

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
«Санкт–Петербургский горный университет императрицы Екатерины II»

На правах рукописи

Астапенко Татьяна Сергеевна



ГЕОМЕХАНИЧЕСКИЙ ПРОГНОЗ ФОРМИРОВАНИЯ
НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ И ОЦЕНКА
УСТОЙЧИВОСТИ ОТРАБОТАННЫХ ШЛАМОХРАНИЛИЩ ПРИ
ФОРМИРОВАНИИ ОТВАЛЬНОЙ МАССЫ

Специальность 2.8.6. Геомеханика, разрушение горных пород, рудничная
аэрогазодинамика и горная теплофизика

Диссертация на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель:
доктор технических наук, доцент
Карасев М.А.

Санкт-Петербург – 2025

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	4
ГЛАВА 1 ОСОБЕННОСТИ ФОРМИРОВАНИЯ ОТВАЛОВ НА ГРУНТАХ НИЗКОЙ ПРОЧНОСТИ, КОТОРЫЕ ПРЕДСТАВЛЕНЫ ГЛИНИСТО-СОЛЕВЫМИ ШЛАМАМИ. 9	
1.1 Особенности механического поведения грунтов низкой прочности, представленных глинисто-солевыми шламами	10
1.2 Анализ развития геомеханических процессов при строительстве и эксплуатации отвалов на слабых основаниях.....	14
1.3 Анализ современных моделей прогноза напряженно-деформированного состояния грунтов низкой прочности	18
1.4 Анализ методов оценки устойчивости отвалов, расположенных на слабых основаниях, представленных глинисто-солевыми шламами	25
1.5 Выводы по Главе 1	30
ГЛАВА 2 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ МЕХАНИЧЕСКОГО ПОВЕДЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ СИСТЕМЫ «СЛАБОЕ ОСНОВАНИЕ-ОТВАЛЬНАЯ МАССА», ОСНОВАНИЕ КОТОРОЙ СЛОЖЕНО ГЛИНИСТО-СОЛЕВЫМИ ШЛАМАМИ	32
2.1 Лабораторные исследования по определению сопротивления недренированному сдвигу	33
2.2 Лабораторные исследования по определению прочности методом одноплоскостного среза	50
2.3 Лабораторные исследования деформируемости отходов калийного производства	56
2.4 Проведение лабораторных исследований характера развития совместных деформаций сыпучего материала и глинисто-солевых шламов в лабораторных условиях.....	60
2.5 Выводы по Главе 2	68
ГЛАВА 3 ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СИСТЕМЫ «СЛАБОЕ ОСНОВАНИЕ-ОТВАЛЬНАЯ МАССА», ОСНОВАНИЕ КОТОРОЙ СЛОЖЕНО ГЛИНИСТО-СОЛЕВЫМИ ШЛАМАМИ	71
3.1 Оценка влияния условий формирования отвалов на их устойчивость при отсыпке на глинисто-солевые шламы с помощью модели Кулона-Мора.....	73
3.2 Оценка влияния условий формирования отвалов на их устойчивость при отсыпке на глинисто-солевые шламы с помощью модели Soft Soil	89
3.3 Численное моделирование внедрения сухих пород в глинисто-солевые шламы с помощью метода связный Лагранж-Эйлера (CEL)	96

3.4 Оценка устойчивости отвалов, формируемых на слабых основаниях, с частичным внедрением сухих пород в слабое основание с помощью модели Soft Soil	109
3.5 Выводы по Главе 3	112
ГЛАВА 4 МЕТОДИКА ОЦЕНКИ УСТОЙЧИВОСТИ СИСТЕМЫ «СЛАБОЕ ОСНОВАНИЕ-ОТВАЛЬНАЯ МАССА», ОСНОВАНИЕ КОТОРОЙ СЛОЖЕНО ГЛИНИСТО-СОЛЕВЫМИ ШЛАМАМИ	114
4.1 Методика расчета устойчивости для системы «слабое основание-отвальная масса», основание которой сложено глинисто-солевыми шламами	114
4.2 Определение поправочного коэффициента для оценки устойчивости отвальной массы, сформированной на слабом основании, представленным глинисто-солевыми шламами	119
4.3 Выводы по Главе 4	125
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	127
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	129
ПРИЛОЖЕНИЕ А Акт внедрения.....	139
ПРИЛОЖЕНИЕ Б Свидетельство о государственной регистрации базы данных	141

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования

Увеличение объемов отходов горного производства, в частности калийной промышленности, обуславливает необходимость рационального использования существующих территорий, поскольку возможности отвода новых участков для их складирования ограничены. В этих условиях повторное использование площадей отработанных шламохранилищ становится приоритетной задачей, направленной на рациональное природопользование. Формирование новых геотехнических систем за счёт отсыпки сухих отходов на слабые, нестабилизированные основания из глинисто-солевых шламов сопряжено с целым рядом сложных геомеханических процессов.

Среди основных проблем при формировании отвальной массы на грунтах низкой прочности, представленными глинисто-солевыми шламами, стоит выделить следующие: склонность к существенному деформированию под весом отвальной массы; данный грунт является средой с переменной динамической вязкостью; консолидация может занять длительное время, что в дальнейшем способно привести к осадкам после окончания формирования геотехнических сооружений; нагрузка от формируемого отвала приводит к образованию избыточного порового давления, которое может явиться причиной развития негативных геомеханических процессов и существенно повлиять на устойчивость геотехнической системы; грунт низкой прочности не проявляет линейной зависимости между напряжением и деформацией, данная зависимость является нелинейной.

Отмечено, что при отсыпке пород на грунты низкой прочности наблюдается существенная деформация, вплоть до внедрения сухих пород в них. Понимание того, как данный грунт реагирует на нагрузки, имеет ключевое значение для обеспечения безопасности геотехнических систем.

Оценка устойчивости отвальной массы, формируемой на слабых основаниях, является неотъемлемой частью геотехнического проектирования. Для этого необходимо учесть особенности деформирования и влияние физического состояния на их механические характеристики.

Существующие методики расчета устойчивости таких сооружений не в полной мере отвечают геомеханическому состоянию, которое характерно для оснований таких сооружений. Ввиду этого, проблема формирования сооружений на слабых основаниях и их длительная устойчивость приобретают особую актуальность в связи с возникающими деформациями на объектах.

Степень разработанности темы исследования

Исследованиям в области научных знаний о механике грунтов, в том числе поведении грунтов низкой прочности и свойствах водонасыщенных глинистых грунтов уделяют внимание как отечественные, так и зарубежные ученые, среди них: М. Ю. Абелев, Л. С. Амарян, В. М. Гольдштейн, Р. Э. Дашко, Р. С. Зиангиров, Ю. Н. Малюшицкий, С. Р. Месчян, В. И. Осипов, Г. Б. Поспехов, А. Я. Рубинштейн, В. Н. Соколов, A. Casagrande, A. W. Skempton, H. F. Schweiger, W. F. Van Impe, R. D. Verastegui Flores.

Вопросами разработки нелинейных моделей деформирования геоматериалов посвящены исследования: С. Г. Ашихмина, А. А. Баряха, А. О. Ермашова, Ю. А. Кашникова, С. А. Константиновой и др.

Проблемам устойчивости геотехнических сооружений на грунтах различной природы, охватывающих механику глинистых грунтов, поведение вечномерзлых, водонасыщенных и техногенных оснований, посвящены труды С. П. Бахасовой, А. М. Гальперина, Н. А. Кутеповой, Ю. И. Кутепова, И. И. Попова, Е. В. Федоренко, Г. Л. Фисенко, П. С. Шпакова, A. W. Bishop, J. M. Duncan, N. Janbu, N. Tamashkovich, E. Spenser, S. G. Wright.

Развитие хвостовых хозяйств калийных предприятий, в том числе при складировании отходов обогащения, описано в работах Б. А. Борзаковскового, А. А. Кологривко, М. И. Русакова, А. Д. Смычника и др.

Однако задачи, связанные с установлением механизма деформирования глинисто-солевых шламов, прогнозом изменения конфигурации слабых оснований при отсыпке на него сыпучих сред и оценкой устойчивости сформированной геотехнической системы изучены не в полной мере и остаются особо актуальными по сей день.

Объект исследования – геотехническая система «слабое основание - отвальная масса», формируемая при отсыпке сухих пород на глинисто-солевые шламы.

Предмет исследования – изменение напряженно-деформированного состояния геотехнической системы «слабое основание - отвальная масса».

Цель работы – повышение геомеханической безопасности отработанных шламохранилищ при формировании отвальной массы, за счет совершенствования прогнозирования напряженно-деформированного состояния и оценки устойчивости геотехнических систем с учетом внедрения сухих пород в глинисто-солевые шламы.

Идея заключается в том, что оценка устойчивости отвала, отсыпаемого на слабые водонасыщенные глинистые породы, должна выполняться с учетом изменений их конфигурации, а также напряженно-деформированного состояния, вызванных внедрением сухих пород, которые определяются на основании применения связной Лагранж-Эйлеровой постановки.

Поставленная в диссертационной работе цель достигается посредством решения нижеуказанных **задач**:

1. Изучение механических свойств глинисто-солевых шламов в лабораторных условиях и характера их деформирования на стендовом оборудовании.
2. Обобщение данных лабораторных исследований, выбор и обоснование модели деформирования глинисто-солевых шламов.
3. Разработка методики прогноза напряженно-деформированного состояния основания, сложенного слабыми глинистыми материалами, при отсыпке на них сухих пород.
4. Оценка влияния характера внедрения сухих пород в слабое основание на его напряженно-деформированное состояние и устойчивость системы «слабое основание-отвальная масса».
5. Разработка методики прогноза устойчивости системы «слабое основание – отвальная масса» с учетом ожидаемого характера внедрения сухих пород в основание.

Научная новизна работы:

1. Установлена зависимость влияния характера внедрения пород в слабое основание на устойчивость системы «слабое основание-отвальная масса».
2. Установлено, что слабое основание на стадии внедрения в него отвальной массы необходимо рассматривать как вязко-пластическую среду с переменной вязкостью, а на стадии расчета устойчивости как упругопластическую среду, параметры которой определяются с учетом его фактического физического состояния.

Соответствие паспорту специальности

Полученные научные результаты соответствуют паспорту специальности 2.8.6. Геомеханика, разрушение горных пород, рудничная аэрогазодинамика и горная теплофизика по пунктам 5 и 6.

Теоретическая и практическая значимость работы:

1. Разработаны теоретические положения расчета устойчивости отвалов, отсыпаемых на слабое основание, представленное глинисто-солевыми шламами, с учетом внедрения сухих пород и последующего изменения конфигурации слабого основания.
2. Разработана методика оценки устойчивости отвалов, отсыпаемых на слабое основание.
3. Результаты диссертационной работы отражены в свидетельстве о государственной регистрации базы данных № 2023621969 «База данных физико-механических свойств отходов калийного производства» от 16.06.2023.
4. Результаты диссертационной работы рекомендованы к внедрению при разработке проекта организации складирования соляных отходов обогащения руды, получаемых при

разработке соляных месторождений и применены в проектной деятельности ООО «СПб - Гипрошахт», что подтверждается актом внедрения от 10.12.2024 (Приложение А).

Методология и методы исследования. При выполнении исследования применялся комплексный подход, включающий лабораторные исследования по изучению физико-механических свойств глинисто-солевых шламов, стендовые испытания и численное моделирование напряженно-деформированного состояния.

На защиту выносятся следующие положения:

1. Сопротивление недренированному сдвигу глинисто-солевых шламов, определяется особенностью сформированного напряженно-деформированного состояния, при этом величина прочности определяется через значения плотности по линейной зависимости, а сама плотность как функция от средних напряжений определяется по логарифмической зависимости с натуральным основанием.

2. Характер деформирования глинисто-солевых шламов при отсыпке на них отвальной массы определяется особенностью ее внедрения, связанной с вязко-пластическим поведением глинисто-солевых шламов, а также формированием необратимых объемных деформаций слабого основания в процессе его консолидации.

3. Устойчивость отвалов, отсыпаемых на слабое основание из глинисто-солевых шламов, зависит от интенсивности внедрения сухих пород, степень влияния которого на устойчивость зависит от конфигурации отвала, мощности слабого основания и прочностных характеристик отходов.

Степень достоверности результатов исследования обусловлена проведением экспериментальных исследований по утверждённым методикам, позволивших получить физико-механические характеристики глинисто-солевых шламов, и выполнением численного моделирования напряженно-деформированного состояния геотехнической системы с использованием экспериментально полученных параметров и с сопоставлением полученных данных с результатами работ других исследователей.

Апробация результатов диссертации проведена на 4 научно-практических мероприятиях с докладами, в том числе на 4 международных: XXI Международная научно-практическая конференция «Современные методы и технологии управления социально-экономическими и инженерными системами и процессами» (г. Минск, 2022 г.), XXXI Международный научный Симпозиум «Неделя Горняка-2023» (г. Москва, 2023 г.), XI Международная научно-практическая конференция «Инновационные направления в проектировании горнодобывающих предприятий» (г. Санкт-Петербург, 2024 г.), Международная научно-практическая конференция «Фундаментальные и прикладные аспекты развития современной науки» (г. Уфа, 2025 г.).

Личный вклад автора заключается в постановке цели и задач исследования; анализе зарубежных и отечественных литературных источников по оценке механического поведения грунтов низкой прочности и способам численного моделирования прогноза напряженно-деформированного состояния геотехнических сооружений, формируемых на грунтах низкой прочности; проведении лабораторных экспериментов, выполнении обработки и анализа полученных результатов в ходе испытаний; подборе параметров для численного моделирования и проведении численного моделирования; разработке рекомендаций для методики оценки устойчивости отвалов, формируемых на грунтах низкой прочности; апробации результатов исследований на научных конференциях; написании научных публикаций по теме диссертации.

Публикации. Результаты диссертационного исследования в достаточной степени освещены в 4 печатных работах (пункты списка литературы № 18, 19, 20, 60), в том числе в 2 статьях – в изданиях из перечня рецензируемых научных изданий, в которых должны быть опубликованы основные научные результаты диссертаций на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук (далее – Перечень ВАК), в 2 статьях – в изданиях, входящих в международные базы данных и системы цитирования (Scopus). Получено 1 свидетельство о государственной регистрации базы данных (Приложение Б).

Структура работы. Диссертация состоит из введения, четырех глав с выводами по каждой из них, заключения и библиографического списка. Содержит 142 страницы машинописного текста, 73 рисунка и 12 таблиц и список литературы из 123 наименований и 2 приложений.

Благодарности. Автор выражает благодарность научному руководителю д.т.н., доценту М. А. Карасеву за неоценимую помощь, всестороннюю поддержку и ценные советы; к.г.-м.н. Г. Б. Поспехову за помощь в ходе выполнения исследований. Особую признательность автор выражает преподавателям и сотрудникам кафедры строительства горных предприятий и подземных сооружений Санкт-Петербургского горного университета императрицы Екатерины II за советы и рекомендации; сотрудникам научного центра геомеханики и проблем горного производства Санкт-Петербургского горного университета императрицы Екатерины II за содействие в проведении экспериментов.

ГЛАВА 1 ОСОБЕННОСТИ ФОРМИРОВАНИЯ ОТВАЛОВ НА ГРУНТАХ НИЗКОЙ ПРОЧНОСТИ, КОТОРЫЕ ПРЕДСТАВЛЕНЫ ГЛИНИСТО-СОЛЕВЫМИ ШЛАМАМИ

Проектирование и формирование отвалов на основаниях, представленных грунтами низкой прочности, является одной из наиболее сложных инженерных задач, сопряженной с множеством аспектов, требующих анализа и специализированных подходов. Грунтом низкой прочности называют дисперсные грунты с высокой пористостью, значительным содержанием воды, низким коэффициентом сцепления и малым углом внутреннего трения. В инженерной практике это, в первую очередь, илистые, торфяные, переувлажнённые супеси, суглинки и глинистые отложения в пластичном или текучем состоянии, а также техногенные и намывные грунты. Низкая прочность таких грунтов обусловлена рядом факторов, включая минералогический состав, степень водонасыщения, структуру порового пространства, степень консолидации и физико-механическое состояние.

