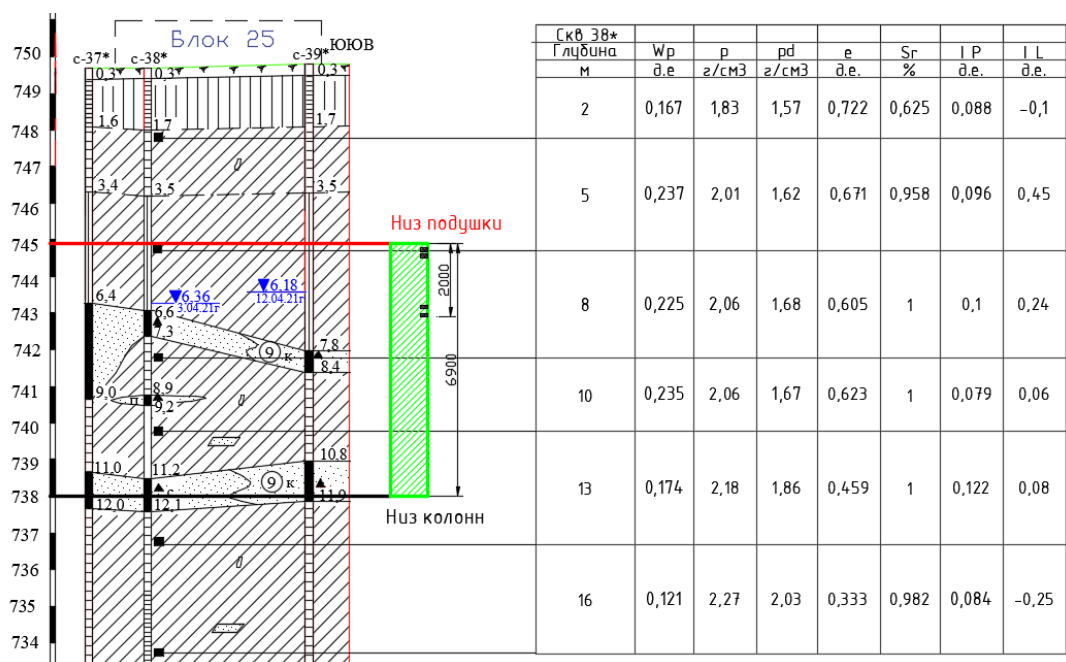


Рисунок 3.6 – Опытная свая №1 в инженерно геологическом разрезе

Согласно данным, полученным из изучения 2 свай, наблюдается постоянство предельной прочности материала как в водонасыщенном, так и в естественном состоянии. Из анализа инженерно-геологического разреза, представленного на рисунке 3.7, видно, что свая DSM проходит через крупный песок ИГЭ-9. Это обстоятельство объясняет постоянство предельной прочности материала независимо от его влажности.

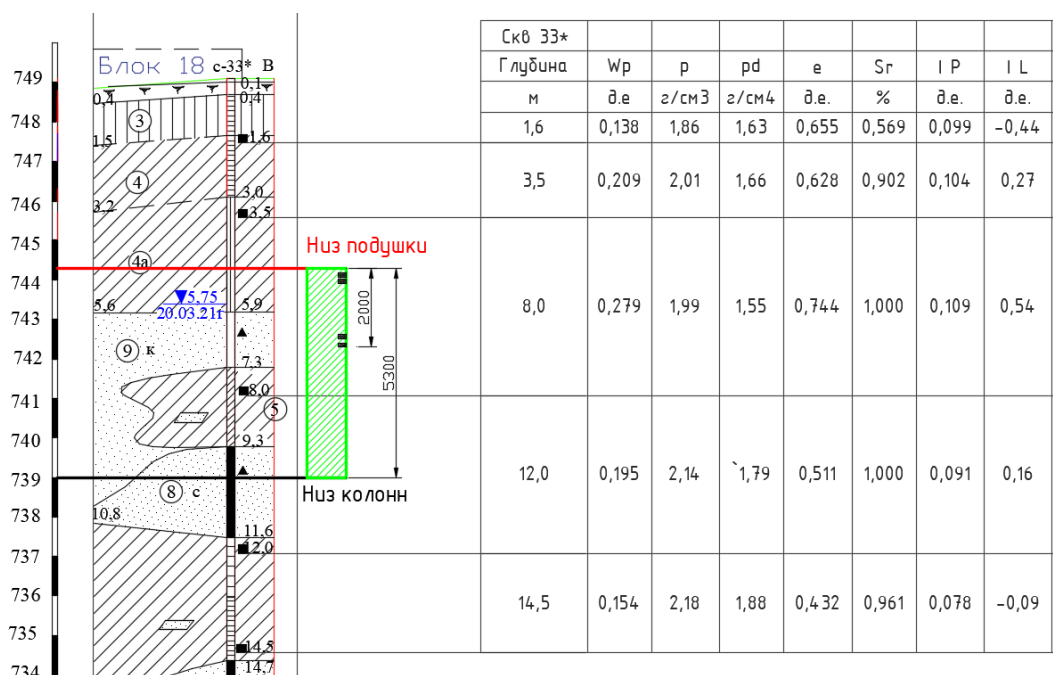
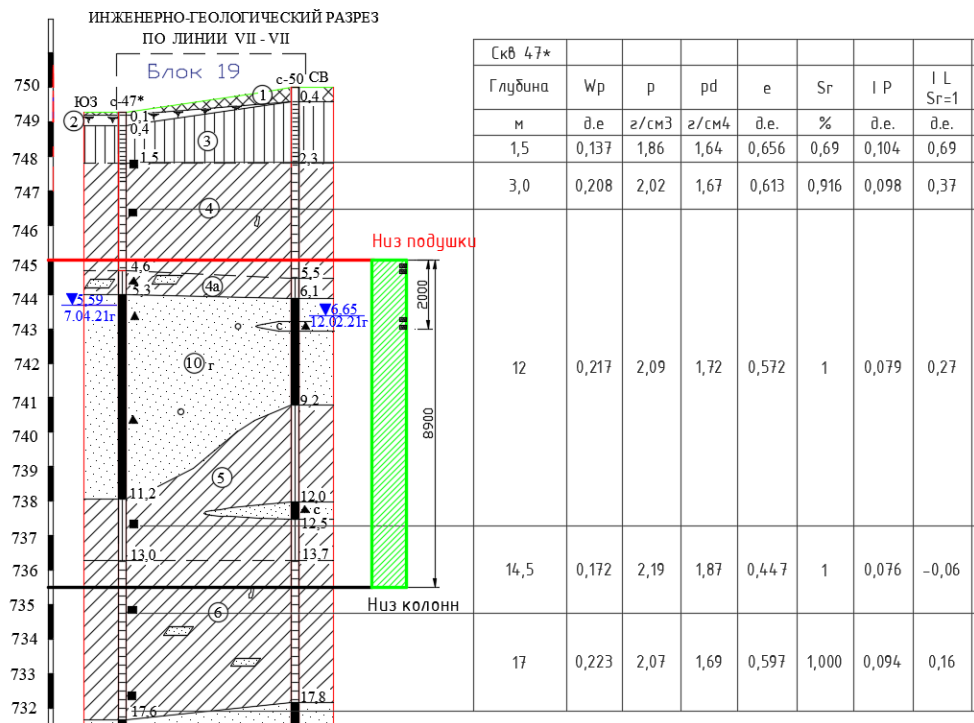


Рисунок 3.7 – Опытная свая №2 в инженерно геологическом разрезе

Согласно анализу 3 свай, отмечается, что её предельная прочность $R_{ест}$ составляет 1,4 раза меньше, чем у других опытных свай. Кроме того,



В соответствии с рисунком 3.9 представлены графики предела прочности образцов по видам свай.

3.2.5 Исследование прочности колонн DSM с дополнительным армированием

Применение метода глубинного перемешивания применяется преимущественно для устройства элементов, армирующих слабые грунты оснований. При этом элементы образуют грунтоцементные колонны, прочность которых зависит только от типа перемешиваемого грунта и количества используемого цемента. Когда колонны воспринимают только вертикальную нагрузку, то прочности материала достаточно. Однако в некоторых геотехнических задачах, как повысить устойчивость склонов, сейсмическое воздействие и др. требуется повысить несущую способность. Поэтому основной целью наших исследований является изучение возможности дополнительного упрочнения грунтоцемента DSM элементами высокой жесткости и повышение несущей способности DSM. Эффективность такого подхода проверена в лабораторных условиях на физических моделях. Полученные результаты сравнивали с результатами аналитических расчетов, усиленных DSM в грунте с использованием ПК PLAXIS.

3.2.6 Описание методики исследований и параметры применяемого оборудования

Согласно программе проведения исследования, для армирования использованы: стальной двутавр, стальная труба, арматурная сталь, собранная в виде проволочного пространственного каркаса. Исходя из международного опыта усиления DSM для проведения испытаний сформировано четыре варианта, представленные на рисунке 3.10.

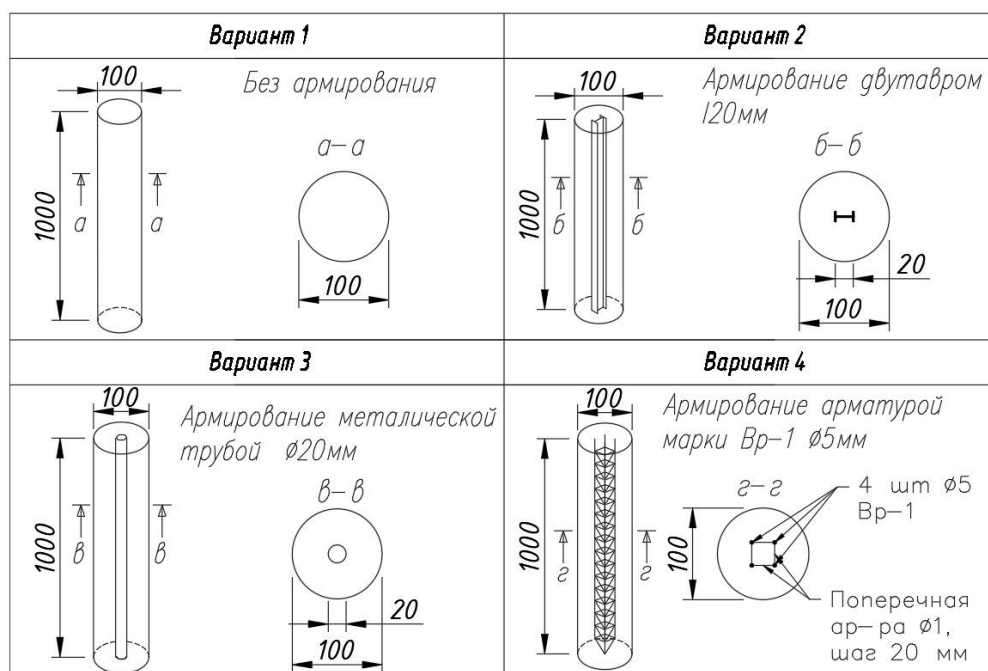
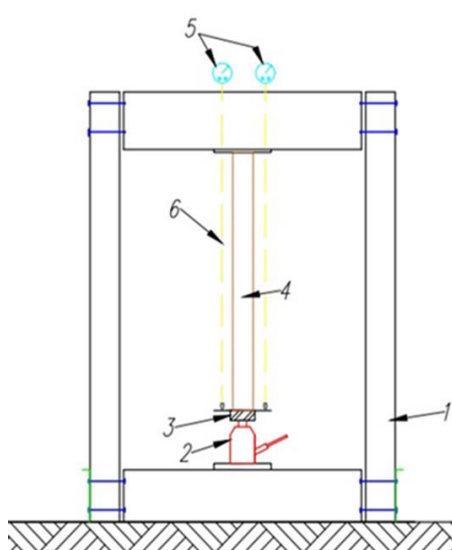


Рисунок 3.10 – Программа проведения исследований

Испытания проведены в специальной силовой установке, конструктивная схема и общий вид которой представлены на рисунке 3.10. Установка состоит из силовой упорной рамы (1), внутрь рамы устанавливается образец (6), динамометр сжатия (3) и домкрат (2). Верхняя часть образца 4 упирается в верхнюю поперечную балку рамы (1), а нижняя часть упирается в нижнюю поперечную балку. Продольное усилие создавалось гидравлическим домкратом (2), грузоподъемностью 10 тонн.



а



б

1 - испытательная рама; 2 - домкрат; 3 - динамометр сжатия; 4 - испытуемый образец; 5 - прогибомеры перемещения; 6 - стальная нить с противовесом

Рисунок 3.11 – а) конструктивная схема установки испытания DSM; б) общий вид установки

Продольное усилие замерялась электронным динамометром (3) типа ДСМ 10 кН. В процессе испытаний при нагружении измеряется деформация сжатия. Для измерения деформаций образца используется электронный прогибомер 5 типа ПСК МГ-4. Цена деления прогибомера 0,01 мм.

Испытуемый образец устанавливается в упорную раму и создается предварительное вертикальное усилие 0,5кН. Затем усилие уменьшается до 0,1кН и на прогибомерах устанавливается нулевой отсчет.

В опыте вертикальное усилие прикладывается к образцу ступенями по 0,1 R_c . Здесь R_c – предел прочности на одноосное сжатие. Нагружение продолжается до разрушения образца. Основные параметры при разрушении представлены в таблице 3.6.

Таблица 3.6 – Основные параметры, полученные при разрушении

№ Вариант	№ Опыта	Усилие, кН	Напряжение, кПа	Деформация, мм	Относительная деформация	Модуль упругости, МПа
Вариант 1	1	8,7	1108,28	36,1	0,036	48,3
	2	14,6	1859,9	13,2	0,0132	1187,49
	3	10,0	1273,8	9,04	0,009	55,5
	Среднее значение	11,1	1413,9	14,2	0,0194	430,43
Вариант 2	1	21,8	2777,07	11,5	0,01148	325,8
	2	12,8	1630,57	5,5	0,0055	379,9
	3	18,2	2317,65	9,6	0,0096	272,9
	Среднее значение	17,6	2241,76	8,9	0,0088	326,2
Вариант 3	1	17,6	2242,03	15,3	0,0153	176,4
	2	12,8	1630,57	12,7	0,0138	172,61
	3	21,1	2687,89	20,5	0,0205	179,8
	Среднее значение	17,16	2186,83	16,1	0,0165	176,27
Вариант 1	1	14,0	1783,43	10,0	0,0099	210,73
	2	18,5	2356,68	13,2	0,0132	277,15
	3	16,0	2038,2	11,4	0,0114	240,8
	Среднее значение	16,16	2059,4	11,5	0,0115	220,56

3.2.7 Лабораторные исследования

Лабораторные исследования проводят в приборах одноосного и трехосного сжатия.

Модели выполнены в масштабе 1:10, с размерами образцов диаметром 10 см и длиной 100 см. Материал образцов лессовидный суглинок - 85% и цемент М400 - 15%. При подготовке образцов суглинок и цемент свешивались в пропорции 85/15 и перемешивался с добавлением воды до текучего состояния. Затем смесь заливалась в форму из ПВХ трубы, внутренним диаметром 100мм. Армирующие элементы погружалось в образец сразу после заливки смеси. Представленные на рисунке 3.12 образцы выдерживались в пластиковом контейнере с влажными опилками не менее 28 суток и хранились при температуре 20°C. Примеры разрушения образцов при испытании грунтоцементных колонн показаны в приложении Г.



Рисунок 3.12 – хранение образцов DSM

Для проведения лабораторных исследований было сформировано четыре варианта моделей DSM

Вариант 1. Модель имеет размеры: диаметр 100 мм, высота 1000 мм. Материал: суглинок текучепластичный 85% и цемент М400 15%. Как показано на рисунке 3.13б образцы формировались в трубе ПВХ 100х1000х2,2мм, предварительно разделенной на две по длине и скреплённой тяжами. После заполнения трубы грунтоцементным составом, образец выдерживался в вертикальном состоянии до набора начальной прочности. Затем образец, показанный на рисунке 3.13а в трубе укладывали в коробку с влажными опилками, где он набирал максимальную прочности в течении 28 дней. После набора прочности образец доставали из трубы предварительно удалив тяжи.



а



б

Рисунок 3.13 – а) сформированный образец модели DSM, б) процесс формирования образца в трубе ПВХ

Вариант 2. Отличается от первого только тем, что после заполнения ПВХ трубы грунтоцементным составом в среднюю часть образца погружали двутавровую балку с высотой полки 20 мм. Длина двутавровой балки 970 мм. Как показано на рисунке 3.14 балка погружалась вручную и не доходила до

нижнего торца и была ниже верхнего торца образца на 15мм. Вся остальная последовательность изготовления аналогично Варианту 1.



Рисунок 3.14 – Процесс погружения двутавровой балки

Вариант 3. Отличается от первого только тем, что после заполнения ПВХ трубы грунтоцементным составом в среднюю часть образца погружали металлическую трубу с диаметром 20 мм. Длина трубы 970 мм. Как показано на рисунке 3.15 металлическая труба погружалась вручную и не доходила до нижнего торца и была ниже верхнего торца образца на 15 мм. Вся остальная последовательность изготовления аналогично Варианту 1.



Рисунок 3.15 – Процесс погружения металлической трубы

Вариант 4. Отличается от первого тем, что после заполнения трубы грунтоцементным составом в среднюю часть образца погружали арматурный каркас. Представленный на рисунке 3.16 арматурный каркас моделировался в пространственном виде и состоит из 4-х стержней арматурной проволоки Вр-1 диаметром 5 мм. Поперечное армирование из проволоки диаметром 1,0 мм, шаг 20 мм. Длина арматурного каркаса 970 мм.



Рисунок 3.16 – Арматурный каркас



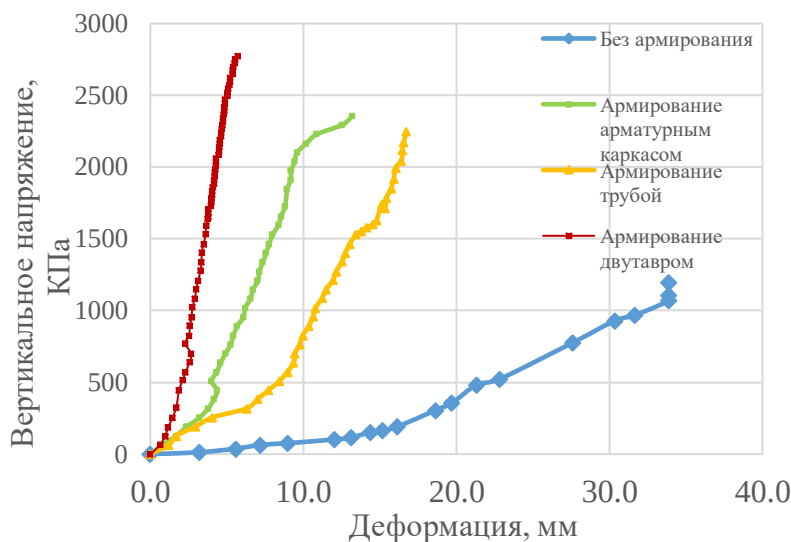
Рисунок 3.16 – процесс погружения арматурного каркаса

Как показано на рисунке 3.16 каркас погружался вручную и не доходил до нижнего торца и была ниже верхнего торца образца на 15 мм. Вся остальная последовательность изготовления аналогично Варианту 1.

3.3 Основные результаты испытаний моделей DSM

Испытания четырех вариантов моделей DSM без армирования и с армированием металлическим профилем в виде стального двутавра, стальной трубы и пространственного проволочного каркаса проводились по двум схемам формирования напряженно-деформированного состояния. По первой схеме боковое давление не учитывалось и равнялось нулю. По второй схеме боковое обжатие грунтом моделировалось поролоном высокой плотности. При этом значение бокового давления менялось по высоте образца пропорционально изменению природного давления по высоте образца. Результаты испытаний показали существенное влияние на прочность и устойчивость элемента DSM вида внутреннего армирования. На рисунке 3.17 приведены результаты на

сжатие без учета бокового давления. Результаты с учетом бокового давления в диссертации не приводятся.



ЛБ - без армирования; ЛТР - армирование трубой; ЛД – армирование двутавром; ЛА – армирование арматурным каркасом

Рисунок 3.17 – Результаты испытаний моделей DSM

Анализируя полученные результаты в соответствии с рисунком 3.17, следует утверждать, что наиболее эффективным является применение двутавра и трубы. Присутствие пространственного арматурного каркаса также эффективное. Однако опытный элемент при сжатии более податлив. В целом результаты исследований показали, что присутствие арматуры в материале грунтоцементных колонн приводит к повышению несущей способности по материалу грунтоцементных элементов примерно на 2,0-2,5 раза и снижению ее деформаций более чем в 2 раза. Полученные результаты должны быть проверены полевыми испытаниями DSM. В целом результаты дают основание использовать такие методы армирования для повышения несущей способности DSM колонн при их применении для упрочнения слабых грунтов.

3.3.1 Аналитический расчет моделей DSM

В аналитическом расчете моделировались только 3 модели. Модель, усиленная трубой, посчитали не эффективной по технологическим причинам. При погружении грубы в грунтоцементную колонну внутренняя плоскость трубы чаще всего не заполнялась грунтоцементом и модель получилось полый. Поэтому такое решение приняли как не эффективное.

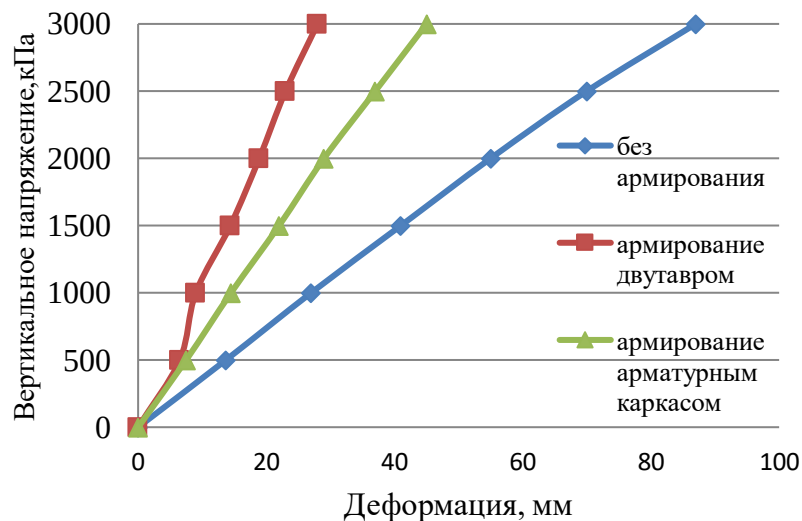
Аналитические расчеты выполнены на фактическом геологическом профиле, который состоит из слоев суглинка твердого просадочного, суглинка полутвердого непросадочного и песка средней крупности. Свойства материала DSM соответствовали параметрам таблицы 1. В расчетной модели длина элемента DSM составила 10.0 метров. Диаметр элемента принят 1,0 м Нагрузки к образцу прикладывались ступенями по 0,5 МПа до 3,0 МПа. На каждой ступени

нагружения определены значения вертикальных деформаций и изменения напряжений по длине DSM. Основные данные приведены в таблице 3.7.

Таблица 3.7 – Результаты аналитического расчета

Параметры	Нагрузка , кН/м ²	DSM, без армирования	DSM, с двутавром	DSM, с арматурой
Осевое усилие, кН	500	69,57/232,3	23,14/165,1	35,1/178
Деформация, мм		13,7	6,5	7,5
Осевое усилие, кН	1000	123,2/466,2	29,36/331,5	60,56/356
Деформация, мм		27	9	14,5
Осевое усилие, кН	1500	177,6/703,4	34,03/498	86,04/534,1
Деформация, мм		41	14,4	22
Осевое усилие, кН	2000	208,4/944,1	38,7/664,8	111,6/712,6
Деформация, мм		55	18,9	29
Осевое усилие, кН	2500	235,9/1184	43,37/831,6	134,9/891,5
Деформация, мм		70	23	37
Осевое усилие, кН	3000	266/1428	48,05/998,6	140,6/1070
Деформация, мм		87	28	45

Анализируя полученные результаты, показывают, что присутствие армирования заметно повышает несущую способность и уменьшает деформации колонны (рисунок 3.18).

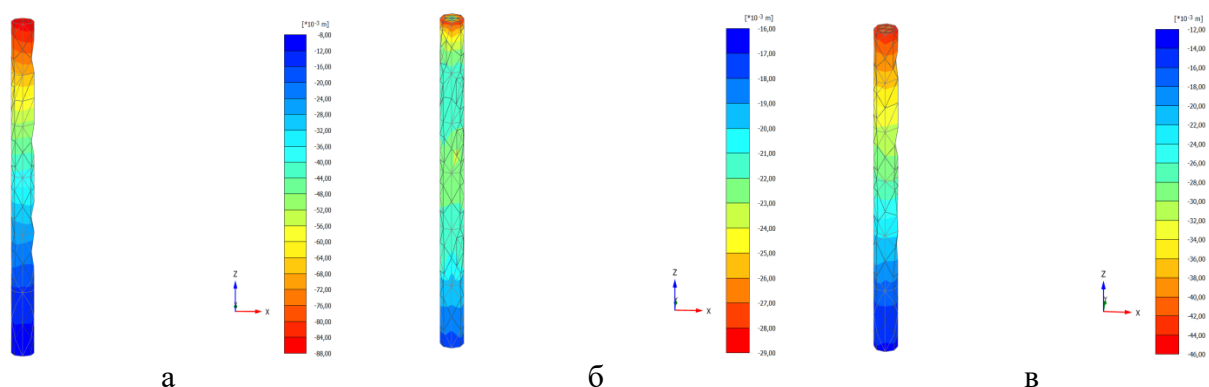


ЛБ - без армирования; ЛД – армирование двутавром; ЛА – армирование арматурным каркасом

Рисунок 3.18 – Результаты аналитического расчета моделей DSM

На рисунке 3.19 для сравнения приведены данные по накоплению деформаций при ступенчатом нагружении. Получено, что полная осадка образца без армирования составляет 87 мм. Образец с двутавровым армированием имеет полную осадку 28мм. Образец с арматурным каркасом имеет осадку 45 мм. При этом анализируя изменение деформаций по высоте образца, следует выделить,

что в верхней части не армированного образца на 1/3 его длины осадка происходит особенно интенсивно. С глубиной накопление осадки уменьшается. Примерно так же происходит изменение деформаций в колонне, усиленной арматурным каркасом. Испытания с колонной, усиленной двутавровым элементом, показали более равномерное распределение деформаций по длине колонны. Максимальное накопление деформаций проявляется только в верхней части, равной одной восьмой длины колонны. По основной длине колонны деформации проявляются равномерно.



а - DSM без армирования – 87 мм; б - DSM с двутавром - 28 мм; в - DSM с арматурой - 45 мм

Рисунок 3.19 – Результаты деформаций колонны по оси u_z при нагрузке 3000 кН/м²

Фактические значения напряжений можно определить, учитывая площадь поперечного сечения колонны. Общая закономерность развития деформаций при ступенчатом нагружении показана на рисунке 3.19. Приведенные выше результаты подтверждают, что армирование колонн более жесткими материалами приводят к улучшению их работоспособности и повышению несущей способности.

3.4 Экономическая эффективность применения метода укрепления DSM

Экономический эффект от применения метода Deep Soil Mixing (DSM) заключается в значительном сокращении затрат на строительство и последующую эксплуатацию объектов. DSM улучшает несущую способность слабых грунтов, что позволяет избежать дорогостоящих мероприятий по замене грунта или устройству массивных свайных фундаментов. Этот метод снижает осадки и деформации зданий, что уменьшает расходы на ремонт и техобслуживание. Кроме того, DSM позволяет проводить работы в стеснённых условиях, сокращая затраты на аренду дополнительных площадей. Увеличение скорости строительных работ также снижает затраты на рабочую силу и ускоряет ввод объектов в эксплуатацию, повышая общую экономическую эффективность проекта

Выводы третьему разделу

1. Применение технологии мокрого глубинного перемешивания для упрочнения грунтов основания в регионах Казахстана является пионерным явлением и поэтому определение физико-механических параметров упрочняющих элементов является обязательным и необходимым для качественной оценки фактической несущей способности упрочненных массивов.

2. Для проведения испытаний подготовлены опытные грунтоцементные колонны, из которых отобраны образцы по высоте до 2-х метров от от устья колонн в горизонтальном и вертикальном направлении. В связи с тем, что уровень грунтовых вод на объекте располагается в непосредственной близости от начала сваи, область для отбора образцов была ограничена началом этого уровня. Испытания проводились в приборах одноосного в естественном и выдержанном в воде состоянии.

3. По анализу результатов испытаний, в №1 свае наблюдается изменение предела прочности по влажности. Это наблюдение подчеркивает значимость учета влажности при анализе механических характеристик материалов, поскольку подобные различия могут оказывать существенное воздействие на их несущую способность.

4. Наблюдается явление, связанное с перемешиванием крупного песка в верхней части опытной сваи №2, поскольку песок находится в непосредственной близости от начала колонны. Этот факт приводит к тому, что при отборе образцов в данной области встречается значительное количество песка, что объясняет отсутствие изменений предельной прочности в зависимости от влажности. Исходя из этой информации, можно сделать вывод, что увеличение содержания песка не оказывает влияния на прочностные характеристики во время водонасыщения.

5. По данным №3 сваи можем заметить, что природный уровень грунтовых вод возможно оказывает влияние на прочность грунтоцемента.

6. КазГАСА совместно с КазНИИСА выполнены первые исследования свойств грунтоцементных колонн на опытных строительных площадках. В полевых условиях образцы отбирались из колонн с глубины 2-3 метра в вертикальном и горизонтальном направлениях. Испытания проводились в естественном и замоченном состоянии в приборах одноосного и трехосного сжатия. Результатами испытаний получены фактические значения предела прочности и выявлена анизотропия в значениях предела прочности на сжатие около 20-28% и снижение прочности при водонасыщении до 10%.

7. В КазГАСА в лабораторных условиях выполнены исследования на физических моделях грунтоцементных колонн в масштабе 1:10 в сравнении с используемыми на площадке. Колонны имели различные варианты внутреннего армирования в виде двутавра, трубы и пространственного арматурного каркаса. Результаты испытаний на сжатие показали существенное повышение несущей способности DSM по материалу. Повышение составило 100-150% от несущей способности без армирования. Недостатком выполненного физического моделирования является отсутствие бокового обжатия, характерного для работы

DSM в грунтах. Исследования по испытанию моделей колонн с учетом бокового обжатия в настоящее время продолжаются.

8. Достоверность результатов лабораторных исследований подтверждена аналитическими расчетами в ПК PLAXIS 3D. В расчетах использованы параметры, сопоставимые с параметрами и размерами колонн, используемых в физических моделях. Результаты расчетов подтвердили эффективность применения армирования грунтоцементных колонн более жесткими материалами. Получены данные по уменьшению деформаций и повышению несущей способности колонн DSM.

9. Исходя из результатов проведенных испытаний, сложно сделать однозначные выводы из-за ограниченного количества образцов, доступных для анализа. Для полноценного понимания поведения грунтоцемента в подобных инженерно-геологических условиях необходимо провести дополнительные испытания. Это позволит получить более обширные данные и более точно оценить характеристики материала, что в свою очередь способствует разработке более эффективных решений и обеспечению усиления основания.

10. Однако данные, представленные в этом разделе, получены только для статических условий применения армированных грунтоцементных колонн. Влияние сейсмических нагрузок на укрепленное основание может выявить факторы, которые могут повлиять на работоспособность армоцементных колонн, а также укрепленных грунтовых массивов в целом. Эти факторы требуют дальнейшего изучения в наших последующих исследованиях и будут учтены при разработке рекомендаций для практического применения в реальных проектах.

4 ПОВЕРХНОСТНОЕ УПРОЧНЕНИЕ ГРУНТОВОЙ ПОДУШКИ, УСИЛЕННОЙ ГЕОСИНТЕТИЧЕСКИМИ МАТЕРИАЛАМИ

Геосинтетические материалы имеют стратегическую значимость в современном строительстве. Эти материалы представляют собой комбинацию геотекстиля, геосетки, геомембраны и других компонентов, которые используются для укрепления грунта, улучшения дренажа, защиты от эрозии и т.д. [748, p. 459-460].

Одним из важных аспектов актуальности исследований геосинтетических материалов является их эффективность в повышении прочности и устойчивости строительных конструкций. Геосинтетики позволяют значительно снизить риски разрушения и повреждения сооружений, таких как дамбы, земляные насыпи, автомобильные и железнодорожные дороги. Исследования позволяют определить оптимальные свойства и параметры геосинтетических материалов, чтобы обеспечить максимальную защиту и долговечность конструкций [74, p. 459-460].

Другой важной сферой исследований является использование геосинтетиков в экологически чувствительных зонах, таких как зоны защиты водных ресурсов и заповедники. Геомембраны и геосетки могут использоваться для создания барьеров, которые предотвращают проникновение загрязненных вод или грунта в водоемы или экологически важные территории.

Таким образом, актуальность исследований геосинтетических материалов в строительстве обусловлена их особыми функциями в области укрепления и защиты конструкций, а также потенциалом для создания новых материалов и технологий. Эти исследования позволяют улучшить качество и долговечность строительных проектов, а также сэкономить ресурсы и снизить негативное воздействие на окружающую среду [75, p. 1-6].

4.1 Анализ методов проведения испытаний и факторов, определяющих механические свойства

Сжимаемость геосинтетика измеряется уменьшением толщины при увеличении приложенного нормального давления. Это механическое свойство очень важно для нетканых геотекстилей, поскольку они часто используются для транспортировки жидкости в плоскости своей структуры. На рисунке 4.1 показаны изменения толщины под действием давления для обычных тканых и иглопробивных нетканых геотекстилей. Для большинства геотекстилей, за исключением иглопробивных нетканых геотекстилей, сжимаемость относительно очень низкая [81].

Поведение при сжатии геосинтетических материалов, особенно эконокомпозитов, можно изучить путем приложения сжимающих нагрузок с постоянной скоростью деформации к образцам, установленным между параллельными пластинами нагрузочной рамы. Деформации записываются как функция нагрузки и наносятся на график, как показано на рисунке 4.2а. Будучи артефактом, вызванным выравниванием или посадкой образца, область носка ОА может не отражать свойство материала на сжатие. Предел текучести и

деформации следует рассчитывать с учетом точки нулевой деформации, как показано на рисунке 4.2а. Многие геосинтетики демонстрируют деформацию при сжатии, но не все могут иметь четко определенный предел текучести при сжатии; однако значительное изменение наклона кривой напряжения деформации можно использовать для определения предела текучести в сравнительных целях (рисунок 4.2б) [76, р. 79-88].

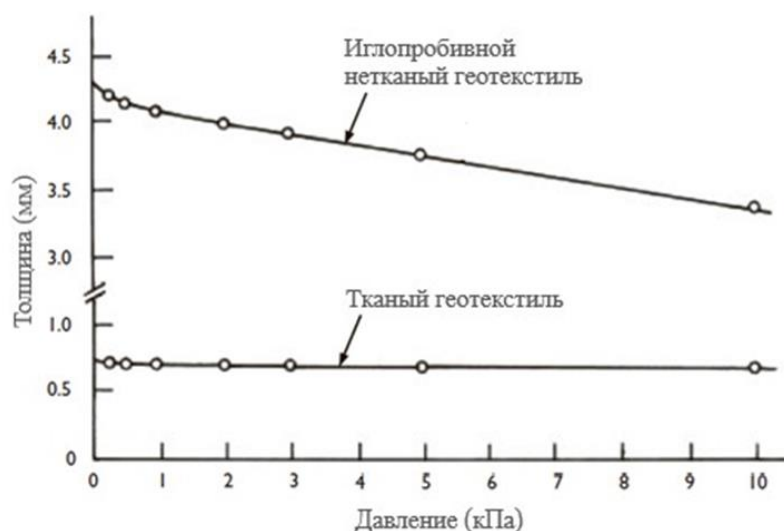


Рисунок 4.1 – Изменение толщины геотекстиля в зависимости от приложенного нормального давления (по Shamsher, 1992)



а - типичная кривая нагрузка-деформация; и б - типичная кривая напряжения-деформации

Рисунок 4.2 – Поведение геосинтетических материалов при сжатии

Пластины с переменным наклоном или установленные под углом блоки, как описано в ASTM D6364-06 (ASTM, 2011a), могут использоваться для оценки деформации геосинтетического материала под нагрузкой под различными углами. Испытание на сжимающую нагрузку обычно используется для контроля качества, чтобы оценить однородность и постоянство в пределах партии (единицы продукции) или между партиями, где могут измениться

геометрические факторы испытуемого образца, такие как толщина или материалы.

Прочность геосинтетика на растяжение – это его максимальное сопротивление деформации, развиваемой при растяжении под действием внешней силы. Из-за специфической геометрии и неравномерной площади поперечного сечения, которую нелегко определить, прочность на растяжение геосинтетического материала не может быть удобно выражена в терминах напряжения, как мы обычно его определяем. Поэтому она определяется как пиковая (или максимальная) нагрузка, которая может быть приложена на единицу длины вдоль края геосинтетического материала в его плоскости. Свойства геосинтетических материалов при растяжении изучаются путем проведения испытания на прочность при растяжении, при котором образец геосинтетического материала нагружается и получается соответствующая кривая зависимости усилия от удлинения [76, p. 79-88].

Следует обратить внимание, что свойство геосинтетика, благодаря которому он может поглощать энергию, называется ударной вязкостью. Она выражается как фактическая работа до разрушения на единицу площади поверхности и пропорциональна площади под нагрузкой на единицу ширины – кривая деформации от начала координат до точки разрыва. На рисунке 4.3 показаны типичные прочностные характеристики некоторых геосинтетических материалов. Замечено, что тканый геотекстиль обычно обладает самой низкой растяжимостью и самой высокой прочностью среди всех геотекстилей. Георешетки обладают относительно высокой размерной стабильностью, высокой прочностью на растяжение и высоким модулем упругости при низких уровнях деформации. Они развивают прочность арматуры даже при деформации равной 2%. Высокий модуль упругости достигается за счет предварительного напряжения во время производства, что также создает цельные конструкции без слабых мест ни в ребрах, ни в соединениях. В случае с геосетками существует предпочтительное направление прочности между MD и CMD. Геосетки обладают наибольшей силой в МД [82].

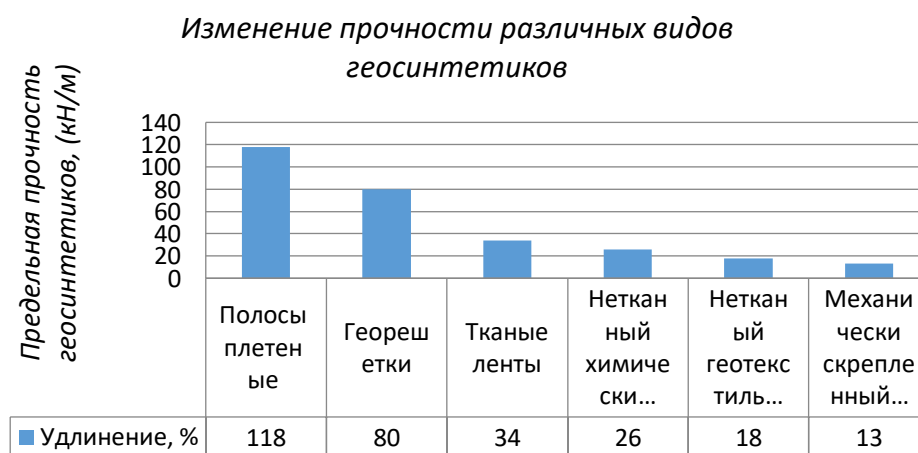


Рисунок 4.3 – Типичные прочностные свойства некоторых геосинтетиков (по John, 1987)

Вязкоупругие свойства геосинтетических материалов могут привести к искаженным результатам при кратковременных и ускоренных испытаниях на растяжение. Для получения корректных расчетных данных важно учитывать не только краткосрочные результаты испытаний, но и долговременные условия эксплуатации, а также влияние взаимодействия с окружающим грунтом. Было выявлено, что нахождение геосинтетика в грунте в полевых условиях, а также сцепление частиц грунта с геосинтетической структурой, существенно влияют на напряженно-деформированные характеристики материала. Обычно обнаруживается, что модуль геосинтетического материала, содержащегося в почве, вероятно, выше, чем при испытании изолированно [83].

Механизм этого улучшения – просто развитие силы трения. Таким образом, деформация геосинтетической конструкции, вероятно, будет завышена, если в расчетах используется модуль изоляции. Этот факт подтверждает использование рабочего модуля в качестве подходящего значения модуля.

Геосинтетические материалы в полевых условиях подвергаются нагрузкам, которые могут одновременно вызывать продольные и поперечные нормальные деформации. Отношение поперечной нормальной деформации к продольной нормальной деформации известно как коэффициент Пуассона, который варьируется в диапазоне от 0 до 0,5 для большинства линейных эластичных технических материалов, но теоретический диапазон составляет от -1,0 до 0,5. Хотя коэффициент Пуассона часто принимают за константу материала, он зависит от деформации. Исследования по данному вопросу имеются, но в этом анализе не предоставлены [79, р. 897-903].

Особые свойства геосинтетических материалов

Существуют некоторые механические свойства геосинтетических материалов, которые связаны с геосинтетической живучестью/технологичностью и разделительной функцией. Тесты для определения таких свойств обычно рассматриваются как тесты целостности/индекса. Эти свойства, следующие:

Прочность на разрыв: способность геосинтетического материала выдерживать напряжения, вызывающие продолжение или распространение разрыва в нем, часто возникающие во время укладки.

Статическая прочность на прокол: способность геосинтетического материала выдерживать локальные напряжения, создаваемые проникновением или прокалыванием объектов, таких как заполнители или корни, в квазистатических условиях (рисунок 4.4).

Ударная вязкость (динамическая прочность на прокол): способность геосинтетика выдерживать напряжения, возникающие при внезапном ударе и проникновении падающих предметов, таких как крупные заполнители, инструменты и другие строительные предметы во время укладки.

Прочность на разрыв: способность геосинтетического материала выдерживать давление, приложенное перпендикулярно его плоскости, в то время как он ограничен во всех направлениях в этой плоскости (рисунок 4.5).

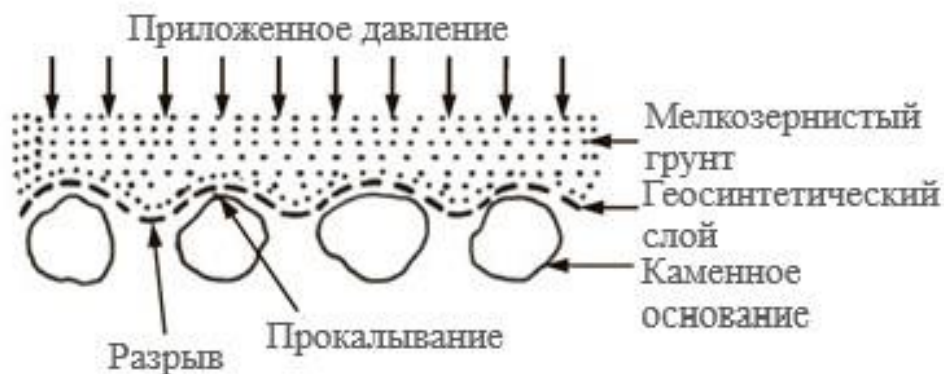


Рисунок 4.4 – Полевые ситуации, показывающие проколы и прорывы геосинтетического материала (по Giroud, 1984)

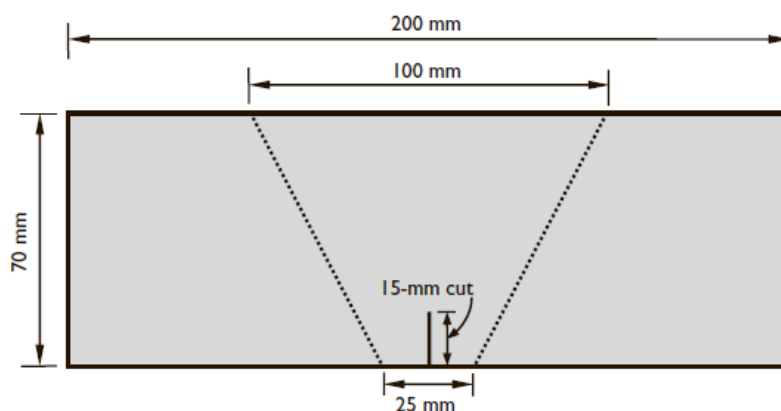


Рисунок 4.5 – Трапециевидный шаблон для испытания на прочность трапециевидной формы

Усталостная прочность: способность геосинтетического материала выдерживать повторяющиеся нагрузки до разрушения.

Испытание *на прочность на разрыв* направлено на измерение склонности геосинтетического материала к усилию на разрыв после начала разрыва. Прочность на разрыв геотекстиля при плоскостной нагрузке определяется испытанием на прочность на разрыв трапециевидной формы. В этом испытании атрапециевидный контур отмечается по центру прямоугольного образца для испытаний (рисунок 4.5).

До начала процесса разрыва в образце делается начальный 15-миллиметровый надрез. Образец зажимают по двум непараллельным сторонам трапеции в губках разрывной машины. Постоянно возрастающую силу прикладывают таким образом, что разрыв распространяется по всей ширине образца. Нагрузка фактически оказывает давление на отдельные волокна, зажатые в зажимах, а не на геосинтетическую структуру. Значение прочности на разрыв образца получают из кривой сила/растяжение и принимают за максимальное зафиксированное таким образом усилие [79, р. 897-903].

Разрушение тканого геотекстиля происходит в основном из-за последовательного разрыва нитей при растяжении, тогда как на разрушение

нетканого геотекстиля значительное влияние оказывают силы трения между волокнами. Типичный диапазон прочности геотекстиля на разрыв трапеции составляет 90–1300 Н.

При испытании *на статическую прочность на прокол* круглый образец геосинтетического материала зажимают без напряжения по всей его окружности между двумя стальными зажимными кольцами в нагружающей раме. Стальной цилиндрический плунжер с плоским концом, прикрепленный к индикатору нагрузки, продавливается через центр испытуемого образца и перпендикулярно ему с постоянной скоростью смещения (обычно 50 мм/мин) до разрыва образца. Диаметр плунжера обычно составляет 50 мм, а внутренний диаметр кольца - 150 мм. Относительно большой размер плунжера обеспечивает разнонаправленное усилие на геосинтетик. Типичный диапазон прочности геотекстиля на прокол составляет 45–450 Н. Следует отметить, что плунжерное испытание CBR, как правило, не рекомендуется для геосинтетических материалов с апертурой более 10 мм. Обычно он применим к изотропным геотекстилям, а также может использоваться для геомембран [79, р. 897-903].

Ударная вязкость (т.е. динамическая прочность на прокол или динамическая прочность на перфорацию) геосинтетического материала оценивается методом испытания на падение конусом. Это испытание включает определение диаметра проколотого отверстия, сделанного путем сбрасывания стандартного конуса из латуни или нержавеющей стали весом 1 кг с заданной высоты на поверхность круглого образца геосинтетика, зажатого между зажимными кольцами. Диаметр проколотого отверстия, измеренный с помощью конуса для измерения проникновения, в сочетании с высотой падения дает меру ударопрочности/прочности. Чем меньше диаметр отверстия, тем больше ударопрочность геосинтетика к повреждениям при монтаже. Ударопрочность/прочность может быть выражена либо как диаметр отверстия при стандартной высоте падения 500 мм, либо как высота падения, при которой образуется отверстие диаметром 50 мм. Взаимосвязь между высотой падения и диаметром отверстия была установлена в результате испытаний широкого спектра геотекстиля без какой-либо поддержки во время испытаний:

Прочность на разрыв измеряется испытанием на разрыв (испытание на многоосное растяжение) с использованием устройства, показанного на рис. 3.7 (d). Это испытание проводится путем приложения нормального давления, обычно давления воздуха, к геосинтетическому образцу, зажатому в кольцо, как упоминалось ранее. Нормальное напряжение геосинтетического материала при разрушении дает значение прочности на разрыв. Типичный диапазон прочности геотекстиля на разрыв составляет 350–5200 кПа.

Усталостную прочность геосинтетического материала можно оценить путем измерения изменения его физических или механических свойств при повторном приложении циклической силы, обычно приводящей к разрушению. На него могут влиять следующие три фактора: (а) диапазон силы, (б) средняя сила и (в) количество циклов приложенной силы [84].

Общая характеристика испытуемых материалов.

Для выполнения работ были предоставлены следующие материалы:

- 1) геосетка полипропиленовая СД-40 «Геомакс»;
- 2) геосетка одноосная СО-90 «Геомакс»;
- 3) геосетка гексагональная ТХ-170 «Геомакс»;
- 4) геотекстиль нетканый ПП, 200 «Геомакс».

Геотекстиль относится к геосинтетическим материалам разного назначения. Он широко употребляется в разнообразных сферах как строительство, мебельная промышленность, дренаж, ландшафтный дизайн, сельское хозяйство.

Строительный геотекстиль характеризуется повышенной крепостью, резистентностью к нагрузкам, повреждениям, высокой влажности. Кроме того, он обладает армирующими способностями, устойчивостью к ультрафиолетовым лучам. Поэтому может употребляться как фильтрующий материал, так как он превосходно пропускает воду, удерживает мельчайшие частицы грунта, песок [81, р. 342-354].

По способу производства геотекстиль бывает тканым или нетканым. Тканый производится традиционной технологией плетения волокон. Материал может иметь разные размеры ячеек, что обуславливает его прочность на разрыв и растяжение, армирующие способности. Дорожный геотекстиль используется для образования и укрепления земляных насыпей, для разных видов строительства, как сооружение несущих стен различных видов мостов, автомагистралей, аэродромных полос.

4.2 Описание методики исследований и параметры применяемого оборудования

В данном исследовании основное внимание было сосредоточено на анализе таких параметров, как предел прочности при растяжении и относительное удлинение при разрыве. Эти параметры являются ключевыми характеристиками при оценке механических свойств геосинтетических материалов, которые широко применяются в строительстве для армирования грунтов и укрепления оснований. Для их изучения использовалась методика проведения испытаний на растяжение, при которых к исследуемым образцам прикладывалось усилие растяжения, и в результате фиксировалась зависимость между приложенной нагрузкой и величиной удлинения образца [81, р. 342-354].

Прочность на растяжение, как правило, измеряется путем проведения испытания на растяжение широкой полосы, что соответствует установленным стандартам, например, ASTM (2011). В данном случае геосинтетический материал испытывался на полосах шириной 200 мм с расчетной длиной 100 мм, как это показано на рисунке 4.6. Испытуемые образцы фиксировались с помощью разрывной машины, которая осуществляла растяжение образцов в одном направлении с заранее заданной и постоянной скоростью. Этот процесс продолжался до момента разрушения образца, после чего фиксировались как значения приложенной нагрузки, так и показатели удлинения материала. Данная методика широко применяется для определения механических свойств геосинтетиков, таких как прочность и деформационная способность [81, р. 342-354].

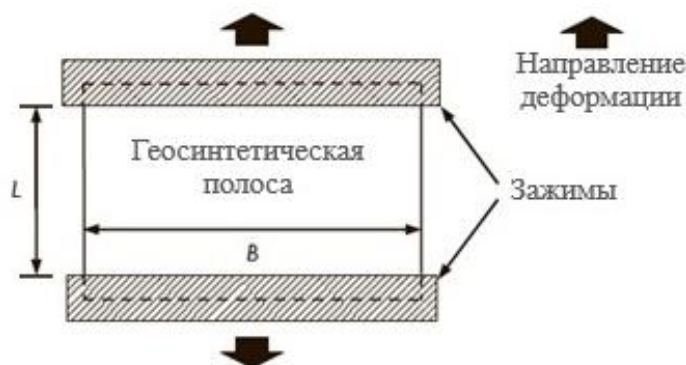


Рисунок 4.6 – Испытание на растяжение широкой полосы

Примечание – $B = 200$ мм, $L = 100$ мм

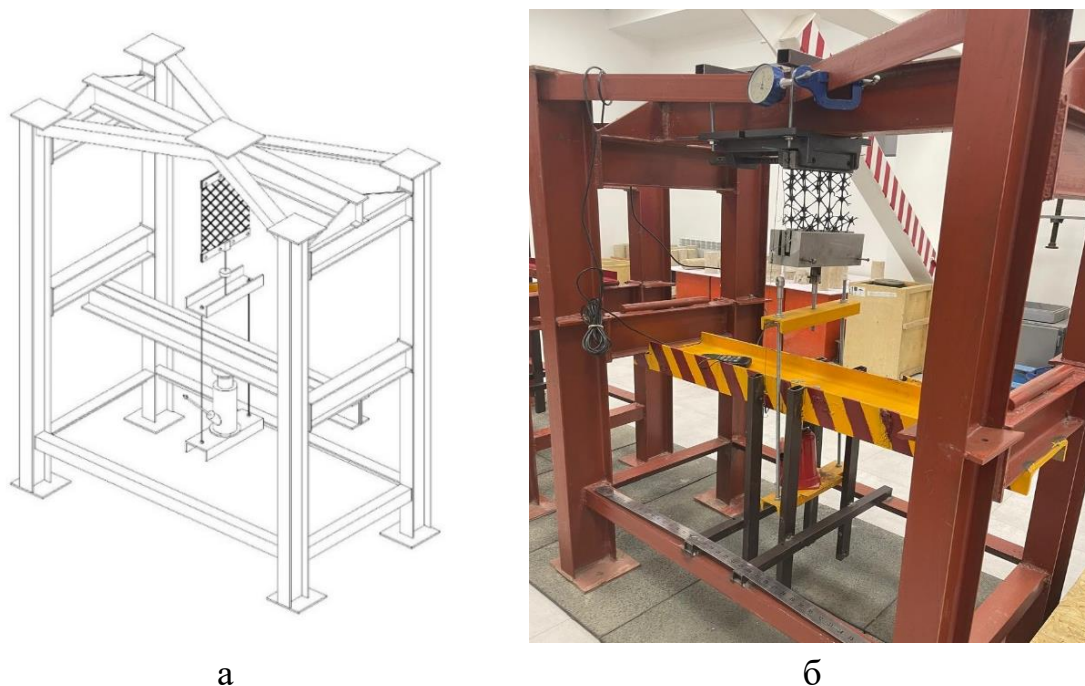
Однако следует отметить, что стандартные методы испытаний на разрывной машине, при которых усилие прикладывается с постоянной скоростью, не всегда точно отражают реальные условия эксплуатации геосинтетических материалов в инженерных конструкциях. В реальных условиях работы в грунтовых основаниях конструкции нагрузка на геосинтетики передается постепенно, ступенчатыми этапами. В связи с этим материалы подвергаются сложным многоступенчатым воздействиям, которые могут существенно отличаться от однородного процесса растяжения в лабораторных условиях.

Для более точного моделирования реальных условий эксплуатации геосинтетических материалов в грунтовой среде были дополнительно проведены испытания со ступенчатым приложением нагрузки. В этих испытаниях растягивающее усилие прикладывалось не плавно, а этапами, что позволило лучше симулировать рабочие условия геосинтетиков в строительных проектах. Такие испытания проводились до момента разрушения образца и включали также длительное воздействие постоянной нагрузки. Эти тесты были направлены на определение порога пластического течения материала, который является критическим параметром при оценке долговечности и надежности геосинтетиков в условиях многократных и длительных нагрузок.

Таким образом, наряду с традиционными испытаниями, где нагрузка прикладывается с постоянной скоростью, данные исследования предоставили более полное понимание поведения геосинтетических материалов в условиях ступенчатого нагружения, что позволяет более точно предсказывать их эксплуатационные характеристики в реальных строительных проектах.

Для проведения данных испытаний использовались специализированные установки на базе силовых рам, конструкция которых представлена на рисунке 4.7. Эти установки были разработаны и собраны на базе лаборатории «Геотехника в строительстве» Казахской головной архитектурно-строительной академии, где и проводились эксперименты по исследованию механических свойств материалов. Оборудование позволяет выполнять испытания при различных режимах нагружения, в том числе при ступенчатом и длительном

воздействию нагрузок на образцы, что крайне важно для моделирования реальных эксплуатационных условий.



а - схема установка ступенчатого нагружения геосинтетических материалов; б фото установки ступенчатого нагружения и зажима

Рисунок 4.7 – Установка для испытаний геосинтетических материалов

Каждая установка снабжена системой удержания опытных образцов с использованием тискового зажима, который соответствует требованиям ГОСТ 32491-2013 [54, с. 2-16]. Это гарантирует стандартизированные условия для проведения испытаний, что способствует высокой точности и воспроизводимости полученных результатов. Конструкция установки включает как верхний, так и нижний тисковые зажимы, каждый из которых имеет свою функцию. Верхний зажим закреплен шарнирно к перекладине силовой рамы, что позволяет ему сохранять подвижность и обеспечивать равномерное распределение нагрузки на образец. Нижний зажим, в свою очередь, также закреплен шарнирно, но уже к верхнему рамному швеллеру упорной рамы, что дает возможность удерживать образец под заданным усилием [81, р. 342-354].

Процесс приложения нагрузки осуществляется посредством упорной рамы, которая соединена с домкратом. Это позволяет передавать растягивающее усилие на испытуемый образец с высокой точностью и контролируемой интенсивностью. Растяжение образца происходит в контролируемом режиме, и сила, передаваемая на образец, измеряется с помощью динамометра модели ДМС 10 кН, что позволяет фиксировать данные с высокой степенью точности. Для контроля деформаций использовались электронные прогибомеры ПСК МГ4, которые измеряли изменения в положении подвижного зажима с точностью до миллиметра, что дает возможность тщательно анализировать поведение материалов под нагрузкой [81, р. 342-354].

Использование таких установок позволяет не только воспроизводить стандартные условия испытаний, но и моделировать реальные эксплуатационные режимы, что делает полученные данные особенно ценными для применения в строительных и геотехнических проектах. Возможность проведения ступенчатого нагружения и длительных испытаний позволяет оценивать, как моментальные, так и накопительные деформации, что особенно важно для долгосрочной оценки материалов, используемых в строительных конструкциях и основаниях. Такой подход позволяет лучше понять поведение исследуемых материалов в реальных условиях эксплуатации и учесть их долговечность при проектировании [81, р. 342-354; 85-87].

Таким образом, данные установки являются высокотехнологичным оборудованием, позволяющим проводить комплексные испытания различных материалов с высокой точностью, что обеспечивает достоверность и научную ценность полученных результатов для дальнейшего использования в инженерной практике.

В рамках данного исследования для изучения характеристик и поведения геосинтетических материалов при длительных нагрузках была использована специализированная установка. Её ключевой отличительной чертой является применение коромысловой системы с передаточным числом 1:10, которая опирается на швеллер для передачи растягивающей нагрузки. Нагрузка создавалась с использованием гирь массой 1,0-3,0 кг, что позволяло поддерживать постоянное усилие на образец в течение продолжительного периода времени. Для точного измерения перемещения зажимов использовались электронные прогибомеры ПСК МГ-4, обеспечивающие точность измерений до 0,01 мм.

Для определения средней деформации образца применялись два прогибомера, расположенные по обеим сторонам образца, а контроль осевого усилия осуществлялся с помощью электронного динамометра ДМС с пределом измерений 10 кН.

Методика проведения испытаний учитывала специфику работы геосинтетических материалов в условиях грунтовых оснований зданий и сооружений, поэтому были внесены дополнения к общепринятой методике, изложенной в ГОСТ 32491-2013 [54, с. 2-16]. Для исследования характеристик грунтов применялись рекомендации ГОСТ 12248.1-2020, особенно в части, касающейся выдержки ступенчатых нагрузок и времени стабилизации деформаций при испытаниях гравийных и песчаных грунтов [70, с. 2-10].

Прочностные характеристики геосинтетических материалов при растяжении оценивались с помощью стандартного испытания на растяжение широкой полосы материала шириной 200 мм и расчетной длиной не менее 100 мм. Образцы фиксировались стандартными зажимами и подвергались растягивающему усилию в вертикальном направлении. Нагрузка прикладывалась ступенчато с шагом по 15 кН и удерживалась в течение 0,5–1,0 часа для достижения стабилизации деформаций. За критерий стабилизации принималась скорость осадки штампа, не превышающая 0,1 мм за указанный временной интервал. В процессе испытаний нагрузка фиксировалась с помощью

динамометра, а изменения расчетной длины (деформации) образца регистрировались с помощью электронных прогибомеров ПСК МГ-4.

Особенностью данного метода было использование образцов с шириной, превышающей длину, что минимизировало эффект сжатия некоторых геосинтетиков в области расчетной длины. Это помогло более точно имитировать реальные условия деформации геосинтетических материалов, возникающие при их применении в составе грунтового массива в полевых условиях. Увеличенная ширина образца снижала эффект усадки и обеспечивала более достоверное моделирование поведения материалов.

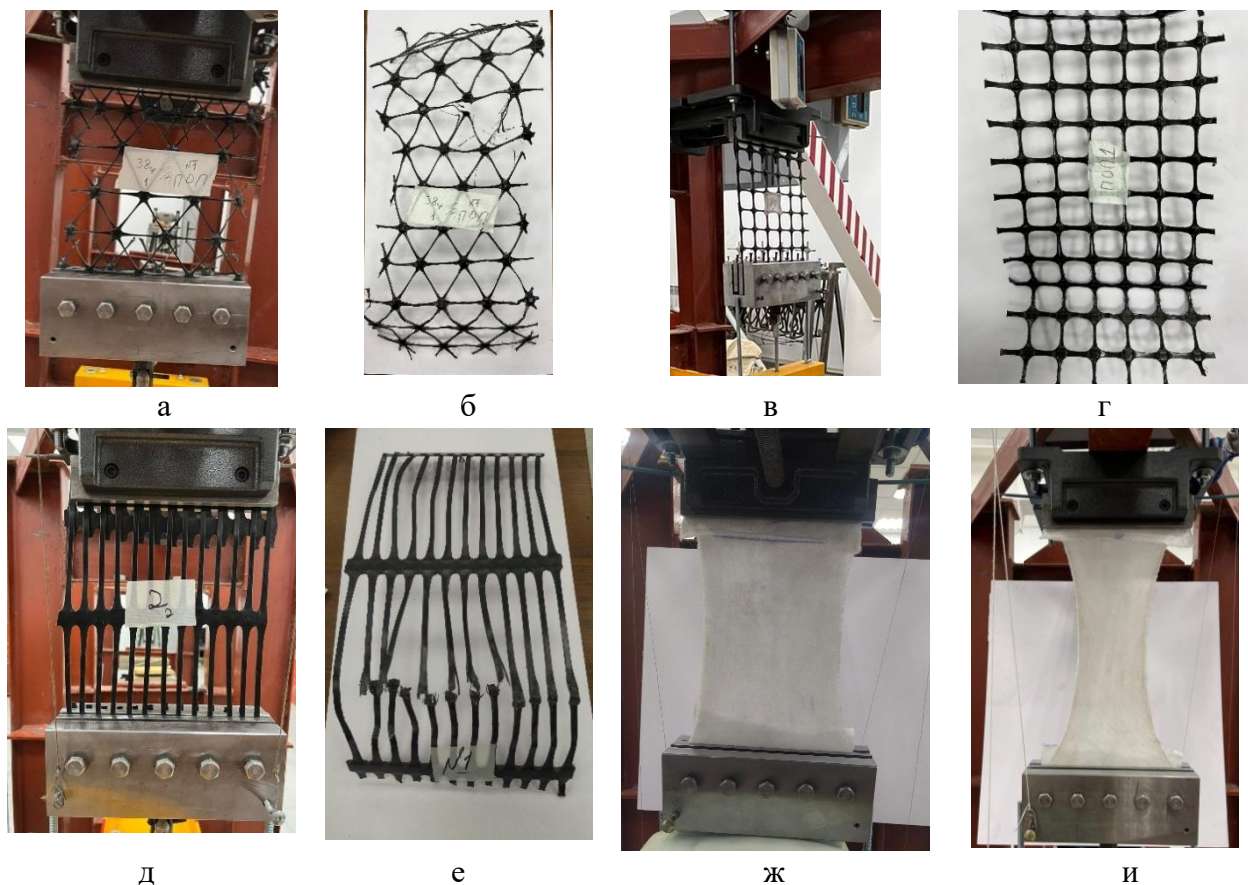
Процедура подготовки и загрузки образцов для длительных испытаний была схожа с методикой испытаний на разрыв. Нагрузка передавалась на образцы посредством эталонных гирь массой 3 кг, через коромысло с передаточным числом 1:10. Нагрузочные этапы увеличивались на 0,1 от предельной нагрузки, определённой по паспортным данным геосинтетического материала. Критерием условной стабилизации деформации считалась скорость изменения деформации не более 0,1 мм за 0,5–1,0 часа. Для некоторых геосинтетических материалов, таких как геотекстиль, испытания могли длиться несколько дней для оценки их долгосрочных характеристик.

Изменения расчетной длины образца при любой заданной нагрузке измерялись с помощью электронных прогибомеров ПСК МГ-4, что обеспечивало точность данных и позволило детально анализировать поведение материала под длительным воздействием нагрузок.

4.3 Определение механических свойств геосинтетических материалов для повышения несущей способности

Подготовка образцов для испытаний осуществлялась в соответствии с требованиями п. 6 ГОСТ 32491-2013. Образцы имели номинальную ширину 200 мм (без учета бахромы) и достаточную длину, обеспечивающую расстояние между зажимами не менее 100 мм. При этом длина образца при испытании должна была быть параллельна направлению приложения растягивающего усилия [54, с. 2-16].

Согласно рисунку 4.8, образец должен содержать по крайней мере один ряд узлов или поперечных элементов, за исключением тех, что закреплены в зажимах. Для материалов с шагом менее 75 мм образец должен включать как минимум четыре полных растягиваемых элемента (ребра) по ширине. Если шаг составляет от 75 до 120 мм, образец должен содержать не менее двух полных растягиваемых элементов. Для материалов с шагом более 120 мм допускается испытание на одиночных ребрах [88-90]. Более подробно схема силовой рамы для испытаний геосинтетических материалов показано в приложении Д.



а, б - вид геосетки гексагональной ТХ-170; в, г - вид геосетки полипропиленовой СД-40; д, е - геосетка одноосная СО-90 полипропиленовая; ж, и - геотекстиль не тканый

Рисунок 4.8 – Виды геосинтетических до и после испытаний материалов

4.3.1 Результаты испытаний по определению механических свойств грунтов

Прочность при растяжении T_{max} , кН/м, рассчитывается непосредственно по результатам испытаний с помощью разрывной машины по следующей формуле (4.1) [89, с. 2-15]:

$$T_{max} = F_{max} * c \quad (4.1)$$

где F_{max} - зарегистрированная максимальная сила, кН;

c - величина, выведенная из формулы (3.1) или (3.2), соответственно.

Для нетканого, тканого и нитепрошивного геотекстиля, а также для геосинтетических глиняных барьеров (бentonитовых матов) применяются специальные методики испытаний, которые учитывают их структуру и механические свойства.

$$c = \frac{1}{B} \quad (4.2)$$

где B - это номинальная ширина образца, м.