В отличие от строительства на прочных грунтах, где грунтовые основания обладают высокой несущей способностью и низкой сжимаемостью, взаимодействие отвальной массы с грунтами низкой прочности неизбежно приводит к выраженным деформациям и зависящим от времени процессам. Грунты низкой прочности обладают высокой податливостью, что приводит к формированию осадок, а также горизонтальных смещений. Эти деформации не только влияют на геометрию и целостность самого отвала, но и могут оказывать воздействие на прилегающие объекты. Процесс формирования отвалов на грунтах низкой прочности характеризуется последовательным развитием деформаций, которые могут быть условно разделены на несколько фаз: фаза непрерывной деформации, фаза образования трещин и потенциального разрушения, а также фаза достижения конечной стабилизации. Эти процессы не являются статичными и развиваются во времени.

Деформации, возникающие при формировании отвалов на грунтах низкой прочности, проявляются как в вертикальном, так и в горизонтальном направлениях, и их масштабы существенно превосходят деформации на обычных основаниях. Нагрузка от отвала может вызывать значительные вертикальные деформации, которые могут достигать десятков сантиметров, особенно в случаях высокосжимаемых глин [61,54]. В некоторых случаях, особенно при высоких нагрузках, может происходить локализация деформаций и развитие прогрессирующего разрушения, что может привести к потере устойчивости сооружения [113].

Одной из ключевых особенностей при формировании отвалов на грунтах низкой прочности является образование и последующее рассеивание избыточного порового давления. Приложение нагрузки к грунту низкой прочности увеличивает поровое давление, и его

рассеивание является основным фактором, определяющим темпы консолидации. Это процесс, зависящий от времени, который включает как первичную консолидацию (вызванную оттоком воды и соответствующим увеличением эффективных напряжений), так и вторичную консолидацию, которая происходит при постоянных эффективных напряжениях, но продолжает способствовать осадкам в течение длительного времени [52]. Вязкость грунта также влияет на механическое поведение грунтов низкой прочности, усложняя прогнозирование напряженно-деформированного состояния и оценку устойчивости сооружений на данных грунтах [87].

Эти процессы требуют комплексного подхода, основанного на учёте как начальных условий нагружения, так и специфики последовательного наращивания высоты отвала, что влечёт за собой изменение напряжённо-деформированного состояния.

Всестороннее понимание и тщательная оценка особенностей формирования отвалов на грунтах низкой прочности, а также мониторинг их механического поведения, являются важными аспектами для обеспечения безопасности и долгосрочной устойчивости инженерных сооружений в условиях постоянно меняющихся нагрузок и зависящих от времени свойств грунта.

1.1 Особенности механического поведения грунтов низкой прочности, представленных глинисто-солевыми шламами

Глинисто-солевые шламы – отходы обогащения силвинитовой руды, представленные в виде суспензии из насыщенного солевого раствора (NaCl и KCl) и нерастворимого остатка (полевого шпата, кварца, карбонатов, сульфатов), которые являются техногенными грунтами. Соотношение объемов жидкой фазы к твердой в глинисто-солевых шламах варьируется в пределах от 1,7 до 2,5 [24]. Массовая доля твердой и жидкой фазы глинисто-солевых шламов неоднородна и ее состав представлен в таблице 1.1.

Таблица 1.1 – Характеристика глинисто-солевых шламов [4].

Жидкая фаза, масс.%					Твердая фаза, масс.%					
KCl	NaCl	MgCl ₂	CaSO ₄	H ₂ O	KCl	NaCl	MgCl ₂	CaSO ₄	H ₂ O	Н.о.
9,9	18,2	0,8	0,3	70,8	24,3	10,2	0,3	4,6	0,4	60,6

Глинисто-солевые шламы характеризуются высоким содержанием воды, часто близким к пределу текучести. В исходном состоянии шламы настолько слабосвязны, что напоминают вязкую жидкость. Шламы относятся к грунтам низкой прочности, характеризующимся высокой сжимаемостью и низкой проницаемостью. Из-за способности удерживать влагу капиллярными силами и тонкодисперсности, жидкая фаза глинисто-солевых шламов плохо отделяется от твердой.

В практике обращения с глинисто-солевыми шламами существует два способа их складирования:

- шламохранилище [5];
- частичная закладка выработанного пространства [6].

Шламохранилище – это инженерное сооружение, предназначенное для складирования как жидких, так и твердых отходов, образующихся в процессе деятельности горнодобывающих предприятий [93].

Анализ глинисто-солевых шламов показал, что формирование твердой фазы пульпы обусловлено присутствием галопелитов, а глинистым породам, образующим дно шламохранилища, присущ однородный гранулометрический состав, независимо от их происхождения, и классифицировать их можно как суглинки. Содержание высокоактивных глинистых минералов обуславливает необычно высокие показатели пластичности [14].

Изучение гранулометрического состава глинисто-солевых шламов выявило наличие определенной тенденции в распределении частиц по фракциям, представленной на рисунке 1.1.

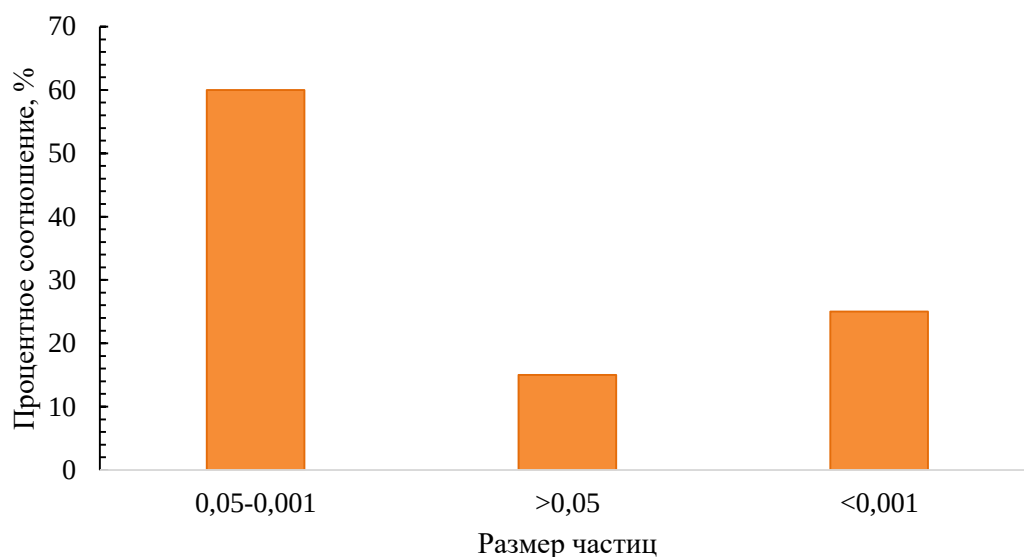


Рисунок 1.1 – Анализ гранулометрического состава глинисто-солевых шламов [26]

Наличие частиц размером $<0,001$ в образцах в пределах 25% позволяет классифицировать глинисто-солевые шламы как высокодисперсный материал [26].

Механическое поведение глинисто-солевых шламов обусловлено взаимодействием следующих факторов:

- коллоидной природы дисперсной фазы;
- высокой ионной концентрации поровой жидкости;
- наличия солевых кристаллогидратов;

- процессов осмотической и ионной миграции, происходящих внутри порового пространства.

Стоит отметить, что показатели физико-механических характеристик глинисто-солевых шламов изменяются в зависимости от рассолосодержания и представлены в таблице 1.2 [7].

Таблица 1.2 – Показатели физико-механических свойств шламов [7].

Наименование	Рассолосодержание, %		
	50-70	30-50	10-30
Плотность частиц грунта, г/см ³	2,20 - 2,71	2,20-2,71	2,20-2,71
Плотность грунта, г/см ³	1,68-1,79	1,13 - 1,92	1,84 - 1,99
Плотность сухого грунта, г/см ³	1,36 - 1,54	1,42 - 1,70	1,63 - 1,86
Коэффициент пористости, д.е.	0,65 - 1,33	0,54 - 0,86	0,025 - 0,765
Пористость, %	47 - 65	31 - 50	17 - 34
Коэффициент уплотнения, МПа ⁻¹	0,033 - 0,054	0,025 - 0,038	0,010 - 0,028
Модуль деформации, МПа	0,5 - 2,8	2,5 - 5,1	4,8 - 7,4
Удельное сцепление, кПа	3 - 16	12 - 21	18 - 28
Угол внутреннего трения, градусы	11 - 20	16 - 20	18 - 29
Коэффициент фильтрации, м/сут	0,0010 - 0,0142	0,0001 - 0,0019	0 - 0,0001

Эти особенности предопределяют их низкую прочность, значительную сжимаемость, повышенную чувствительность к химическим воздействиям, а также сложную деформационно-прочностную реакцию на внешние нагрузки. Авторы утверждают, что присутствие солей, особенно в виде различных катионов (например, Na⁺, Ca²⁺, Al³⁺, Fe³⁺), оказывает значительное влияние на природу шлама, так моновалентные катионы (такие как Na⁺) обычно приводят к большему потенциалу набухания [86]. Химическое взаимодействие между глинистыми минералами и ионами солей изменяет прочностные и деформационные свойства грунтов, что делает их поведение сложным для прогнозирования [14].

Механическое поведение грунтов низкой прочности обусловлено их структурой, которая определяет такие показатели как прочность при сдвиге и фильтрационные характеристики [18]. Ключевыми характеристиками данных грунтов являются высокие значения пористости и низкая плотность, которые характеризуют их сжимаемость и поведение в условиях нагружения. В данных работах отмечено, что грунты низкой прочности склонны к значительному изменению объёма и формы под действием даже невысоких нагрузок, в частности, при формировании

инженерных сооружений на данных грунтах [56,77]. Анализ деформирования данных грунтов представлен на рисунке 1.2.

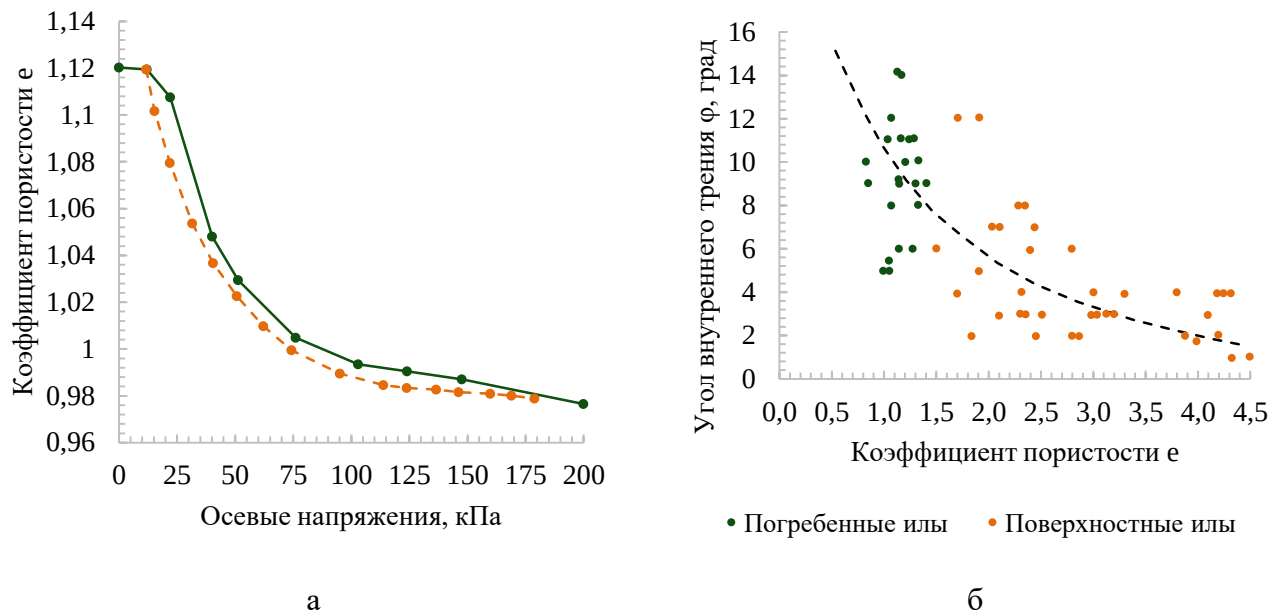


Рисунок 1.2 – Процесс деформирования грунтов низкой прочности при сжатии (а) [1] и изменение угла внутреннего трения от физического состояния грунтов (б) [3]

Исследованиями отмечено [31,59], что при приложении нагрузки грунты низкой прочности испытывают значительные объемные деформации из-за выдавливания поровой воды, а коэффициент компрессии является важным показателем сжимаемости грунтов, отражающим изменение пористости грунта при нагружении и разгрузке. Увеличение показателей влажности приводит к снижению эффективных напряжений, уменьшению прочности и увеличению сжимаемости грунтов, а циклические нагрузки могут вызвать накопление пластических деформаций и снижение прочности, особенно в водонасыщенных грунтах. Сжимаемость этих грунтов проявляется в двух ключевых моментах. Во-первых, при уменьшении избыточного порового давления возрастает эффективное напряжение, а деформация сжатия выступает как начальная стадия уплотнения грунта. Во-вторых, после полного исчезновения избыточного порового давления и стабилизации эффективного напряжения, происходит перестройка структуры грунта, которая приводит к вторичной деформации сжатия [122].

Низкие значения прочности на сдвиг, которые характерны для данных грунтов, делают их склонными к пластическому течению и потере устойчивости даже при относительно небольших нагрузках [105]. Прочность на сдвиг в значительной степени зависит от эффективных напряжений, которые, в свою очередь, определяются поровым давлением. В условиях быстрого нагружения грунтов низкой прочности поровая вода не успевает подвергнуться процессу диссипации, а прочность грунта определяется недренированной прочностью, которая может быть значительно ниже дренированной. Температурные изменения влияют на вязкость поровой

воды и, как следствие, на скорость консолидации и прочность. Действие длительных нагрузок на грунты может вызвать ползучесть — медленную деформацию грунта под постоянным напряжением [101]. Определено [80,69], что прочность грунта и его объемные деформации увеличиваются в зависимости от продолжительности действия нагрузки и среднего нормального напряжения. Данный факт свидетельствует о том, что прочностные параметры грунта как удельное сцепление и угол внутреннего трения не являются постоянными величинами и существенно зависят от режима нагружения и фактора времени.

1.2 Анализ развития геомеханических процессов при строительстве и эксплуатации отвалов на слабых основаниях

Грунты низкой прочности оказывают существенное влияние на формирование напряжённо-деформированного состояния как в основании, так и в теле отвалов. В процессе формирования отвалов на слабых основаниях, представленных грунтами низкой прочности, происходят следующие геомеханические процессы:

1. Образование и рассеивание порового давления.

Процесс образования избыточного порового давления связан с приложением статической и динамической нагрузки от формируемой отвальной массы на водонасыщенное грунтовое основание. Поскольку вода, заполняющая поры грунта, практически несжимаема по сравнению с твердым скелетом грунта, при внезапном или относительно быстром приложении внешней нагрузки, поровое пространство не может мгновенно уменьшиться из-за отсутствия возможности оттока воды. В результате, вся или значительная часть приложенной нагрузки на начальном этапе воспринимается поровой водой, что приводит к повышению ее давления — образованию избыточного порового давления. Согласно принципу эффективных напряжений Терцаги [106], прочность грунта определяется только эффективными напряжениями, и любое увеличение порового давления прямо пропорционально уменьшает прочность грунта на сдвиг, что может привести к потере устойчивости склонов и основания отвала. После образования избыточного порового давления начинается процесс его рассеивания, известный как консолидация [98,78]. Суть этого процесса заключается в постепенном оттоке поровой воды из пор грунта под действием градиента давления, в следствие чего объем пор уменьшается, и нагрузка постепенно перераспределяется с поровой воды на скелет грунта. Это приводит к увеличению эффективных напряжений, уплотнению грунта и увеличению его прочностных характеристик.

При нагружении водонасыщенных глинистых оснований избыточное поровое давление формируется сначала в зоне нагружения и затем распространяется вглубь массива, инициируя повышение порового давления в более удаленных участках массива. В то же время, вследствие

образовавшейся разности напоров, вызванной неравномерным увеличением гидростатического давления в массиве основания, начинается фильтрационный процесс, направленный на выравнивание порового давления. За счёт дренажа поровой воды избыточное поровое давление постепенно рассеивается, что сопровождается фильтрационной консолидацией — уплотнением и уменьшением объема порового пространства. Выполненные исследования [88,40], обосновывают наличие порового давления, рассеивание которого свидетельствует о протекании процесса консолидации, причем процесс диссипации избыточного порового давления происходит в течение длительного времени и зависит от ряда условий: проницаемости пород, скорости отсыпки отвальной массы и гидрогеологических условий. Авторы [21] выделяют три зоны перераспределения порового давления: зона консолидации, зона разуплотнения и зона сдвигов. Отмечено [21], что в зоне консолидации наблюдается уплотнение грунта, снижение пористости, в то время как в области, расположенной за пределами воздействия отвальной массы на слабое основание, может наблюдаться кратковременное повышение влажности и пористости. В результате чего могут возникнуть условия, при которых действующие напряжения снижаются до нуля, способствуя потере устойчивости.

2. Осадка основания, ввиду высокой сжимаемости грунтов.

Модуль общей деформации грунтов низкой прочности составляет менее 5 МПа, и инженерные сооружения, формируемые на данных грунтах, склонны к значительным осадкам, вызванных высокой сжимаемостью грунтов [17]. Опыт проведенных исследований [2,8] доказал, что показатели модуля общей деформации данных грунтов не являются фиксированными значениями и варьируются в зависимости от напряженно-деформированного состояния. Исследования утверждают [72], что в грунте наблюдается вторичное сжатие, даже после окончания строительства горнотехнических сооружений на слабых основаниях. Основным механизмом осадки грунта низкой прочности под отвальной массой является консолидация, вызванная увеличением напряжения от нагрузки. Данный процесс, включающий рассеивание порового давления и последующее уплотнение грунта, был хорошо изучен в мировой практике [106,50]. Одномерная теория консолидации Терцаги основывается на линейной зависимости между осадками и временем при постоянной сжимаемости грунта. Данная теория эффективна для анализа осадок при малых деформациях, однако, установлено что в грунтах низкой прочности, таких как глины, илы, шламовые отложения наблюдаются большие деформации и изменения коэффициента пористости и проницаемости [58]. Для таких условий теория одномерной консолидации оказывается неприменимой, и используются нелинейная теория консолидации [46]. В отличие от общепринятой теории консолидации Терцаги, в рамках которой характеристики, как коэффициент фильтрации и модуль деформации постоянны, нелинейный

подход позволяет учитывать изменение этих параметров в процессе развития консолидации, особенно при больших деформациях и длительном воздействии нагрузок.

Осадка грунта низкой прочности состоит из первичной консолидации и вторичной консолидации. Классическая теория считала, что вторичная консолидация начинается после завершения первичной, однако сейчас считается, что вторичная консолидация существует на протяжении всего процесса деформирования грунта. Процесс консолидации описывается дифференциальным уравнением, связывающим изменение избыточного порового давления с течением времени и пространственным распределением, где определяющим параметром является коэффициент консолидации (C_v), зависящий от коэффициента фильтрации, модуля объёмной деформируемости скелета и других характеристик грунта. Коэффициент консолидации рассчитывается по формуле (1.1):

$$C_v = \frac{E_{eod} \cdot k}{\gamma_w}, \quad (1.1)$$

где E_{eod} - одномерный модуль деформации; k - коэффициент фильтрации; γ_w - удельный вес воды.

Помимо первичной консолидации, грунты низкой прочности подвержены вторичной консолидации (ползучести), которая проявляется как продолжающаяся деформация при постоянном эффективном напряжении после завершения первичной консолидации. Поскольку коэффициент фильтрации грунтов низкой прочности мал (10^{-6} – 10^{-9} см/сек), то процесс уплотнения происходит медленно, и основание консолидируется в течение длительного времени. Это приводит к медленному нарастанию прочности и модуля общей деформации грунтов [1].

Скорость и величина осадки зависят от компрессионных характеристик грунта (индексов сжатия и переуплотнения), начального коэффициента пустотности, а также коэффициентов проницаемости. Как правило, осадки можно разделить на три категории:

- Мгновенные осадки (h_i) - мгновенная реакция скелета грунта на приложение внешней нагрузки. Мгновенная осадка обусловлена упругими деформациями скелета и происходит сразу после приложения нагрузки.
- Осадки консолидации (h) - постепенное вытеснение поровой воды и перераспределение напряжений между жидкостью и скелетом.
- Осадки ползучести (h_s) - развитие деформаций после завершения консолидации, связанное с реологическими перестройками структуры грунта под действием нагрузки.

Схематично данные виды осадок представлены на рисунке 1.3.

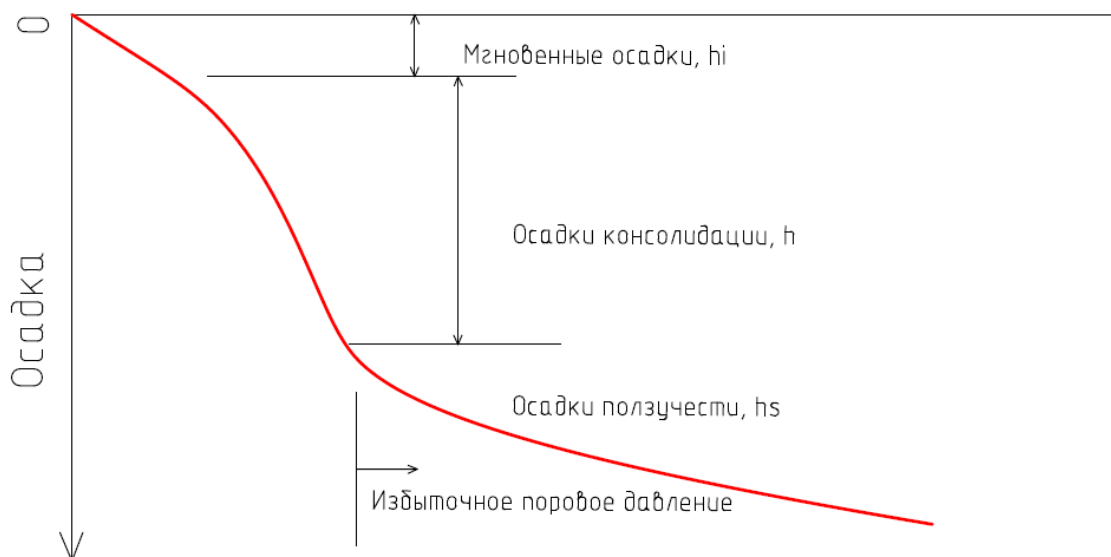


Рисунок 1.3 – Типы осадок [74].

Интенсивность осадки возрастает при наличии неоднородностей в строении основания, слоистости, различии в модулях деформаций и наличии слабых прослоек, скорости нагружения и дренажных условий. При этом в слабых основаниях возможны не только вертикальные, но и горизонтальные перемещения. Длительные осадки не только вызывают перераспределение напряжений в теле отвала и основании, но и могут приводить к развитию зон локальных смещений, образованию трещин и, в конечном итоге, к потере общей устойчивости.

Ожидаемые осадки для отвалов, отсыпаемых на грунты низкой прочности, как правило, значительны, и вертикальные деформации могут достигать больших значений (до 30% для насыпей высотой 3 м на высокосжимаемых глинах), а процесс консолидации является длительным и сложным из-за высокого содержания воды в этих грунтах [74].

3. Развитие сдвиговых деформаций.

Формирование отвальной массы на водонасыщенных грунтах низкой прочности приводит к увеличению общего напряжения. В период консолидации происходит изменение напряженно-деформированного состояния грунта основания. Обычно наибольшие сдвиговые напряжения наблюдаются в следующих зонах:

- в теле отвала, где происходят неравномерные осадки основания; внутри толщи слабого основания, где происходит перераспределение напряжений;
- в области, отвечающей за образование потенциальной поверхности скольжения, которая располагается под основанием отвала и простирается за его границу. Ввиду этого, процесс формирования отвальной массы на слабом основании сопровождается сложным развитием напряжённо-деформированного состояния, в том числе развитием сдвиговых деформаций, что подтверждается рядом исследовательских работ.

Полученные результаты утверждают, что уже в процессе строительства наблюдается частичная консолидация слабого основания, особенно в верхних слоях, и это приводит к неоднородному распределению порового давления и возникновению локализованных сдвиговых зон [65]. Исследование [43] акцентирует внимание на влияние темпа строительства, характеристик консолидации и на развитие сдвиговых деформаций, особенно вблизи зоны контакта «слабое основание – отвальная масса», где происходит концентрация напряжений, а проведенные расчёты, основанные на упруго-пластических моделях с упрочнением, подтверждают развитие деформаций, потенциально приводящих к локальной потере устойчивости сооружений на слабых основаниях. Авторы уточняют [48], что накопление деформаций происходит как за счёт первичной консолидации, так и в условиях ползучести, что требует учета остаточных напряжений и возможности развития прогрессирующих сдвигов. В совокупности эти работы демонстрируют, что сдвиговые деформации формируются как результат сложного взаимодействия между механическими характеристиками грунтов низкой прочности, условиями дренажа и историей нагружения.

1.3 Анализ современных моделей прогноза напряженно-деформированного состояния грунтов низкой прочности

В отличие от идеальных упругих материалов, где закон Гука описывает линейную зависимость между напряжением и деформацией, поведение грунтов низкой прочности, в том числе глинистых водонасыщенных грунтов демонстрирует зависимость, при которой изменения деформаций не пропорциональны изменению приложенной нагрузки. При незначительных нагрузках грунт сжимается, а дальнейшее увеличение нагрузки сопровождается разрушением межчастичных контактов, которые приводят к нелинейной кривой деформаций. Использование традиционных методов при формировании геотехнических сооружений на грунтах низкой прочности, в том числе на техногенных грунтах, таких как намывные грунты в гидроотвалах, хвостохранилищах и шламохранилищах является недостаточным для точного прогноза напряженно-деформированного состояния и ожидаемых геомеханических процессов, ввиду высокой сжимаемости, значительных деформаций, а также особенности, что механическое поведение данных грунтов под воздействием нагрузки во многом определяется их структурой [36,55]. Использование традиционных подходов для определения напряженно-деформированного состояния, таких как метод предельного равновесия и метод предельного состояния не позволяют оценить сложные геомеханические процессы, характеризующиеся значительными деформациями. Для достоверного прогноза поведения таких грунтов при взаимодействии с сооружениями необходимо использовать численные методы анализа,

способные описывать большие деформации, и подобрать подходящую математическую модель, отражающую свойства деформируемой среды. Модель должна корректно воспроизводить характерные закономерности изменения напряжений и деформаций, особенно при высокой нелинейности и больших ожидаемых деформациях. При решении задач в области механики грунтов, широкую применимость получили следующие модели:

1. Упруго-идеально-пластические модели на условии пластичности Кулона-Мора [67,107], Друкера-Прагера [34], Мизеса [118];
2. Модели, основанные на теории критического состояния, и шатровые модели деформирования среды, как Soft Soil [110,32] и Drucker-Prager/Cap [95,51], которые позволяют получить точный характер деформирования грунтов низкой прочности при выполнении численного моделирования;
3. Модели, основанные на теории деформационной пластичности, с использованием методов CEL [120,84,116], SPH [39,49], MPM [35,53,119].

Модель Кулона-Мора представляет собой простую и широко распространённую модель, описывающую грунт как идеальное упругопластическое тело. Линейно-упругая составляющая данной модели до момента разрушения определяется законом изотропной упругости Гука, в соответствии с которым деформация пропорциональна приложенному напряжению. Данная составляющая описывает обратимые деформации, которые исчезают при снятии нагрузки. После достижения момента прочности, грунт переходит в состояние идеальной пластичности, которое реализуется критерием разрушения Кулона-Мора. Данную зависимость, где деформации раскладываются на упругие и пластические компоненты, можно представить в виде формулы (1.2):

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p, \quad (1.2)$$

где индекс e – представляет упругие деформации, а индекс p – пластические деформации.

Основными параметрами модели Кулона-Мора являются: E – модуль Юнга (упругость), ν – коэффициент Пуассона, ϕ – угол внутреннего трения, c – удельное сцепление, G – модуль сдвига, E_{eod} – одномерный модуль деформации, ψ – угол дилатансии.

Данная модель может быть использована как для дренированного грунта с известными параметрами прочности ϕ и c , а также для условий недренированного грунта при $\phi=0^\circ$ и заменой удельного сцепления $c=C_u$, где C_u – это сопротивление недренированному сдвигу.

Интерпретация модели Кулона-Мора основывается на предположении, что разрушение в массиве происходит по касательной плоскости при достижении определённого предельного состояния. Согласно критерию прочности Кулона-Мора, сопротивление сдвигу описывается

линейной зависимостью от нормального напряжения, что в двумерной постановке выражается уравнением (1.3) [33]:

$$\tau = C + \sigma \operatorname{tg}(\varphi), \quad (1.3)$$

где τ – касательное напряжение, σ – нормальное напряжение, C – удельное сцепление, φ – угол внутреннего трения.

Упругое поведение материала до достижения предельного состояния моделируется на основе закона Гука, с использованием модуля упругости (E) и коэффициента Пуассона (ν). При этом в трёхмерной постановке применяется полная матрица жёсткости, охватывающая как нормальные, так и касательные компоненты деформации.

Для инженерных расчётов часто используются производные модули как модуль сдвига (1.4) [33]:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (1.4)$$

А также модуль одометрического сжатия (1.5) [33]:

$$E_{eod} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (1.5)$$

Данный модуль актуален в задачах одномерной консолидации слабых оснований.

При расчетах устойчивости применение модели Кулона-Мора для грунтов низкой прочности допустимо при выполнении следующих условий:

1. Наличие достоверных данных о сопротивлении недренированному сдвигу, полученному по результатам лабораторных исследований;
2. Проведение расчётов преимущественно на стадии предельного состояния;
3. Выполнение параметрической калибровки модели по результатам более сложных численных схем. В этом случае модель может быть использована для оценки коэффициента устойчивости, допустимых нагрузок при возведении насыпей на слабом основании, а также для инженерной верификации результатов при переходе к более совершенным моделям как Soft Soil.

Модель Soft Soil (SS) предназначена, в первую очередь, для моделирования поведения грунтов низкой прочности, таких как уплотненные глины, глинистые суглинки и торф. Модель Soft Soil опирается на гипотезу эффективных напряжений Терцаги и использует логарифмическую зависимость между объемной деформацией (ε_v) и средним эффективным напряжением (P').

В отличие от классических моделей с линейной упругой постановкой, она реализует концепцию упруго-пластического поведения с квазилогарифмической стадией разгрузки-перезагрузки и основной линией консолидации в пространстве «напряжение–деформация».

Поведение при первичном сжатии описывается логарифмической зависимостью, представленной в виде (1.6) [111]:

$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^o = -\lambda^* \cdot \ln \left(\frac{p' + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi}{p^o + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi} \right), \quad (1.6)$$

где ε_v – начальная объемная деформация, λ^* – модифицированный индекс сжатия, p^o – начальное эффективное среднее напряжение.

При разгрузке/перезагрузке данное уравнение имеет следующий вид (1.7) [111]:

$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^o = -\kappa^* \cdot \ln \left(\frac{p' + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi}{p^o + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi} \right), \quad (1.7)$$

где κ^* – модифицированный коэффициент разбухания.