Для георешеток или аналогичных геосинтетических материалов с открытой структурой:

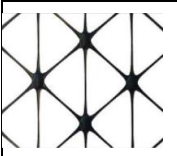
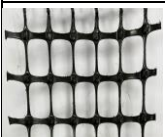
$$c = \frac{N_m}{n_s} \quad (4.3)$$

где N_m - среднее количество растягиваемых элементов на ширине 1 м испытываемого образца;

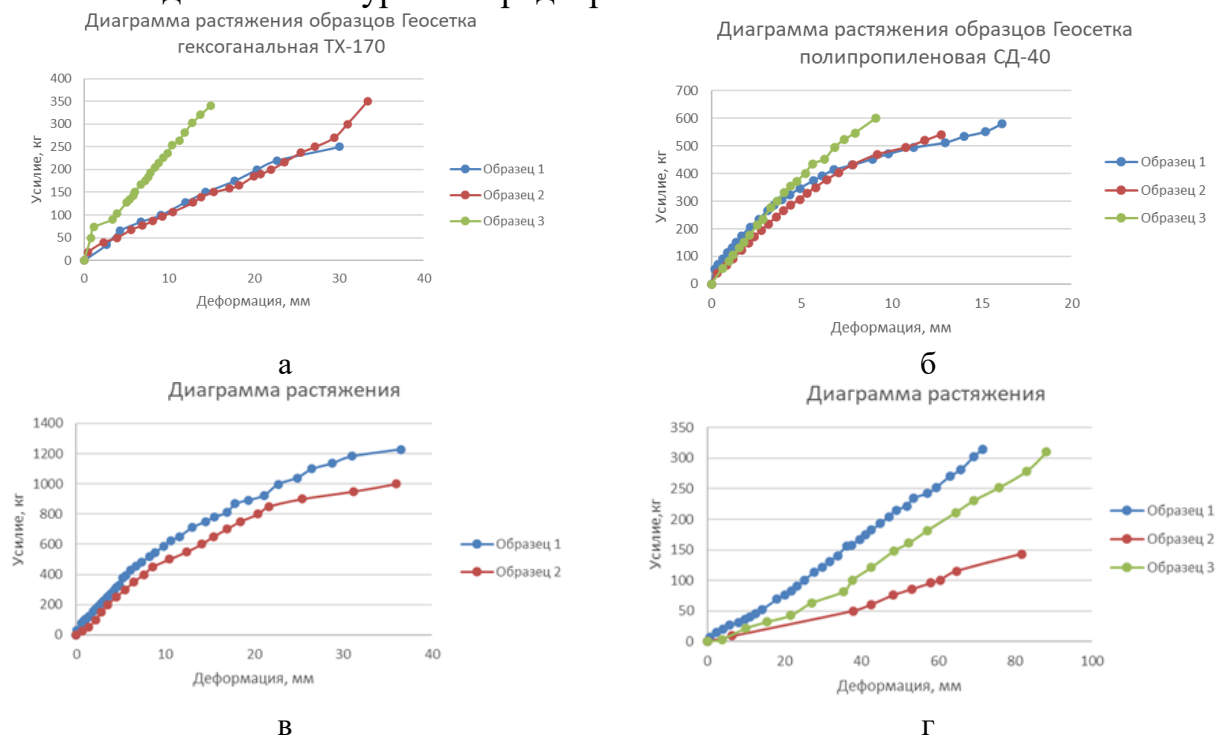
n_s - количество растягиваемых элементов в пределах ширины испытываемого образца.

Деформация (удлинение) в процентах при максимальной нагрузке должна быть зафиксирована и отражена в протоколе испытаний с точностью до 0,1%. Удлинение при максимальной нагрузке представляет собой зарегистрированное увеличение длины образца (в миллиметрах) от начального уровня натяжения до момента достижения максимальной нагрузки, которое затем умножается на 100 и делится на истинную расчетную длину (в миллиметрах). Результаты испытаний геосинтетических материалов представлены в таблице 4.1.

Таблица 4.1 – Результаты испытаний геосинтетических материалов

Вид материала	Плотность материала, г/м ²	Максимальная нагрузка при растяжении F _{max} , кН	Данные по результатам испытаний		Паспортные данные материалов	
			прочность при разрыве, T _{max} , кН/м	относительное удлинение при разрыве не менее %	прочность при разрыве, кН/м	относительное удлинение при разрыве не менее %
Геосетка гексагональная ТХ-170						
	290	3,16	14,7	13,7	21	15
Геосетка полипропиленовая СД-40 "Геомакс"						
	530	5,73	28,65	7,3	40	10,5
Геосетка одноосная СО-90 полипропиленовая						
	690	11,15	51,5	14,5	90	10
Геотекстиль нетканый ПП, 250						
	250	0,70	7,0	25,3	8,3	20

Истинная расчетная длина – это номинальная длина образца, скорректированная с учетом удлинения, которое происходит с начала испытания до момента достижения уровня предварительного натяжения.



а - геосетка гексагональная ТХ-170; б - геосетка полипропиленовая СД-40; в - геосетка одноосная СО-90; г геотекстиль не тканый

Рисунок 4.9 – Диаграммы растяжения геосинтетических материалов

Анализ полученных данных (рисунок 4.9) показывает, что при испытаниях по ступенчатой схеме нагружения с выдержкой на уровне стабилизации и последующем сравнении с паспортными характеристиками согласно ГОСТ 32491, было зафиксировано снижение прочности на разрыв для всех исследуемых материалов. Снижение варьировалось от 28 до 42% для различных типов геосеток. Удлинение при разрыве гексагональных и двухосных георешеток уменьшилось на 8,6 и 30% соответственно. Однако для одноосных георешеток относительное удлинение увеличилось на 45%. Условия испытаний также оказали влияние на геотекстиль: прочность при разрыве снизилась на 15,7%, а относительное удлинение возросло на 26,5% [54, р. 2-16].

Различия в свойствах геосинтетических материалов можно объяснить их специфическими полимерными характеристиками, которые по-разному проявляются при различных режимах нагружения. В частности, это различие особенно заметно при сравнении процессов нагружения с постоянной скоростью деформации и ступенчатого нагружения с контролем стабилизации деформаций. Вязкоупругое поведение полимерных материалов создает сложные эффекты, которые могут привести к искаженным результатам при испытаниях, как при краткосрочных, так и при длительных нагрузках на растяжение. Для получения точных расчетных параметров крайне важно учитывать не только условия кратковременного нагружения, но и долгосрочные воздействия, а также влияние

окружающей грунтовой среды. Исследования показывают, что удержание геосинтетического материала в грунте и сцепление частиц грунта с его структурой оказывают значительное влияние на напряженно-деформированное состояние материала в реальных условиях эксплуатации [70, с. 2-10].

4.4 Испытания свойств на границе грунт-геосинтетика

4.4.1 Описание методики исследований и параметры применяемого оборудования

В соответствии с рисунком 4.10 для проведения испытаний использована конструктивная схема прибора, по принципу испытания на прямой сдвиг. В состав установки входят:

- силовая рама 1 для сдвигового прибора;
- сдвиговой прибор, состоящего из 2-х обойм. Верхняя обойма 3 неподвижная, а нижняя обойма 2 подвижная по ползьям 5. Зонай сдвига образца грунта является плоскость между обоймами. Внутренний диаметр кольца обоймы составляет 41,0 см;
- вертикальная нагрузка на образец прикладывается через подвижный штамп 4 верхнего кольца и вертикальный домкрат 7;
- горизонтальная нагрузка с помощью домкрата 11;
- вертикальные деформации образца контролируют два датчика перемещений 8;
- горизонтальные деформации перемещения нижней обоймы контролируют два датчика деформаций 12;
- контроль усилий и деформаций образца выполняется автоматически посредством блоков 10 и 13;
- ручная насосная станция для горизонтального и горизонтального домкратов 9 и 14;
- сам образец грунта.

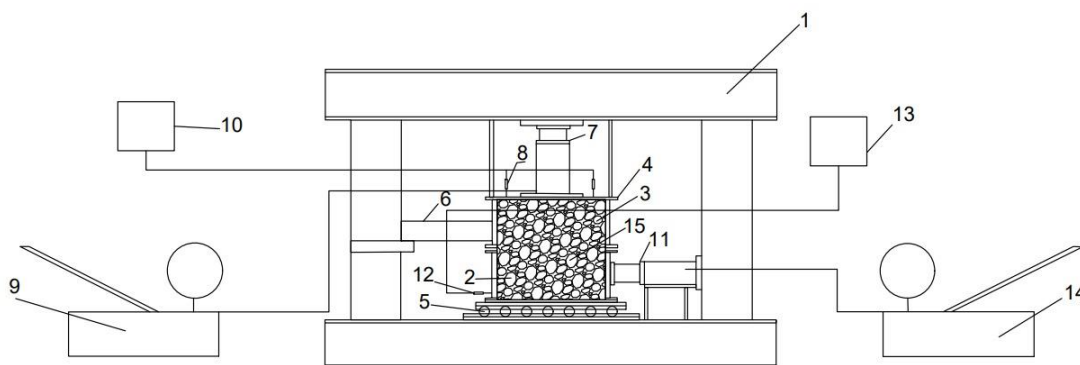


Рисунок 4.10 – Общая схема сдвигового прибора с диаметром образца 41 см

Конструкция срезного прибора обеспечивает первоначальное вертикальное давление на образец (от веса штампа и измерительных приборов на нем) не более 0,025 Мпа [79, р. 897-903; 87].

Методика проведения испытаний. Основной целью исследований является изучение прочностных свойств на границе грунт-геосинтетика. Испытание на прямой сдвиг может проводиться для изучения характеристик трения по поверхности раздела геосинтетик-геосинтетик путем размещения геосинтетического образца на контакте нижней и верхней половине образца в обойме прямого среза [70, с. 2-10; 74, р. 459-460].

В ходе экспериментов с использованием сдвигового прибора было проведено две серии испытаний гравийного грунта. Первая серия испытаний предназначалась для определения прочностных характеристик самого гравийного грунта, в полном соответствии с требованиями ГОСТ 12248.1-2020. Во второй серии в плоскость среза прибора была установлена георешетка с целью изучения её взаимодействия с грунтом. Для проведения данных экспериментов использовался модифицированный вариант одноплоскостного срезного прибора, который был оснащён специальным устройством для надёжной фиксации геосинтетического материала, что обеспечило более точные и достоверные результаты испытаний. Общий вид этого прибора представлен на рисунке 4.11.



а - общий вид сдвигового прибора; б - устройство для фиксации геосинтетика

Рисунок 4.11 – Вид модифицированного сдвигового прибора для испытания с геосинтетиком

Работа сдвигового прибора проводится в режиме силовой загрузки с управляемыми деформациями, что даёт возможность контролировать как касательные напряжения, так и деформации сдвига на каждом этапе испытания. Перемещение нижней подвижной обоймы осуществляется посредством гидравлического домкрата, что позволяет плавно регулировать нагрузку.

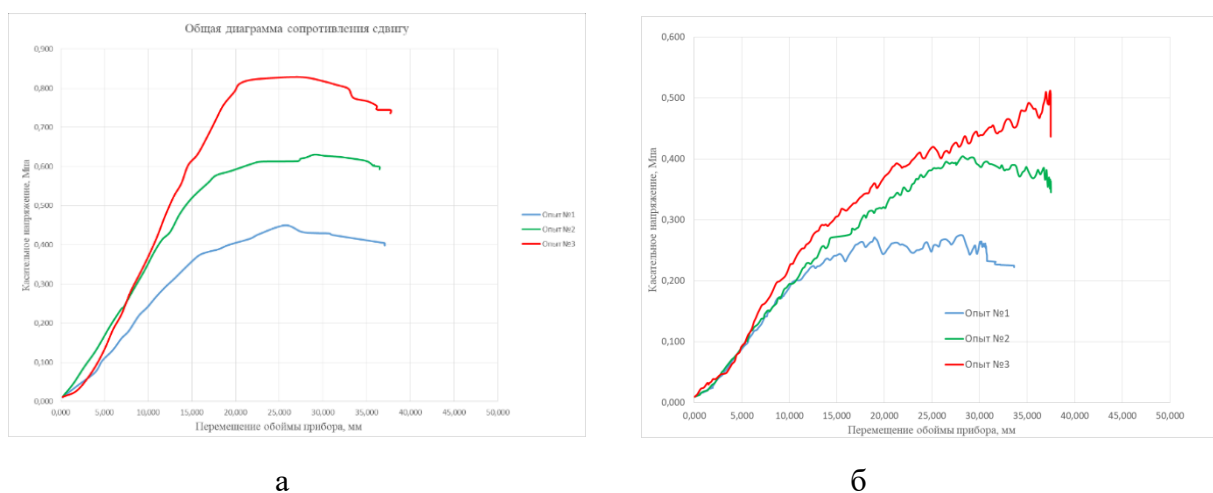
Процесс испытаний начинается с послойного заполнения обойм прибора гравийным грунтом, с обязательным уплотнением каждого слоя через каждые 5–7 см. Заполнение цилиндра продолжается до тех пор, пока уровень грунта не достигнет отметки, находящейся на 5 см ниже верхнего края обоймы. После этого устанавливаются измерительные штампы, домкраты и специальные

датчики, которые фиксируют вертикальные и горизонтальные деформации грунта [74, р. 459-460].

Испытания на сдвиг проводятся минимум трижды, с применением нормальных сжимающих напряжений, моделирующих реальные полевые условия работы грунтовых оснований. Такая система вертикальной загрузки обеспечивает равномерное распределение давлений на образец, что способствует созданию однородного деформированного состояния грунта в зоне среза, повышая точность и достоверность получаемых результатов.

4.4.2 Результаты испытаний гравийного грунта и по границе грунт-геосинтетика

Испытания на сдвиг проводились с гравелистым грунтом, максимальный размер частиц которого не превышал 30 мм, при содержании крупных фракций не более 30%. Испытания выполнялись при постоянных вертикальных нагрузках 0,1 МПа, 0,2 МПа и 0,3 МПа. Основные результаты представлены на рисунке 4.12 [70, с. 2-10].



а - диаграмма сопротивления сдвигу гравийного грунта: Сцепление $C = 0,2583 \text{ МПа}$, Угол внутреннего трения $\varphi = 62$ град; б - диаграмма сопротивления сдвигу с георешеткой в плоскости среза: Сцепление $C = 0,16 \text{ МПа}$, Угол внутреннего трения $\varphi = 49,4$ град

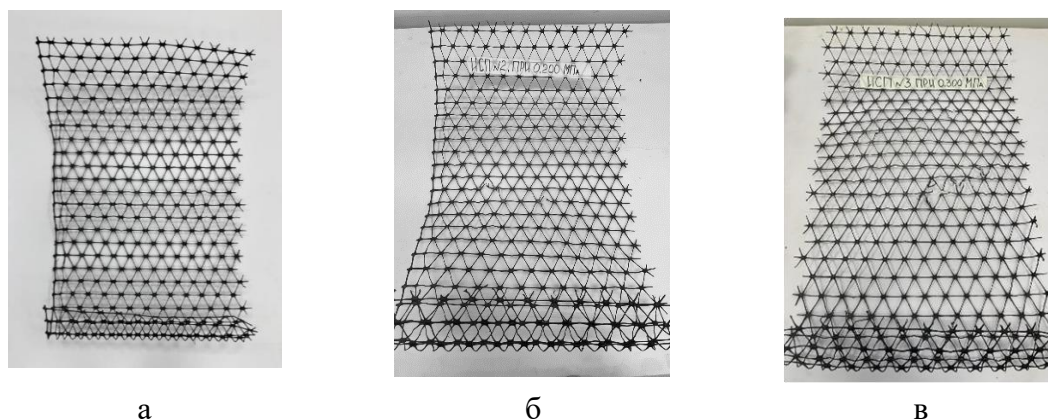
Рисунок 4.12 – Результаты испытаний в сдвиговом приборе

Из результатов видно, что сопротивление сдвигу характеризуется как пиковыми, так и остаточными значениями. Для гравийного материала пиковая прочность характеризуется удельным сцеплением $C = 0,258 \text{ МПа}$ и углом внутреннего трения $\varphi = 62$ град

Остаточные значения прочности были зафиксированы нечетко и поэтому на данном этапе не рассматриваются. В испытаниях с георешеткой, уложенной в плоскость сдвига, пиковая прочность составила $C = 0,16 \text{ МПа}$, а угол внутреннего трения $\varphi = 49,4$ град.

Процесс сопротивления сдвигу включал перемещение и перекачивание частиц грунта на границе георешетки. Активное участие частиц в процессе подтверждается следами локальных разрывов на георешетке (рисунок 4.13). При

нормальном напряжении 100 кПа следы разрывов почти не видны (рисунок 4.6а), но при увеличении напряжений до 200 и 300 кПа их количество увеличивается вместе с ростом деформаций (рисунки 4.7б) и в)) [70, с. 2-10].



а - при напряжении 100кПа; б - при напряжении 200кПа; в - при напряжении 300кПа

Рисунок 4.13 – Вид гексагональной решетки после испытания на сдвиг

Предыдущие исследования показали, что угол внутреннего трения варьируется в пределах: $\varphi=43^\circ$ для песчано-песчаного геотекстиля, $\varphi=38^\circ$ для песчано-иглопробивного нетканого геотекстиля, $\varphi=36^\circ$ для песчано-термоскрепленного нетканого геотекстиля, $\varphi=35^\circ$ для песчано-облегченного тканого геотекстиля и $\varphi=41^\circ$ для песчано-георешетки, согласно расчетам по стандарту BS EN ISO 13738 (BSI, 2004a). Наше исследование показало, что угол трения для системы "гравийный грунт-георешетка" составляет $49,5^\circ$, что согласуется с общими закономерностями. Обычно для системы "грунт-геотекстиль" угол трения принимается в пределах от $(2/3)\varphi$ до φ , где φ – угол сопротивления сдвигу грунта. В нашем исследовании угол трения для гравийного грунта составил $\varphi=62^\circ$, что соответствует соотношению $3/4\varphi$. Этот результат можно объяснить крупными частицами гравийного грунта и размером ячеек георешетки.

Другие исследователи [72, с. 2-20; 73, с. 2-20] отмечают, что прямое испытание на сдвиг не всегда является точным для определения зависимости между напряжениями и деформациями, так как в камере сдвигового прибора может происходить неравномерное распределение усилий и смещений. Общее сопротивление на сдвиг может быть обусловлено скольжением, качением, сцеплением частиц грунта с поверхностью геосинтетика, а также напряжениями сдвига внутри самого геосинтетического материала. Сопротивление на сдвиг может различаться с обеих сторон геосинтетика и варьироваться в зависимости от ориентации материала и направления сдвига.

Анализ данных показал, что испытания с применением ступенчатого нагружения, выдержки стабилизации деформаций и последующего сравнения с паспортными характеристиками по ГОСТ 32491 выявили снижение прочности на разрыв у всех типов геосеток. Снижение варьировалось от 28 до 42%. Относительное удлинение при разрыве уменьшилось для гексагональной и

двухосной георешеток на 8,6 и 30% соответственно, тогда как для одноосной георешетки удлинение увеличилось на 45%. Условия испытаний также оказали влияние на прочностные характеристики геотекстиля: прочность на разрыв снизилась на 15,7%, а относительное удлинение возросло на 26,5% [70, с. 2-10; 71, р. 65-46].

Эти различия в поведении материалов можно объяснить их специфическими свойствами как полимерных материалов, проявляющимися по-разному при нагружении с постоянной скоростью деформации и ступенчатом нагружении с контролем стабилизации деформаций. Вязкоупругое поведение геосинтетических материалов вызывает изменения в результатах как при кратковременных, так и при длительных испытаниях на растяжение. Следовательно, при расчетах необходимо учитывать долгосрочные эксплуатационные условия и влияние окружающей среды, в частности грунта. Было установлено, что фиксация геосинтетического материала в грунте и сцепление грунтовых частиц с его структурой оказывают значительное влияние на напряженно-деформированные характеристики системы "грунт-геосинтетик".

4.5 Экономическая эффективность применения метода упрочнения грунтовой подушкой, усиленной геосинтетическими материалами

Геосинтетические материалы увеличивают прочность грунтовой подушки, что позволяет уменьшить объём традиционных строительных материалов (например, песка и щебня), что снижает транспортные и логистические расходы.

Этот метод позволяет распределить нагрузку более равномерно, что уменьшает осадки и деформации, снижая затраты на ремонт и укрепление конструкций. Кроме того, использование геосинтетиков продлевает срок службы сооружений, что уменьшает расходы на долгосрочное техническое обслуживание. В результате повышается общая рентабельность проекта, особенно в условиях слабых грунтов.

Выводы по четвертому разделу

1. Значительная часть активно застраиваемых территорий южного Казахстана расположена на грунтах с особыми свойствами. К таким грунтам относятся просадочные, лессовые, набухающие и переувлажненные слабые грунты. Практика строительства показывает, что в подобных условиях необходимо проведение мероприятий по усилению оснований зданий.

2. Укрепление поверхностных слоев грунта методом замены на более прочные материалы является одним из наиболее распространенных и технологичных решений. Однако этот метод имеет ограничения по глубине подушки (рекомендуется 5–6 метров для условий Казахстана) и по типу материала, используемого для замены. В Казахстане в качестве материала для уплотнения чаще всего применяют местный глинистый грунт, для улучшения физико-механических свойств которого используются различные технологии. Одним из эффективных методов является укрепление с применением геосинтетических материалов, что позволяет создать композитный массив с

улучшенными физико-механическими свойствами, которые зависят как от характеристик грунта, так и от геосинтетика.

3. Испытания геосинтетических материалов в кинематическом режиме показали снижение прочности на разрыв для всех типов материалов. Падение прочности варьировалось от 28 до 42% для различных типов геосеток. Относительное удлинение при разрыве уменьшилось на 8,6% для гексагональных георешеток и на 30% для двухосных георешеток. Для одноосных георешеток было отмечено увеличение относительного удлинения. Для геотекстильных материалов прочность при разрыве снизилась на 15,7%, при этом относительное удлинение увеличилось на 26,5%. Полученные результаты, скорее всего, отражают долгосрочную прочность этих материалов.

4. Испытания, проведенные на модифицированном сдвиговом приборе с гравийным грунтом, показали, что эффективность повышения механических свойств грунтовых подушек, укрепленных геосинтетическими материалами, зависит от точности определения характеристик на границе взаимодействия "геосинтетик-грунт".

5. Представленные в диссертации данные касаются только статических условий эксплуатации армированных грунтовых подушек. Влияние сейсмических нагрузок на укрепленные основания может выявить факторы, которые повлияют на работоспособность армоцементных колонн и укрепленных грунтовых массивов в целом. Эти аспекты будут предметом дальнейших исследований и войдут в рекомендации для практического применения в строительных проектах. Большая часть интенсивно застраиваемой территории южного Казахстана расположена на грунт со специфическими свойствами. К ним относятся просадочные, лессовые, набухающие и переувлажненные слабые грунты. Из строительной практики известно, что при строительстве зданий в таких условиях требуются мероприятия по упрочнению грунтов оснований.

5 РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАСЧЕТУ И ПРОЕКТИРОВАНИЮ УПРОЧНЕННЫХ ОСНОВАНИЙ

5.1 Рекомендации по упрочнению грунтов на объектах г. Алматы

Пример применения технологии устройства грунтоцементных колонн методом глубинного перемешивания грунтов (DSM) был реализован на объекте «Многоквартирный жилой комплекс со встроенными и встроенно-пристроенными помещениями (Arena Comfort 7)» в городе Алматы. Технология DSM использовалась для усиления грунтового основания, обеспечивая устойчивость и долговечность конструкции жилого комплекса (Приложение Е). Этот метод позволил эффективно укрепить слабые грунты, улучшив их физико-механические свойства за счет формирования грунтоцементных колонн, что существенно повысило надежность фундамента в условиях плотной застройки города (рисунок 5.1, таблица 5.1). Расчеты по проектированию объектов проводились согласно СП РК EN и НТП РК [91-100].

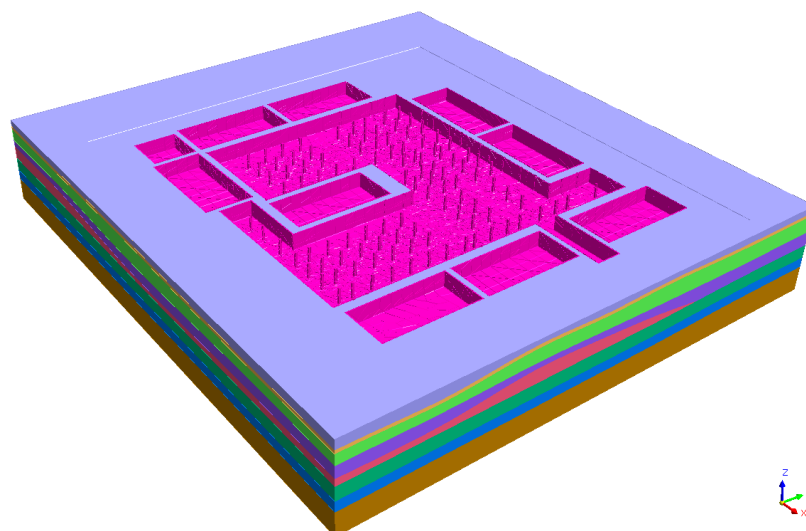


Рисунок 5.1 – Нагрузки по Блокам 1-10 и Паркингу приняты по результатам расчета ПК Лира-САПР

Примечание – Данные расчетные файлы выданы заказчиком

Таблица 5.1 – Нагрузка Блоков 1-10

Блок 1-7,9-10		Блок 8	
1		2	
Нагрузки	PZ (т)	Нагрузки	PZ (т)
Собственный вес	4449,41	Собственный вес	601,962
Постоянные плиты	537,568	Постоянные плиты	106,097
Постоянные, стены	634,775	Постоянные, стены	47,3521
Временные плиты (кат. А)	302,45	Временные плиты подвала (кат. В)	41,9781
Временные плиты подвала (кат. В)	78,648	Временные плиты 1 этаж (кат. В)	31,3975

Продолжение таблицы 5.1

1		2	
Временные плиты 1 этаж (кат. В)	76,285	Временная кровля (кат. Н)	6,74561
Временная кровля (кат. Н)	16,3525	Грунт	235,2
Грунт	252	Снег	16,1895
Снег	39,2333	-	-
<i>Общая</i>	<i>6386,722</i>	<i>Общая</i>	<i>1086,92181</i>
Напряжения (т/м ²)	14,2405	Напряжения (т/м ²)	5,324

Инженерно-геологические изыскания:

В геоморфологическом отношении участок расположен в пределах террасированной предгорной наклонной равнины (третьей надпойменной террасы).

В геолого-литологическом строении площадки принимают участие аллювиально-пролювиальные отложения верхнечетвертичного возраста (арQIII²), представленные до глубины 20,0м просадочными суглинками с прослоями песка и галечника, перекрытыми почвенно-растительным слоем и насыпным грунтом.

Данные инженерно-геологического строения представлены в виде инженерно-геологических колонки на рисунке 5.2.



Рисунок 5.2 – Геологический разрез по скв.9 и свойства грунтов основания

Основными осложняющими свойствами являются просадочность и присутствие грунтовых вод. Суглинки просадочные отмечаются местами под насыпным грунтом и имеют незначительное распространение. По данным компрессионных испытаний суглинки, залегающие до глубины 0,8-1,4 от дневной поверхности (с учетом навала насыпного грунта на глубине 6,0-7,0 м), при замачивании проявляют просадочные свойства от дополнительной нагрузки.

Грунтовые условия по просадочности относятся к первому типу. Начальное просадочное давление изменяется в пределах 0,109-0,223 МПа.

Уровень грунтовой воды расположен на глубине 10-12 метров от поверхности (рисунок 5.3).



Рисунок 5.3 – Геологический разрез по скв.10 и свойства грунтов основания.

Ниже приведен пример расчета без усиления в ПК GTS NX Midas. примера устройства упрочненных оснований в г. Алматы (рисунок 5.4).

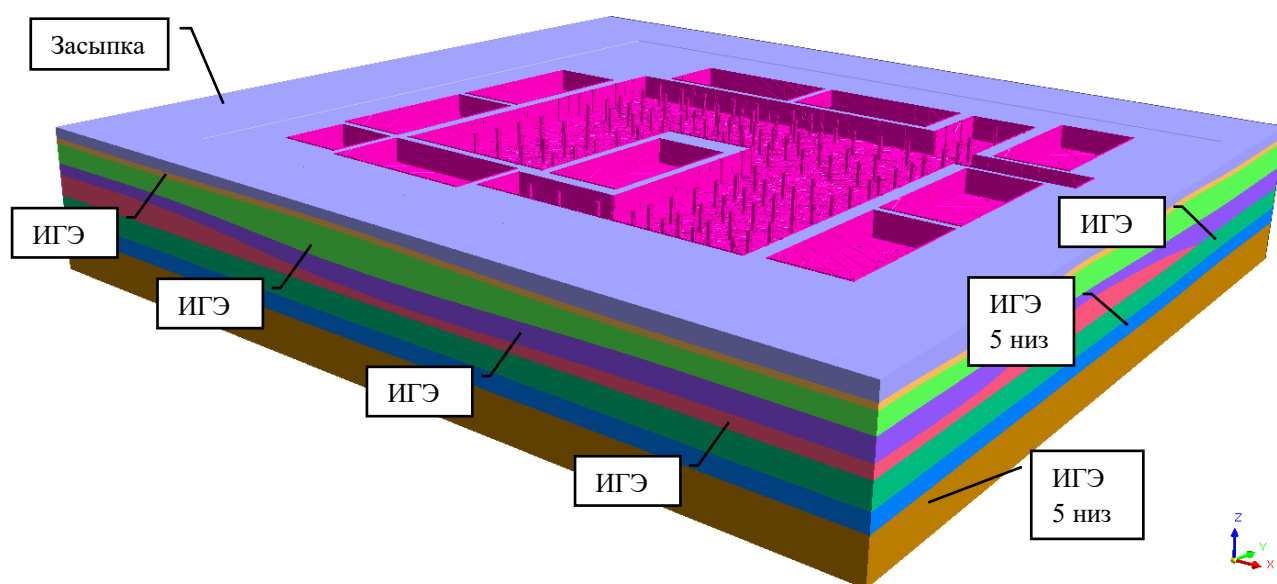


Рисунок 5.4 – Расчетная схема в ПК GTS NX Midas

В соответствии с таблицей 5.2, представлена характеристика грунта 1, и деформации основания без усиления рисунок 5.5.

Таблица 5.2 – Характеристики грунта 1 (Model Mohr Coulomb)

Name	E (кПа)	E _{oed} (кПа)	ν	γ (кН/м³)	K _o	C (кПа)	φ (гр.)	γ _{sat} (кН/м³)	e _o
Засыпка	7000	11234,6	0,35	16,5	0,741181	20	15	17,4	0,65
Подушка	25000	33653,8	0,3	18	0,5	5	30	20	0,6
ИГЭ 3	3300	2728,4	0,35	17,1	0,792088	27	12	19,5	0,812
ИГЭ 4	6600	10592,6	0,35	20,1	0,792088	22	12	21,2	0,626
ИГЭ 7	30000	40384,6	0,3	21	0,426424	1	35	22,2	0,65
ИГЭ 5	6800	10913,6	0,35	20,7	0,843566	17	9	21,5	0,594
ИГЭ 6	8000	12839,5	0,35	20,8	0,609269	17	23	21,5	0,597
ИГЭ 5 низ (1)	8900	14284	0,35	20,3	0,690983	22	18	21,8	0,629
ИГЭ 5 низ (2)	6600	10592,6	0,35	20,8	0,792088	27	12	21,6	0,565
Насыпной	1500	2407,41	0,35	17,1	0,792088	27	12	19,5	0,812

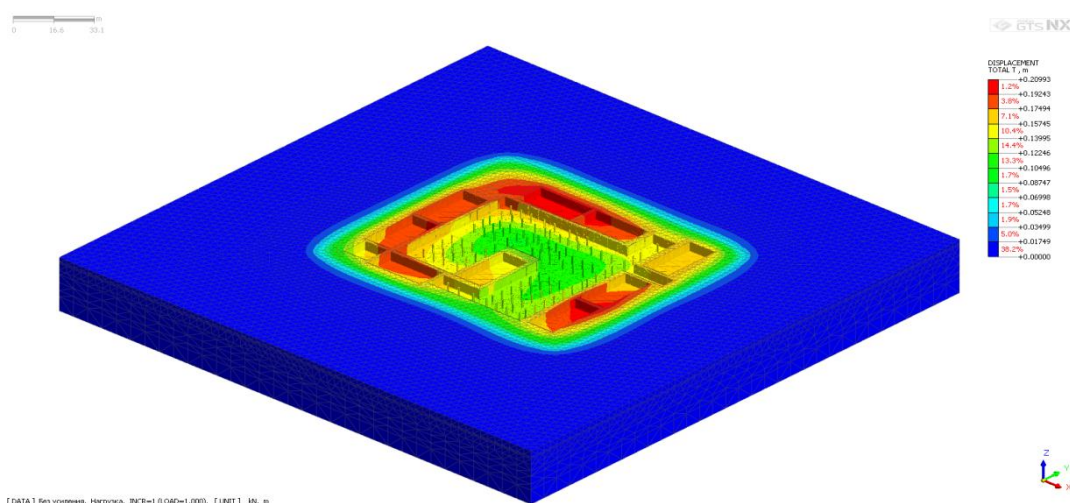


Рисунок 5.5 – Деформации основания без усиления достигают 20,9 см, что превышает требования норм

Для усиления грунтов принимаем метод глубокого перемешивания.

Определение несущей способности грунтоцементных колон DSM. Несущая способность грунтоцементных столбов DSM по материалу [83, р. 101148].

$$f_{cd} = 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_m} A_b; \dots \dots \dots (5.1)$$

где f_{cd} – расчетная прочность грунтоцемента на 1 элемент в возрасте 56 суток.

f_{ck} – нормативная прочность грунтоцемента в возрасте 56 суток равная 2700 кН/м². Данное значение подтверждается результатами лабораторных испытаний грунтоцемента, выполненных в аналогичных грунтовых условиях [83, р. 101148].