Объемная деформация в рамках модели представляется как сумма упругой и пластической составляющих (1.8) [111]:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_v^e + \varepsilon_v^{pl} \quad (1.8)$$

Упругая составляющая задаётся логарифмической зависимостью (1.9) [109]:

$$\varepsilon_v^e = \kappa^* \cdot \ln \left(\frac{p'}{p_0} \right) \quad (1.9)$$

Пластическая объемная деформация, возникающая при превышении давления предконсолидации, описывается аналогично (1.10) [109]:

$$\varepsilon_v^{pl} = \lambda^* \cdot \ln \left(\frac{p'}{p_c} \right), \quad (1.10)$$

где ε_v^e – упругая составляющая объемной деформации, ε_v^{pl} – пластическая составляющая объемной деформации, p^o – начальное эффективное среднее напряжение.

Разница между модифицированным индексом сжатия (λ^*) и модифицированным коэффициентом разбухания (κ^*) показана на рисунке 1.4.

Ключевыми параметрами модели являются: λ^* – модифицированный индекс сжатия; κ – модифицированный коэффициент разбухания; v_{ur} – коэффициент поперечной деформации для ветви повторного нагружения; c – удельное сцепление; φ – угол внутреннего трения; ψ – угол дилатансии; K_{0nc} – коэффициент бокового давления нормальной консолидации; M – параметр, зависящий от K_{0nc} .

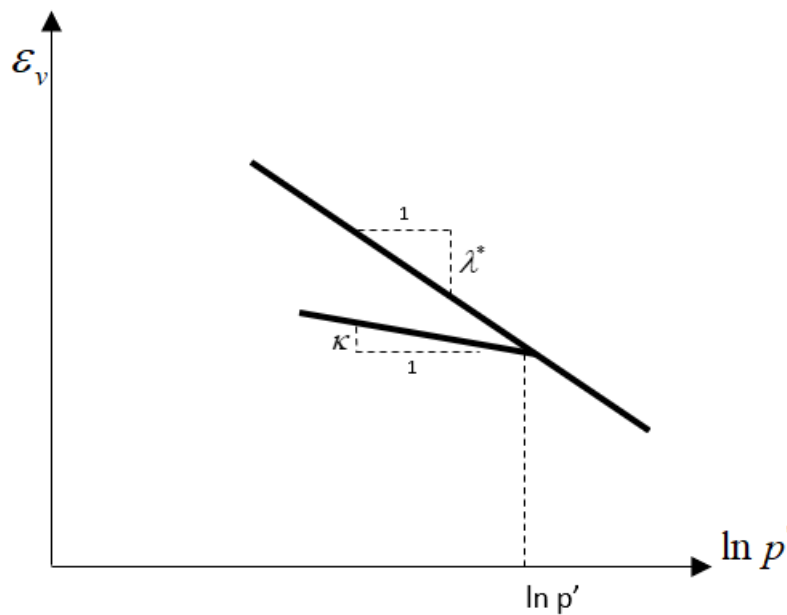


Рисунок 1.4 – Интерпретация логарифмической зависимости между объемной деформацией и средним напряжением [109]

Модель Soft Soil базируется на более реалистичной теоретической основе, позволяющей учитывать сложные механизмы деформирования грунтов низкой прочности и нелинейную зависимость модуля деформации от уровня напряжений, что способствует корректному описанию поведения грунта на стадии как первичной консолидации, так и на стадиях разгрузки/перезагрузки. С практической точки зрения, данная модель хорошо адаптирована для расчётов осадок в основаниях сооружений на грунтах низкой прочности. Модель Soft Soil обеспечивает более точные прогнозы осадок, особенно в зоне первичной консолидации, чем классические модели. Кроме того, модель позволяет разделять упругую и пластическую составляющие деформаций, что важно для инженерной интерпретации поведения основания в стадии строительства и эксплуатации.

Альтернативным методом численного моделирования поведения грунтов низкой прочности является метод материальных точек (MPM), который основан на частицах. Материал представляют как набор материальных точек, а их деформации определяются законами движения Ньютона. MPM представляет собой гибридный подход Эйлера-Лагранжа, в котором используются движущиеся материальные точки и вычислительные узлы на фоновой сетке. Этот подход очень эффективен, особенно в контексте больших деформаций. В методе материальных точек (MPM) расчётная область пространственно дискретизируется на две взаимосвязанные подсистемы (рисунок 1.5a). Первая из них представляет собой сплошное тело, аппроксимируемое совокупностью материальных точек, каждая из которых соответствует определённому элементу. Эти точки несут всю совокупность физических характеристик среды — включая скорость,

напряжённо-деформированное состояния, плотность, параметры материала и другие параметры. Вторая подсистема — это эйлерова расчётная сетка, аналогичная сетке, применяемой в методе конечных элементов. Она построена так, чтобы охватить всю область задачи, включая пустые пространства, в которые должны переместиться материальные точки во время вычислений. В рамках численной реализации метода материальных точек дискретные формы уравнений баланса количества движения, как правило, решаются в узловых точках расчётной эйлеровой сетки. В то же время уравнения сохранения массы, описывающие механическое поведение материала, формулируются и интегрируются на уровне материальных точек, в которых сосредоточена информация о локальных параметрах состояния среды (рисунок 1.5б) [53,119].

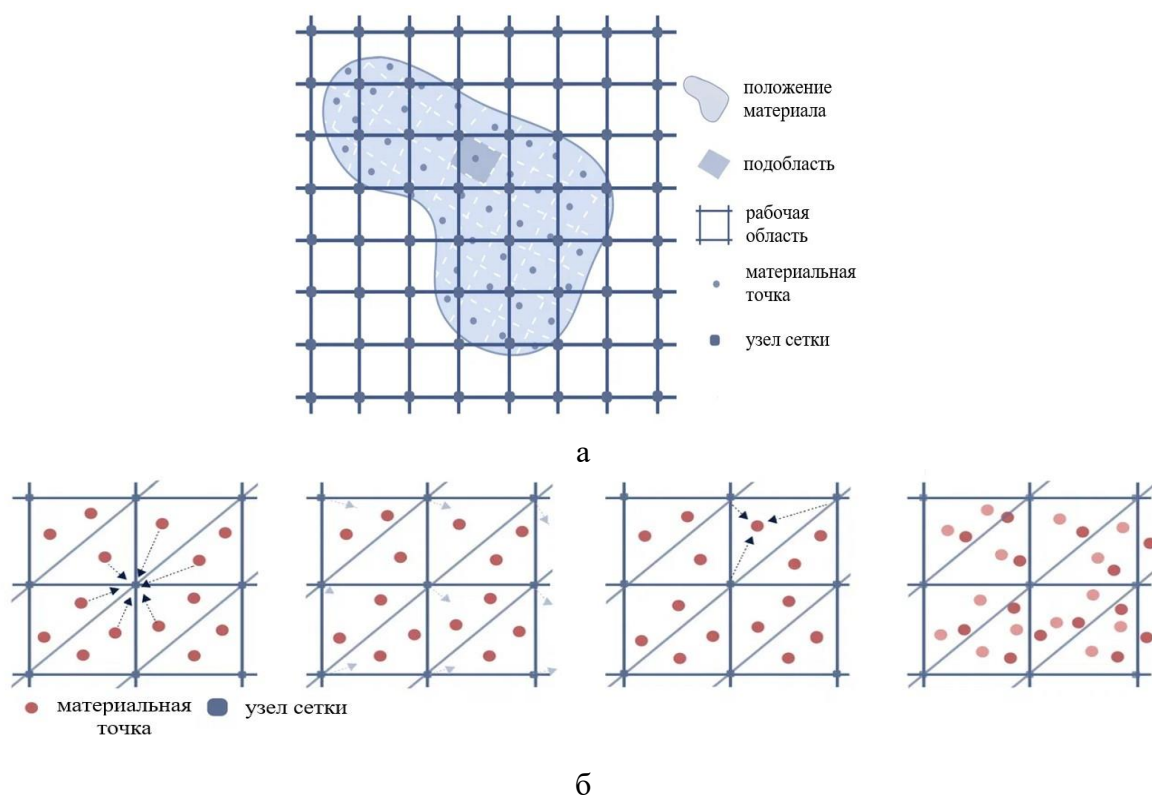


Рисунок 1.5 – Структура дискретизации расчётной области с размещением в ней материальных точек (а), а также алгоритм вычисления при реализации метода материальных точек (МРМ) (б): 1 – передача информации из материальных точек в узловые точки; 2 – решение определяющих уравнений движения в узловых точках; 3 – обновление информации на уровне материальных точек; 4 – обновление положения материальных точек [53,119].

Применение МРМ продемонстрировало высокую эффективность при решении задач пластического формоизменения, а также при анализе обрушений склонов и оползней [99,37,114], данные исследования показывают, что метод способен достоверно воспроизводить образование и развитие зон локализации деформаций, порового давления, и взаимодействие с контактными поверхностями, включая трение.

Метод материальных точек хорошо проявил себя в решении задач с большой деформацией, с которой плохо справлялись другие численные методы, основанные на механике сплошных сред, такие как метод конечных элементов или метод конечных разностей.

Метод гидродинамики сглаженных частиц (SPH) является численным методом для получения приближенных решений уравнений гидродинамики. Фундаментальная идея метода заключается в замене сплошной среды, такой как жидкость, набором дискретных частиц. Уравнения движения и свойства этих частиц определяются из уравнений механики сплошных сред путем интерполяции от частиц. В SPH интерполяционными точками являются частицы, которые движутся вместе с потоком. В данном методе расчетная область представлена как совокупность точек, а промежутки между ними аппроксимируются с помощью весовых функций, обеспечивающих плавность перехода. SPH применяется для моделирования упругости и разрушения, где он дает лучшие результаты, чем конечно-элементные или конечно-разностные методы при изучении хрупкого разрушения [82,83].

Среди численных методов моделирования стоит выделить связный метод Лагранж-Эйлера (CEL). Данный метод предназначен для моделирования физических процессов, которым свойственны большие деформации, и совмещает в себе как Лагранжевую формулировку, так и формулировку Эйлера. Лагранжевая формулировка описывает движение частиц как функцию его начальных координат и времени, при этом сетка деформируется вместе с материалом. Это обеспечивает точное отслеживание границ между частями и материалами, а также легкость применения граничных условий и моделирования материалов, зависящих от истории нагружения. В формулировке Эйлера движение частиц описывается как функция мгновенного положения и времени, используя неподвижную в пространстве опорную сетку. Основное преимущество состоит в том, что искажения элементов не возникают. Так, грунтовый массив, который может испытывать большие деформации, представляется эйлеровой сеткой, которая остается недеформированной и неподвижной в пространстве, позволяя пропускать материал через сетку [91]. Метод CEL хорошо подходит для решения геотехнических задач с большими деформациями благодаря ряду ключевых преимуществ:

- Преодоление искажения сетки.

Главное преимущество CEL заключается в способности моделировать большие деформации без проблем, связанных с искажением сетки, которые присущи чисто лагранжевым методам. Это позволяет выполнять расчеты вплоть до предельного состояния, когда лагранжевые модели могут столкнуться с проблемами сходимости [112].

- Моделирование сложных контактных задач.

Метод CEL эффективно справляется с контактными проблемами между грунтом и конструкциями, особенно в условиях больших перемещений [63].

- Высокая нелинейность.

Метод подходит для моделирования высоко нелинейных процессов с большими деформациями [89].

CEL позволяет эффективно решать комплексные задачи взаимодействия грунт-сооружение, где происходит значительное деформирование грунтового массива [91,41].

Современные модели прогноза напряжённо-деформированного состояния грунтов низкой прочности учитывают сложные механические и гидрогеологических процессы. Модель Кулона-Мора, несмотря на свою простоту и широкую инженерную применимость, обладает рядом ограничений для описания деформации в условиях значительной сжимаемости слабых оснований, но может быть использована для начальной оценки напряженно-деформированного состояния.

Модель Soft Soil является одной из наиболее распространённых и адаптированных численных моделей для описания деформационного поведения грунтов низкой прочности, преимущественно глинистого состава. Однако для описания больших деформаций, происходящих в грунтах низкой прочности, например при внедрении сухих пород в слабое основание, необходимо использование альтернативных численных методов как связный метод Лагранж-Эйлера (CEL), метод материальной точки (MPM) и метод сглаженной гидродинамики частиц (SPH). Эти методы позволяют моделировать большие деформации, разрушения и взаимодействие с текучими средами, что важно для прогноза поведения слабых оснований.

1.4 Анализ методов оценки устойчивости отвалов, расположенных на слабых основаниях, представленных глинисто-солевыми шламами

Обеспечение устойчивости отвалов, возводимых на слабых, водонасыщенных грунтовых основаниях, является одной из важных и методологически сложных задач в современной геотехнической инженерии, учитывая ранее описанные свойства грунтов низкой прочности как высокая сжимаемость, значительные деформации и интенсивное образование избыточного порового давления, которые приводят к существенному снижению несущей способности основания и потенциальной потере устойчивости сооружения на нем.

На устойчивость отвалов оказывает влияние ряд факторов, среди которых можно выделить [27]:

- инженерно-геологические.

Включают структурно-тектоническое строение массива, условия залегания пластов, наличие тектонических нарушений, трещин, прочность пород, характеристики сопротивления

сдвигу по контактам и другим поверхностям ослабления, деформационные характеристики и склонность пород к изменению свойств во времени.

- гидрогеологические.

Данный тип факторов влияет на напряженно-деформированное состояние массива горных пород через гидродинамическое давление.

- физико-географические.

Определяются рельефом местности, влияющим на сток атмосферных осадков и обводнение пород.

- горно-технические.

Среди данного типа факторов выделяют способы ведения буровзрывных работ, высоту отвала и параметры элементов уступов, а также подработку массива подземными горными выработками.

Существующие методы анализа устойчивости отвалов можно разделить на несколько основных групп:

1. Метод предельного равновесия [71, 76];
2. Метод численного моделирования [66,96];
3. Метод искусственных нейронных сетей [103,81];
4. Метод предельного анализа [68,79].

Ключевым расчетным параметром в рамках расчета устойчивости является коэффициент запаса устойчивости, который определяется как отношение суммарных удерживающих сил к суммарным сдвигающим силам вдоль предполагаемой поверхности скольжения, если коэффициент запаса устойчивости оказывается меньше 1, откос считается нестабильным. Коэффициент запаса устойчивости служит численной мерой оценки устойчивости и используется как основной критерий безопасности. Если вычисленные значения коэффициента запаса устойчивости меньше единицы – это свидетельствуют о потенциальной неустойчивости, равны единице – о предельном состоянии (состояние, при котором сооружение перестает удовлетворять предъявляемым эксплуатационным требованиям), и превышающие единицу – о наличии запаса прочности.

Метод предельного равновесия.

Метод предельного равновесия представляет собой классический подход к анализу устойчивости отвалов, основанный на принципах статики и предположении о существовании поверхности скольжения. Нарушение устойчивости откоса отвала в данном методе рассматривается в виде обрушения по поверхности скольжения, которая представляет собой поверхность, вдоль которой происходит или может произойти сдвиг части грунтового массива относительно остальной его части, что приводит к потере устойчивости склона или отвального

сооружения. Суть данного метода заключается в сопоставлении удерживающих и сдвигающих сил, действующих вдоль наиболее напряженной, потенциальной поверхности скольжения, которая может проходить как через тело отвала, так и через его слабое основание.

Форма поверхности скольжения может быть различной и зависит от таких факторов как:

1) тип грунта.

Для однородных глинистых грунтов поверхности скольжения принимают круглоцилиндрическую форму, в то время как для сыпучих грунтов форма поверхности скольжения чаще имеет более плоскую конфигурацию.

2) условия формирования отвальной массы.

Наличие слабых слоев, а также зон пластических нарушений и наличие водоносных горизонтов определяют форму и положение поверхности скольжения.