0,85 – коэффициент надежности по назначению для длительных нагрузок;

γ_m – коэффициент надежности по материалу, равный 1,5 для постоянных и временных нагрузок, 1,3 – для кратковременных нагрузок [83, р. 101148];

A_b – Площадь сечения м²

$$f_{cd} = 0.85 \frac{2700}{1.5} 0,785 = 1201,05 \text{ кН} \quad (5.2)$$

Аналитический расчет несущей способности свай DSM Ø1000мм по СП РК 5.01-103-2013 на примере Блок 3 Скважина 10 (рисунок 5.6) [85].

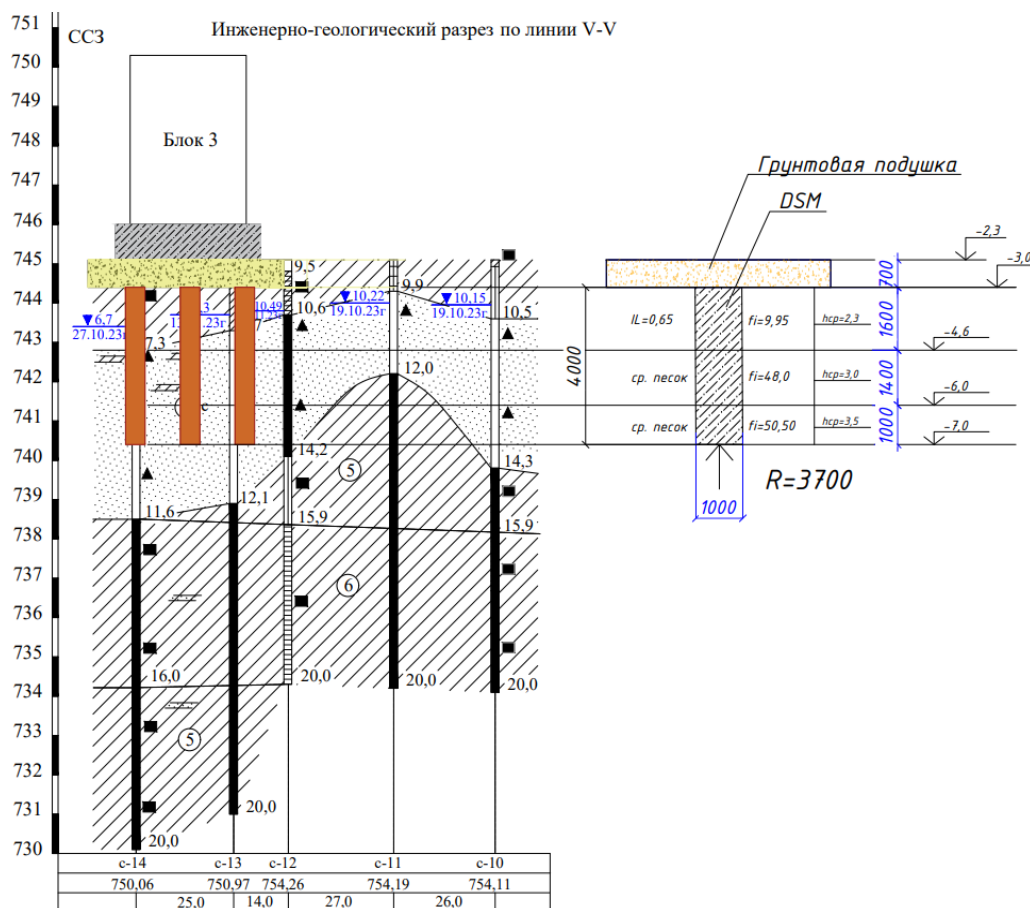


Рисунок 5.6 – Расчетная схема одиночной сваи

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} \times R \times A + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i) \quad (5.3)$$

где γ_c - коэффициент условий работы в грунте, принимаемый равным 1;

γ_{cR} - коэффициент условий работы грунта под нижним концом ГЦЭ = 1;

A - Площадь опирания DSM = $0,5 \times 0,5 \times 3,14 = 0,785 \text{ м}^2$;

R - Расчетное сопротивление грунта под нижним концом свай, кПа, по таблице 1;

u - Периметр поперечного сечения ствола свай $3,14 \times 2 \times 0,5 = 3,14 \text{ м}$;

γ_{cf} - коэффициент условий работы грунта на боковой поверхности, зависящий от способа образования скважины и условий бетонирования и принимаемый СП РК 5.01-103-2013 [85] по таблице 3 равным 1;

f_i - расчетное сопротивление i -го слоя грунта на боковой поверхности ствола, кПа, принимаемое СП РК 5.01-103-2013 по таблице 2 [85];

Несущая способность в статике:

$$F_d = \gamma_c(\gamma_{cR} \times R \times A + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i) \quad (5.4)$$

$$F_d = 1(1 \times 3700 \times 0,785 + 3,14 \times 0,85 \times ((9,95 \times 1,6) + (48,0 \times 1,4) + (50,5 \times 1))) = 3240,2 \text{ кН}$$

$$N = \frac{F_d}{\gamma_K} = \frac{3240,2}{1,4} = 2314,4 \text{ кН} \quad (5.5)$$

где γ_K - коэффициент надежности, принимаемым равным 1,4.

Определение количества грунтоцементных колонн DSM (таблицы 5.3, 5.4).

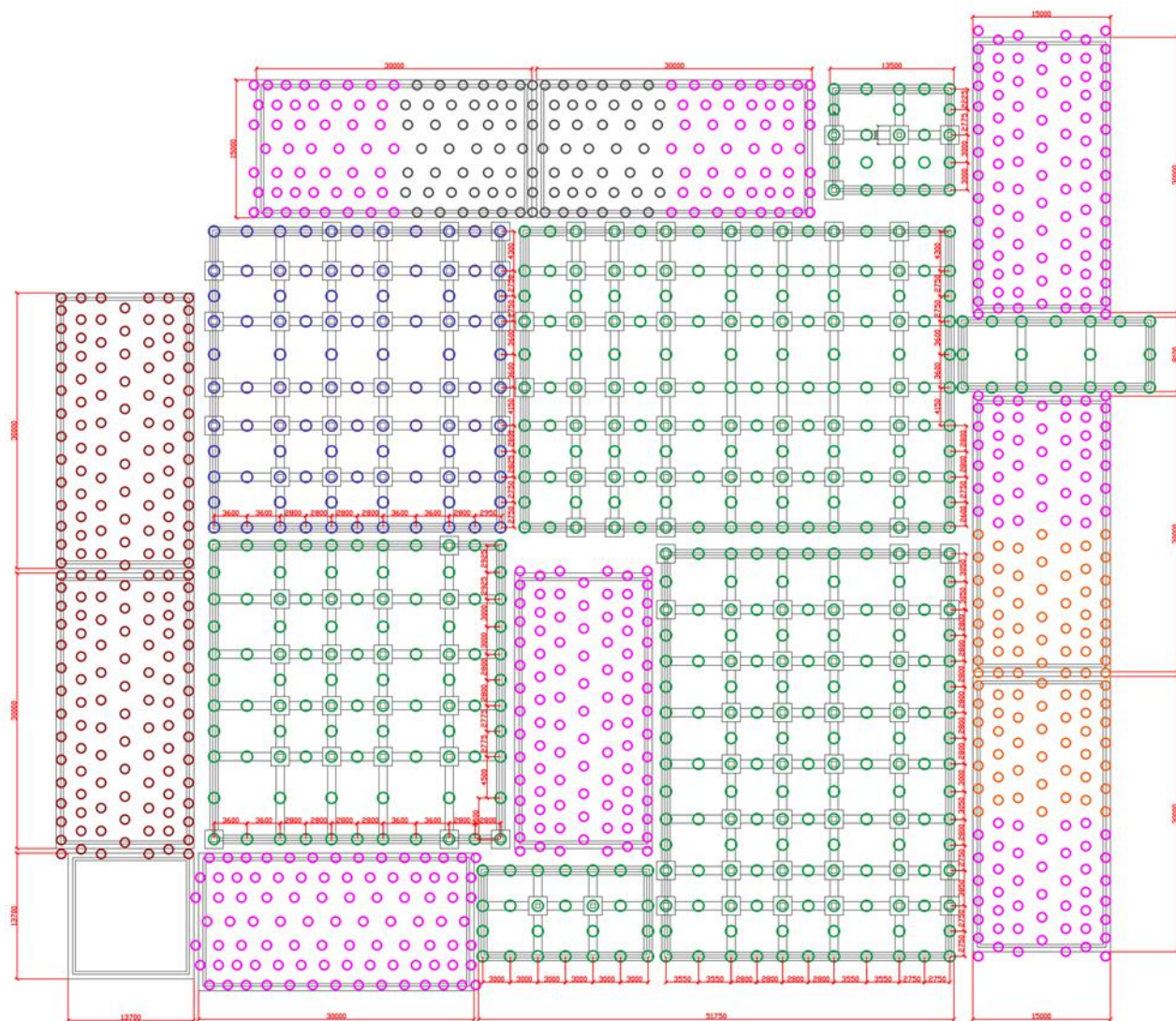
Таблица 5.3 – Нагрузки Блок 1-7,9-10

Нагрузки	PZ (т)	Кэф. сочетаний	Итоговая (т)
Собственный вес	4449,41	1,35	6006,7
Постоянные плиты	537,568	1,35	725,72
Постоянные, стены	634,775	1,35	856,95
Временные плиты (кат. А)	302,45	1,5	453,67
Временные плиты подвала (кат. В)	78,648	1,5	117,97
Временные плиты 1 этаж (кат. В)	76,285	1,5	114,43
Временная кровля (кат. Н)	16,3525	1,5	24,53
Грунт	252	1,35	378
Снег	39,2333	1,5	58,85
Общая	6386,722		8736,82

Таблица 5.4 – Требуемое количество DSM Ø1000 мм

Блок	По материалу (кН)	СП РК 5.01-103-2013 (кН)	Количество DSM (шт.)
Блок 1-2	1201	1611,4	87368,2/1201=73 Принято=90
Блок 3		1577,7	87368,2/1201=73 Принято=93
Блок 4-5		2170,7	87368,2/1201=73 Принято=90
Блок 6		2292,8	87368,2/1201=73 Принято=93
Блок 7		1611,8	87368,2/1201=73 Принято=93
Блок 9-10		1717.7	87368,2/1201=73 Принято=90
Примечание – Расстановка грунтоцементных колон DSM Ø1000 мм выполнена с учетом максимальных напряжений фундаментной плиты Блоков 1-7, 9-10			

Общая схема расположения DSM колонн по Блокам и Паркингу (рисунок 5.7), деформации (рисунок 5.8) и усилия DSM (рисунок 5.9), сводная таблица 5.5).



- DSM Ø1200 длиной 5м - 101 шт
 ○ DSM Ø1000 длиной 5м - 180 шт
- DSM Ø1200 длиной 4м - 451 шт
 ○ DSM Ø1000 длиной 4м - 463 шт
- DSM Ø1000 длиной 9,5м - 84 шт
 ○ DSM Ø1000 длиной 7м - 90 шт

Рисунок 5.7 – Общая схема расположения DSM колонн по Блокам и Паркингу
Общее количество DSM (1369 шт.)

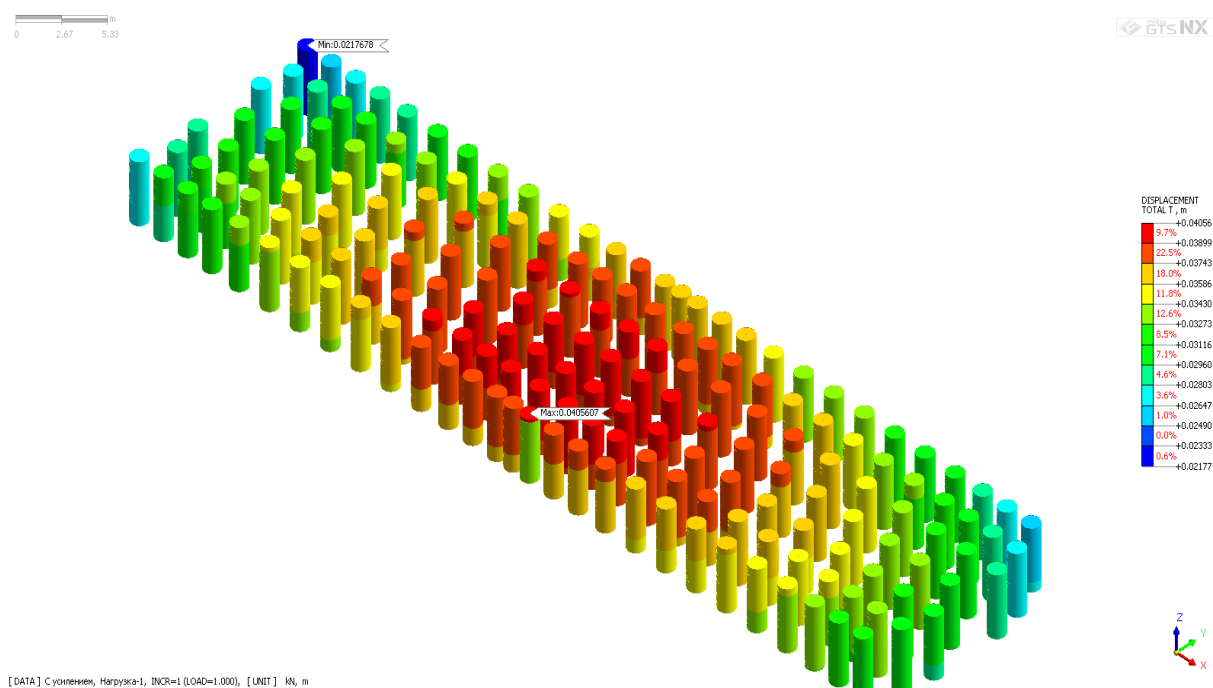


Рисунок 5.8 – Общие деформации DSM колон Блок 1-2

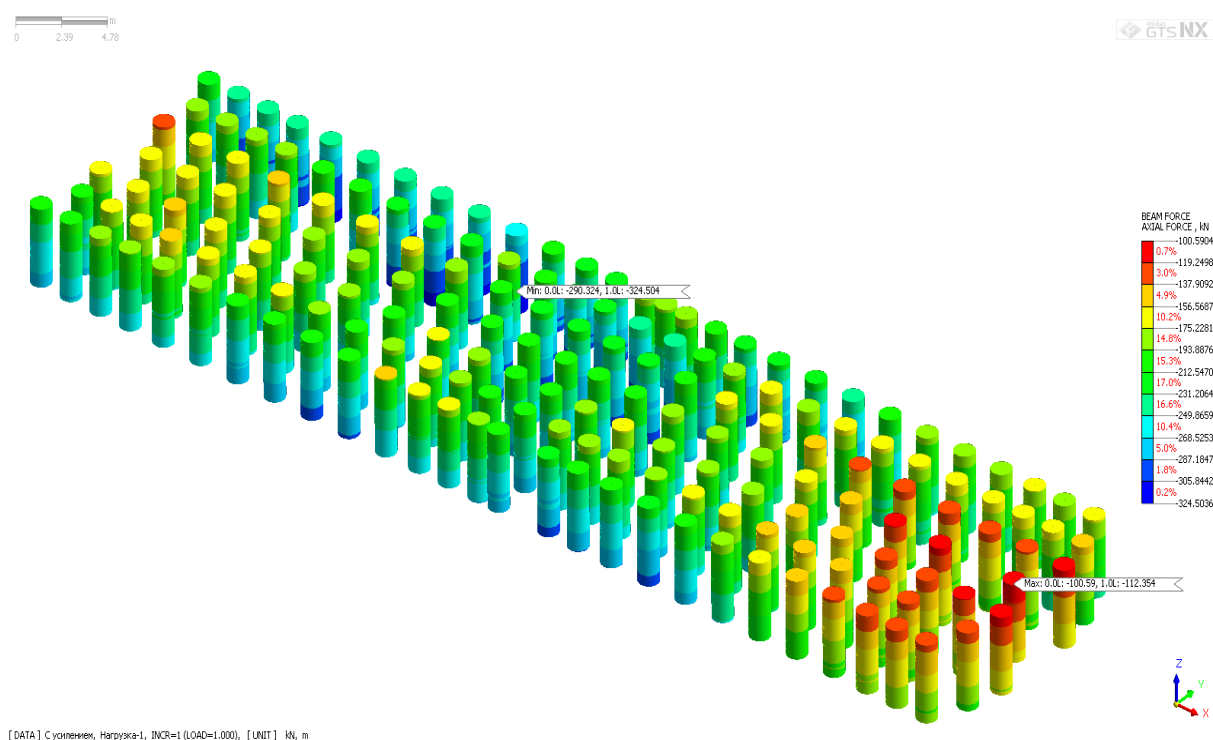


Рисунок 5.9 – Усилия в DSM колоннах Блок1-2

Таблица 5.5 – Сводная таблица по результатам расчета

Метод расчета	Блок	Напряжение под подошвой	Foundation		GTS Midas			Предельные деформации оснований	
			осадка фундамента	глубина сжимаемой толщи	осадка фундамента	деформации DSM	усилия DSM	максимальная осадка (S_{max} , u), см	относительная разность осадок фундамента
	№	кН/м ²	см	м	см	см	кН		
Без усилен	1-2	142,4	16,02	10,8	20,22	-	-	15	0,0012
С усилен			4,4	7,1	4,4	4,05	324,5	15	0,0004
Без усилен	3	142,4	16,46	10,2	17,3	-	-	15	0,0004
С усилен			4	8,5	3,6	3,3	228,7	15	0,0003
Без усилен	4-5	142,4	16,46	10,2	20,1	-	-	15	0,0013
С усилен			4	8,5	4,4	4,03	250,6	15	0,0004
Без усилен	6	142,4	13,8	12,7	17,04	-	-	15	0,0007
С усилен			5,05	7,6	3,4	3,15	205	15	0,0003
Без усилен	7	142,4	25,4	9,9	18,8	-	-	15	0,0013
С усилен			4,35	9,5	4,5	4,1	236	15	0,0004
Без усилен	8	54	-	-	19,6	-	-	15	0,003
С усилен			-	-	4,56	4,06	332	15	0,0004
Без усилен	9-10	142,4	24,5	10,9	19,6	-	-	15	0,002
С усилен			4,07	8,6	4,56	4,06	404	15	0,0004
Без усилен	парки нг	61-136	-	-	18,5	-	-	15	0,001
С усилен			-	-	4,38	4,04	247,6	15	0,0008

Выводы по расчету усиления грунтов основания по городу Алматы:

1. Согласно полученным результатам расчета без усиления основания:
 - максимальная осадка фундаментов Блоков 1-10 составляет от 17.04-20.22см, максимальные деформация фундаментов паркинга равна 18.5 см., что превышает предельно допустимую деформацию основания в соответствии с СП РК 5.01-102-2013 [85] таблица В.1 равную ($S_{max,u}=15$ см);
 - несущая способность грунта под подошвой фундамента не удовлетворяет условиям коэффициент использования $132.9 > 100\%$.
2. Необходимо провести мероприятия по усилению основания. В качестве упрочнения используется комбинированный метод, который включает в себя грунтовую подушку из гравийного грунта толщиной от 0.6 до 1.2 метра, а также глубинное перемешивание по методу DSM с диаметром $\varnothing 1000$ мм ($\varnothing 1200$ мм под паркингом) и длиной от 4,0 до 9,5 метров:
 - для достижения требуемого модуля деформации под Блоками 5-6 где толщина подушки составляет 0,6м рекомендуется применить гексагональную георешетку типа ТХ-180. Решетку следует уложить в теле грунтовой подушки на двух уровнях.
3. Согласно полученным результатам расчета с учетом упрочнения основания грунтоцементными колоннами получено:
 - максимальная деформация фундаментов Блоков 1-11 и паркинга составляет от 3.4-4.56см, что не превышает предельно допустимого значения деформации основания, указанного в соответствии с СП РК 5.01-102-2013, таблица В.1, которое составляет ($S_{max,u}=15$ см) [85];
 - относительная разность осадок ($\Delta s/L$) составляет ($0.0004 < 0.002$), что также не превышает требованиям СП РК 5.01-102-2013;
 - расчет по несущая способности в комбинированном основании при сейсмическом воздействии удовлетворяет условиям, коэффициент использования менее 100%;
 - максимальные усилия в DSM колоннах не превышают предельно допустимую нагрузку;
4. После усиления грунтов грунтоцементными армирующими элементами и устройством распределительной грунтовой подушки несущая способность и эксплуатационная пригодность основания всех блоков по результатам расчета обеспечена.

5.2 Рекомендации по упрочнению грунтов на объекте г. Шымкент

Строительная площадка находится в северо-восточной части города Шымкент. С геоморфологической точки зрения, территория расположена на аллювиально-пролювиальной равнине, характеризующейся слабо холмисто-увалистым рельефом. Согласно данным выработок на январь 2022 года, подземные воды (УПВ) не были обнаружены до глубины 47,0.

Физико-механические свойства грунтов. По номенклатурным характеристикам и физическим свойствам грунтов на участке до глубины 47,0 м выделены три инженерно-геологических элемента (ИГЭ)

ИГЭ-1–(арQII-IV) Супесь просадочная, мощностью 2,5-17,8 м.

ИГЭ-2-(арQII-IV) Супесь непросадочная, мощностью 2,0-25,0 м.

ИГЭ-3-(арQII-III) Галечниковый грунт, вскрытой мощностью 0,8-8,1 м.

Первый инженерно-геологический элемент представлен супесью просадочного типа.

Второй инженерно-геологический элемент представлен супесью непросадочного типа.

Третий инженерно-геологический элемент – галечниковый грунт, характеризующийся плотностью 2,20/2,20 г/см³, модулем деформации 40,0/40,0 МПа, удельным сцеплением 0/0 кПа и углом внутреннего трения 38/38 градусов.

Более детальная информация о грунтовых условиях изложена в первом разделе.

Программа GTS NX Midas. GTS NX – это специализированное программное обеспечение для моделирования взаимодействий между сооружениями и их основаниями с использованием метода конечных элементов. Программа GTS NX применяется для выполнения пошаговых расчетов при разработке выемок, насыпей, возведении сооружений, а также при моделировании загрузок и других воздействий, оказывающих влияние на проектирование и строительство.

Результаты расчета.

Нагрузки на здание Блок А представлены в таблице 5.6.

Таблица 5.6 Нагрузки на здание

Нагрузка с протокола расчета	Вид нагрузки	Значение (т)	Кэф. безопасности (1,35/1,5)
Собственный вес	Постоянная	32048,9	43266,02
Полы	Постоянная	13553,4	18297,09
Стены	Постоянная	6031,74	8142,849
Давление грунта	Постоянная	263,832	356,1732
Пом. Категории В	Временная	2602,68	3904,02
Пом. Категории С	Временная	6671,93	10007,9
Аварийная	Временная	18037,3	18037,3
Общая		792089,78	102011,3

Основные характеристики грунта, принятые для расчета, представлены в таблицах 5.7, 5.8.

Таблица 5.7 – Параметры грунта для расчета в модели Mohr Coulomb

Name	E (кПа)	ν	γ (кН/м ³)	Ko	C (кПа)	ϕ гр.	γ_{sat} (кН/м ³)	e_o
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Подушка	20000	0,3	19	0,65798	15	20	17,85	0,65
Засыпка	10000	0,33	17,5	0,690983	15	18	17,9	0,65
ИГЭ 1 (2м)	2286	0,35	15,8	0,65798	3,3	20	18,95	0,854
ИГЭ 1 (4м)	4160	0,35	16,6	0,625393	7,7	22	19	0,82

Продолжение таблицы 5.7

1	2	3	4	5	6	7	8	9
ИГЭ 1 (6м)	4260	0,35	16,5	0,65798	4,3	20	18,88	0,846
ИГЭ 1 (8м)	2647	0,35	16,4	0,65798	4,7	20	18,68	0,888
ИГЭ 1 (10м)	2671	0,35	16,3	0,625393	8	22	18,63	0,9
ИГЭ 2 (12-14м)	10919	0,35	18,2	0,470081	10,3	32	19,68	0,694
ИГЭ 1 (14-16м)	2730	0,35	16,2	0,609269	8	23	18,63	0,898
ИГЭ 2 (18м)	10277	0,35	18,6	0,470081	11	32	19,61	0,705
ИГЭ 2 (21м)	14932	0,35	19,2	0,455361	12	33	19,61	0,643
ИГЭ 2 (23м)	18861	0,35	18,8	0,455361	14	33	19,74	0,682
ИГЭ 2 (26м)	21838	0,35	17,8	0,455361	15	33	19,73	0,682
ИГЭ 2 (30м)	21838	0,35	19	0,455361	15	33	19,82	0,669
ИГЭ 3	35000	0,25	22	0,426424	1	35	22,8	0,6

Таблица 5.8 – Модель Elastic

Name	E (кПа)	ν	γ (кН/м ³)
Бетон	2,94E+07	0,2	25
DSM	381500	0,3	18.05

Общий вид расчетной схемы без усиления основания в GTS NX Midas представлены на рисунках 5.10, 5.11, 5.12.

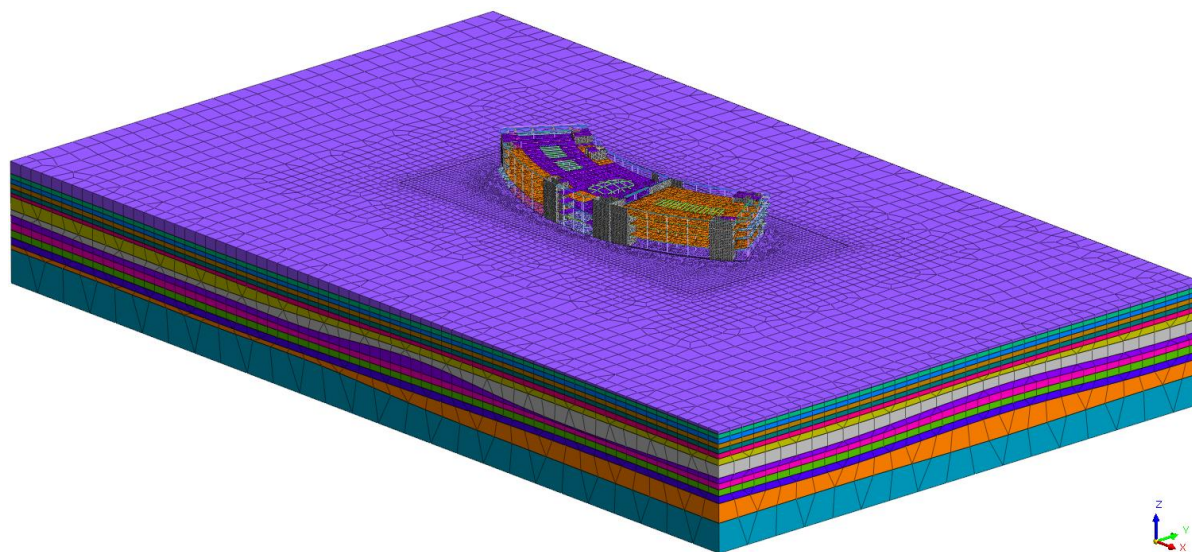


Рисунок 5.10 – Расчетная схема зданий и основания в GTS NX Midas

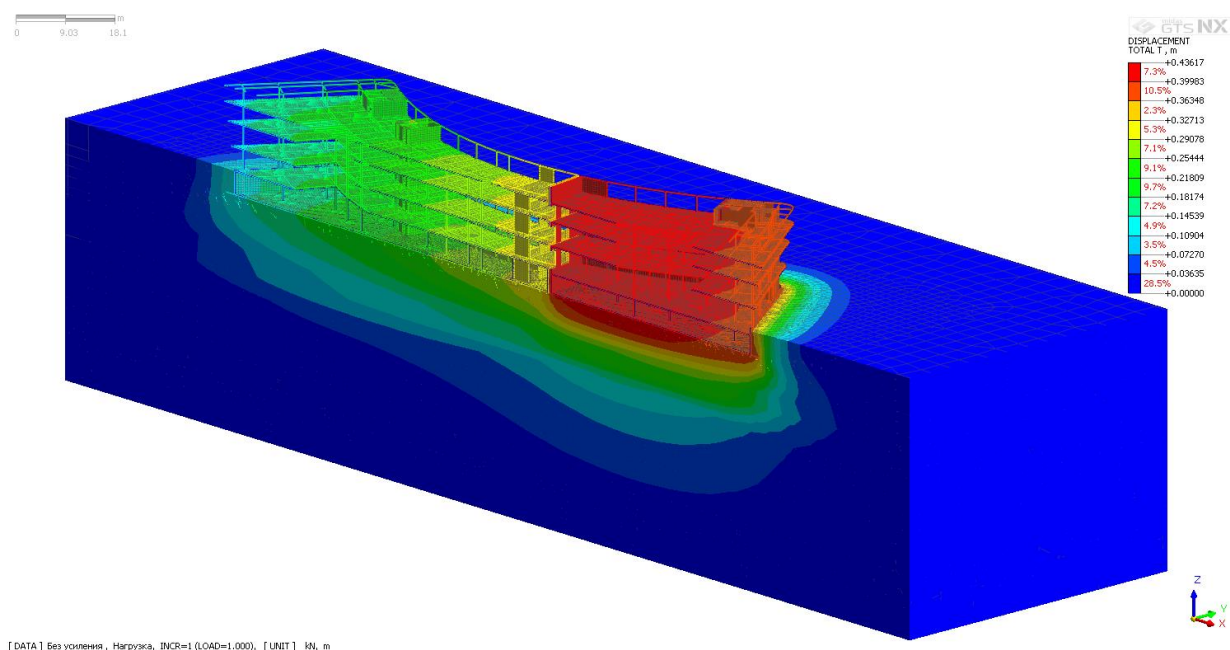


Рисунок 5.11 – Общие деформации основания здания

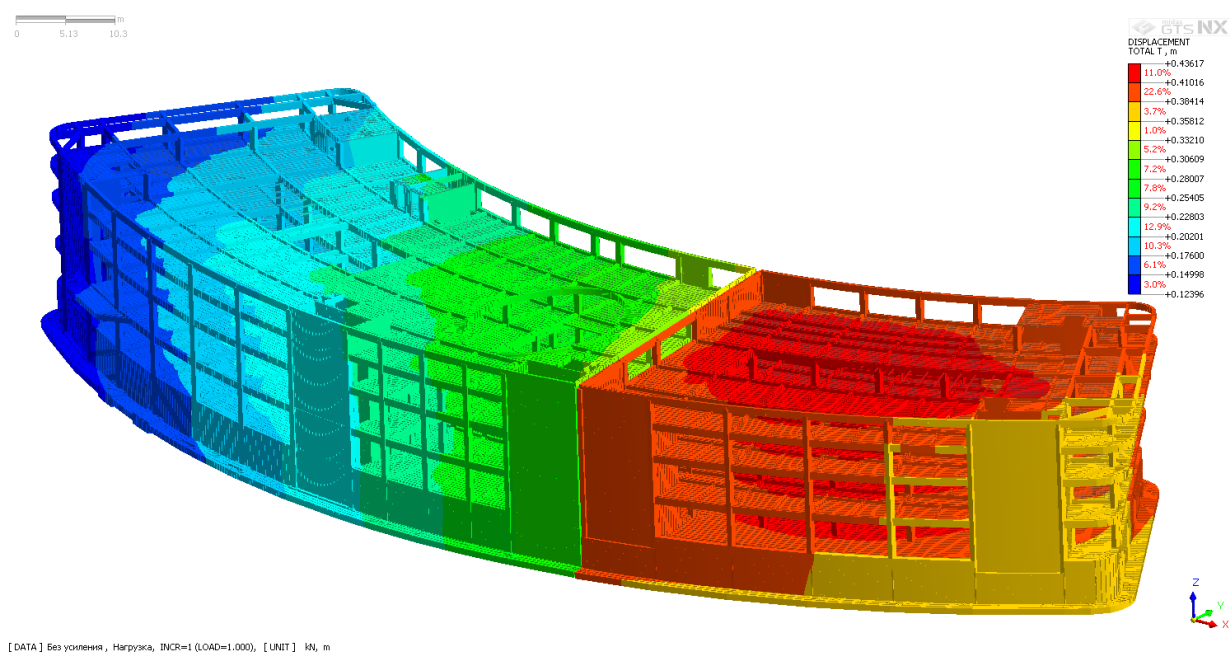


Рисунок 5.12 – Общие деформации Блока А
(Max 43.62см/ Min 12.40 см)

Расчет основания, упрочненного устройством грунтоцементных колонн
Аналитический расчет несущей способности грунтоцементной сваи по СП РК 5.01-103-2013 [85]. Расчетная схема одиночной DSM сваи представлена на рисунке 5.13. На рисунке 5.13 показаны расположение DSM колонн по разрезу 1-1.