При размещении отвалов на слабом основании, особенно когда мощность слабого слоя значительна, поверхность скольжения деформирующегося массива приобретает плавную криволинейную форму, распространяясь вглубь слабого слоя основания. Это существенно отличает данный сценарий от случаев, когда разрушение происходит по четко выраженному слабому контакту. В таких условиях, потенциальная поверхность скольжения характеризуется максимальной кривизной и захватывает значительный объем пород основания.

3) геометрия склона отвальной массы.

4) величина оказываемой нагрузки.

Наиболее известными модификациями данного метода являются: метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения как метод Бишопа [38], а также методы произвольных поверхностей скольжения, такие как метод Моргенштерна-Прайса [85], метод Спенсера [100], а также метод алгебраического сложения сил и метод векторного сложения сил [28].

Метод алгебраического сложения сил заключается в суммировании силы трения и сцепления, удерживающие откос, а также касательных сил, сдвигающие откос. Данный расчетный метод может приводить к заниженным коэффициентам запаса, так как не учитывает реакции между блоками. Метод векторного сложения сил является наиболее универсальным методом, который учитывает реакции между блоками. Точность расчетов при использовании данного метода зависит от расположения границ между блоками и направления реакций [28].

Преимуществами метода предельного равновесия являются: простота в реализации и быстрая скорость вычислений по сравнению с более сложными методами. Не требует большого количества параметров, что делает его предпочтительным выбором для инженеров, особенно для предварительной оценки устойчивости на ранних стадиях проектирования.

Недостатки и ограничения метода предельного равновесия: данный метод менее точен, чем численные методы, и не может быть применен к сложным геотехническим задачам, таким как ползучесть, большие деформации, а также невозможность прогнозировать величину, направление и характер деформаций, которые могут быть критически важны для слабых оснований. Метод предельного равновесия не учитывает пространственную изменчивость свойств грунта, что может привести к переоценке устойчивости.

В связи с вышеописанным, данный метод не может в полной мере оценить прогноз развития геомеханических процессов при формировании отвалов на слабых основаниях. С учетом специфических особенностей грунтов низкой прочности использование метода предельного равновесия для оценки устойчивости сооружений на данных грунтах затруднительно ввиду ряда особенностей: он не позволяет учитывать постепенное развитие деформаций и напряжений в грунте, а также не позволяет оценить прогрессирующие осадки, что является важной особенностью для грунтов низкой прочности, обладающих высокой сжимаемостью и низкой несущей способностью; метод не учитывает такие свойства как консолидация и ползучесть (длительная пластическая деформация), а это немаловажно для прогнозирования поведения данных грунтов под длительными нагрузками; а также не учитывает видоизменяющуюся геометрию данного грунта и сооружения на нем и историю нагружения.

Метод численного моделирования.

Методы численного моделирования представляют собой альтернативу традиционным подходам к анализу устойчивости, поскольку позволяют моделировать сложное поведение грунтов, учитывая их нелинейность, анизотропию, неоднородность, а также, процессы консолидации и динамику рассеивания порового давления во времени. Среди численных методов оценки устойчивости выделяют: метод конечных разностей [73], метод конечных элементов [92,45].

Метод конечных разностей это – численный метод, широко применяемый в геомеханике для анализа устойчивости откосов, насыпей и отвалов, в том числе на слабых основаниях. Метод основан на аппроксимации дифференциальных уравнений механики сплошной среды с использованием дискретных сеток и схем разностей. Данный метод заменяет производные конечными разностями, преобразуя дифференциальные уравнения в системы линейных алгебраических уравнений [108].

Метод конечных элементов позволяет моделировать не только распределение напряжений и деформаций, но и естественное развитие поверхности разрушения в процессе нагружения. Данный метод даёт возможность учитывать сложные реологические свойства материалов, процессы консолидации, фильтрации и изменения порового давления. В условиях слабых оснований метод конечных элементов позволяет наблюдать за образованием локальных зон

пластических деформаций и механизмов постепенного разрушения, что необходимо знать при длительной эксплуатации отвалов.

Метод конечных элементов позволяет решать дифференциальные уравнения в частных производных, описывающие поведение континуальных систем, путем их дискретизации на конечное число элементов. Основная идея метода конечных элементов заключается в разделении анализируемого объекта (например, откоса) на множество конечных элементов, которые соединены между собой в узловых точках. Совокупность этих элементов и узлов образует так называемую «конечно-элементную сетку». Неизвестные поля (например, поля напряжений или перемещений) в пределах каждого элемента аппроксимируются с помощью соответствующих интерполяционных функций. Значения, определяющие эту аппроксимацию, задаются дискретными величинами, которые соответствуют неизвестным параметрам в точках сетки, называемым "узловыми переменными". Такой подход интерполяции позволяет преобразовать системы дифференциальных уравнений в систему алгебраических уравнений, которую можно численно решить [29].

В рамках метода конечных элементов для оценки устойчивости применяется метод снижения прочности [75]. Основным принцип метода состоит в систематическом уменьшении параметров прочности грунта (сцепления c и угла внутреннего трения φ) до тех пор, пока откос не достигнет состояния разрушения (предельного состояния) [47,44]. С учетом того, что модель деформирования пород в качестве поверхности пластического течения базируются на условии пластичности Кулона-Мора, то расчетный коэффициент запаса по устойчивости определялся по следующему выражению (1.11) [64]:

$$K_{уст} = \frac{\tau_{пред}}{\tau_{дейст}} = \frac{\sigma_n \cdot \operatorname{tg} \varphi + c}{\tau}, \quad (1.11)$$

где $\tau_{пред}$ — максимальная нагрузка или прочность; $\tau_{дейст}$ — ожидаемая нагрузка.

Использование метода конечных элементов для оценки устойчивости отвалов на грунтах низкой прочности отражено в различных исследованиях [94,42,123]. Отмечено [42], что с помощью метода конечных элементов можно моделировать сложные геометрические конфигурации откосов и учитывать неоднородность грунтового массива, включая пространственное распределение физико-механических свойств, что является особенно важным при наличии грунтов низкой прочности в основании. Использование данного метода позволяет проводить детальный анализ воздействия различных параметров таких как сцепление и угол внутреннего трения на устойчивость откосов при различных высотах отвалов и установлено, что даже незначительные изменения этих параметров могут существенно повлиять на величину коэффициента устойчивости и распределение деформаций в массиве [123].

Данный метод является заменой традиционным методам предельного равновесия, так как выявляет наиболее критическую поверхность скольжения, которая соответствует зоне максимальной локализации пластических деформаций и учитывает все взаимодействия напряжений и деформаций в массиве, что делает его более объективным.

Исследование методов оценки устойчивости отвалов, размещённых на слабых основаниях, показывает, что для точного моделирования напряженно-деформированного состояния требуется комплексный и всесторонний подход. Традиционные методы предельного равновесия не смотря на широкую применимость в инженерной практике не обеспечивают достаточной точности в условиях существенно неоднородных, структурно неустойчивых и высоко деформируемых оснований, какими являются глинисто-солевые шламы. Современные численные методы позволяют учесть нелинейную деформацию данных грунтов и их свойства. В этой связи для достоверной оценки устойчивости отвалов на слабых основаниях необходимо использовать комплексные численные подходы.

1.5 Выводы по Главе 1

Формирование отвалов на грунтах низкой прочности является сложной геотехнической задачей, требующей понимания механического поведения грунтов и развивающихся геомеханических процессов. Строительство и эксплуатация отвалов на данных грунтах сопровождается нестабильным напряженно-деформированным состоянием и значительными вертикальными деформациями, что обусловлено образованием избыточного порового давления. Основными факторами, влияющими на устойчивость отвалов, являются физико-механические свойства грунтов, инженерно-геологические и гидрогеологические условия, интенсивность отсыпки сухих пород и цикличность нагрузок. В совокупности, указанные факторы формируют сложную и динамично изменяющуюся систему, устойчивость которой должна оцениваться с применением современных методов численного моделирования и на основе экспериментальных и полевых исследований.

Механическое поведение грунтов низкой прочности характеризуется высокой сжимаемостью, значительной чувствительностью к внешнему нагружению и выраженной зависимостью напряженно-деформированного состояния от времени. Глинисто-солевые шламы характеризуются высоким содержанием водорастворимых солей, низкой проницаемостью и высокой пластичностью, значительной пористостью и водонасыщенностью, что в совокупности обуславливает их повышенную сжимаемость, низкое сопротивление сдвигу и нестабильность во времени при действии внешних нагрузок. Основной особенностью механического поведения глинисто-солевых шламов является их текучепластичная консистенция при естественной

влажности, обусловленная наличием водорастворимых солей, влияющих на межчастичное взаимодействие и структуру порового пространства. Эти факторы усложняют проектирование и строительство геотехнических сооружений на данных основаниях.

Традиционные методы инженерного расчета в полной мере не обеспечивают необходимую точность при прогнозировании напряженно-деформированного состояния оснований, представленных глинисто-солевыми шламами, особенно в условиях больших деформаций. Актуальным становится использование альтернативных численных методов моделирования, которые позволяют учитывать сложное механическое поведение грунтов низкой прочности и механизмы деформирования.

ГЛАВА 2 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ МЕХАНИЧЕСКОГО ПОВЕДЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ СИСТЕМЫ «СЛАБОЕ ОСНОВАНИЕ-ОТВАЛЬНАЯ МАССА», ОСНОВАНИЕ КОТОРОЙ СЛОЖЕНО ГЛИНИСТО-СОЛЕВЫМИ ШЛАМАМИ

В рамках инженерной практики и научных исследований, связанных с освоением территорий, подверженных влиянию горнодобывающей деятельности, а также при проектировании и строительстве геотехнических объектов на слабых основаниях, особое внимание уделяется комплексной оценке физико-механических свойств грунтов низкой прочности. Однако, проведение экспериментов затрудняется необходимостью создания условий, имитирующих естественное напряжённо-деформированное состояние данных грунтов, а также учетом влияния высоких показателей влажности, слабой структурной связи между частицами, высокой степени пористости. Отходы горного производства, в частности глинисто-солевые шламы, характеризуются низкой несущей способностью, склонностью к длительным деформациям и консолидации [25]. Грунты низкой прочности, распространённые в зонах аллювиального или морского осадконакопления, имеют схожие механические свойства, что делает их поведение под нагрузкой трудно прогнозируемым без лабораторных исследований. Особенно важным является исследование таких параметров, как сопротивление недренированному сдвигу, деформируемость данных грунтов и их способность к совместной деформации в рамках внедрения сыпучего материала в грунт при формировании геотехнических сооружений.

Проектирование и эксплуатация отвалов на слабых основаниях, представленных глинисто-солевыми шламами, является комплексной задачей, требующей всестороннего подхода к оценке их деформирования и устойчивости. Особенности механического поведения глинисто-солевых шламов включают низкую прочность при сдвиге, значительную сжимаемость, склонность к ползучести и продолжительный процесс консолидации и требуют применения методов, способных учитывать как мгновенное, так и длительное развитие деформаций при формировании и эксплуатации отвальной массы.

Для данного исследования был разработан алгоритм, который предполагает проведение лабораторных исследований, направленных на определение физико-механических характеристик слабого основания; построение физических моделей взаимодействия формируемой отвальной массы и основания с использованием стендового оборудования, и применение численного моделирования для расчетов устойчивости отвальной массы на слабом основании. Схема сформированного алгоритма представлена на рисунке 2.1.

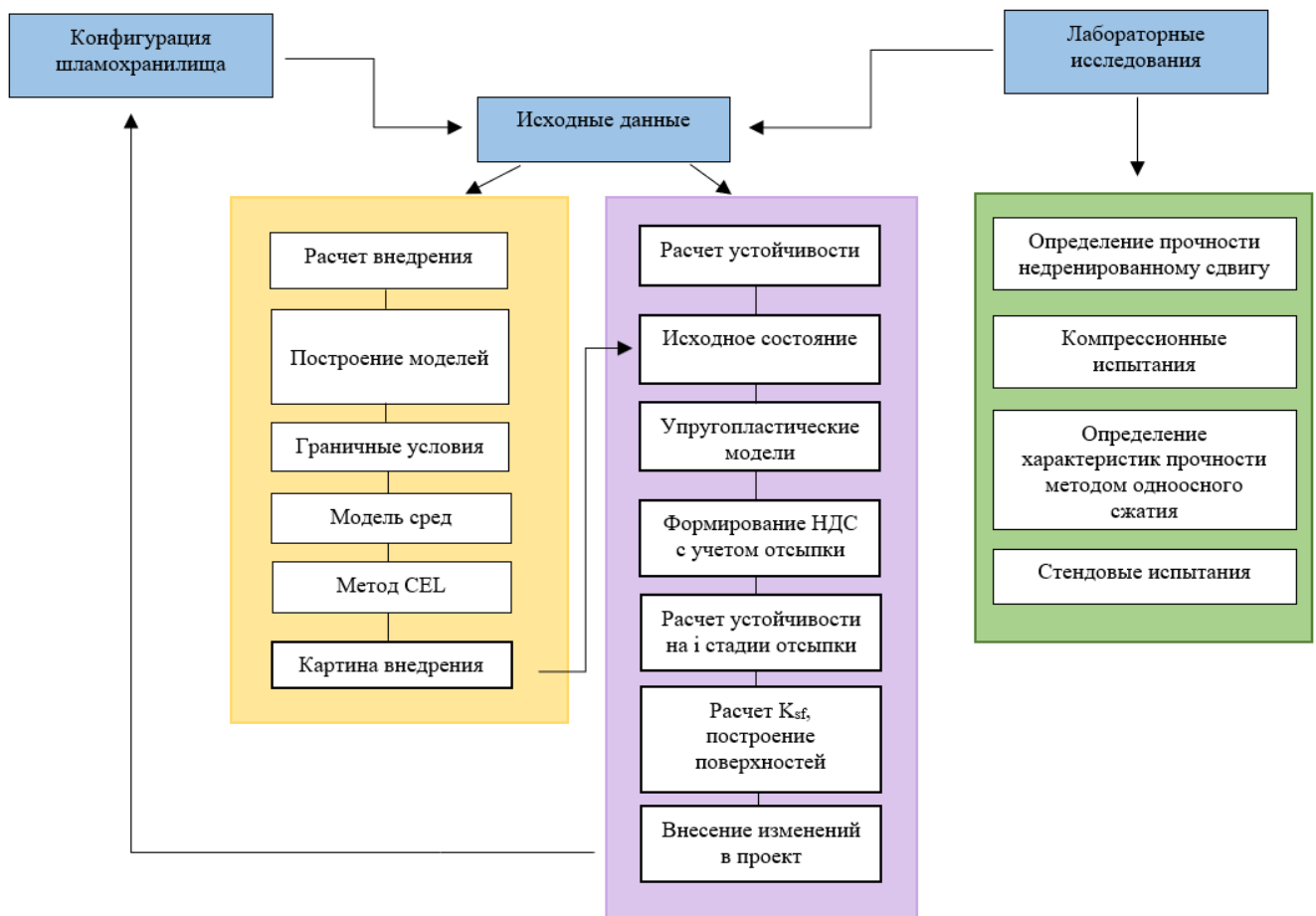


Рисунок 2.1 – Алгоритм проведения исследования и численного моделирования по теме исследования

2.1 Лабораторные исследования по определению сопротивления недренированному сдвигу

Одним из основных показателей, определяющих особенности деформирования грунтов низкой прочности, учитывая специфические условия механического поведения данных грунтов, является сопротивление недренированному сдвигу. Сопротивление недренированному сдвигу характеризует способность грунта сопротивляться разрушению при сдвиге в условиях, когда поровое давление еще не рассеялось. Данный параметр имеет решающее значение для оценки устойчивости и механического поведения грунтов в условиях отсутствия дренажа.

Существует несколько методов определения сопротивления недренированному сдвигу, а именно:

1. лабораторные испытания на одноосное сжатие;
2. лабораторные испытания на срез;
3. лабораторные испытания на трехноосное сжатие;

4. метод вращательного среза.

Так как приведенные выше методы не позволяют определить данный параметр ввиду того, что грунты низкой прочности, представленные глинисто-солевыми шламами, являются текучими или текучепластичными, то предпочтительным способом определения прочности недренированному сдвигу для данных грунтов является метод вращательного среза, который можно проводить как в полевых, так и в лабораторных условиях. Преимуществами данного метода является, то, что испытание позволяет оценить прочность недренированному сдвигу грунта в условиях, максимально приближенных к возникающим во время строительства геотехнических сооружений на данных грунтах. Данный метод не имеет ограничений по применению в зависимости от типа грунта и глубины испытаний.

В данном исследовании определение сопротивления недренированному сдвигу определялось в лабораторных условиях. В качестве оборудования для испытания образцов была использована четырехлопастная крыльчатка из нержавеющей стали, которая вдавливалась в грунт (рисунок 2.2).



Рисунок 2.2 – Оборудование для проведения лабораторных испытаний по определению сопротивления недренированному сдвигу

Испытания проводились в соответствии с ГОСТ 20276.5-2020 «Грунты. Метод вращательного среза» [12], который устанавливает требования по проведению лабораторных исследований методом вращательного среза для определения сопротивления недренированному сдвигу.

Лабораторный эксперимент состоял из следующих этапов [19]:

1. Вертикальное вдавливание лопасти и стержня в техногенный грунт на заданную глубину и медленное вращение с постоянной скоростью (около $0,1^\circ - 0,2^\circ$ в секунду).

2. По мере вращения лопасти измерялся крутящий момент, который фиксировался через определенные интервалы времени. Испытание продолжалось до достижения максимального значения крутящего момента. Определение максимального крутящего момента выполнялось путем фиксации момента, когда лопасть крыльчатки быстро вращается в течении нескольких оборотов, что соотносится с разрушением грунта.

3. Прочность недренированному сдвигу рассчитывалась с использованием значений крутящего момента и размеров лопасти по формуле (2.1):

$$C_u = \frac{T}{2\pi hr^2}, \quad (2.1)$$

где T – максимальный крутящий момент, Н·м; h – высота лопасти, м; r – радиус лопаток, м.

Перед проведением исследований на прочность недренированному сдвигу был проведен анализ гранулометрического состава образцов глинисто-солевых шламов двух месторождений калийных солей согласно методическим указаниям [16]. Гранулометрический анализ проводился ареометрическим методом согласно ГОСТ 12536-2014 «Грунты. Методы лабораторного определения гранулометрического (зернового) и микроагрегатного состава» [11]. Суть данного метода состоит в том, что измерение плотности подготовленной суспензии грунта проводят ареометром в процессе отстаивания суспензии в цилиндрах.

В процессе исследования были выполнены следующие этапы для восьми проб глинисто-солевых шламов, полученных из двух месторождений в равном соотношении:

1. Пробы были предварительно высушены в сушильном шкафу при температуре 105° и измельчены ступкой. Вес каждой навески составил 30 грамм;
2. Пробы были добавлены в 500 мл дистиллированной воды и тщательно перемешаны;
3. Каждая взвесь просеивалась через сито с размером отверстий 0,1 мм, оставшиеся частицы на сите промывались дистиллированной водой и повторно высушивались в сушильном шкафу и взвешивались для определения песчаной фракции;
4. Полученную суспензию сливали в цилиндр емкостью 1000 см^3 через воронку с добавлением 5 см^3 пирофосфата во избежание процесса коагуляции и доведения объема до 1000 см^3 . Визуальное представление данного этапа приведено на рисунке 2.3;
5. После измерялась температура полученной суспензии;
6. Суспензия в мерном цилиндре на всю глубину тщательно перемешивалась в течение 1 минуты;

7. Затем в емкость опускался ареометр для замера плотности суспензии через 1 минуту, 30 минут и 11 часов.

Все показания ареометра и температуры записывались в журнал эксперимента.



Рисунок 2.3 – Определение гранулометрического состава глинисто-солевых шламов

Для перевода показаний ареометра в концентрацию взвешенных частиц были использованы таблицы калибровки.

Содержание фракций образцов глинисто-солевых шламов размером более 10 мм в процентном соотношении вычислялось по формуле (2.2) [11]:

$$A = \frac{m_{\phi}}{m_1} \cdot 100, \quad (2.2)$$

где m_{ϕ} - масса фракции образца, г; m_1 - масса средней пробы образца, г.

Содержание фракций образцов глинисто-солевых шламов размерами более 0,5 мм; 0,25 мм и 0,1 мм вычисляли по следующей формуле (2.3) [11]:

$$X = \frac{m_n}{m_0} (100 - K), \quad (2.3)$$

где m_n - масса фракции образца, высушенная до постоянной массы, г; m_0 - масса абсолютно сухой средней пробы образца, г; K - суммарное содержание фракций образца размером более 1 мм, %.

Полученные результаты для образцов месторождений калийных солей №1 и №2 были сведены в таблицу 2.1.

Таблица 2.1 - Гранулометрический состав глинисто-солевых шламов

Месторождение №1							
Фракция, мм							
>10	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	0,01-0,002	< 0,002
Содержание частиц, %							
0	0	1,1	3,2	52,4	35,9	3,7	3,7
Месторождение №2							
Фракция, мм							
>10	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	0,01-0,002	< 0,002
Содержание частиц, %							
4,5	18,9	22,8	5,2	20,1	16,9	5,2	6,4

Измерение плотности образцов глинисто-солевых шламов производилось согласно ГОСТ 5180-2015 «Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик» [13] методом режущего кольца. Перед измерением плотности каждый образец глинисто-солевых шламов двух месторождений калийных солей уплотнялся в приборе предварительного уплотнения, который представлен на рисунке 2.4.



Рисунок 2.4 – Прибор предварительного уплотнения

Уплотнение образцов глинисто-солевых шламов осуществлялось поэтапно с нагрузками в 25, 50, 100, 150, 200, 300, 400, 500 и 600 кПа.

Для уплотнения шламов была применена следующая методика:

1. Образец грунта помещался в кольцо, предназначенное для уплотнения, между фильтрующими прокладками для равномерного распределения давления;
2. Устанавливалась необходимая нагрузка на каждую секцию. Приложение нагрузки к образцам осуществлялось ступенчато, начиная с минимальных значений и в процессе увеличивая нагрузку до необходимых показателей;

3. Для каждой нагрузки устанавливался интервал выдержки 10 минут, что позволило достичь стабилизации образца, не разрушая его структуру;

4. Уплотнение образцов выполнялось в течение суток, после чего производились измерения плотности образцов.

Для определения физических характеристик использовалось следующее оборудование:

1. Кольцо-пробоотборник;
2. Весы высокой точности;
3. Штангенциркуль для измерения геометрии кольца и вычисления дальнейшего объема кольца.

Перед началом испытания проводилось измерение веса пустого кольца и вычислялся его объем, после чего выполнялось заполнение кольца образцом глинисто-солевых шламов без уплотнения, удалялись излишки грунта и определялся вес образца с кольцом (рисунок 2.5).

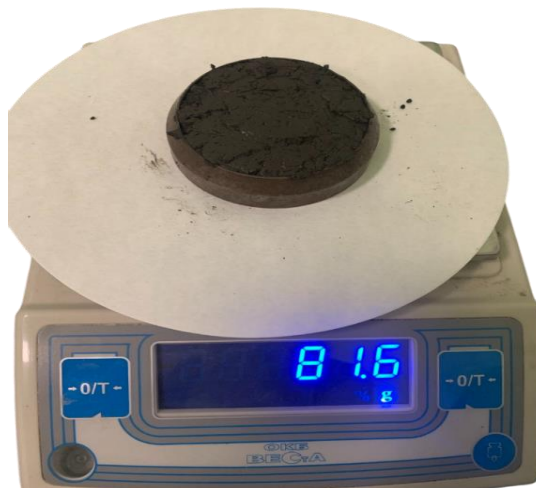


Рисунок 2.5 – Измерение веса образцов глинисто-солевых шламов

Плотность образца рассчитывалась по следующей формуле (2.4) [13]:

$$\rho = \frac{m}{V}, \quad (2.4)$$

где m – масса грунта в кольце; V – объем кольца.

Полученные результаты лабораторных испытаний глинисто-солевых шламов для двух месторождений приведены в таблице 2.2.

Таблица 2.2 – Средние значения расчета сопротивления недренированному сдвигу и плотности глинисто-солевых шламов

Давление уплотнения, кПа	Сопротивление недренированному сдвигу, кПа	Плотность грунта, г/см ³
Образцы месторождения калийных солей №1		
0	1,1	1,2
25	2,2	1,27
50	7,8	1,31
100	25,7	1,38
150	33,6	1,45
200	42,5	1,52
300	46,4	1,55
400	50,3	1,57
500	58,7	1,6
600	67,1	1,66
Образцы месторождения калийных солей №2		
0	15	1,65
25	35,8	1,77
50	52,6	1,84
100	80,5	1,92
150	89,5	1,94
200	98,4	1,96
300	104,5	1,98
400	109,6	2
500	117,4	2,01
600	124,1	2,03

Анализируя полученные данные, можно сделать следующие выводы:

1. Значения сопротивления недренированному сдвигу месторождения №1 варьируются от 1,1 кПа (без нагрузки) до 67,1 кПа (максимальная нагрузка), Плотность грунта изменяется от 1,2 г/см³ до 1,66 г/см³, Наблюдается рост плотности от приложенной нагрузки на всем рассматриваемом диапазоне нагрузки.
2. Показатели сопротивления недренированному сдвигу месторождения №2 изменяются от 2,2 кПа (без нагрузки) до 124,1 кПа (максимальная нагрузка). При максимальной нагрузке плотность глинисто-солевых составляет 2,03 г/см³.

3. Исходная плотность проб, полученных из месторождения №2, составляет 1,65 г/см³, что в 1,375 раз выше начального значения плотности глинисто-солевых шламов месторождения №1.

4. Показатели сопротивления недренированному сдвигу глинисто-солевых шламов месторождения №2 в среднем в 2,57 раз больше, чем показатели месторождения №1. Это свидетельствует о том, что глинисто-солевые шламы месторождения №2 более устойчивы к сдвиговым нагрузкам по сравнению с образцами шламов, полученных с месторождения №1.

5. Начальная и максимальная плотности глинисто-солевых шламов двух месторождений также отличались. И в соответствии с полученными данными можно сделать вывод, что образцы месторождения №2 уплотняются значительно выше образцов глинисто-солевых шламов месторождения №1 при тех же условиях.

На рисунке 2.6 отображена тепловая карта коэффициентов корреляции Пирсона по трем параметрам: «Сопротивление недренированному сдвигу», «Плотность грунта», «Давление уплотнения грунта» для месторождения №1.

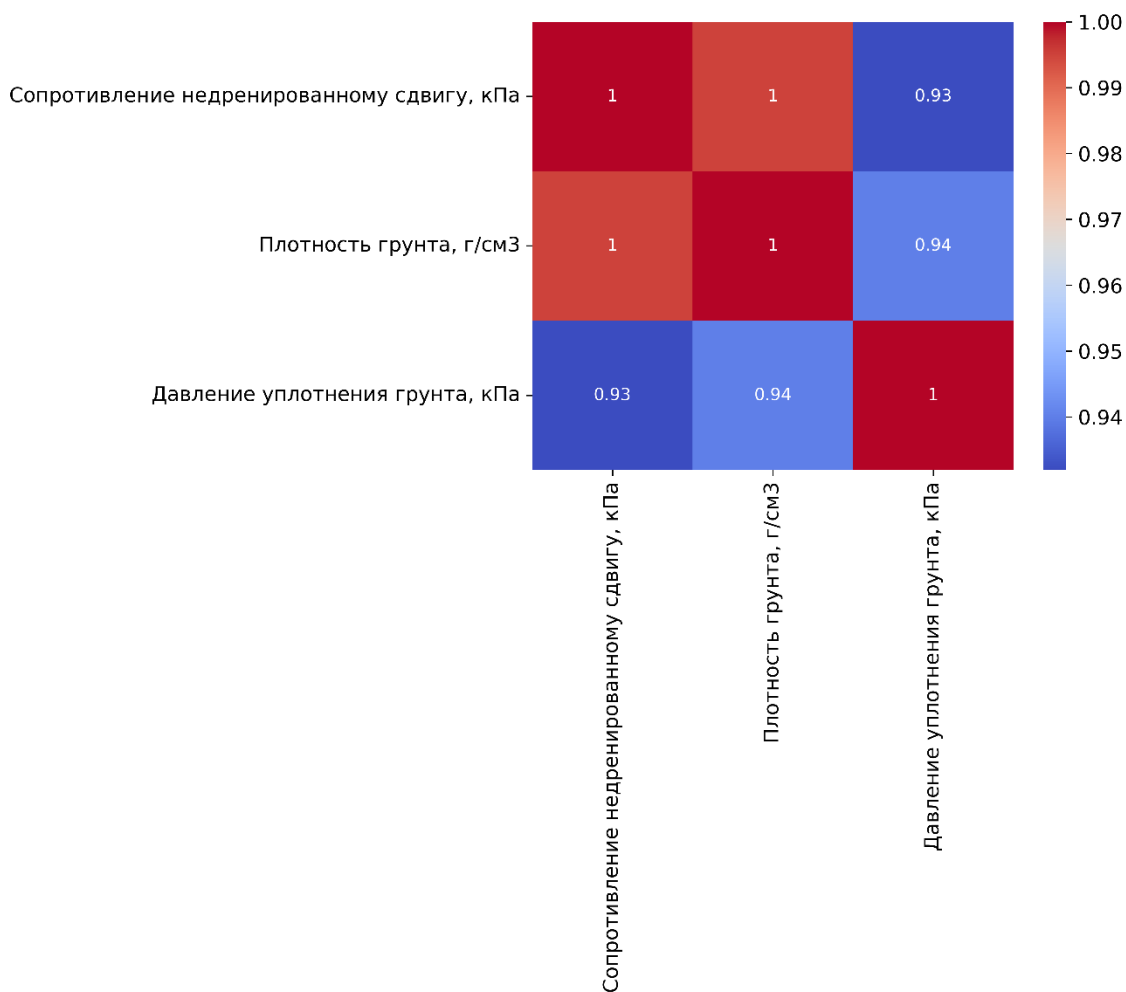


Рисунок 2.6 – Тепловая карта коэффициентов линейной корреляции по параметрам месторождения №1

Как видно из графика (рисунок 2.6) наибольшая корреляция наблюдается между параметрами «Сопротивление недренированному сдвигу» и «Плотность грунта» и достигает 1. Из этого следует, что более плотный грунт обладает более высокой несущей способностью и означает, что плотность имеет ключевое значение для определения сопротивления недренированному сдвигу. Коэффициент линейной корреляции между параметрами «Сопротивление недренированному сдвигу» и «Давление уплотнения грунта» составляет 0,93 – сопротивление недренированному сдвигу увеличивается при более высоких значениях давления уплотнения грунта, тем самым снижая пористость грунта и увеличивая несущую способность. Коэффициент корреляции между параметрами «Давление уплотнения грунта» и «Плотность грунта» составляет 0,94, что свидетельствует о высокой линейной корреляции между параметрами.

На рисунке 2.7 представлены графики, которые демонстрируют связи между параметрами «Сопротивление недренированному сдвигу», «Плотность грунта», «Давление уплотнения грунта». Диагональные гистограммы отражают распределение значений каждого из параметров. Диаграммы рассеяния отображают попарные зависимости между параметрами для месторождения №1.