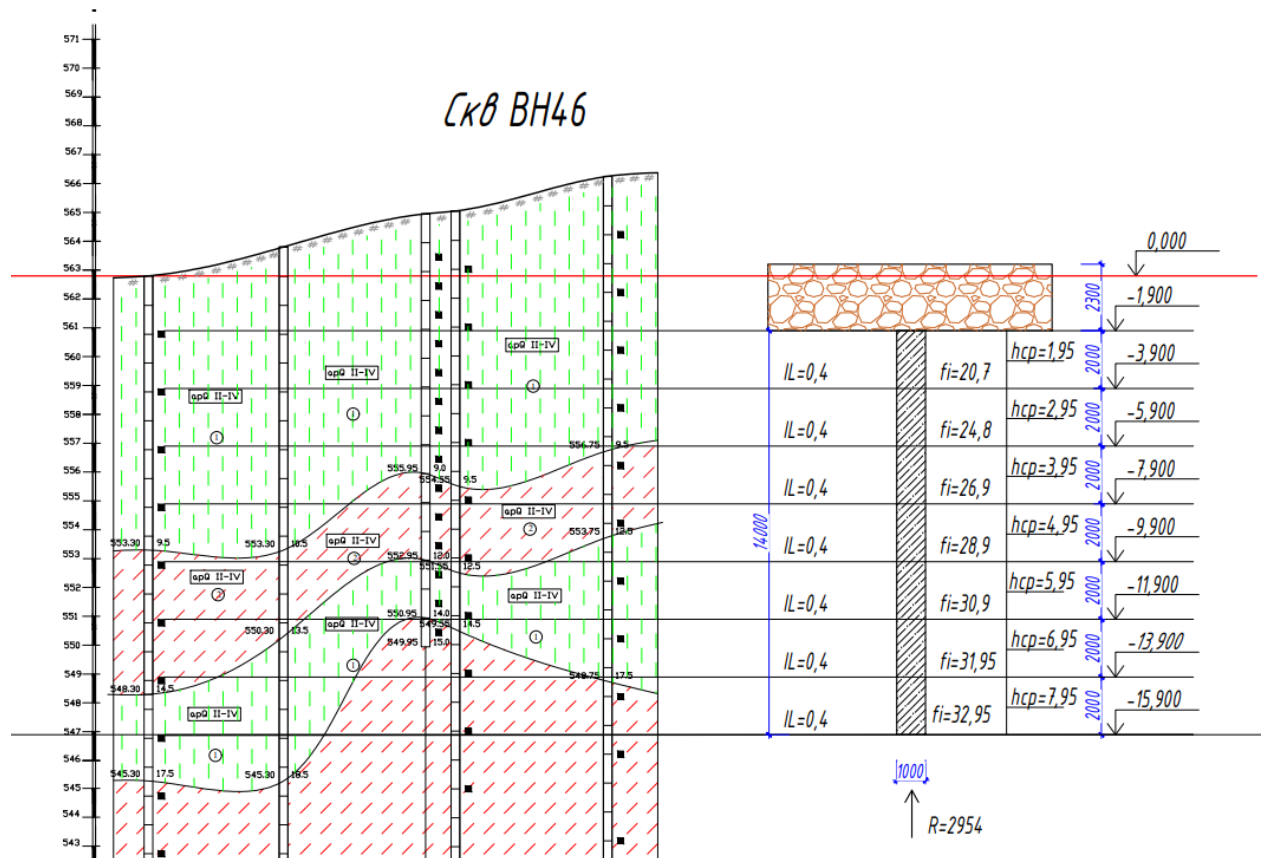


Рисунок 5.13 – Расчетная схема одиночной DSM сваи

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} \times R \times A + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i)$$

где γ_c - коэффициент условий работы DSM сваи в грунте, принимаемый равным 0.8;

γ_{cR} - коэффициент условий работы грунта под нижним концом DSM сваи = 1;

A - площадь опирания DSM сваи = $0,5 \times 0,5 \times 3,14 = 0,785 \text{ м}^2$;

R - расчетное сопротивление грунта под нижним концом DSM сваи, кПа,

u - периметр поперечного сечения ствола DSM сваи $3,14 \times 2 \times 0,5 = 3,14 \text{ м}$;

γ_{cf} - коэффициент условий работы грунта на боковой поверхности DSM сваи, зависящий от способа образования скважины и условий бетонирования и принимаемый СП РК 5.01–103-2013 [85] по таблице 3 равным 1;

f_i - расчетное сопротивление i -го слоя грунта на боковой поверхности ствола DSM сваи, кПа, принимаемое СП РК 5.01-103-2013 [85] по таблице 2;

Несущая способность одиночной DSM сваи

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} \times R \times A + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i),$$

$$F_d = 0,8 \times (1 \times 2954 \times 0,785 + 3,14 \times ((20,7 \times 2) + (24,8 \times 2) + (26,9 \times 2) + (28,9 \times 2) + (30,9 \times 2) + (31,95 \times 2) + (32,95 \times 2))) = 2845,342 \text{ кН}$$

Расчетная допускаемая нагрузка:

$$N = \frac{F_d}{\gamma_K} = \frac{2845,342}{1,4} = 2032,387 \text{ кН}$$

где γ_K - коэффициент надежности, принимаемым равным 1,4.

Несущая способность грунтоцементных столбов DSM по материалу

$$f_{cd} = 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_m} A_b;$$

где f_{cd} – расчетная прочность грунтоцемента на 1 элемент в возрасте 56 суток.

f_{ck} – нормативная прочность грунтоцемента в возрасте 56 суток составляет 3140 кН/м². Это значение подтверждено результатами лабораторных испытаний грунтоцемента, проведенных в аналогичных грунтовых условиях города Шымкент [83, р. 101148].

0,85 – коэффициент надежности по назначению для длительных нагрузок;

γ_m – коэффициент надежности по материалу, равный 1,5 для постоянных и временных нагрузок, 1,3 – для кратковременных нагрузок [85];

A_b – Площадь сечения 0,785 м²

$$f_{cd} = 0.85 \frac{3140}{1.5} 0,785 = 1396,78 \text{ кН}$$

Количество грунтоцементных столбов DSM

$$N = \frac{F_{здания}}{N_d} = \frac{102011,3}{1396,78} = 730 \text{ шт.}$$

где N – количество грунтоцементных свай DSM Ø1000 мм;

$F_{здания}$ – Общий вес здания;

N_d – Расчетная допускаемая нагрузка, принята как наименьшая по материалу.

С учетом симметричности конструктивно принято количество 820 шт. План расположение DSM колон Блока А представлен в (Приложении Д).

Выводы по расчету в городе Шымкент:

1. Расчетом получено, что без усиления основания Блока А имеет максимальную осадку фундаментной плиты ($S_{max,u}=43.06 \text{ см} > 22.5 \text{ см}$), максимальная относительная разность осадок ($\Delta s/L$) составляет ($0.0032 > 0.0030$), что превышает предельные значения по СП РК 5.01-102-2013 (Приложению Е) [85]. Общие деформации основания здания в коллонах блока А показаны на рисунках 5.14, 5.5, 5.16, 5.17.

2. Согласно полученным результатам расчета с упрочнением основания грунтоцементными сваями DSM Ø1000мм – длина элементов составила 14 м, количество 820 шт.

3. При этом максимальная осадка фундаментной плиты Блока А ($S_{\max, u} = 17.76 \text{ см} < 22.5 \text{ см}$); Максимальная относительная разность осадок ($\Delta s/L$) составляет ($0.0021 < 0.0030$), что не превышает предельным значениям по СП РК 5.01-102-2013 [85].

4. Максимальные усилия в грунтоцементных сваях DSM Ø1000мм не превышают предельно допустимую нагрузку $1384.2 \text{ кН} < 1396.8 \text{ кН}$.

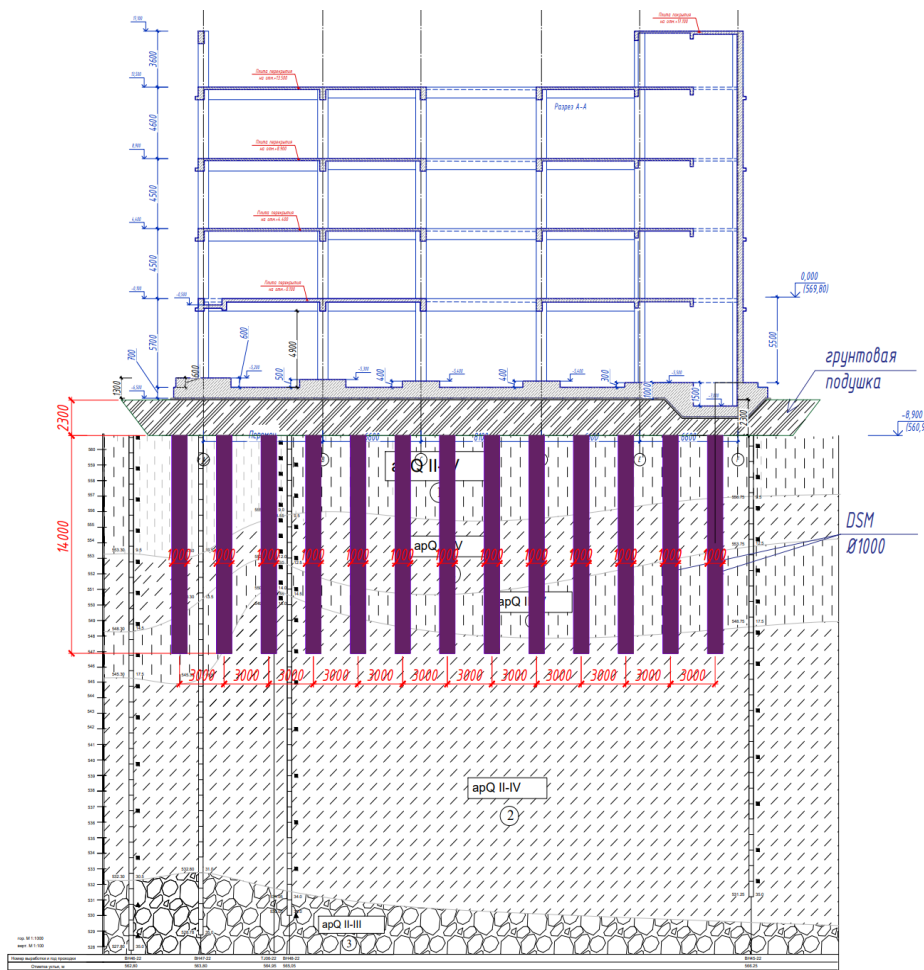


Рисунок 5.14 – Расположение DSM колонн по разрезу 1-1

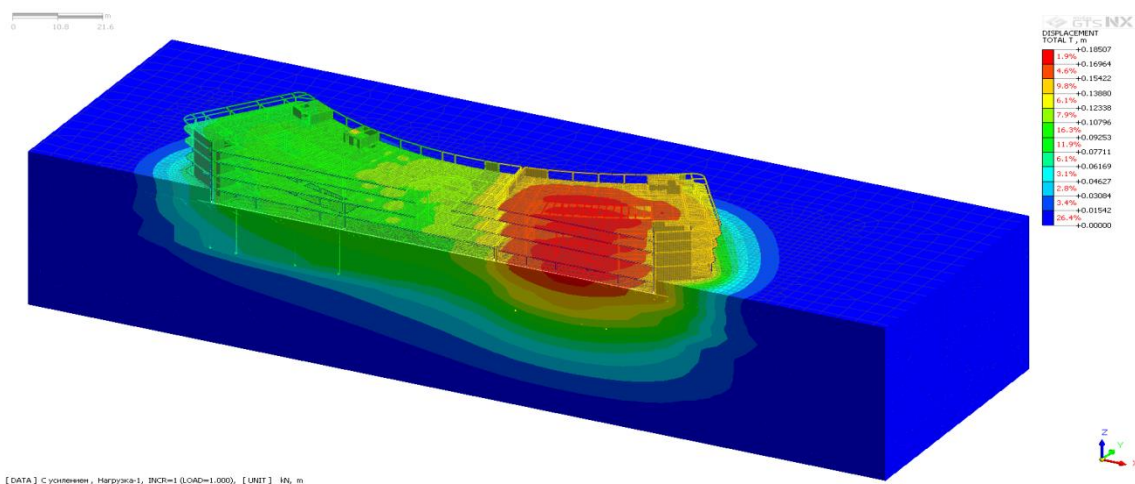


Рисунок 5.15 – Общие деформации основания здания

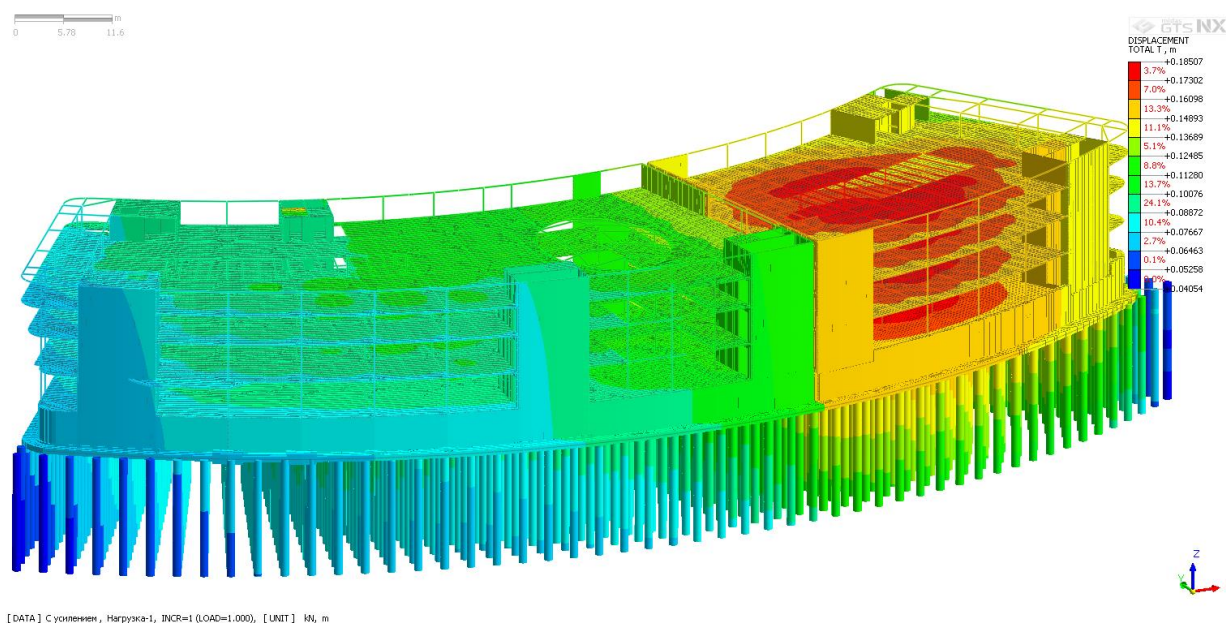


Рисунок 5.16 Общие деформации Блока А
(Max 18.50см/ Min 4.05 см)

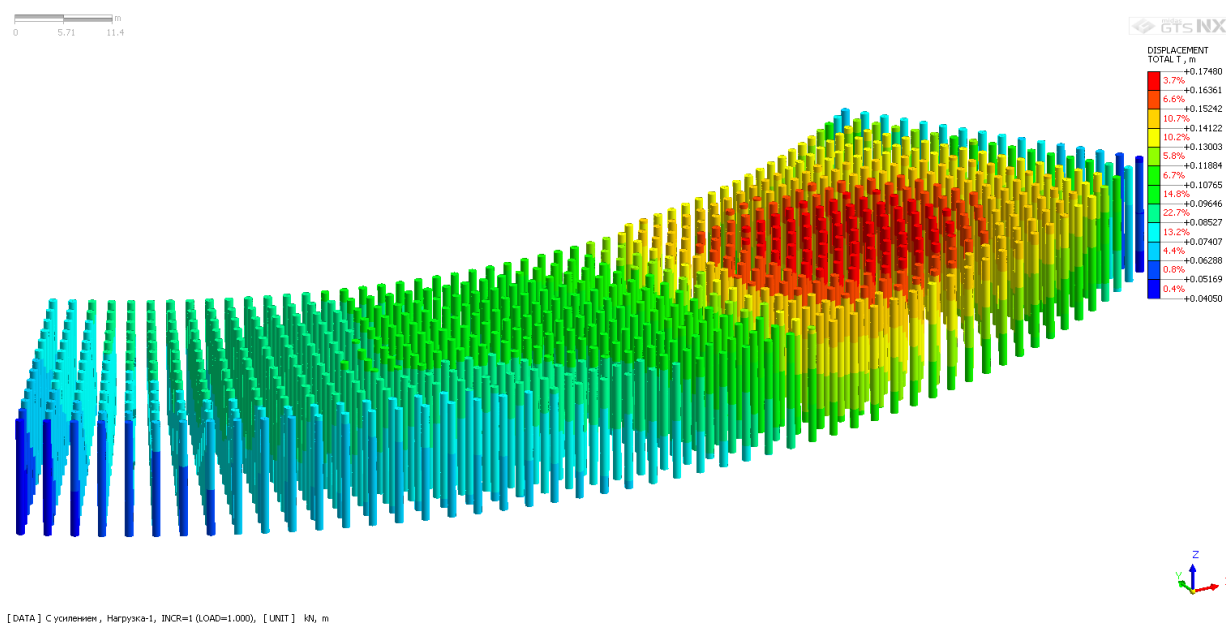


Рисунок 5.17 – Общие деформации DSM колоннах
(Max 17.48 см/ Min 4.05 см)

Результаты программного расчёта на примере г. Алматы и Шымкента приведены в приложении Е.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Значительная часть территории южного Казахстана, активно застраиваемой в настоящее время, находится на грунтах со специфическими характеристиками. К таким грунтам относятся просадочные, лессовые, набухающие и переувлажненные слабые грунты. Из опыта строительной практики известно, что в таких условиях необходимы меры по упрочнению грунтов оснований для обеспечения устойчивости зданий.

2. Большая часть интенсивно застраиваемой территории южного Казахстана расположена на грунтах со специфическими свойствами. К ним относятся просадочные, лессовые, набухающие и переувлажненные слабые грунты. Из строительной практики известно, что при строительстве зданий в таких условиях требуются мероприятия по упрочнению грунтов оснований.

3. Для закрепления грунтов в стеснённых условиях городской застройки рекомендуется к применению инъекционная технология. Это связано с использованием компактного оборудования и достаточной эффективностью процесса упрочнения. Рекомендуются к применению следующие двухкомпонентные полиуретановые составы Геориг: для твёрдых и полутвёрдых глин – Геориг 082/180, для пластичных и текучих – Геориг 082/290, для песков – Геориг 230, для гравийных грунтов – Геориг 082/90. Для инъекций используются анкерные штанги ИВО: тип R32S – для гравийных грунтов, тип R32N – для глинистых и песчаных. Расход Геориг составляет: для твёрдых суглинков – 100 кг/м³, тугопластичных – 300 кг/м³, мягкопластичных – 600 кг/м³; для песков – 100 кг/м³, гравийных грунтов – 150-200 кг/м³, твёрдых глинистых – 180-200 кг/м³.

4. Получено, что средняя плотность упрочненного грунта в целом уменьшается. Это объясняется тем, что после введения смолы Геориг происходит ее расширение и увеличение объема. Начальная плотность уменьшается и составляет 1,28 т/м³ с глубины 0,9 и до 1,48 т/м³ на глубине 4,2 м. Считаем, что чем ближе к поверхности, тем меньше природное давление и тем больше вероятность разуплотнения грунта при вспенивании материалом Геориг.

5. В тоже время вследствие введения материала Геориг происходит структурирование текстуры грунта, и он переходит из класса дисперсных в класс полускальных грунтов. Прочность структурированного грунта повышается и характеризуется пределом прочности на одноосное сжатие R. Исследованиями установлено, что значение R по глубине меняется от 1,94 МПа на глубине 0,9 м до 4,57 МПа на глубине 4,2 м. Эти данные свидетельствуют о достаточном наборе прочности вследствие инъектирования.

6. Применение технологии мокрого глубинного перемешивания для упрочнения грунтов основания в регионах Казахстана является пионерным процессом и поэтому определение физико-механических параметров упрочняющих элементов является обязательным и необходимым для качественной оценки фактической несущей способности упрочненных массивов.

7. Для проведения испытаний подготовлены опытные грунтоцементные колонны, из которых отобраны образцы по высоте до 2-х метров от устья колонн в горизонтальном и вертикальном направлении. В связи с тем, что уровень

грунтовых вод на объекте располагается в непосредственной близости от начала сваи, область для отбора образцов была ограничена началом этого уровня. Испытания по определению предела прочности проводились в приборах одноосного в естественном и выдержанном в воде состоянии.

8. Анализ испытаний показал, что в свае №1 предел прочности зависит от влажности, что подчеркивает необходимость её учета при оценке механических характеристик. В верхней части сваи №2 наблюдается перемешивание крупного песка, что объясняет отсутствие изменений предельной прочности при разной влажности. Увеличение содержания песка не влияет на прочностные характеристики при водонасыщении. По данным №3 сваи можем заметить, что природный уровень грунтовых вод возможно оказывает влияние на прочность грунтоцемента.

9. КазГАСА и КазНИИСА провели исследования грунтоцементных колонн на опытных строительных площадках, отбирая образцы с глубины 2-3 метра для испытаний в приборах одноосного и трёхосного сжатия. Результаты показали анизотропию прочности на 20-28% и снижение прочности при водонасыщении до 10%.

10. Лабораторные исследования на моделях колонн в масштабе 1:10 с различными типами армирования продемонстрировали значительное повышение несущей способности материала. Повышение составило 100-150% от несущей способности без армирования. Недостатком выполненного физического моделирования является отсутствие бокового обжатия, характерного для работы DSM в грунтах. Исследования по испытанию моделей колонн с учетом бокового обжатия в настоящее время продолжаются.

11. Достоверность результатов лабораторных исследований подтверждена аналитическими расчетами в ПК PLAXIS 3D. В расчетах использованы параметры, сопоставимые с параметрами и размерами колонн, используемых в физических моделях. Результаты расчетов подтвердили эффективность применения армирования грунтоцементных колонн более жесткими материалами. Получены данные по уменьшению деформаций и повышению несущей способности колонн DSM.

12. Исходя из результатов проведенных испытаний, сложно сделать однозначные выводы из-за ограниченного количества образцов, доступных для анализа. Для полноценного понимания поведения грунтоцемента в подобных инженерно-геологических условиях необходимо провести дополнительные испытания. Это позволит получить более обширные данные и более точно оценить характеристики материала, что в свою очередь способствует разработке более эффективных решений и обеспечению усиления основания.

13. Испытания геосинтетических материалов при кинематическом приложении растягивающей нагрузки показали, что для всех материалов наблюдается снижение прочности при разрыве. Для георешеток и геосеток различных типов это снижение варьировалось в пределах от 28 до 42%. Относительное удлинение при разрыве уменьшилось на 8,6% для гексагональной георешетки и на 30% для двухосной георешетки. Для одноосной георешетки было зафиксировано увеличение относительного удлинения.

Прочность геотекстиля при разрыве снизилась на 15,7%, при этом относительное удлинение увеличилось на 26,5%. Полученные данные отражают поведение материалов при длительном воздействии растягивающей нагрузки.

14. Испытаниями на модифицированном сдвиговом приборе на примере исследований с гравелистым грунтом показано, что эффективность повышения механических свойств грунтовых подушек, упрочненных геосинтетическими материалами зависит от точности определения свойств на границе геосинтетик – грунт. Такие исследования должны быть продолжены с другими видами грунтов.

15. Данные, представленные в диссертации, отражают результаты применения рассматриваемых методов укрепления грунтов только в статических условиях. Влияние сейсмического воздействия на упрочненное основание может выявить факторы, которые внесут коррективы в работоспособность упрочненных грунтовых массивов в целом. Эти факторы подлежат изучению в следующих наших исследованиях и использованы в рекомендациях для реальных проектов.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

- 1 Козлов И.Е., Никитин А.В. Методы и технологии укрепления грунтов: механические и физические подходы // Геотехническая механика. – 2015. – Т.21, №3. – С. 225-232.
- 2 Курбатов, В.И. Методы армирования и укрепления грунтов: обзор физических и механических методов // Геотехническое проектирование. – 2018. – Т. 8, №1. – С. 98-104.
- 3 Han J. Principles and practice of ground improvement. – Hoboken, 2015. – 432 p.
- 4 Hamza M. et al. Strengthening potential of xanthan gum biopolymer in stabilizing weak subgrade soil // Clean Technol Environ Policy. – 2022. – Vol. 24, Issue 9. – P. 2719-2738.
- 5 Петренко В.Д., Андреев В.С., Харченко В.В. Порівняльний аналіз технологій влаштування мікропальпід час підсилення слабких ґрунтових основ // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – 2021. – №19. – С. 69-77.
- 6 Marto A., Oghabi M., Eisazadeh A. The Effect of Geogrid Reinforcement on Bearing Capacity Properties of Soil Under Static Load; A Review // Electronic Journal of Geotechnical Engineering. – 2013. – Vol. 18. – P. 1881-1898.
- 7 Hamza M. et al. Strengthening potential of xanthan gum biopolymer in stabilizing weak subgrade soil // Clean Technol Environ Policy. – 2022. – Vol. 24, Issue 9. – P. 2719-2738.
- 8 Сабри М.М., Шашкин К.Г., Захарьин Е. и др. Стабилизация грунтов и восстановление фундамента с использованием расширяющейся полиуретановой смолы // Инженерно-строительный журнал. – 2018. – №6(82). – С. 68-80.
- 9 Razeghi H.R., Ensani A. Clayey Sand Soil Interactions with Geogrids and Geotextiles Using Large-Scale Direct Shear Tests // International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering. – 2023. – Vol. 9, Issue 2. – P. 24-1-24-16.
- 10 Jumadilova S.Zh. Injection of two-component Geopur resin for strengthening sandy soils // qazbsqa. – 2024. – Vol. 3, Issue 93. – P. 95-106.
- 11 Джумадилова С.Ж. Способы защиты фундаментов от коррозии их преимущества и недостатки // Вестник Казахской головной архитектурно-строительной академии. – 2017. – №3(65). – С. 209-213.
- 12 Sandberg M. et al. Numerical and experimental analysis of resin-flow, heat-transfer, and cure in a resin-injection pultrusion process // Compos Part A Appl Sci Manuf. – 2021. – Vol. 143. – P. 106231.
- 13 Sabri M.M., Shashkin K.G. The mechanical properties of the expandable polyurethane resin based on its volumetric expansion nature // Magazine of Civil Engineering. – 2020. – Vol. 98, Issue 6. – P. 9811-1-9811-13.
- 14 Dominijanni A. et al. The use of dynamic probing tests and cone penetration tests to verify the effectiveness of expanding polyurethane resin injections for ground improvement // Cone Penetration Testing 2022: proceed. of the 5th internat. sympos. – Bologna, 2022. – P. 907-912.

- 15 Dirgėlienė N., Kordušas V. Stabilization of Soil Using Polyurethane Resin Injection Technology // *Lecture Notes in Civil Engineering*. – 2024. – Vol. 392. – P.605-611.
- 16 Малинин А.Г. Струйная цементация грунтов. – Пермь: Пресстайм, 2020. – 234 с.
- 17 Schaefer V.R. et al. Ground modification methods: reference manual. – Washington, 2017. – Vol. 2. – 550 p.
- 18 Shukla S.K. An Introduction to Geosynthetic Engineering. – London, 2017. – 472 p.
- 19 Hausmann M.R. Engineering Principles of Ground Modification. – NY., 1990. – 632 p.
- 20 Nuzhdin L.V., Kuznetsov A.A. Reinforcement of foundation soils with vertical rods // *Proceed. of the internat. semin. on soil mechanics, foundation engineering and transport structures*. – M., 2000. – P. 204-206.
- 21 Mirsayapov I.T., Sharafutdinov R.A. Stress-strain state of the soil foundation reinforced with vertical and horizontal elements // *News of KGA-SU*. – 2017. – Vol. 1, Issue 39. – P. 153-158.
- 22 Kleveko V.I. Study of the work of reinforced clay foundations // *Bulletin of PNIPU Construction and Architecture*. – 2014. – Vol. 4. – P. 101-110.
- 23 Ofrihter V.G. et al. Methods of construction of reinforced soil structures. – Perm, 2010. – 145 p.
- 24 Kodsı S.A., Oda K., Awwad T. Viscosity effect on soil settlements and pile skin friction distribution during primary consolidation // *International Journal of Geomate*. – 2018. – Vol. 15, Issue 52. – P. 152-159.
- 25 Miyoshi A., Hirayama K. Test of solidified columns using a combined system of mechanical churning and jetting // *Grouting and deep mixing: procced. conf.* – Tokyo, 1996. – P. 743-748.
- 26 Okumara R. et al. Deep mixing method as a liquefaction prevention measure // *Grouting and deep mixing: procced. conf.* – Tokyo, 1996. – P. 521-526.
- 27 Kazemain S. et al. Review of soft soils stabilization by grouting and injection methods with different chemical binders // *Scientific Research and Essays*. – 2012. – Vol. 7, Issue 24. – P. 2104-2111.
- 28 Babasaki R., Terashi M. et al. JGS TC report: factors influencing the strength of improved soil // *Grouting and deep mixing: procced. conf.* – Tokyo, 1996. – P. 913-918.
- 29 Ulitsky V.M et al. Formation of piles with set strength characteristics // *Grouting and deep mixing: procced. conf.* – Tokyo, 1996. – P. 773-776.
- 30 Lambrechts J.R., Ganse M.A., Layhee C.A. Soil Mixing to Stabilize Organic Clay for I-95 Widening, Alexandria, VA // *Procced. 3rd internat. conf. on Grouting and Ground Treatment*. – Peston, 2003. – P. 575-585.
- 31 Esrig M.I., Mac Kenna P.E., Forte E.P. Ground Stabilization in the United States by the Scandinavian Lime Cement Dry Mix Process // *Procced. 3rd internat. conf. on Grouting and Ground Treatment*. – Peston, 2003. – P. 501-514.

- 32 Holm G. Keynote lecture: Applications of dry mix methods for deep soil stabilization // In book: Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization. – London, 1999. – P. 1-12.
- 33 Porbaha A. State of the art in deep mixing technology. Part IV: Design considerations // Ground Improvement. – 2000. – Vol. 4, Issue 3. – P. 111-125.
- 34 Филимонов Е.А., Устинов А.А. Эффективные технологии устройства оснований фундаментов сооружений на слабых водонасыщенных глинистых грунтах // Вестник МГСУ. – 2011. – №5. – С. 297-300.
- 35 Тер-Мартirosян З.Г., Струнин П.В. Усиление слабых грунтов в основании фундаментных плит с использованием технологии струйной цементации грунтов // Вестник МГСУ. – 2010. – №4. – С. 310-315.
- 36 Lorenzo G.A., Bergado D.T., Soralump S. New and economical mixing method of cement-admixed clay for DMM application // Geotechnical Testing Journal. – 2005. – Vol. 29, Issue 1. – P. 54-63.
- 37 Lorenzo G.A., Bergado D.T. Fundamental Parameters of Cement-Admixed Clay – New Approach // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. – 2004. – Vol. 130, Issue 10. – P. 1042-1050.
- 38 Horpibulsuk S., Miura N., Nagaraj T.S. Assessment of strength development in cement-admixed high water content clays with Abrams' law as a basis // Geotechnique. – 2003. – Vol. 53, Issue 4. – P. 439-444.
- 39 O'Neill M.W., Poormoayed N. Methodology for foundations on expansive clays. // Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE. – 1980. – Vol. 106. – P. 1345-1367.
- 40 Fredlund D. et al. An Overview of Unsaturated Soil Behaviour // Proceed. ASCE Specialty Session Unsaturated Soil Properties. – Dallas, 1993. – P. 1-32.
- 41 Rao R.R., Rahardjo H., Fredlund D.G. Closed-form heave solutions for expansive soils // Journal of Geotechnical Engineering. – 1988. – Vol. 114, Issue 5.- P. 749-766.
- 42 Åhnberg H., Johansson S.-E. Increase in strength with time in soils stabilised with different types of binder in relation to the type and amount of reaction products // <https://ru.scribd.com/document/338643708/SGI>. 10.10.2023.
- 43 Kitazume M., Terashi M. The Deep Mixing Method. – Boca Raton, 2013. – 436 p.
- 44 Halkola H. Keynote lecture: quality control for dry mix methods // Proceed. internat. conf. on dry mix methods for deep stabilization. – Stockholm, 1999. – P. 285-294.
- 45 Hosoya Y., Nasu T. et al. JGS TC report: an evaluation of the strength of soils improved by DMM // Proceedings of IS-Tokyo. – 1996. – Vol. 96, Issue 2. – P. 919-924.
- 46 Rathmayer H. Deep mixing methods for soft subsoil improvement in the Nordic countries // Grouting and deep mixing: proceed. conf. – Tokyo, 1996. – P. 453-459.
- 47 Ramana K.V. Expansive Soils: Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering // Eng Geol. – 1993. – Vol. 35, Issue 1-2. – P. 136-138.
- 48 Chen F.H. Foundations on Expansive Soils. – Amsterdam, 1975. – 295 p.

- 49 Cuelho E., Perkins S. Field Investigation of Geosynthetics Used for Subgrade Stabilization. – Virginia, 2009. – 143 p.
- 50 Zhao Y., Xu D., Liu H. Study of interaction behavior between geogrids and sand with simple shear test // *Yanshilixue Yu Gongcheng Xuebao/Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*. – 2018. – Vol. 37. – P. 3722-3728.
- 51 Hasen N.A., Abbas J.K. Experimental study of shallow foundation settlement under dynamic load in reinforced sandy soil // *Proceedings on Engineering Sciences*. – 2024. – Vol. 6, Issue 1. – P. 171-178.
- 52 Adams M.T., Collin J.G. Large-scale model spread footing load tests on geogrid-reinforced sand foundations // *Transportation Research Record*. – 1997. – Vol. 1589. – P. 36-41.
- 53 Demir A. et al. Experimental and numerical analyses of circular footing on geogrid-reinforced granular fill underlain by soft clay // *Acta Geotech*. – 2014. – Vol. 9, Issue 4. – P. 711-723.
- 54 ГОСТ 32491-2013. Материалы геосинтетические. Метод испытания на растяжение с применением широкой ленты. – Введ. 2015-01-01. – М., 2014. – 17 с.
- 55 Sadat Taghavi S.H., Mosallanezhad M. Experimental analysis of large-scale pullout tests conducted on polyester anchored geogrid reinforcement systems // *Canadian Geotechnical Journal*. – 2017. – Vol. 54, Issue 5. – P. 605-753.
- 56 Maegawa K., Yokota T., Van P.T. Experiments on rockfall protection embankments with geogrids and cushions // *International Journal of GEOMATE*. – 2011. – Vol. 1, Issue 1. – P. 19-24.
- 57 Zakarka M., Skuodis Š., Dirgėlienė N. Triaxial Test of Coarse-Grained Soils Reinforced with One Layer of Geogrid // *Applied Sciences*. – 2023. – Vol. 13, Issue 22. – P. 12480-1-12480-14.
- 58 Alotaibi E. et al. Geogrid bridging over existing shallow flexible PVC buried pipe – Experimental study // *Tunnelling and Underground Space Technology*. – 2021. – Vol. 113, Issue 3. – P. 103945.
- 59 Tegeler M. Composite Geosynthetic Design Used to Protect Expansion Levee // *International Erosion Control Association: proced. 38th internat.l Erosion Control Association conf. and Expo 2007 (Environmental Connection 2007)*. – Reno, 2007. – P. 138-157.
- 60 William D. Lawson et al. Pullout Resistance Factors for Inextensible Mechanically Stabilized Earth Reinforcements in Sandy Backfill // *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. – 2013. – Vol. 2363, Issue 1. – P. 21-29.
- 61 Cuelho E. V., Perkins S.W., von Maubeuge K. Full-Scale Field Study of Geosynthetics Used As Subgrade Stabilization // *Procced. Geo-Frontiers Congr.* – Dallas. 2011. – P. 4703-4712.
- 62 Джумадилова С.Ж. и др. Исследования влияния армирования геосинтетическими материалами на прочность грунтов в условиях трехосного сжатия и одноплоскостного среза // *qazbsqa Хабаршысы*. – 2024. – №3(93). – С. 121-139.