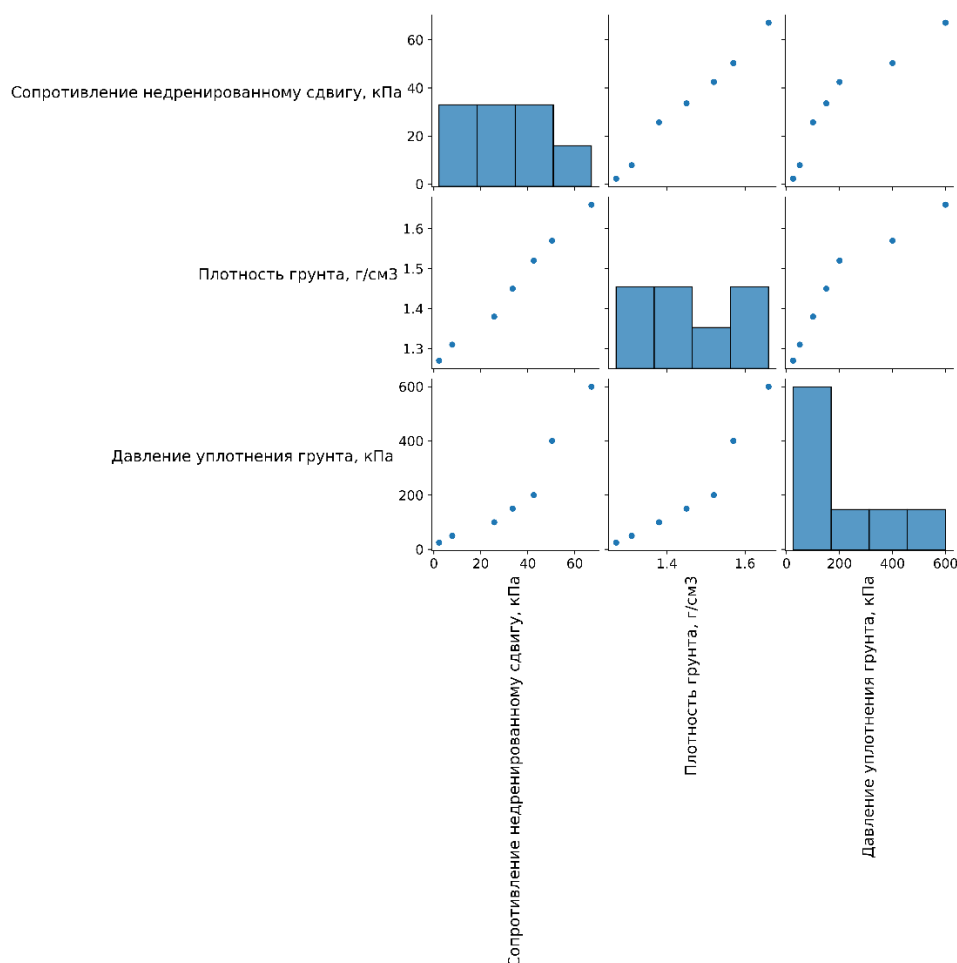


Рисунок 2.7 – График попарных отношений параметров месторождения №1

Анализируя рисунок 2.7, можно сделать следующие выводы: сопротивление недренированному сдвигу распределено неравномерно, с преобладанием значений от 10 до 30 кПа. Значения плотности грунта варьируются от $\sim 1,30$ до $\sim 1,65$ г/см³, что характерно для слабых водонасыщенных грунтов, при этом распределение близко к нормальному. С увеличением плотности возрастает сопротивление сдвигу. Более уплотнённые грунты демонстрируют большую прочность на сдвиг. Процессы уплотнения прямо влияют на увеличение плотности.

По данным, полученным в ходе лабораторных исследований, был построен график зависимости между сопротивлением недренированному сдвигу (C_u) и плотностью глинисто-солевых шламов (ρ), представленный на рисунке 2.8, для образцов, полученных из месторождения №1.

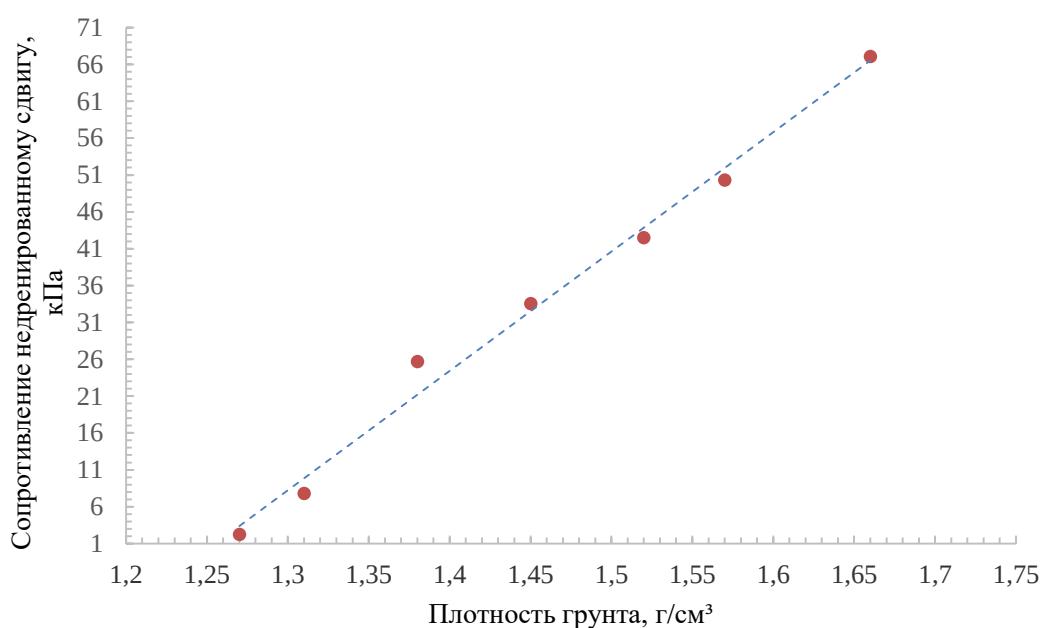


Рисунок 2.8 – График зависимости сопротивления недренированному сдвигу от плотности грунта месторождения №1

Как видно из графика, между двумя показателями существует прямая близкая к линейной зависимость. При увеличении плотности между частицами увеличиваются структурные связи, что в свою очередь повышает сопротивление внешним нагрузкам. Значения экспериментальных точек на графике распределены близко к линии тренда, это соответствует высокой корреляции между двумя переменными, которая составляет 0,996.

Полученные данные можно аппроксимировать линейным уравнением (2.5), которое имеет следующий вид:

$$C_u = 161,96 \cdot \rho - 202,32, \quad (2.5)$$

где C_u – сопротивление недренированному сдвигу, кПа; 161,96 отражает скорость изменения значений сопротивления недренированному сдвигу при увеличении плотности; p – плотность глинисто-солевых шламов, г/см³.

Для оценки точности полученного уравнения, описывающего зависимости двух параметров, были использованы метрики регрессии. Данные метрики позволяют оценить, насколько полученное линейное уравнение способно восстановить функциональную зависимость между параметрами и определяемой величиной. Для этого были использованы следующие метрики:

1. Средняя абсолютная ошибка (MAE);
2. Средняя квадратичная ошибка (MSE);
3. Среднее квадратическое отклонение (RMSE);
4. Коэффициент детерминации (R^2),

Средняя абсолютная ошибка характеризует среднее абсолютное отклонение прогнозируемых данных от фактических, является одной из наиболее распространенных метрик для оценки качества регрессионных моделей определяется по формуле (2.6) [115]:

$$MAE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |y_i - y_p|, \quad (2.6)$$

где y_i – фактическое значение для i -го наблюдения, y_p – предсказанное значение для i -го наблюдения, n – количество наблюдений,

В общем случае, чем меньше полученное значение MAE, тем лучше восстановленная функциональная зависимость описывает исходные данные. Данный функционал качества вычисляется в тех же единицах измерения, что и определяемая величина, это позволяет легко интерпретировать получаемые значения. Так как в формуле вычисления данной метрики не используется возведение в степень, то полученная оценка менее чувствительна к значениям, которые значительно отклоняются от средней оценки.

Среднеквадратичная ошибка (MSE) измеряет среднеквадратичную разницу между прогнозируемыми данными и фактическими и вычисляется по следующей формуле (2.7) [62]:

$$MSE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (y_i - y_p)^2 \quad (2.7)$$

Данная оценка качества выражается в единицах измерения определяемой величины, возведенных во вторую степень. В общем случае, чем ниже ее значения, тем ближе предсказанное значение к истинному.

Среднее квадратическое отклонение (RMSE) характеризует разницу между прогнозируемыми значениями и фактическими, приведенную к единицам измерения определяемой величины, но с большим влиянием выбросов на получаемое значение, чем MAE, так как в формуле присутствует возведение во вторую степень. Математически данную оценку качества можно представить в виде формулы (2.8) [115]:

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (y_i - y_p)^2} \quad (2.8)$$

Коэффициент детерминации (R^2) оценивает насколько полученное линейное уравнение точно описывает восстановленную функциональную зависимости между параметром и определяемой величиной с учетом доли дисперсии, которую полученное линейное уравнение способно объяснить с помощью используемых переменных. Данная оценка измеряется от 0 до 1 и определяется по формуле (2.9) [57]:

$$R^2 = 1 - \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (y_i - y_p)^2}{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}, \quad (2.9)$$

где $\bar{y}$ - среднее значение определяемой величины в исследуемой выборке,

Чем ближе значение R^2 к единице, тем лучше качество полученного уравнения зависимостей.

Для линейного регрессионного уравнения 2.5 были получены следующие значения метрик: MAE = 1,75 кПа; MSE = 4,52 кПа²; RMSE = 2,13 кПа; $R^2 = 0,99$.

График зависимости плотности глинисто-солевых шламов (ρ) от прилагаемой нагрузки (P) представлен на рисунке 2.9.

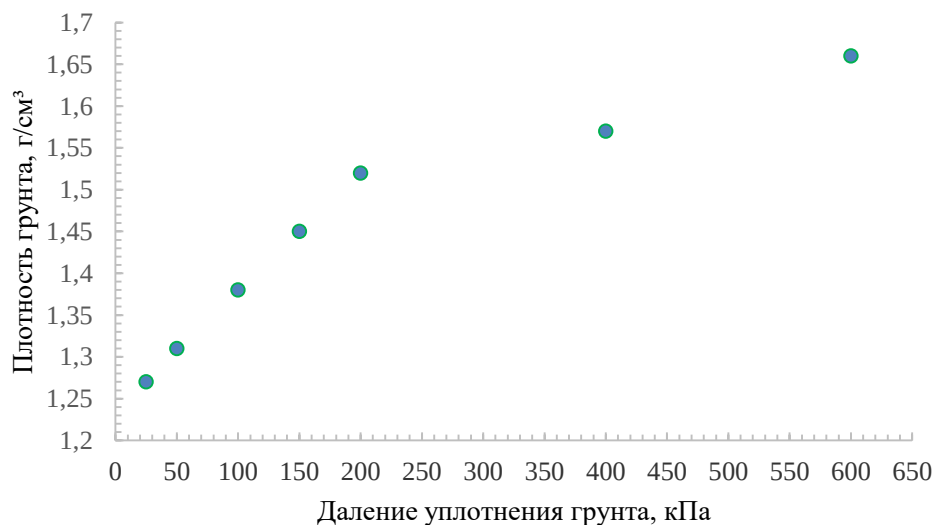


Рисунок 2.9 – График зависимости плотности грунта от давления уплотнения месторождения

Как видно из графика данная зависимость нелинейная, при небольших значениях уплотнения плотность грунта увеличивается быстрее, это отображено в диапазоне 0 – 200 кПа, чем при более высоких значениях давления уплотнения. Стоит выделить, что форма зависимости квазилогарифмическая и описывается уравнением (2.10):

$$p = 0,125 \cdot \ln(P) + 0,838, \quad (2.10)$$

где p – плотность глинисто-солевых шламов, г/см³; P – приложенная нагрузка на образцы глинисто-солевых шламов, кПа.

По полученному уравнению также была проведена оценка качества и выведены следующие значения: MAE = 0,04 г/см³; MSE = 0.0016 (г/см³)²; RMSE = 0,04 г/см³; R² = 0,88.

Анализируя полученные значения функционалов качества (метрики) регрессии, которые позволяют получить представление о точности полученного уравнения можно сделать следующие выводы:

1. Значение MAE 1,75 кПа указывает на то, что в среднем уравнение ошибается на 1,75 единицы по сравнению с истинными параметрами и данное значение отражает хорошую точность полученного уравнения так как абсолютные ошибки сравнительно невелики;
2. Также значение MSE, которая учитывает квадрат отклонений – 4,52 кПа² и RMSE со значением 2,13 кПа свидетельствуют о незначительных отклонениях в полученном уравнении и наличии небольшого количества выбросов, так как соотношение MAE к RMSE составляет 0,82;
3. Коэффициент детерминации 0,99 соответствует тому, что восстановленная линейная зависимость позволяет корректно объяснить вариацию сопротивления недренированному сдвигу, возникающую вследствие колебаний плотности и остается лишь 1% остаточной дисперсии, которую линейное регрессионное уравнение не может правильно описать.

На рисунке 2.10 изображена тепловая карта коэффициентов линейной корреляции по трем параметрам: «Сопротивление недренированному сдвигу», «Плотность грунта», «Давление уплотнения грунта».

Согласно рисунку 2.10 можно сделать вывод, что существует сильная прямая линейная зависимость между всеми показателями.

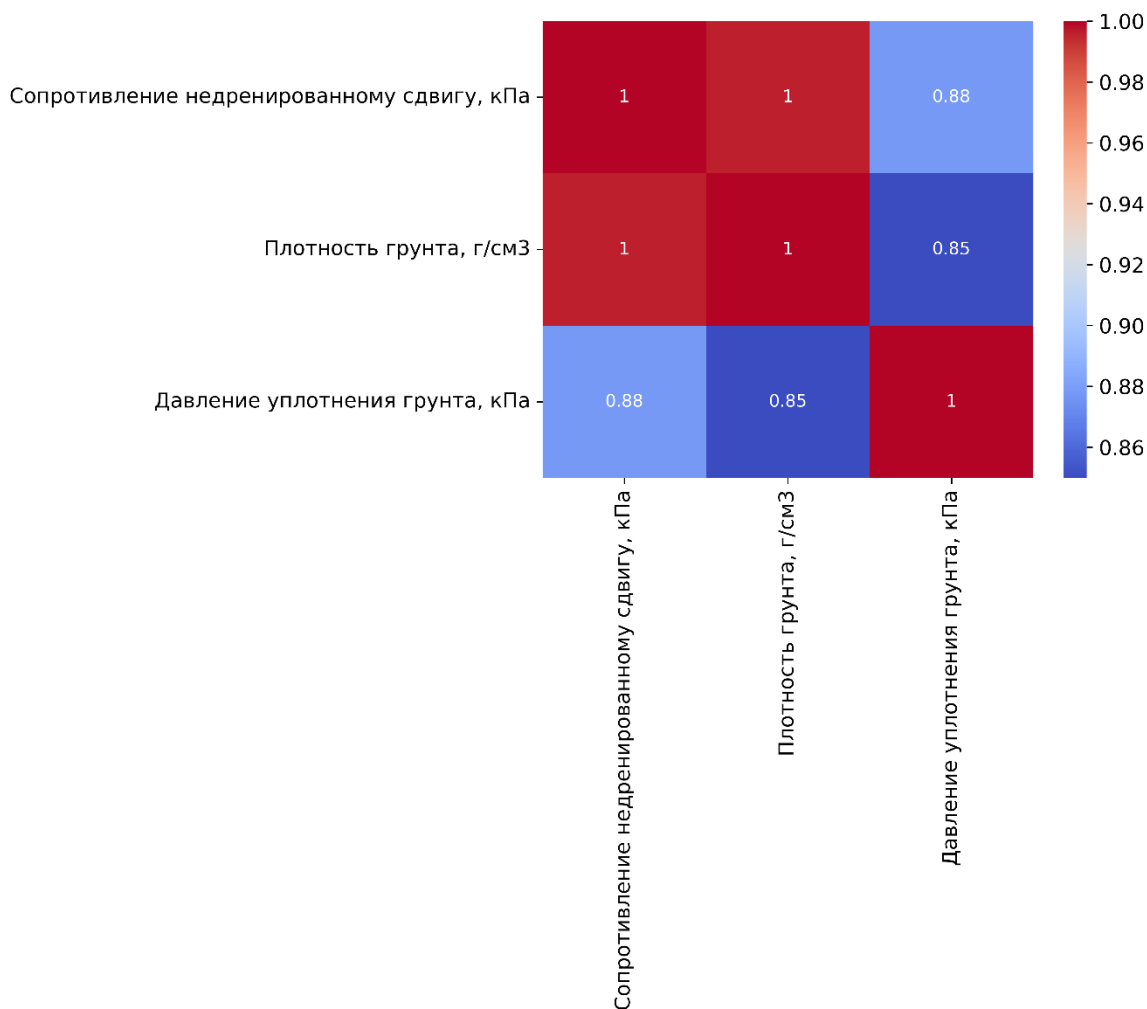


Рисунок 2.10 – Тепловая карта коэффициентов линейной корреляции по параметрам месторождения №2

На рисунке 2.11 изображена зависимость между тремя параметрами «Сопротивление недренированному сдвигу», «Плотность грунта» и «Давление уплотнения грунта» для месторождения №2.