- 63 Джумадилова С.Ж. и др. Исследование физико-механических свойств геосинтетических материалов применительно для работы в грунтовых основаниях // Вестник АО «КазНИИСА». – 2023. – №4(10, 11, 12). – С. 78-94.
- 64 Meyerhof G.G., Hanna A.M. Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load. // Canadian Geotechnical Journal. – 1978. – Vol. 15, Issue 4. – P. 565-572.
- 65 Джумадилова С.Ж. и др. Использование геосинтетической арматуры для повышения несущей способности грунтов // Вестник АО «КазНИИСА». – 2023. – №6(17). – С. 120-134.
- 66 Hossain M.Z. A comparative study on pullout behavior of reinforcements for effective design of reinforced soil structures // International Agricultural Engineering Journal. – 2007. – Vol. 16, Issue 3-4. – P. 123-138.
- 67 Gnanendran C.T., Gopalan M.K., Lo S.C.R. Prediction of pullout behaviour of geosynthetic reinforcement in sandy soils // <https://onepetro.org/ISRMIS/proceedings-abstract/IS00/All-IS00/50415>. 10.10.2023.
- 68 Tatlisoz N., Edil T.B., Benson C.H. Interaction between Reinforcing Geosynthetics and Soil-Tire Chip Mixtures // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. – 1998. – Vol. 124, Issue 11. – P. 1109-1119.
- 69 Хомяков В.А. Исследование прочности и устойчивости грунтовых массивов: дис. док. техн. наук: 05.23.02. – Алматы, 2010. – 98 с.
- 70 ГОСТ 12248.2-2020. Грунты. Определение характеристик прочности методом одноосного сжатия. – Введ. 2021-06-01. – М., 2020. – 11 с.
- 71 Jumadilova S.Zh. et al. Technology for strengthening soil materials using two-component polyurethane material GEOPUR // Qazbsqa. – 2024. – Vol. 1, Issue 91. – P. 65-77.
- 72 ГОСТ 30416-2020. Грунты. Лабораторные испытания. Общие положения. – Введ. 2021-01-09. – М., 2020. – 22 с.
- 73 ГОСТ 28570-2019. Бетоны. Методы определения прочности по образцам, отобранным из конструкций. – Введ. 2019-01-09. – М., 2019. – 22 с.
- 74 Bartolomey A. et al. Use of geosynthetic materials for increase bearing capacity of clayish beddings // Geosynthetics: applications, design and construction. proced. 1st European geosynthetics conf. – Maastricht, 1996. – P. 459-461.
- 75 Korobova O., Loshchev V. Technology for Strengthening Earth Mound's Foundations, Reinforced with Geosynthetic Materials // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering: proced. conf. – Novosibirsk, 2020. – P. 1-7.
- 76 Das K., Chattaraj S., Bandyopadhyay K. Review on the Application of Geosynthetic for Ground Improvement // In book: Transportation and Environmental Geotechnics. – Singapore, 2021. – P. 79-89.
- 77 Sheikh I.R., Shah M.Y. Experimental study on geocell reinforced base over dredged soil using static plate load test // International Journal of Pavement Research and Technology. – 2020. – Vol. 13, Issue 10. – P. 286-295.
- 78 EN ISO 14688-2. Геотехнические испытания и исследования. Идентификация и классификация грунтов. Часть 2. Принципы классификации. – Введ. 2020-01-01. – М., 2017. – 18 с.

- 79 Thamer L., Shaia H. The Effect of Geotextile Layers and Configuration on Soil Bearing Capacity // Mathematical Modelling of Engineering Problems. – 2021. – Vol. 8, Issue 6. – P. 897-904
- 80 Сивоконь С.А. Определение физико-механических свойств грунтоцемента в ходе натурных исследований // Вестник КазНИИСА. – 2021. – №6(12). – С. 45-52.
- 81 Jumadilova S.Zh. et al. The use of geosynthetic materials to increase the bearing capacity of soil cushions // Nanotechnologies in construction. – 2024. – Vol. 16, Issue 4. – P. 342-355.
- 82 Jayanandan M., Viswanadham B.V.S. Evaluation of the Behavior of Geogrid-Reinforced Soil Walls Subjected to Rainfall Through Centrifuge Model Tests // International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering. – 2022. – Vol. 9, Issue 6. – P. 68.
- 83 Lu L., Chen B., Wang Z. et al. Study on seismic stability and performance of reconstruction embankment using geogrid reinforced soil technology // Transportation Geotechnics. – 2024. – Vol. 44. – P. 101148.
- 84 Eissa A., Alfaro M., Bartz J.R. et al. Soil-Reinforcement Interaction of a Geogrid-Geotextile Composite // International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering. – 2023. – Vol. 9, Issue 6. – P. 85.
- 85 СП РК 5.01-103-2013. Свайные фундаменты // https://online.zakon.kz/Document/?doc_id=38144008. 10.10.2023.
- 86 СТ РК 2115-2011 (ISO 10319:2008) «Материалы геосинтетические. Метод определения разрывной нагрузки и удлинения при разрыве» // https://online.zakon.kz/Document/?doc_id=31331923. 10.10.2023.
- 87 СТ РК 2792-2015. Материалы геосинтетические. Плоские геосетки и георешетки для армирования и стабилизации Технические условия // https://online.zakon.kz/Document/?doc_id=33086510. 10.10.2023.
- 88 ГОСТ 25100-2011. Грунты. Классификация. – Введ. 2013-01-01. – М., 2012. – 45 с.
- 89 ГОСТ ИСО 14688-1. Геотехнические испытания и исследования. Идентификация и классификация грунтов. Часть 1. Идентификация и описание. – Введ. 2020-01-01. – М., 2017. – 16 с.
- 90 ГОСТ 12071-2014. Грунты. Отбор, упаковка, транспортировка и хранение образцов. – Введ. 2015-07-01. – М., 2015. – 12 с.
- 91 СП РК 5.01-102-2013. Основания зданий и сооружений. – Введ. 2015-07-01. – Астана, 2015. – 167 с.
- 92 СП РК EN 1997-1:2004/2011 Геотехническое проектирование. Часть 1. Общие правила // <https://online.zakon.kz/Document>. 10.10.2023.
- 93 СП РК EN 1997-2:2007/2011. Геотехническое проектирование. Часть 2. Исследования и испытания грунта // https://continent-online.com/Document/?doc_id=35091084&ysclid. 10.10.2023
- 94 СП РК EN 1990:2002+A1:2005/2011. Основы проектирования несущих конструкций // https://continent-online.com/Document/?doc_. 10.10.2023.
- 95 СП РК EN 1997-2:2007/2011. Геотехническое проектирование. Часть 2. Исследования и испытания грунта: национальное приложение //

https://online.zakon.kz/Document/?doc_id=35091084. 10.10.2023.

96 СП РК 2.03-30-2017. Строительство в сейсмических районах (зонах) Республики Казахстан. – Введ. 2017-12-20. – Астана, 2017. – 245 с.

97 НТП РК 07-01.2-2011. Проектирование зданий и сооружений на структурно-неустойчивых грунтах // <https://online.zakon.kz>. 10.10.2023.

98 НТП РК 07-01.3-2011. Проектирование и устройство упрочнения основания вертикальными армирующими элементами // https://online.zakon.kz/Document/?doc_id=37129987. 10.10.2023.

99 НТП РК 08.05.1-2013. Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений в сейсмических районах // https://online.zakon.kz/Document/?doc_id=36712635. 10.10.2023.

100 EN ISO 14689-1 Геотехнические испытания и исследования. Идентификация и классификация скальных грунтов. Часть 1. Идентификация и описание. – Введ. 2020-01-01. – М. 2017. – 21 с.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

Удостоверение о повышении квалификации

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ АВТОНОМНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ «САНКТ-ПЕТЕРБУРГСКИЙ ПОЛИТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ ПЕТРА ВЕЛИКОГО» 		УДОСТОВЕРЕНИЕ О ПОВЫШЕНИИ КВАЛИФИКАЦИИ 782400094910	
Настоящее удостоверение свидетельствует о том, что			
Джумалилова Сауле Жакинбековна			
с 22 апреля	2024 г.	по 26 апреля	2024 г.
прошла(а) обучение в Санкт-Петербургском политехническом университете Петра Великого (наименование образовательной организации)			
по программе «Инжекционные технологии: классическое и геотехническое инъецирование. Продвинутый уровень» (наименование программы, специальности, профиля, курса, образовательного уровня)			
в объеме		40 часов	(количество часов)
Документ о квалификации			
Регистрационный номер	2229/24-31	Руководитель	Д.В. Тихонов
		Секретарь	А.В. Артемова
		Дата выдачи	26 апреля 2024 г.



ПРИЛОЖЕНИЕ Б

Акты внедрения

«УТВЕРЖДАЮ»

Провост Международной
образовательной корпорации
Б.А. Сабденалиев



06 2024 г.

АКТ ВНЕДРЕНИЯ

результатов научно-исследовательской работы, выполненной в рамках
диссертационной работы в учебный процесс

Настоящим актом подтверждается, что результаты научно-исследовательской работы, выполненной докторантом Джумадиловой С. Ж. в рамках диссертационной работы «Современные эффективные методы упрочнения грунтов для формирования надежных оснований зданий и сооружений» внедрены в учебный процесс бакалавриата, магистратуры и докторантуры по дисциплинам «Геотехника-1», «Геотехника-2», «Геотехника-3», «Геотехнические проблемы в строительстве», «Современные геотехнические исследования и технологические решения», выполненные на кафедре «Промышленного и гражданского строительства» факультета общего строительства Международной образовательной корпорации.
Ф.И.О. исполнителя Джумадилова Сауле Жакинбековна

1. Внедрены в лекционные, практические и лабораторные занятия по следующим образовательным программам и дисциплинам: «Геотехника-1», «Геотехника-2» и «Геотехника – 3» - бакалавриата (6B07321 - Расчет и проектирование зданий и сооружений, 6B07322 - Технология промышленного и гражданского строительства, 6B07327 - Информационные технологии в строительстве), «Геотехнические проблемы в строительстве» - магистратура (7M07321 - Строительство (научное и педагогическое направление), «Современные геотехнические исследования и технологические решения» - докторантура (8D07321 - Строительство).
/наименование темы и вида учебной работы – лекционные, практические занятия и др./
2. Новизна результатов диссертационной работы обоснованы, предложены современные эффективные методы армирования грунтоцементных колонн, с применением различных материалов.
/принципиально новые отличия от существующих разработок/

3. Опытно-учебная проверка 5,6,7 семестр для бакалавриата, 2 – семестр для магистратуры, 1 – семестр для докторантуры.

/указать учебный семестр и продолжительность применения/

4. Эффект от внедрения – углубление теоретический знаний и практических навыков, обеспечение современным и актуальным материалом в приобретении знаний по современным эффективным методам укрепления грунтов под здания и сооружения и их использование в будущей профессии.

/улучшения показателей учебы, совершенствование СРС и т.д./

Внедрение результатов научно-исследовательской работы в рамках диссертации Джумадиловой С.Ж., в учебный процесс позволяет повысить качество подготовки выпускников по образовательным программам бакалавриата, магистратуры и докторантуры Международной образовательной корпорации.

Декан факультета общего
строительства МОК

 Ж.Н. Молдамуратов

Заведующий кафедрой
«Промышленного и гражданского
строительства» МОК

 О.Д. Сейтказинов

СОГЛАСОВАНО:
Директор ДАВ МОК

 Н.А. Кайдарова

«УТВЕРЖДАЮ»



Директор ТОО «Асад Сервис»
Дегенбаева И.Т.

05 2024 г.

АКТ

о практическом применении полученных результатов диссертационного исследования Джумадиловой С.Ж. на тему «Современные эффективные методы упрочнения грунтов для формирования надежных оснований зданий и сооружений»

Настоящим актом компания ТОО «Асад Сервис» подтверждает, что результаты исследований по упрочнению слабых оснований из глинистых, песчаных и неустойчивых гравийных образований путем их закрепления двухкомпонентным полиуретановым материалом GEOPUR производства GME были использованы при строительстве II пускового комплекса Метрополитена в г. Алматы. Основные результаты научных исследований представлены в диссертационной работе Джумадиловой С.Ж.

В рамках диссертационной работы были изучены физико-механические свойства природных и упрочненных материалов и технологии проведения закрепления путем цементации высокого давления применением двухкомпонентного полиуретанового материала GEOPUR производства GME.

Результатами лабораторных и полевых исследований доказана эффективность применения технологии упрочнения слабых оснований высоким давлением с помощью двухкомпонентного полиуретанового материала GEOPUR производства GME. При этом в зависимости от вида грунта рекомендуются следующие составы GEOPUR®: для глинистых грунтов твердой и полутвердой консистенции - Geopur® 082/180; для глинистых грунтов пластичной и текучей консистенции – не менее Geopur® 082/290; для песков - Geopur® 230; для гравийных грунтов - Geopur® 082/90.

Получено, что для инъектирования рекомендуется использовать следующие виды анкерных штанг типа IBO: тип R32S для упрочнения гравийных грунтов или отложений с включениями более 200мм; тип R32N – для упрочнения глинистых и песчаных отложений.

Результаты исследований показали, что расход материалов Geopur® для упрочнения массивов суглинков составляет: для суглинков твердого состояния – 100кг/м³, для тугопластичных суглинков – 300кг/м³, для мягкопластичных и текучих суглинков – 600кг/м³. Расход материалов Geopur® для упрочнения массивов песков рыхлых и средней плотности составляет – 100кг/м³. Расход материалов Geopur® для упрочнения массивов из маловлажных гравийных грунтов составляет – 175кг/м³.

Исследование структуры упрочненных материалов показали, что в .
следствии введения материала Georig® происходит структурирование грунта
и он переходит из класса дисперсных в класс полускальных грунтов,
прочность которых характеризуется пределом прочности на одноосное сжатие
R. Исследованиями установлено, что значение R по глубине меняется от
1,94МПа на глубине 0,9м до 4,57МПа на глубине 4,20м. Что свидетельствует
об эффективности применения данного метода для укрепления слабых
грунтов.

Главный Инженер
ТОО «Асад Сервис»

Спейхал Ярослав



«УТВЕРЖДАЮ»

Директор ТОО
«Geofocus» Берматдилов Р.Б.

«30» 2028 г.



АКТ

о практическом применении полученных результатов диссертационного исследования Джумадиловой С.Ж. на тему «Современные эффективные методы упрочнения грунтов для формирования надежных оснований зданий и сооружений»

Настоящим актом компания ТОО «Geofocus» подтверждает, что результаты исследований по упрочнению слабых оснований по технологии устройства грунтоцементных колонн, методом глубинного перемешивания грунтов DSM», были выполнены на объекте «Многokвартирный жилой комплекс со строенными, встроенно-пристроенными помещениями (Arena Comfort +1)». Основные результаты научных исследований представлены в диссертационной работе Джумадиловой С.Ж.

В рамках диссертационной работы были исследованы основные параметры прочностных и деформационных свойств грунтоцементных колонн, выполненные для упрочнения слабых оснований. В полевых условиях выполнены опытные грунтоцементные колонны, которые были выдержаны в течении 28 суток. После набора прочности была произведена откопка тестовых колонн на глубину до 3-х метров. Согласно программе проведения испытаний для определения физико-механических свойств и проявления анизотропии материала колонн исследовались керны. Образцы кернов вырезались диаметром 100мм, 50мм в вертикальном и горизонтальном направлении, относительно продольной оси колонны.

Основная цель исследований была - определение предела прочности материала колонн на одноосное сжатие, модуля общей деформации и коэффициента Пуассона. Исследования проведены для образцов в естественном и замоченном состоянии. Замачивание образцов проводилось выдерживанием в течении двух недель до начала испытаний. Основные результаты испытаний приведены в таблице.

Таблица. Физико-механические параметры грунтоцементных колонн

№	Состояние	Направление отбора керна	Плотность, кг/м ³	Предел прочности на одноосное сжатие, Rc, МПа		Модуль деформации, Eo, МПа	Коэффициент Пуассона, ν
				Проектно	Характерист		

				с	ическое		
1	Сухое	Горизонтальное	1721	6,36	6,04	424,3	0,287
		Вертикальное	1725	4,68	4,36		
2	Влажное	Горизонтальное	1920,8	3,7	3,53	381,5	0,316
		Вертикальное	1907,3	3,14	2,97		

Также изучены возможности дополнительного упрочнения грунтоцемента DSM элементами высокой жесткости и повышение несущей способности DSM. Эффективность такого подхода проверена в лабораторных условиях на физических моделях. Полученные результаты сравнивали с результатами аналитических расчетов усиленных DSM в грунте с использованием ПК PLAXIS.

Результатами испытаний получены фактические значения предела прочности и выявлена анизотропия в значениях предела прочности на сжатие около 20-28% и снижение прочности при водонасыщении до 10%. Испытания на сжатие показали существенное повышение несущей способности DSM по материалу. Повышение составило 100-150% от несущей способности без армирования.

Технология упрочнения методом устройства грунтоцементных колонн как без армирования, так и с армированием применена на объектах городов Шымкент и Алматы (мкр. Нурсат-«Многokвартирный жилой комплекс со встроенными коммерческими помещениями и паркингом» г.Шымкент, мкр. Нурсат "Многokвартирный жилой комплекс со встроенными коммерческими помещениями и паркингом» г.Шымкент, «Многokвартирный жилой комплекс «Shymkent City» г.Шымкент, "Многokвартирный жилой комплекс со встроенными-пристроенными помещениями и паркингом», г. Алматы, Алатауский район, мкр. Гажайып и др.

Главный Инженер
ТОО «Geofocus»



Бенько А.

ПРИЛОЖЕНИЕ В

Лабораторные испытания методом инъектирования



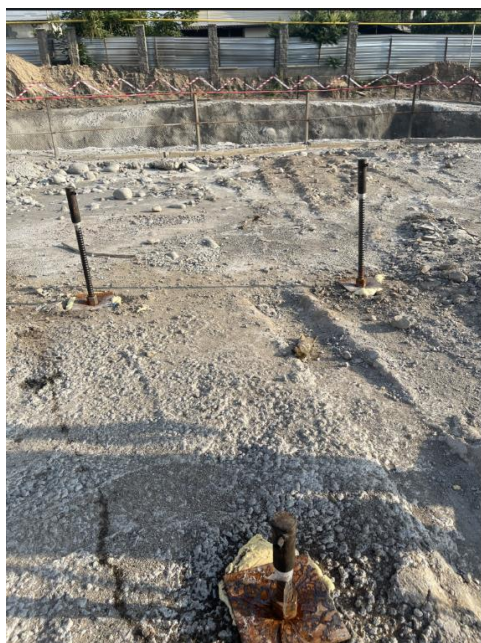
а



б

а – процесс извлечения образца из трубы; б – процесс заправки двухкомпонентной смолы Georug

Рисунок В.1 – Подготовка образцов



а



б

а – вид расположения анкеров; б – процесс извлечения анкера №3

Рисунок В.2 – Полевые испытания



Рисунок В.3 – Вид извлечённых анкеров с полевых испытаний

Таблица В.1 – Физико-механические свойства грунтов по результатам полевых испытаний

№	№ образца	Глубина отбора, м	Максимальная нагрузка, F (кН)	Предел прочности, R _c , (МПа)	Средний предел прочности, МПА
1	П-С-1,1	0,9	14,316	2,435	1,946
2	П-С-1,2	0,9	16,932	2,532	
3	П-С-1,3	0,9	12,842	2,088	
4	П-С-1,5	0,9	10,273	1,331	
5	П-С-1,6	0,9	10,511	1,325	
6	П-С-1,7	0,9	19,834	1,964	
1	П-С-2,1	1,85	43,377	5,608	3,966
2	П-С-2,2	1,85	27,253	4,978	
3	П-С-2,4	1,85	12,699	2,125	
4	П-С-2,5	1,85	20,119	3,328	
5	П-С-2,6	1,85	16,076	3,143	
6	П-С-2,8	1,85	22,592	4,614	
1	П-С-3,1	2,1	24,352	3,401	4,969
2	П-С-3,2	2,1	27,967	3,580	
3	П-С-3,4	2,1	32,771	4,913	
4	П-С-3,5	2,1	21,356	3,302	
5	П-С-4,1	2,3	32,961	7,444	
6	П-С-4,2	2,3	52,889	7,241	
7	П-С-4,3	2,3	23,02	4,901	
1	П-С-5,1	3	11,367	3,727	3,475
2	П-С-5,3	3	9,703	2,610	
3	П-С-5,6	3	28,728	4,413	
4	П-С-5,7	3	15,505	3,234	
5	П-С-5,8	3	24,352	4,942	
6	П-С-5,9	3	13,317	1,922	
1	П-С-6,1	3,4	10,559	1,676	2,134
2	П-С-6,2	3,4	8,514	1,386	
3	П-С-6,3	3,4	11,177	2,104	
4	П-С-6,4	3,4	7,372	1,343	
5	П-С-6,5	3,4	20,832	3,296	
6	П-С-6,6	3,4	23,496	3,002	
1	П-С-7,1	4,2	48,038	4,624	4,567
2	П-С-7,2	4,2	43,139	4,108	
3	П-С-7,3	4,2	43,329	6,479	
4	П-С-7,4	4,2	19,548	2,772	
5	П-С-7,5	4,2	78,478	6,043	
6	П-С-7,6	4,2	24,637	3,373	

Продолжение таблицы В.1

№	№ образца	Глубина отбора, м	Высота, см	Ширина, м	Длина, см	Вес, кг	Плотность, ρ (кг/м³)	Средняя плотность, кг/м³
1	П-С-1,1	0,9	11	7	8,4	0,836	1292,51	1287,97
2	П-С-1,2	0,9	10,7	7,6	8,8	0,908	1268,83	
3	П-С-1,3	0,9	9	7,5	8,2	0,732	1322,49	
4	П-С-1,5	0,9	9,6	8,3	9,3	1,104	1489,83	
5	П-С-1,6	0,9	10,6	10,3	7,7	1,064	1265,63	
6	П-С-1,7	0,9	13,5	10	10,1	1,728	1267,32	
1	П-С-2,1	1,85	12,8	8,5	9,1	1,48	1494,82	1356,50
2	П-С-2,2	1,85	12	7,5	7,3	0,96	1461,18	
3	П-С-2,4	1,85	9	7,2	8,3	0,684	1271,75	
4	П-С-2,5	1,85	13,5	6,5	9,3	1,006	1232,72	
5	П-С-2,6	1,85	10,7	5,5	9,3	0,636	1162,05	
6	П-С-2,8	1,85	7,3	6,8	7,2	0,542	1516,47	
1	П-С-3,1	2,1	10,7	7,7	9,3	1,042	1359,91	1487,52
2	П-С-3,2	2,1	11,7	8,4	9,3	1,408	1540,47	
3	П-С-3,4	2,1	11,4	5,8	11,5	1,214	1596,57	
4	П-С-3,5	2,1	10	6,6	9,8	0,928	1434,75	
5	П-С-4,1	2,3	10,6	5,4	8,2	0,722	1538,23	
6	П-С-4,2	2,3	9,9	8,8	8,3	0,998	1380,17	
7	П-С-4,3	2,3	10,9	6,1	7,7	0,8	1562,58	
1	П-С-5,1	3	12,2	5	6,1	0,564	1515,72	1455,94
2	П-С-5,3	3	12,1	5,9	6,3	0,554	1231,77	
3	П-С-5,6	3	12,6	6,2	10,5	1,26	1536,09	
4	П-С-5,7	3	12,6	5,1	9,4	0,858	1420,42	
5	П-С-5,8	3	8,5	6,4	7,7	0,616	1470,58	
6	П-С-5,9	3	11	9	7,7	1,19	1561,06	
1	П-С-6,1	3,4	9,1	7	9	0,808	1409,38	1363,0
2	П-С-6,2	3,4	9,9	7,4	8,3	0,688	1131,47	
3	П-С-6,3	3,4	8,1	6,9	7,7	0,636	1477,85	
4	П-С-6,4	3,4	9,3	6,1	9	0,682	1335,76	
5	П-С-6,5	3,4	12,5	8	7,9	1,156	1463,29	
6	П-С-6,6	3,4	10,8	7,6	10,3	1,15	1360,26	
1	П-С-7,1	4,2	16	10,6	9,8	2,672	1607,62	1479,13
2	П-С-7,2	4,2	12,6	10	10,5	1,912	1445,20	
3	П-С-7,3	4,2	13,7	7,6	8,8	1,324	1445,01	
4	П-С-7,4	4,2	14,5	8,2	8,6	1,442	1410,21	
5	П-С-7,5	4,2	15	11,1	11,7	2,882	1479,42	
6	П-С-7,6	4,2	8,8	8,3	8,8	0,956	1487,35	

ПРИЛОЖЕНИЕ Г

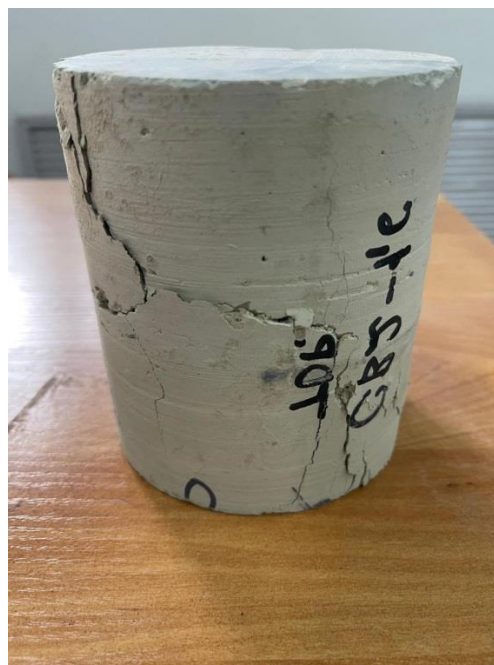
Лабораторные испытания DSM



Рисунок Г.1 – Отобранные образцы DSM из полевых испытаний



а



б

а – образец DSM до испытания на одноосное сжатие, б – образец DSM после испытания на одноосное сжатие

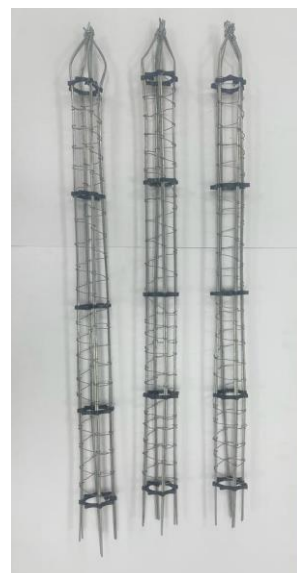
Рисунок Г.2 – Испытания на одноосное сжатие DSM



а



б



в

а – двутавр; б – труба; в – армо-каркас

Рисунок Г.3 – Армирующие элементы моделей



а



б

а – модель DSM до испытания(двутавр); б – модель DSM после испытания(двутавр)

Рисунок Г.4 – Испытаний моделей грунтоцементных колон



в



г

в – модель DSM после испытания(труба); г –модель DSM после испытания(армо-каркас)

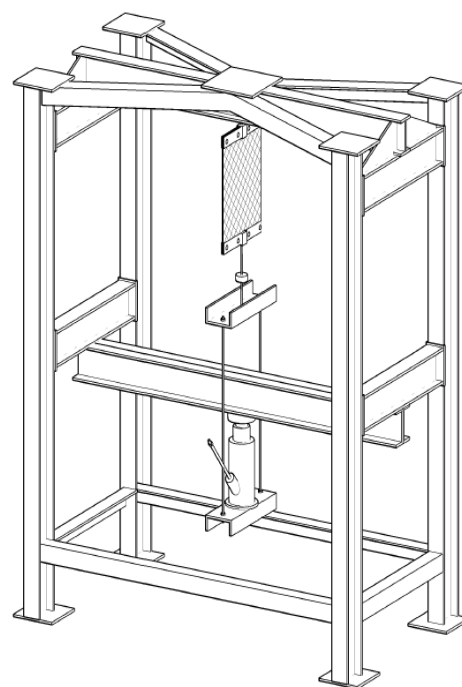
Рисунок Г.4, лист 2

ПРИЛОЖЕНИЕ Д

Лабораторные испытания геосинтетических материалов



а



б

а – общий вид; б – схема силовой рамы

Рисунок Д.1 – Силовая рама для испытаний геосинтетических материалов



а



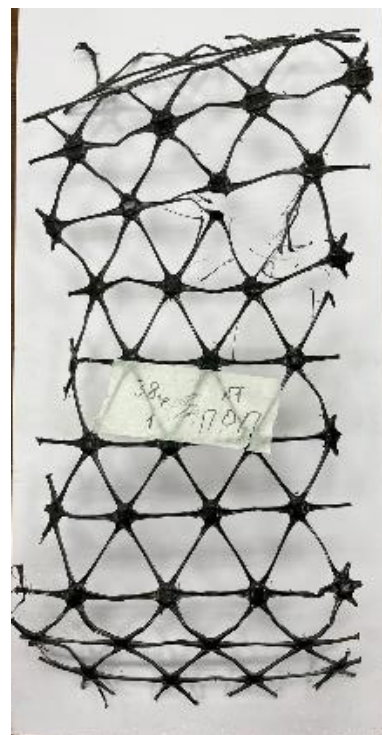
б

а – до испытания; б – после испытания

Рисунок Д.2 – Испытание геотекстиля нетканного



а



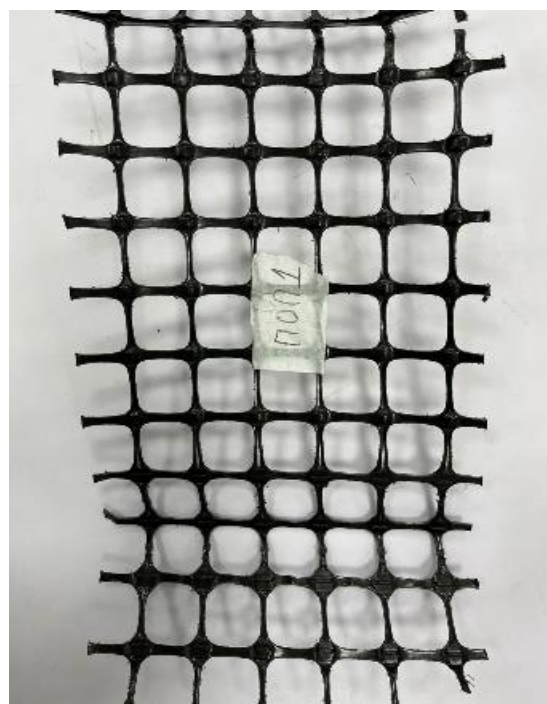
б

а – до испытания; б – после испытания

Рисунок Д.3 – Испытание геосетки гексагональной ТХ-170



а



б

а – до испытания; б – после испытания

Рисунок Д.4 – испытание геосетки полипропиленовой СД-40



а



б

а – до испытания; б – после испытания

Рисунок Д.5 – испытание геосетка одноосная СО-90 полипропиленовая



Рисунок Д.6 – Подготовка к лабораторному испытанию на сдвиговом приборе



а



б

а – гравийный образец для лабораторного испытания на сдвиг; б – общий вид сдвигового прибора после испытания

Рисунок Д.7 – Подготовка оборудования для испытаний на сдвиг



Рисунок Д.8 – Ручная насосная станция для горизонтального и вертикального домкрата

ПРИЛОЖЕНИЕ Е

Результаты программного расчёта на примере г. Алматы и Шымкента

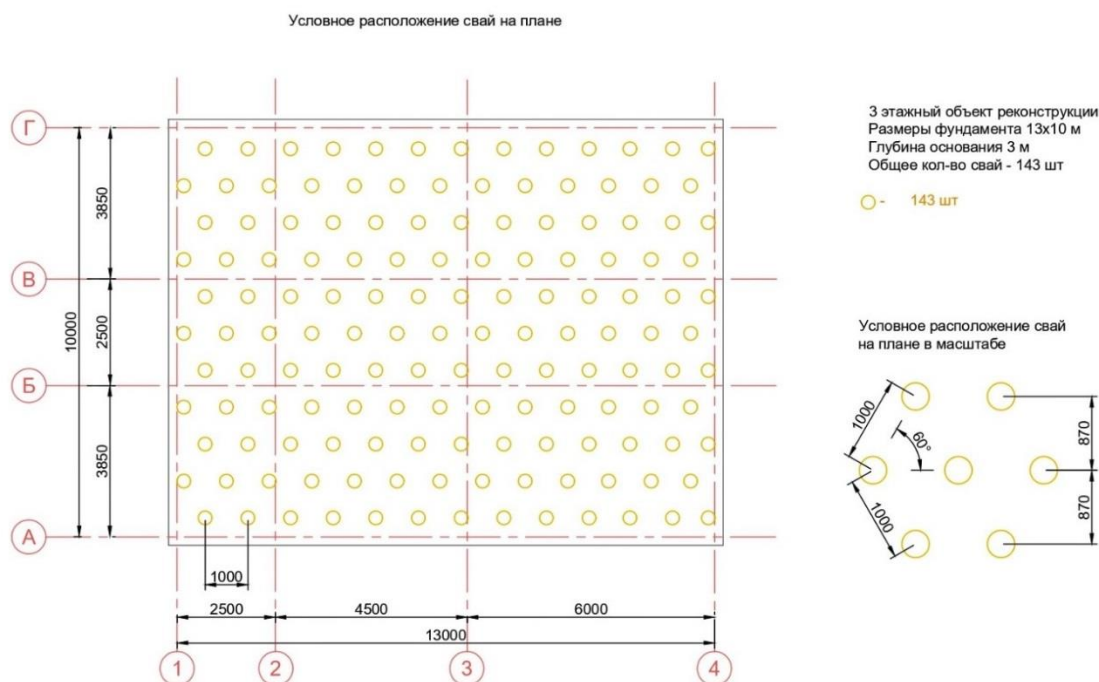


Рисунок Е.1 – Условное обозначение свай на плане Исходные данные по грунтам и материалам

ID: 66 Name: Material-1 Color:

Model Type: Elastic ☐ Structure

General Porous Thermal Time Dependent

Unit Weight(Saturated): 24.5 kN/m³

Initial Void Ratio(eo): 0.5

☐ Unsaturated Property

Drainage Parameters

Drained

☒ Undrained Poisson's Ratio: 0.495

☐ Skempton's B Coefficient: 0.986622074

Seepage & Consolidation Parameters

Permeability Coefficients

kx	ky	kz
1e-005	1e-005	1e-005

☐ Void Ratio Dependency of Permeability(ck): 0.5

Specific Storativity(Ss): 5.230213 1/m Auto

ID: 1 Name: Material-1 Color:

Model Type: Elastic ☒ Structure

General Thermal Time Dependent Temperature Dependent

Elastic Modulus(E): 29420000 kN/m²

Inc. of Elastic Modulus: 0 kN/m²

Inc. of Elastic Modulus Ref. Height: 0 m

Poisson's Ratio(v): 0.2

Unit Weight(γ): 24.5 kN/m³

Initial Stress Parameters

Ko Determination: 1

☐ Automatic ☒ Manual ☐ Anisotropy

Thermal Parameter

Thermal Coefficient: 0 1/[T]

Molecular vapor diffusion coefficient: 0 m²/sec

Thermal diffusion enhancement: 0

Damping Ratio(For Dynamic)

Damping Ratio: 0

☐ Safety Result(Mohr-Coulomb)

Cohesion(C): 30000 kN/m²

Frictional Angle(φ): 36 [deg]

☐ Tensile Strength: 0 kN/m²

a
б

Рисунок Е.2 – Характеристики Бетона В25

ID 2 Name Насыпной Color 

Model Type Mohr-Coulomb ☐ Structure

General Porous Non-Linear Thermal Time Dependent

Elastic Modulus(E) 2000 kN/m² ...

Inc. of Elastic Modulus 0 kN/m³

Inc. of Elastic Modulus Ref. Height 0 m

Poisson's Ratio(ν) 0.35

Unit Weight(γ) 14.2 kN/m³

Initial Stress Parameters

Ko Determination 0.965100503

☒ Automatic ☐ Manual ☐ Anisotropy 

Thermal Parameter

Thermal Coefficient 1e-006 1/[T]

Molecular vapor diffusion coefficient 0 m²/sec

Thermal diffusion enhancement 0

Damping Ratio(For Dynamic)

Damping Ratio 0.05

☐ Safety Result(Mohr-Coulomb)

Cohesion(C) 30 kN/m²

Frictional Angle(ϕ) 36 [deg]

☐ Tensile Strength 0 kN/m²

a

ID 2 Name Насыпной Color 

Model Type Mohr-Coulomb ☐ Structure

General Porous Non-Linear Thermal Time Dependent

Cohesion(C) 9 kN/m²

Inc. of Cohesion 0 kN/m³

Inc. of Cohesion Ref. Height 0 m

Frictional Angle(ϕ) 2 [deg]

☐ Dilatancy Angle 36 [deg]

☐ Tension Cut-off

Tensile Strength 0 kN/m²

Cut-off Yield Surface

☐ Pressure ☒ Rankine

б

Рисунок Е.3 – Характеристики Грунта ИГЭ-1

ID 3 Name песок Color 

Model Type Mohr-Coulomb ☐ Structure

General Porous Non-Linear Thermal Time Dependent

Elastic Modulus(E) 5500 kN/m² ...

Inc. of Elastic Modulus 0 kN/m³

Inc. of Elastic Modulus Ref. Height 0 m

Poisson's Ratio(ν) 0.3

Unit Weight(γ) 18.3 kN/m³

Initial Stress Parameters

Ko Determination 0.577381738

☒ Automatic ☐ Manual ☐ Anisotropy 

Thermal Parameter

Thermal Coefficient 1e-006 1/[T]

Molecular vapor diffusion coefficient 0 m²/sec

Thermal diffusion enhancement 0

Damping Ratio(For Dynamic)

Damping Ratio 0.05

☐ Safety Result(Mohr-Coulomb)

Cohesion(C) 30 kN/m²

Frictional Angle(ϕ) 36 [deg]

☐ Tensile Strength 0 kN/m²

a

ID 3 Name песок Color 

Model Type Mohr-Coulomb ☐ Structure

General Porous Non-Linear Thermal Time Dependent

Cohesion(C) 1 kN/m²

Inc. of Cohesion 0 kN/m³

Inc. of Cohesion Ref. Height 0 m

Frictional Angle(ϕ) 25 [deg]

☐ Dilatancy Angle 36 [deg]

☐ Tension Cut-off

Tensile Strength 0 kN/m²

Cut-off Yield Surface

☐ Pressure ☒ Rankine

б

Рисунок Е.4 – Характеристики Грунта ИГЭ-2

ID 4 Name Песок сред круп Color 

Model Type Mohr-Coulomb ☐ Structure

General Porous Non-Linear Thermal Time Dependent

Elastic Modulus(E) 2000 kN/m² ...

Inc. of Elastic Modulus 0 kN/m³

Inc. of Elastic Modulus Ref. Height 0 m

Poisson's Ratio(ν) 0.35

Unit Weight(γ) 18.6 kN/m³

Initial Stress Parameters

Ko Determination 0.5

☒ Automatic ☐ Manual ☐ Anisotropy 

Thermal Parameter

Thermal Coefficient 1e-006 1/[T]

Molecular vapor diffusion coefficient 0 m²/sec

Thermal diffusion enhancement 0

Damping Ratio(For Dynamic)

Damping Ratio 0.05

☐ Safety Result(Mohr-Coulomb)

Cohesion(C) 30 kN/m²

Frictional Angle(ϕ) 36 [deg]

☐ Tensile Strength 0 kN/m²

a

ID 4 Name Песок сред круп Color 

Model Type Mohr-Coulomb ☐ Structure

General Porous Non-Linear Thermal Time Dependent

Cohesion(C) 8 kN/m²

Inc. of Cohesion 0 kN/m³

Inc. of Cohesion Ref. Height 0 m

Frictional Angle(ϕ) 30 [deg]

☐ Dilatancy Angle 10 [deg]

☐ Tension Cut-off

Tensile Strength 0 kN/m²

Cut-off Yield Surface

☐ Pressure ☒ Rankine

б

Рисунок Е.5 – Характеристики Грунта ИГЭ-3

ID 5 Name Песок гравелистый Color 

Model Type Mohr-Coulomb ☐ Structure

General Porous Non-Linear Thermal Time Dependent

Elastic Modulus(E) 15000 kN/m² ...

Inc. of Elastic Modulus 0 kN/m³

Inc. of Elastic Modulus Ref. Height 0 m

Poisson's Ratio(ν) 0.3

Unit Weight(γ) 18.5 kN/m³

Initial Stress Parameters

Ko Determination 0.419297044

☒ Automatic ☐ Manual ☐ Anisotropy 

Thermal Parameter

Thermal Coefficient 1e-006 1/[T]

Molecular vapor diffusion coefficient 0 m²/sec

Thermal diffusion enhancement 0

Damping Ratio(For Dynamic)

Damping Ratio 0.05

☐ Safety Result(Mohr-Coulomb)

Cohesion(C) 30 kN/m²

Frictional Angle(ϕ) 36 [deg]

☐ Tensile Strength 0 kN/m²

a

ID 5 Name Песок гравелистый Color 

Model Type Mohr-Coulomb ☐ Structure

General Porous Non-Linear Thermal Time Dependent

Cohesion(C) 1 kN/m²

Inc. of Cohesion 0 kN/m³

Inc. of Cohesion Ref. Height 0 m

Frictional Angle(ϕ) 35.5 [deg]

☒ Dilatancy Angle 10 [deg]

☐ Tension Cut-off

Tensile Strength 0 kN/m²

Cut-off Yield Surface

☐ Pressure ☒ Rankine

б

Рисунок Е.6 – Характеристики Грунта ИГЭ-4

ID: 6 Name: Гравийный Color: [Purple]

Model Type: Mohr-Coulomb ☐ Structure

General Porous Non-Linear Thermal Time Dependent

Elastic Modulus(E): 20000 kN/m²

Inc. of Elastic Modulus: 0 kN/m³

Inc. of Elastic Modulus Ref. Height: 0 m

Poisson's Ratio(ν): 0.3

Unit Weight(γ): 19.5 kN/m³

Initial Stress Parameters

Ko Determination: 0.412214748

☒ Automatic ☐ Manual ☐ Anisotropy

Thermal Parameter

Thermal Coefficient: 1e-006 1/[T]

Molecular vapor diffusion coefficient: 0 m²/sec

Thermal diffusion enhancement: 0

Damping Ratio(For Dynamic)

Damping Ratio: 0.05

☐ Safety Result(Mohr-Coulomb)

Cohesion(C): 30 kN/m²

Frictional Angle(Φ): 36 [deg]

☐ Tensile Strength: 0 kN/m²

а

ID: 6 Name: Гравийный Color: [Purple]

Model Type: Mohr-Coulomb ☐ Structure

General Porous Non-Linear Thermal Time Dependent

Cohesion(C): 1 kN/m²

Inc. of Cohesion: 0 kN/m³

Inc. of Cohesion Ref. Height: 0 m

Frictional Angle(Φ): 36 [deg]

☒ Dilatancy Angle: 5 [deg]

☐ Tension Cut-off

Tensile Strength: 0 kN/m²

Cut-off Yield Surface

☐ Pressure ☒ Rankine

б

Рисунок Е.7 – Характеристики Грунта ИГЭ-5

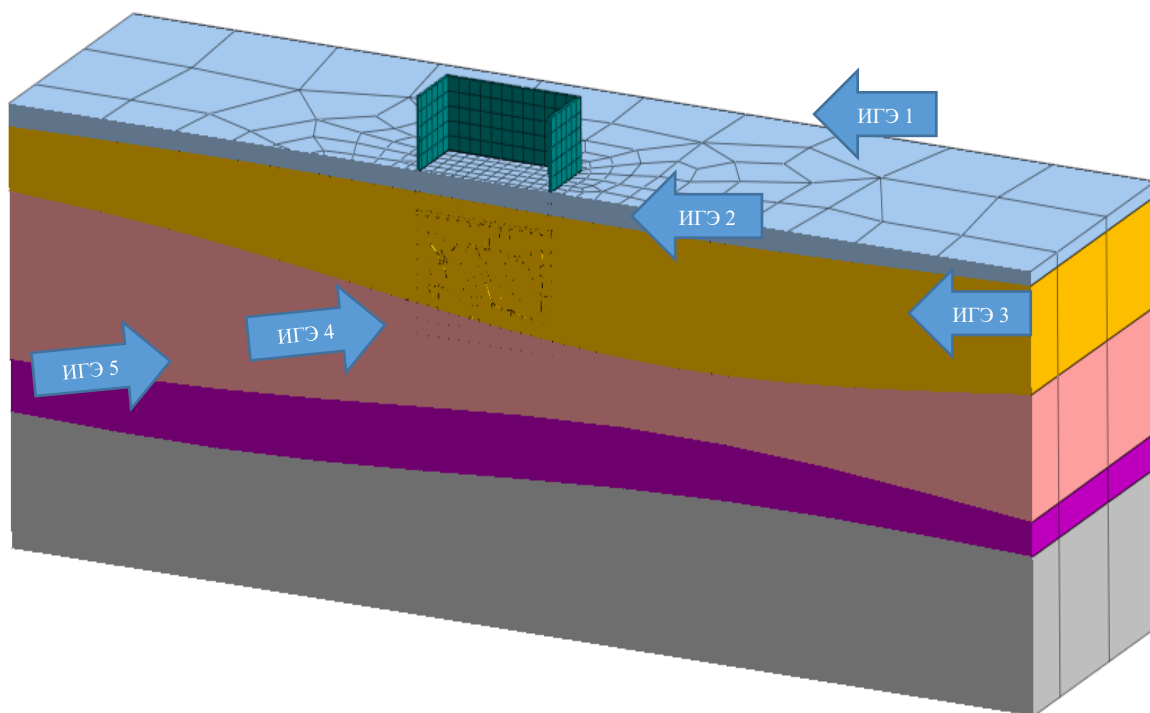


Рисунок Е.8 – Расчетная схема рассматриваемого массива

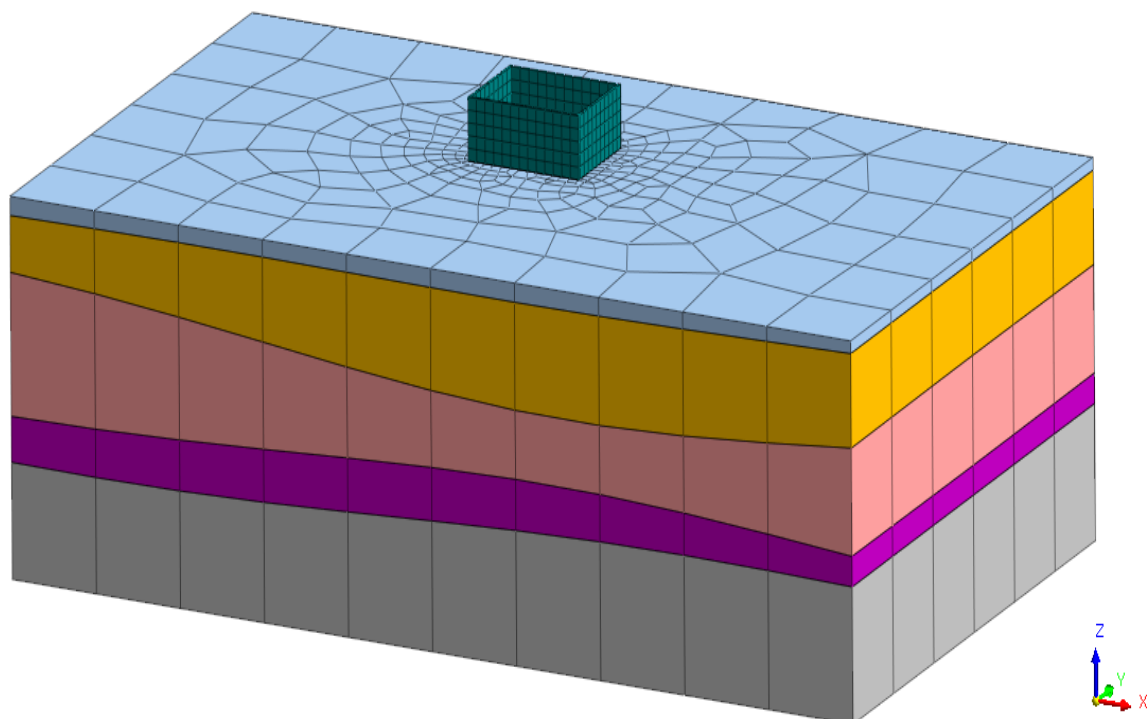
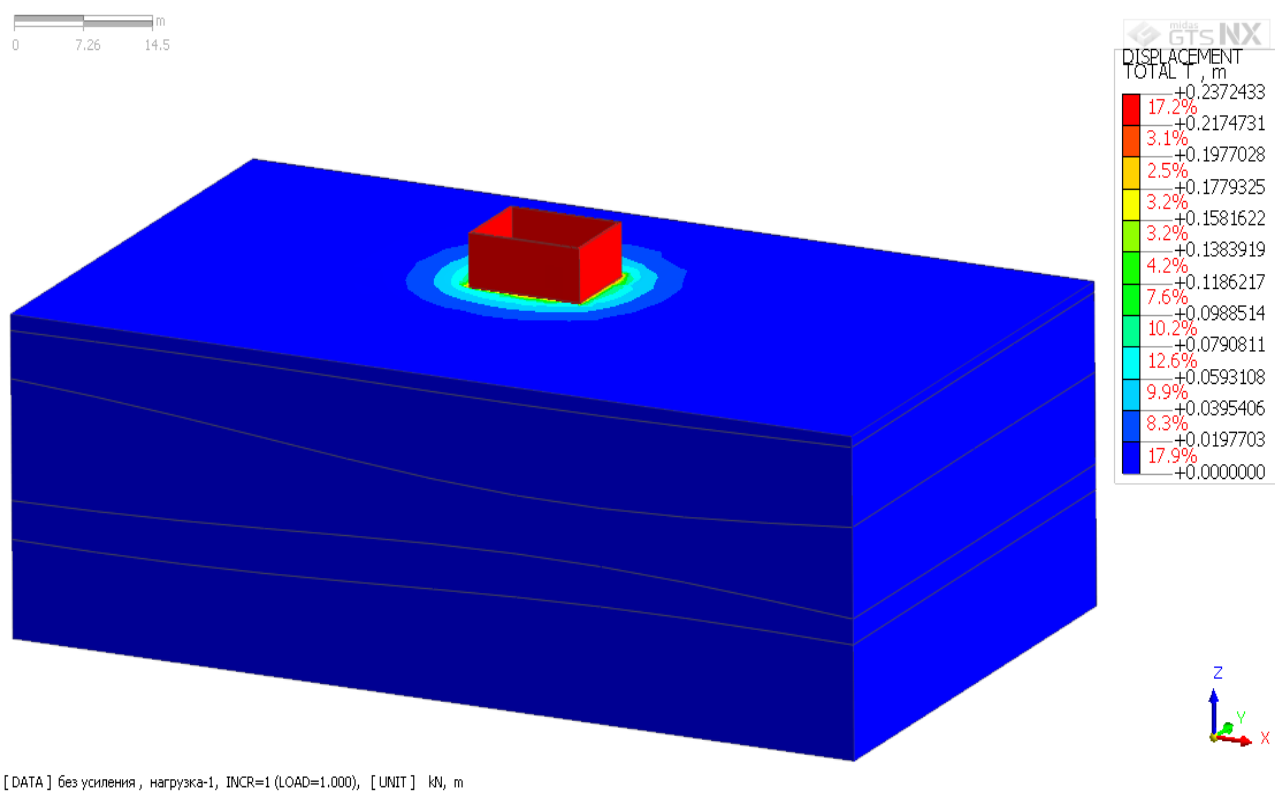
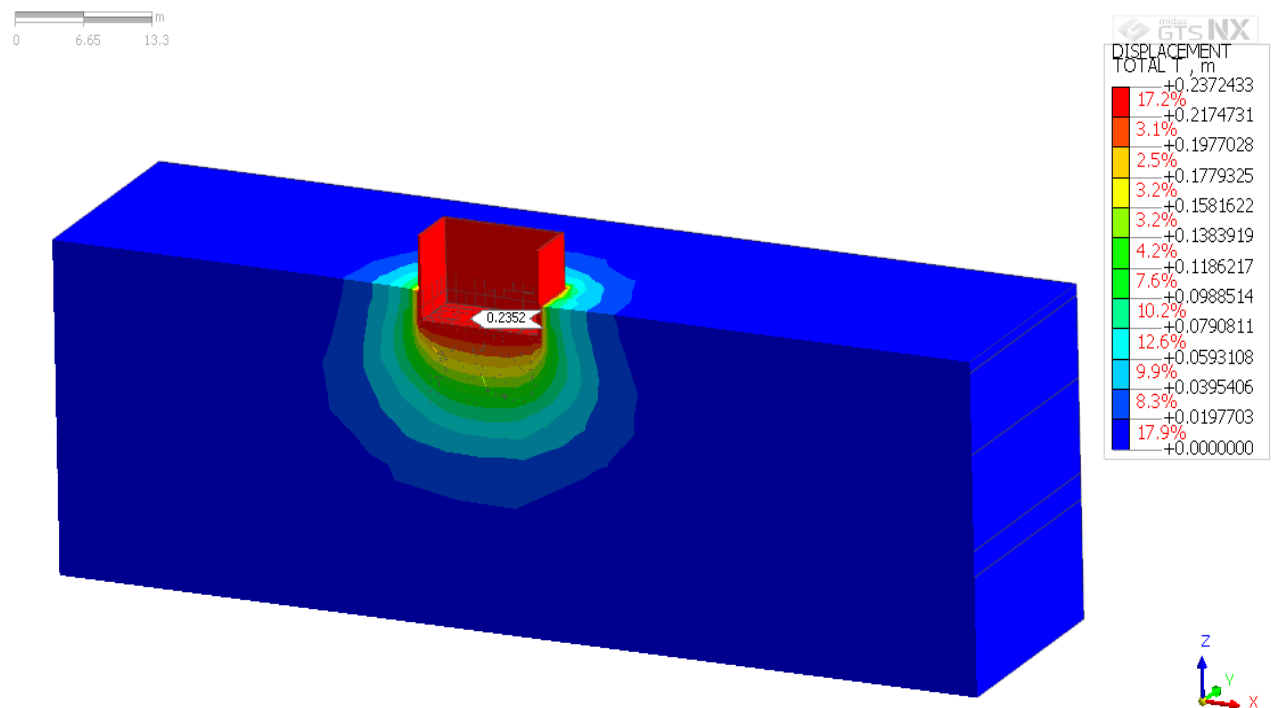


Рисунок Е.9 – Разбивка расчетной схемы массива на конечные элементы



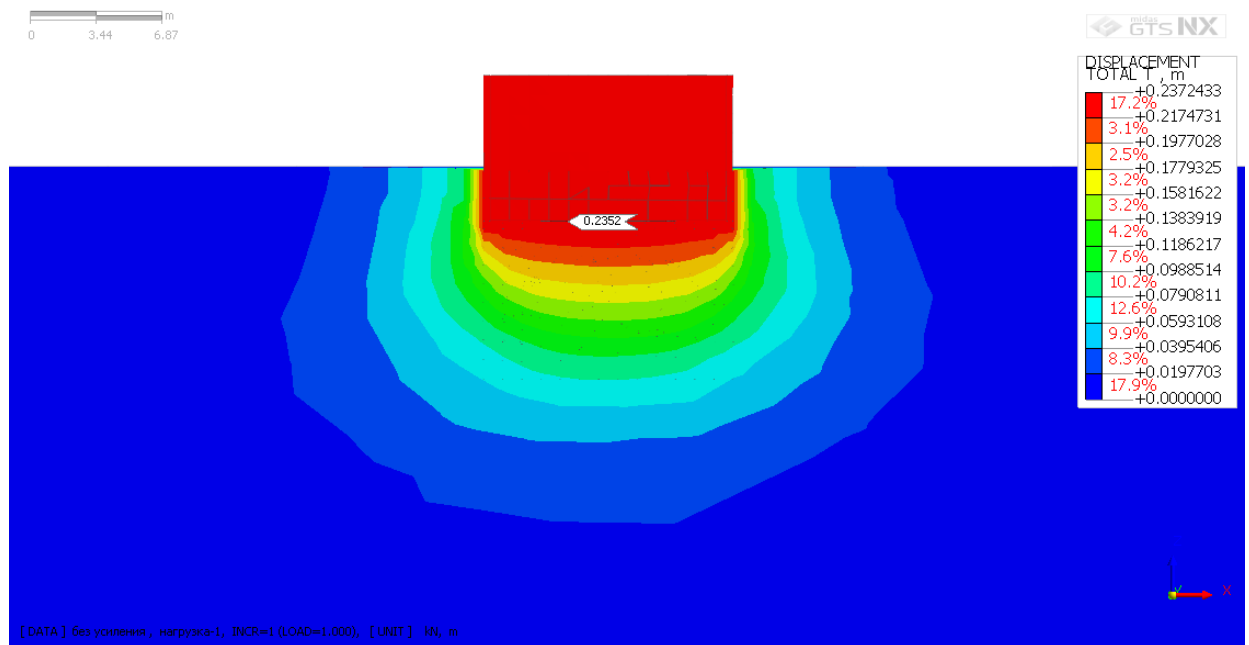
[DATA] без усиления , нагрузка-1, INC=1 (LOAD=1.000), [UNIT] kN, m

Рисунок Е.10 – Общие деформации без усиления
(Max 23.72 см/Min 1.97 см)



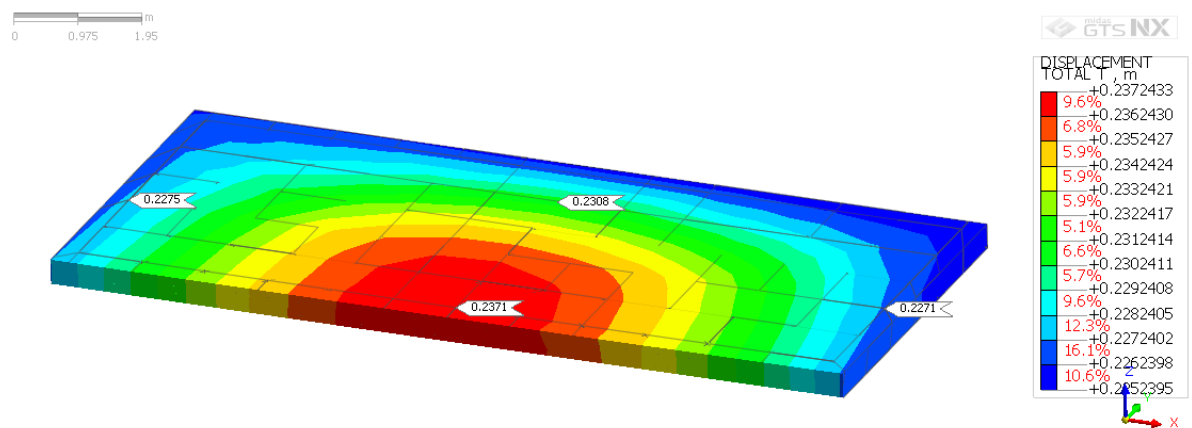
[DATA] без усиления , нагрузка-1, INCR=1 (LOAD=1.000), [UNIT] kN, m

Рисунок Е.11 – Общие деформации в разрезе
(Max 23.72 см/Min 1.97 см)

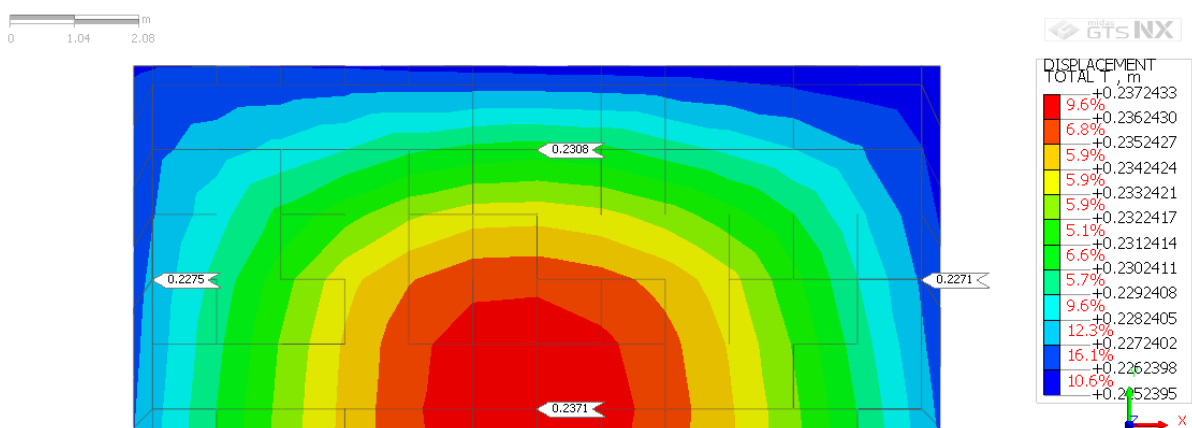


[DATA] без усиления , нагрузка-1, INCR=1 (LOAD=1.000), [UNIT] kN, m

Рисунок Е.12 – Общие деформации в разрезе
(Max 23.72 см/Min 1.97 см)



a



б

Рисунок Е.13 – Общие деформация фундаментной плиты
(Max 23.72 см/Min 21.5 см)

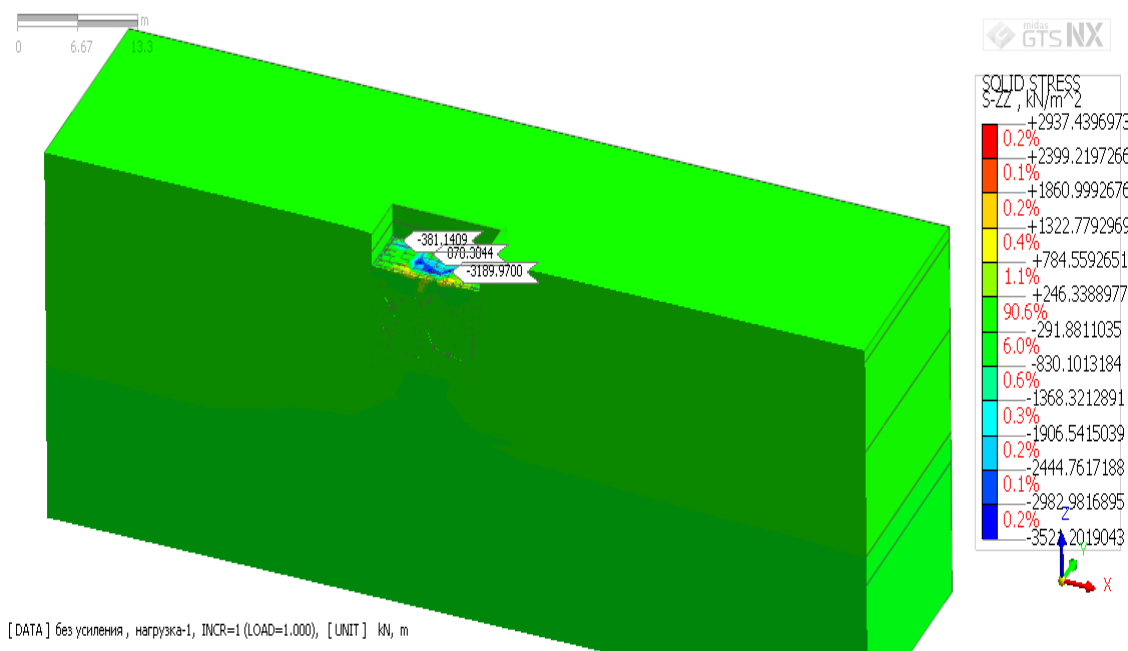
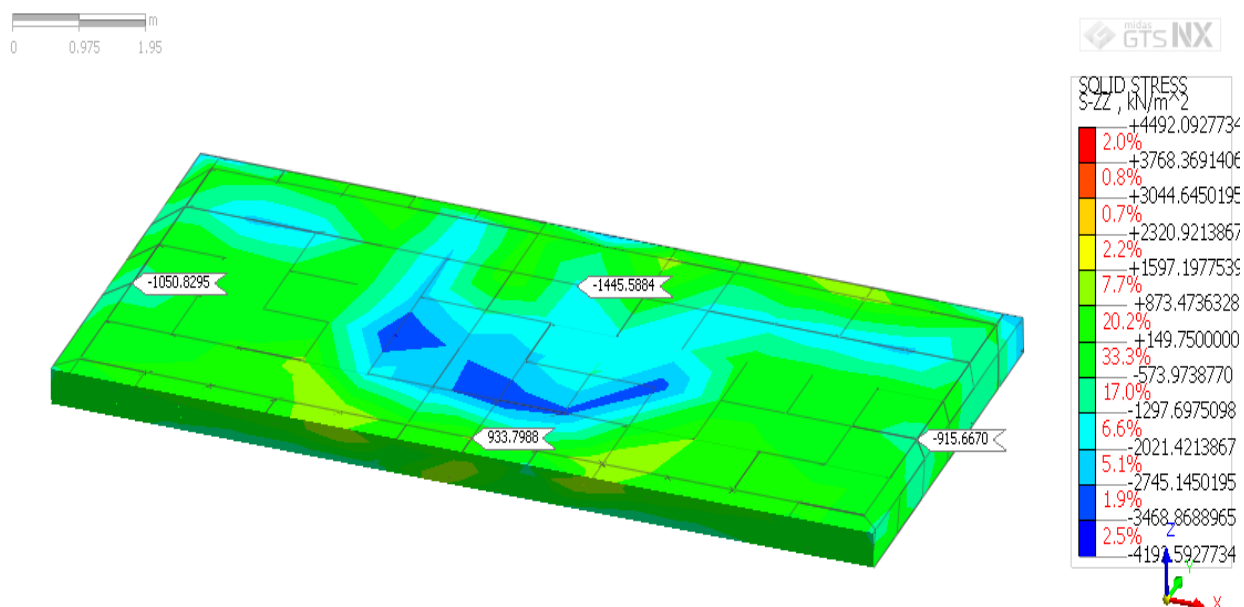


Рисунок Е.14 – Напряжение в массиве и под подошвой фундамента по оси Z
(Max 2937.4 кН/м² / Min -3521.2 кН/м²)



[DATA] без усиления , нагрузка=1, INCR=1 (LOAD=1.000), [UNIT] kN, m

Рисунок Е.15 – Напряжение под подошвой фундамента по оси Z
(Max 4492.09 кН/м² / Min -4192.59 кН/м²)

Результаты программного расчета “после упрочнения” Характеристики ИГЭ-2,3 после упрочнения

ID 12 Name модуль песок Color

Model Type Mohr-Coulomb ☐ Structure

General Porous Non-Linear Thermal Time Dependent

Elastic Modulus(E) kN/m² ...

Inc. of Elastic Modulus kN/m³

Inc. of Elastic Modulus Ref. Height m

Poisson's Ratio(ν)

Unit Weight(γ) kN/m³

Initial Stress Parameters

Ko Determination

☒ Automatic ☐ Manual ☐ Anisotropy ☐

Thermal Parameter

Thermal Coefficient 1/[T]

Molecular vapor diffusion coefficient m²/sec

Thermal diffusion enhancement

Damping Ratio(For Dynamic)

Damping Ratio

☐ Safety Result(Mohr-Coulomb)

Cohesion(C) kN/m²

Frictional Angle(ϕ) [deg]

☐ Tensile Strength kN/m²

ID 3 Name песок Color

Model Type Mohr-Coulomb ☐ Structure

General Porous Non-Linear Thermal Time Dependent

Cohesion(C) kN/m²

Inc. of Cohesion kN/m³

Inc. of Cohesion Ref. Height m

Frictional Angle(ϕ) [deg]

☐ Dilatancy Angle [deg]

☐ Tension Cut-off

Tensile Strength kN/m²

Cut-off yield Surface

☐ Pressure ☒ Rankine

а б

Рисунок Е.16 – Характеристики $E_{пр}$ ИГЭ-2

ID 10 Name гиль песок сред круп Color

Model Type Mohr-Coulomb ☐ Structure

General Porous Non-Linear Thermal Time Dependent

Elastic Modulus(E) 20400 kN/m² ...

Inc. of Elastic Modulus 0 kN/m³

Inc. of Elastic Modulus Ref. Height 0 m

Poisson's Ratio(ν) 0.35

Unit Weight(γ) 18.6 kN/m³

Initial Stress Parameters

Ko Determination 0.5

☒ Automatic ☐ Manual ☐ Anisotropy 

Thermal Parameter

Thermal Coefficient 1e-006 1/°C

Molecular vapor diffusion coefficient 0 m²/sec

Thermal diffusion enhancement 0

Damping Ratio(For Dynamic)

Damping Ratio 0.05

☐ Safety Result(Mohr-Coulomb)

Cohesion(C) 30 kN/m²

Frictional Angle(ϕ) 36 [deg]

☐ Tensile Strength 0 kN/m²

a

ID 10 Name гиль песок сред круп Color

Model Type Mohr-Coulomb ☐ Structure

General Porous Non-Linear Thermal Time Dependent

Cohesion(C) 30 kN/m²

Inc. of Cohesion 0 kN/m³

Inc. of Cohesion Ref. Height 0 m

Frictional Angle(ϕ) 30 [deg]

☐ Dilatancy Angle 10 [deg]

☐ Tension Cut-off

Tensile Strength 0 kN/m²

Cut-off Yield Surface

☐ Pressure ☒ Rankine

б

Рисунок Е.17 – Характеристики $E_{пр}$ ИГЭ-3

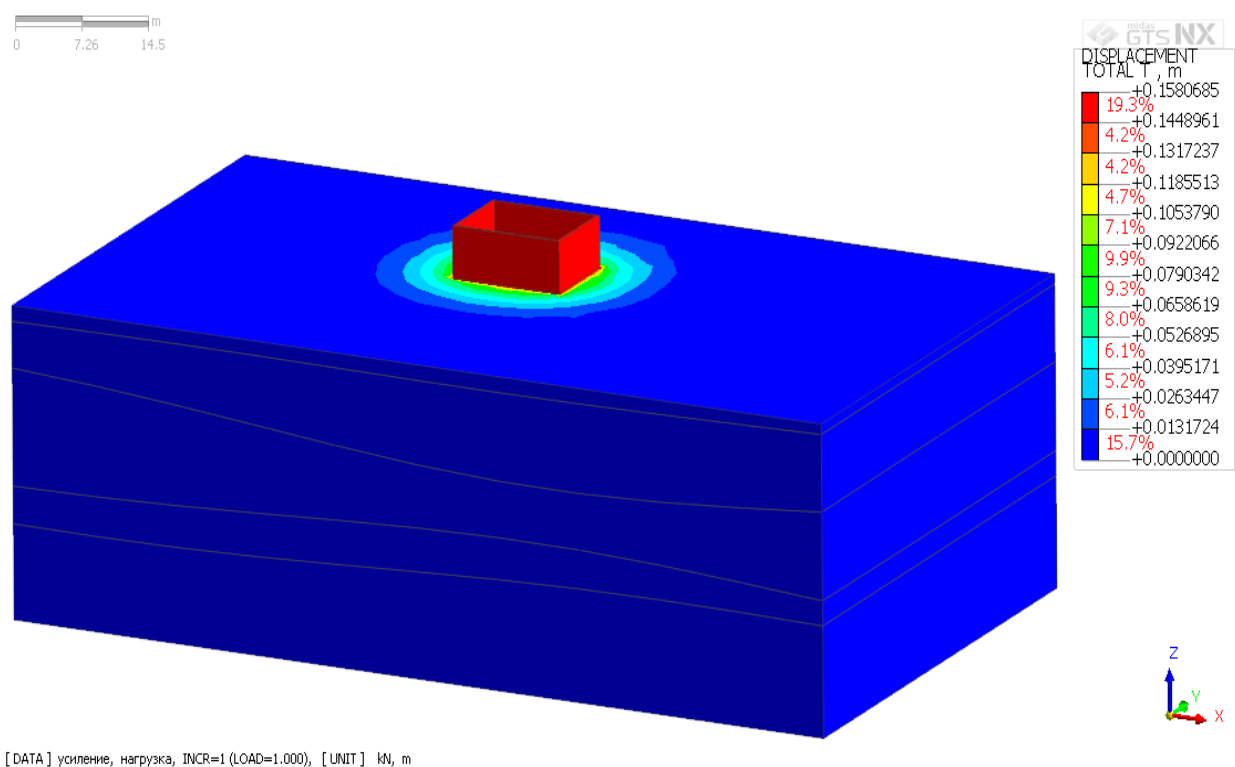


Рисунок Е.18 – Деформированная схема расчета усиленного массива (Max 15.8 см/Min 1.3 см)

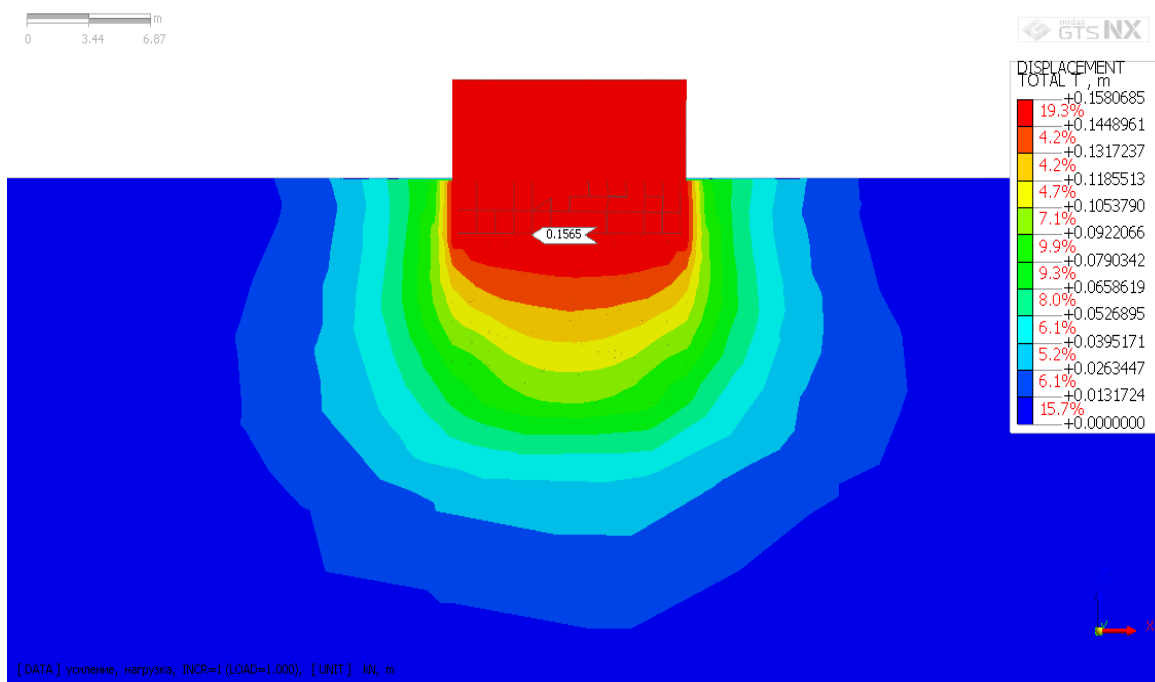


Рисунок Е.19 – Общие деформации усиленного массива грунта в разрезе (Max 15.8 см/Min 1.3 см)

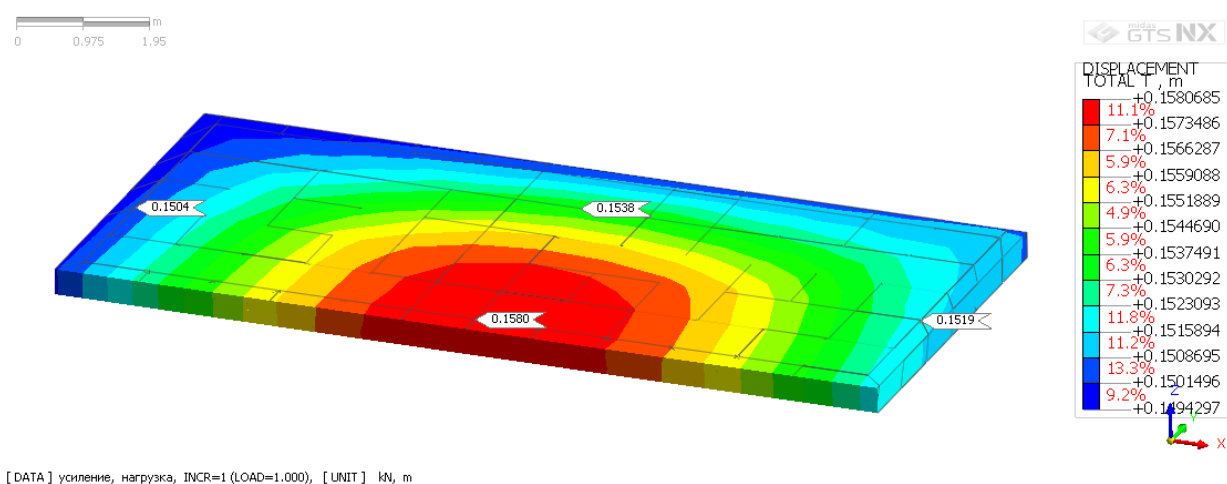


Рисунок Е.20 – Общие деформации фундаментной плиты (Max 15.8 см/Min 14.9 см)

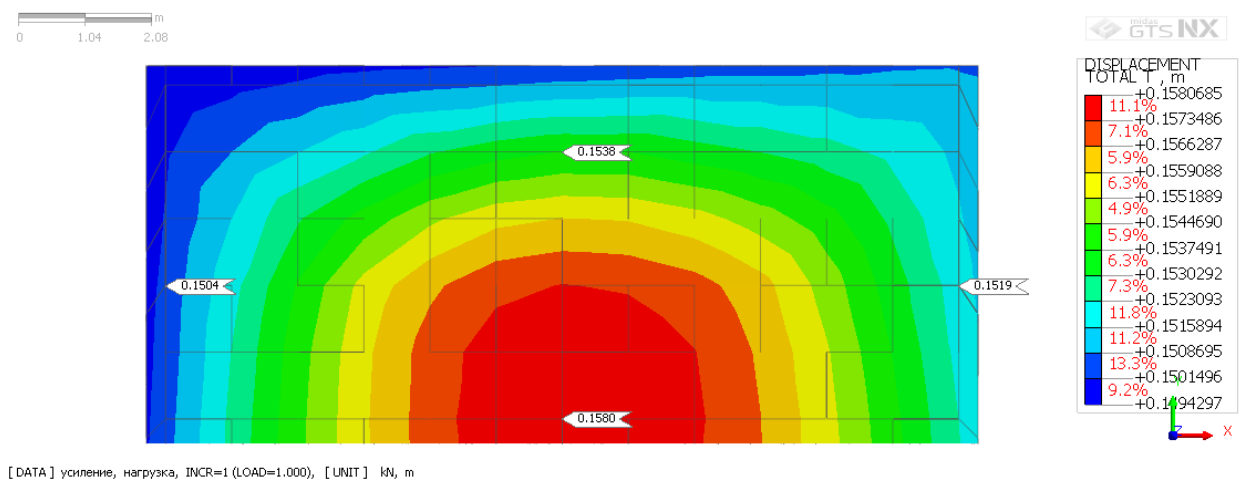


Рисунок Е.21 – Общие деформации фундаментной плиты (Max 15.8 см/ Min 14.9 см)

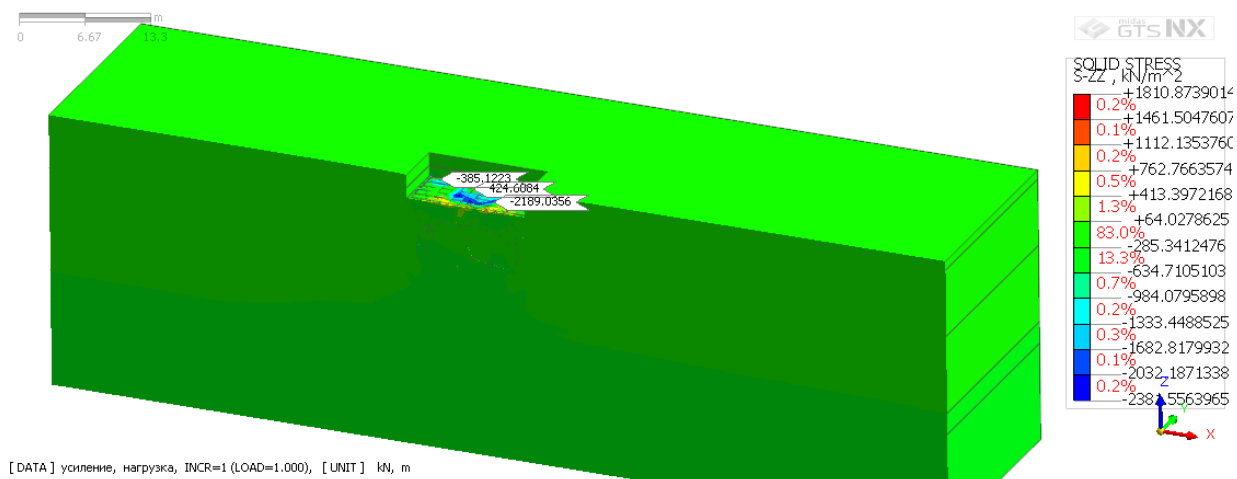


Рисунок Е.22 – Напряжение в массиве и в грунтовой подушке по оси Z (Max -2381.5кН/м² / Min 64.027 кН/м²)

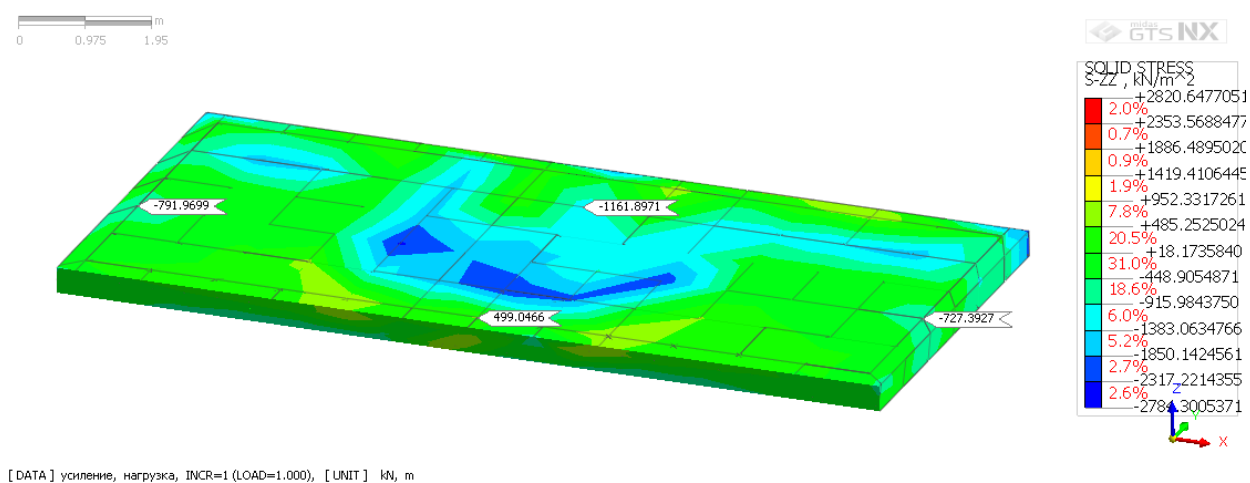


Рисунок Е.23 – Напряжение в грунтовой подушке по оси Z (Max -2317.2 кН/м² / Min -485.25 кН/м²)

Расчет упрочнения грунтов на объектах г. Алматы. Пример применения технологии устройства грунтоцементных колонн, методом глубинного перемешивания грунтов DSM, на объекте: «Многоквартирный жилой комплекс со встроенными, встроенно-пристроенными помещениями», г. Алматы

Таблица Г.1 - Основные исходные данные грунтам

Наименование грунта	γ_n	γ_{II}	γ_I	C_{II}	C_I	φ_{II}	φ_I	E
Насыпной грунт	1,80	1,79	1,78	В качестве оснований фундаментов не рекомендуется				
Почвенно-растительный слой	1,20	1,19	1,18					
Суглинок просадочный	1,72	1,71	1,70					
Суглинок непросадочный, залегающий выше УГВ	2,04	2,02	2,01	21	19	19	17	10,8
Суглинок непросадочный, залегающий ниже УГВ	2,06	2,04	2,02	19	17	11	9	12,5
Суглинок непросадочный, ниже УГВ, плотный	2,19	2,18	2,17	16	12	21	19	20,8
Песок средней крупности	2,0	1,98	1,96	2	1	38	35	34,1
Песок крупный	2,05	2,03	2,01	1	1	40	37	40
Песок гравелистый.	2,10	2,08	2,06	1	1	40	37	40
Галечниковый грунт с песчаным заполнителем.	2,26	2,28	2,25	33	31	39	38	78

Расчет без усиления основания в ПК GTS NX Midas на объекте: «Многоквартирный жилой комплекс со встроенными, встроенно-пристроенными помещениями», г. Алматы

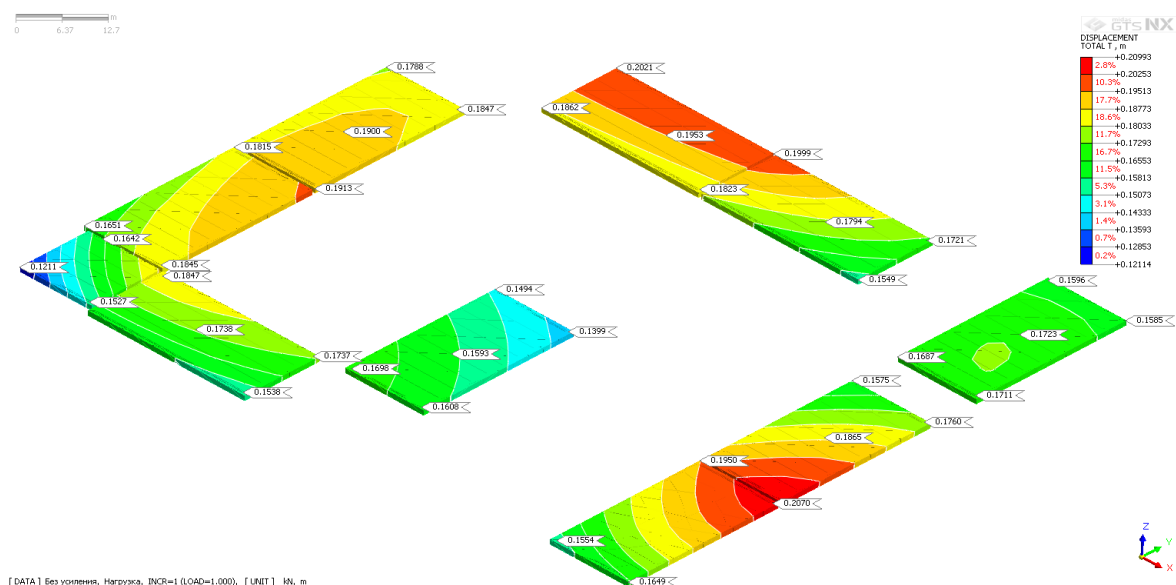


Рисунок Е.24 – Общие деформации Блоков 1-10

Определение количества грунтоцементных колонн DSM

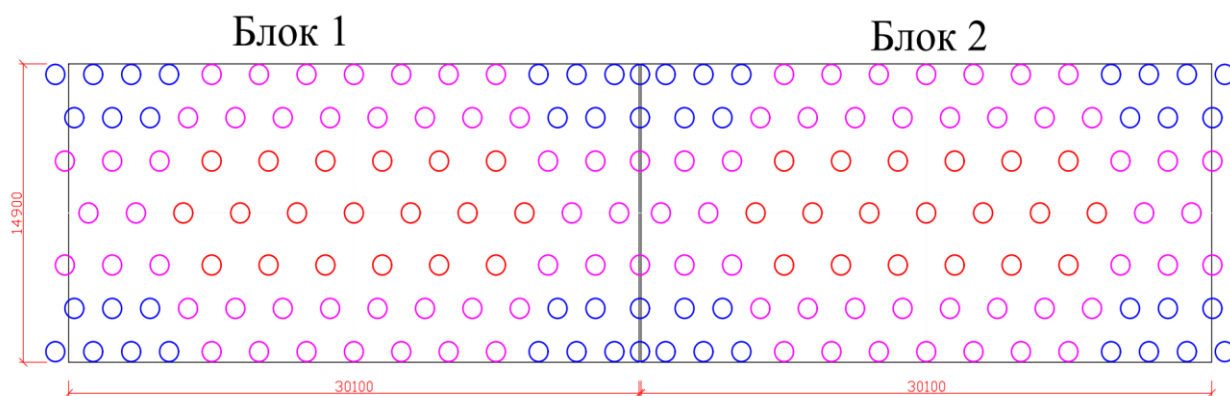


Рисунок Е.25 – Схема расположения DSM Блок 1-2
(количество 180 шт.)

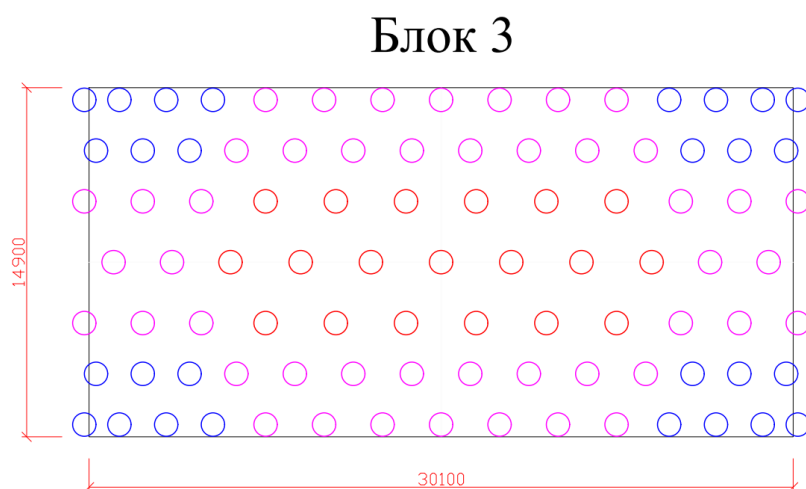


Рисунок Е.26 – Схема расположения DSM Блок 3
(количество 93 шт.)

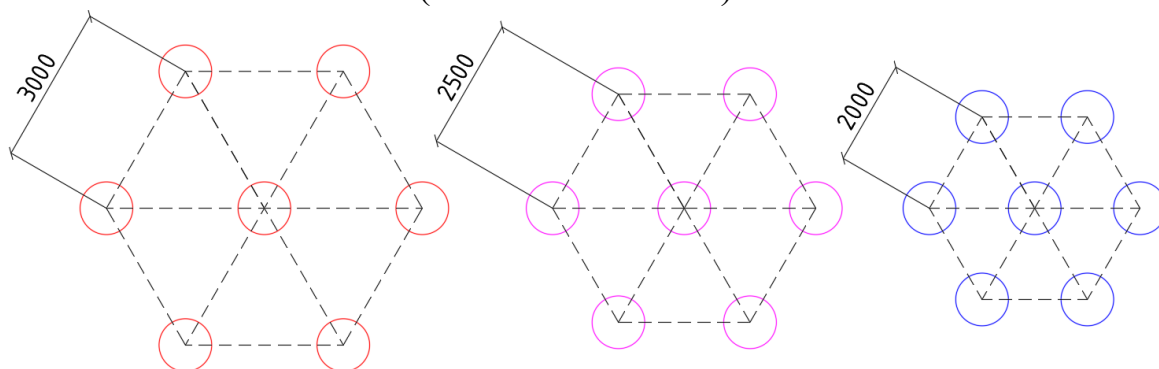


Рисунок Е.27 – Шаг расстановки DSM

Расчет упрочнения грунтов на объектах г. Шымкент. "Строительство университетской клиники на 800 коек- мест в мкр. Бозарык-2, г. Шымкент". Расчет произведен на примере Блок А.

Таблица Г.2 – Нагрузки на здание Блок А приняты согласно данным выданные заказчиком

Нагрузка с протокола расчета	Вид нагрузки	Значение (т)	Кэф. безопасности (1,35/1,5)
Собственный вес	Постоянная	32048,9	43266,02
Полы	Постоянная	13553,4	18297,09
Стены	Постоянная	6031,74	8142,849
Давление грунта	Постоянная	263,832	356,1732
Пом. Категории В	Временная	2602,68	3904,02
Пом. Категории С	Временная	6671,93	10007,9
Аварийная	Временная	18037,3	18037,3
Общая	-	792089,78	102011,3
DSM	381500	0,3	18.05

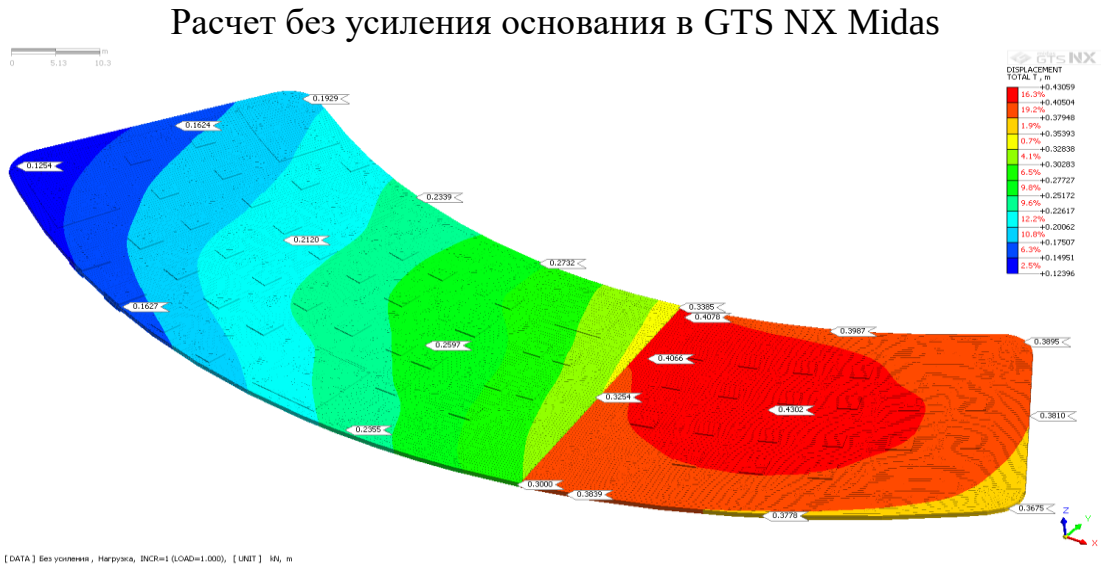


Рисунок Е.28 – Общие перемещения фундамента Блока А (Мах 43.06 см/ Min 12.40 см)

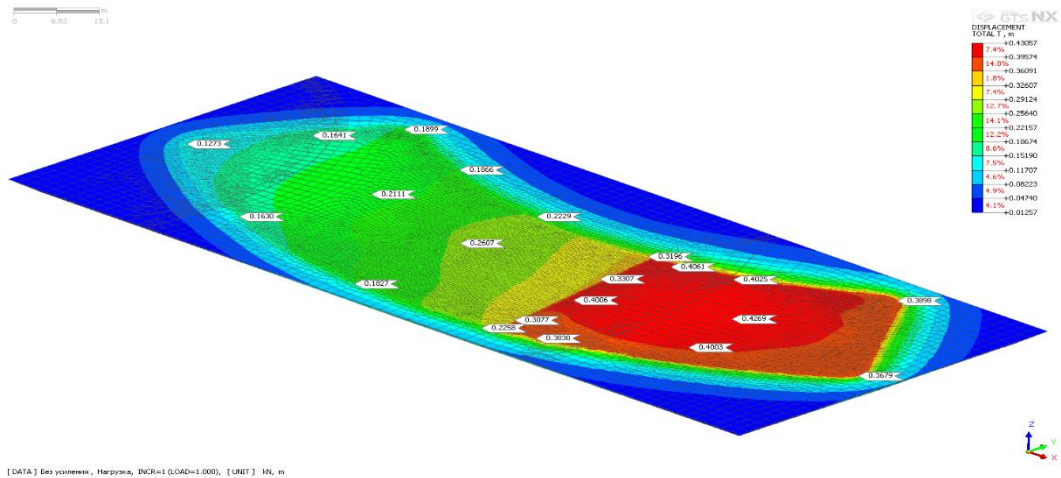


Рисунок Е.29 – Общие перемещения грунтовой подушки Блока А (Мах 43.06 см/ Min 1.26 см)

Аналитический расчет несущей способности грунтоцементной сваи по СП РК 5.01-103-2013

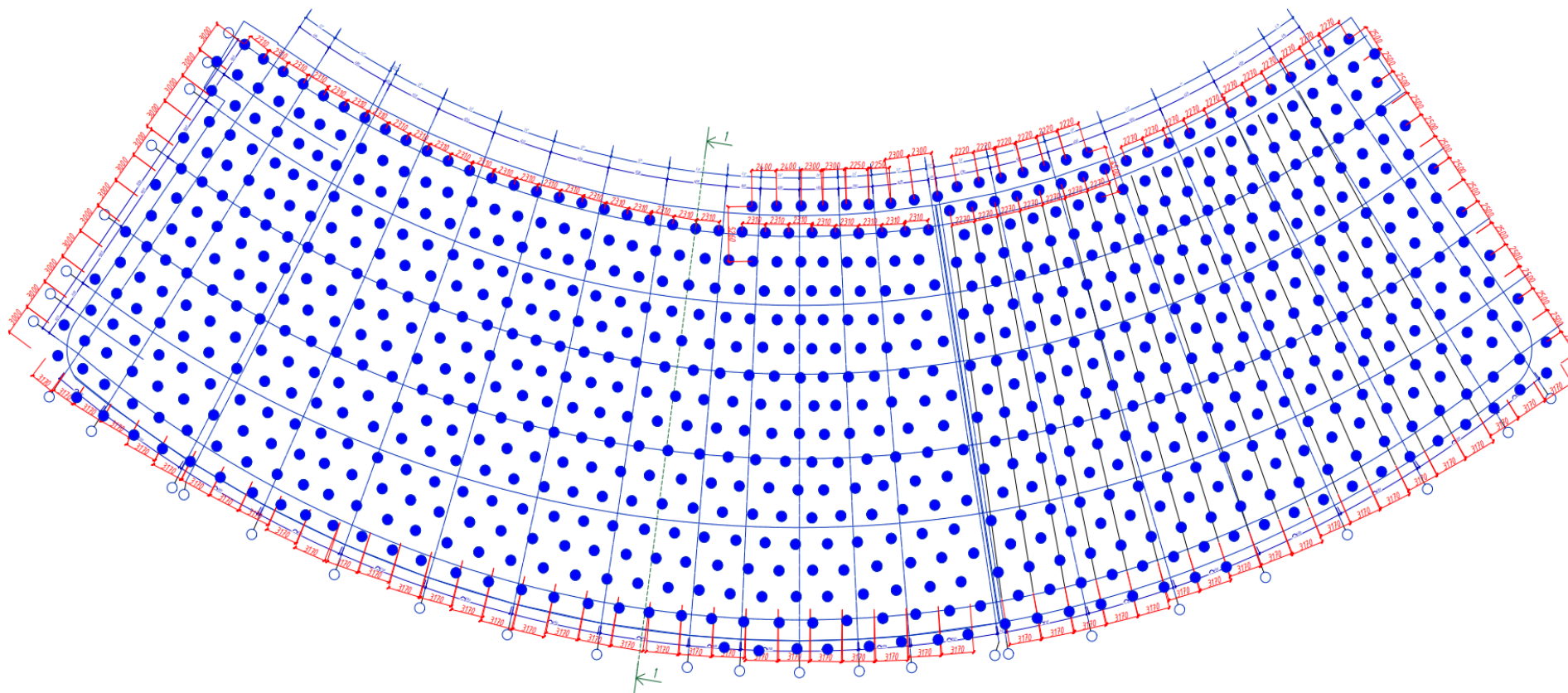


Рисунок Е.31 – План расположение DSM колон Блока А, количество - 820 шт.

Примечание – Составлено по источнику [85]