Диагональные гистограммы на рисунке 2.11 отражают распределение значений каждого из параметров. Диаграммы рассеяния на рисунке 2.11 отображают попарные зависимости между параметрами для месторождения №2. Из графика можно сделать выводы о том, что: плотность грунта в основном находится в диапазоне 1,80–2,00 г/см³ с тенденцией к нормальному распределению; сопротивление недренированному сдвигу варьируется преимущественно от 40 до 125 кПа, наблюдается сдвиг в сторону более высоких значений; с увеличением плотности возрастает сопротивление сдвигу, что указывает на то, что более плотный грунт обладает большей прочностью на сдвиг; увеличение степени уплотнения способствует возрастанию сопротивления, а при увеличении уплотнения возрастает плотность.

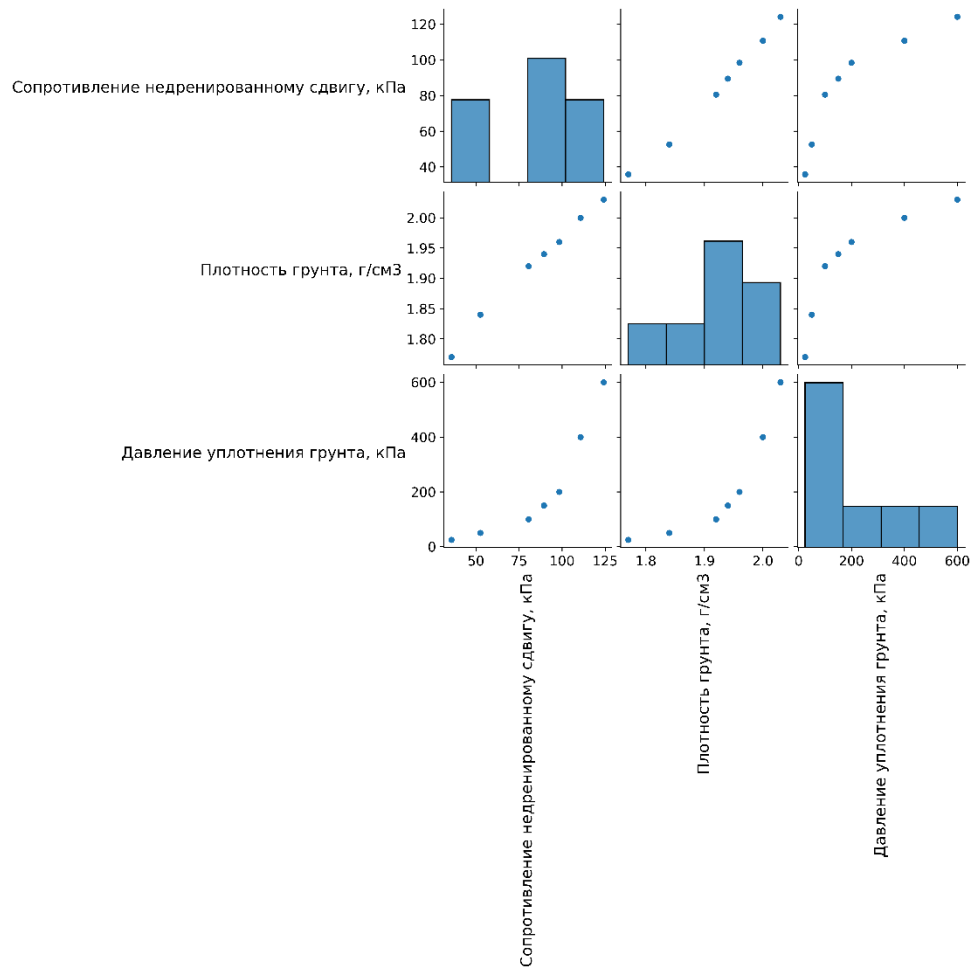


Рисунок 2.11 – График попарных отношений параметров месторождения №2

На рисунке 2.12 представлен график зависимости сопротивления недренированному сдвигу от плотности грунта для образцов, полученных с месторождения №2.

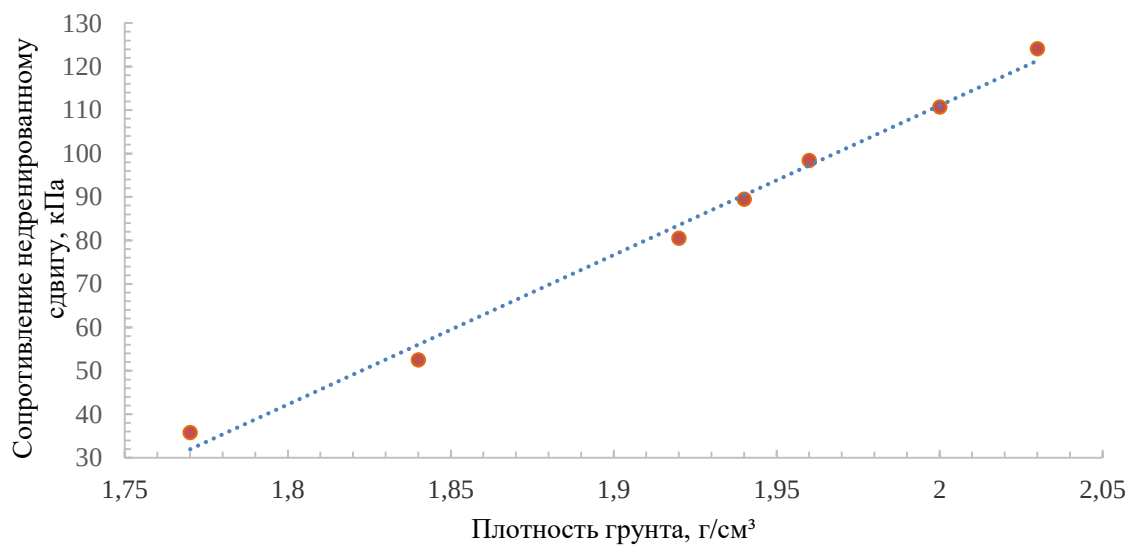


Рисунок 2.12 – График зависимости сопротивления недренированному сдвигу от плотности грунта месторождения №2

График на рисунке 2.12 демонстрирует линейную зависимость между двумя параметрами. Ввиду того, что линия тренда располагается близко к вычисленным значениям, это характеризует высокую корреляцию, которая достигает 0,99. Математическая зависимость между параметрами отражается в виде линейного уравнения (2.11) следующего вида:

$$C_u = 344,04 \cdot p - 577,03, \quad (2.11)$$

где C_u – сопротивление недренированному сдвигу, кПа; $344,04 \cdot p$ отражает темп изменения значений сопротивления недренированному сдвигу при увеличении плотности; p – плотность глинисто-солевых шламов, г/см³.

По проведенному анализу оценки качества уравнения были получены следующие значения: MAE = 2,21 кПа; MSE = 6,53 кПа²; RMSE = 2,56 кПа; $R^2 = 0,99$.

Анализируя полученные значения функционалов качества (метрики) регрессии, которые позволяют получить представление о точности полученного уравнения можно сделать следующие выводы:

1. Значение коэффициента детерминации $R^2 = 0,99$ подтверждает, что линейная модель практически полностью описывает вариацию сопротивления недренированному сдвигу за счёт изменения плотности. Это указывает на высокую прогностическую способность модели в пределах рассматриваемого диапазона значений.

2. Полученные значения MAE = 2,21 кПа, MSE = 6,53 кПа² и RMSE = 2,56 кПа свидетельствуют о высокой точности предсказаний. Погрешности модели находятся в пределах допустимого для инженерно-геотехнических расчётов.

3. Установленная линейная зависимость между плотностью глинисто-солевых шламов и их сопротивлением недренированному сдвигу отражает физически обоснованные закономерности структурно-механического поведения слабых водонасыщенных грунтов.

На графике взаимосвязи между плотностью грунта и уплотнением грунта, представленном на рисунке 2.13 визуально определяется наличие логарифмической зависимости, которая описывается уравнением (2.12):

$$p = 0,0802 \cdot \ln(P) + 1,527, \quad (2.12)$$

где p – плотность глинисто-солевых шламов, г/см³; P – приложенная нагрузка на образцы глинисто-солевых шламов, кПа.

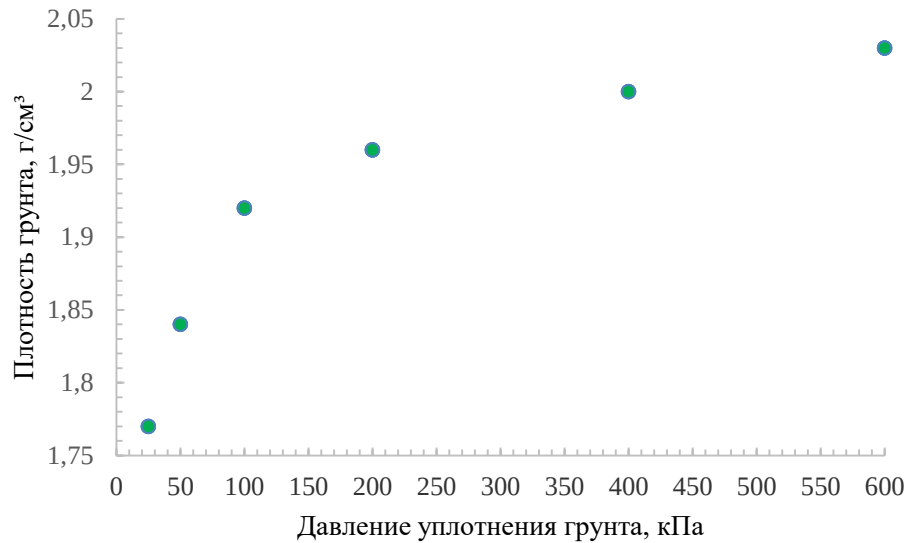


Рисунок 2.13 – График зависимости плотности грунта от давления уплотнения месторождения №2

Исходя из графика на рисунке 2.13 можно сделать вывод, что наибольший прирост плотности наблюдается в диапазоне от 0 до 200 кПа, затем скорость уплотнения снижается и для большего уплотнения грунта необходимо прикладывать большую нагрузку.

Вычисленные значения метрик оценки качества уравнения: $MAE = 0,04 \text{ г/см}^3$; $MSE = 0.0016 \text{ (г/см}^3)^2$; $RMSE = 0,04 \text{ г/см}^3$; $R^2 = 0,80$.

Исходя из полученных значений метрик, можно утверждать:

1. Значение коэффициента детерминации $R^2 = 0,80$ указывает на то, что около 80 % вариации плотности глинисто-солевых шламов объясняется изменением логарифма приложенной нагрузки.

2. Метрики качества модели, равные $MAE = 0,04 \text{ г/см}^3$, $MSE = 0,0016 \text{ (г/см}^3)^2$, $RMSE = 0,04 \text{ г/см}^3$, подтверждают высокую точность предсказаний. Относительно малые отклонения рассчитанных значений от экспериментальных данных свидетельствуют о пригодности модели для оценки изменений плотности под внешней нагрузкой.

Сопоставляя графики на рисунках 2.8 и 2.12, стоит отметить, что значения недренированному сдвигу при одних и тех же показателях уплотнения отличаются практически в два раза. Это свидетельствует о различной минеральной структуре образцов глинисто-солевых шламов, которая обусловлена различным гранулометрическим составом, уровнем влажности и рассолосодержанием. Это подтверждается и различным угловым коэффициентом линейного уравнения, который указывает на отличия в росте значений сопротивления недренированному сдвигу при увеличении плотности.

2.2 Лабораторные исследования по определению прочности методом одноплоскостного среза

Одним из методов оценки прочностных характеристик грунтов является метод одноплоскостного среза, который позволяет оценить сопротивление грунта сдвигу при различных значениях нормального давления. Лабораторные исследования по определению прочности методом одноплоскостного среза проводились в соответствии с требованиями ГОСТ 12248.1-2020 «Грунты. Определение характеристик прочности методом одноплоскостного среза» [9].

Для проведения лабораторных испытаний были использованы следующие материалы и оборудование:

1. образцы глинисто-солевых шламов двух месторождений калийных солей;
2. прибор предварительного уплотнения ГТ 1.2.5;
3. прибор одноплоскостного среза;
4. набор гирь для создания нормальной нагрузки;
5. измерительная аппаратура (индикаторы перемещений, датчики силы сдвига).

Испытания проводились на образцах глинисто-солевых шламов двух месторождений калийных солей. Высота образцов составляла 20 мм, а диаметр кольца соответствовал конструкции прибора одноплоскостного среза – 64 мм. Перед проведением испытания каждый образец уплотнялся в приборе предварительного уплотнения. Уплотнение образцов глинисто-солевых шламов осуществлялось поэтапно с нагрузками от 100 до 600 кПа с шагом 100. Было подготовлено 18 проб с каждого месторождения по три пробы на каждую ступень уплотнения. Процесс предварительного уплотнения выполнялся до достижения стабилизации деформаций, чтобы обеспечить реалистичную модель нагружения, приближенную к реальным условиям залегания грунтов в основании геотехнического сооружения. После уплотнения образец глинисто-солевых шламов извлекался и помещался в срезной прибор и предварительно измерялся вес каждого образца перед проведением испытания методом одноплоскостного среза. Прикладываемая нормальная нагрузка соответствовала нагрузке, использованной при предварительном уплотнении. Нормальная нагрузка прикладывалась вертикально через жесткий штамп, обеспечивающий равномерное распределение усилия по поверхности образца. Перед началом среза выдерживался временной интервал, необходимый для стабилизации осадки образца. Лабораторные испытания проводились путем приложения горизонтального сдвигающего усилия к нижней части образца с постоянной скоростью деформации, установленной в соответствии с ГОСТ 12248.1-2020 «Грунты. Определение характеристик прочности методом одноплоскостного среза». Величина скорости сдвига рассчитывалась исходя

из консолидационных испытаний и соответствовала 0,1 мм/мин. Значение данной скорости сдвига позволило обеспечить реалистичное моделирование условий сдвига образца. В процессе испытания фиксировались горизонтальное перемещение образца и соответствующее ему касательное напряжение. Лабораторные испытания продолжались до достижения предельного значения срезающей нагрузки. На основании полученных данных были выведены следующие зависимости по средним показателям:

1. $l = f(\tau)$, где l – значения деформации среза, а τ – касательные напряжения, отображенная на рисунках 2.14 и 2.17 для образцов глинисто-солевых шламов месторождения №1 и №2 соответственно;

2. $\tau = f(\sigma)$, где σ – нормальное напряжение, а τ – максимальное касательное напряжение, представленная на рисунках 2.15 и 2.18 для образцов глинисто-солевых шламов месторождения №1 и №2 соответственно. Аппроксимация данной зависимости позволила определить основные параметры прочности грунта: сцепление C и угол внутреннего трения ϕ , используя критерий прочности Мора-Кулона.

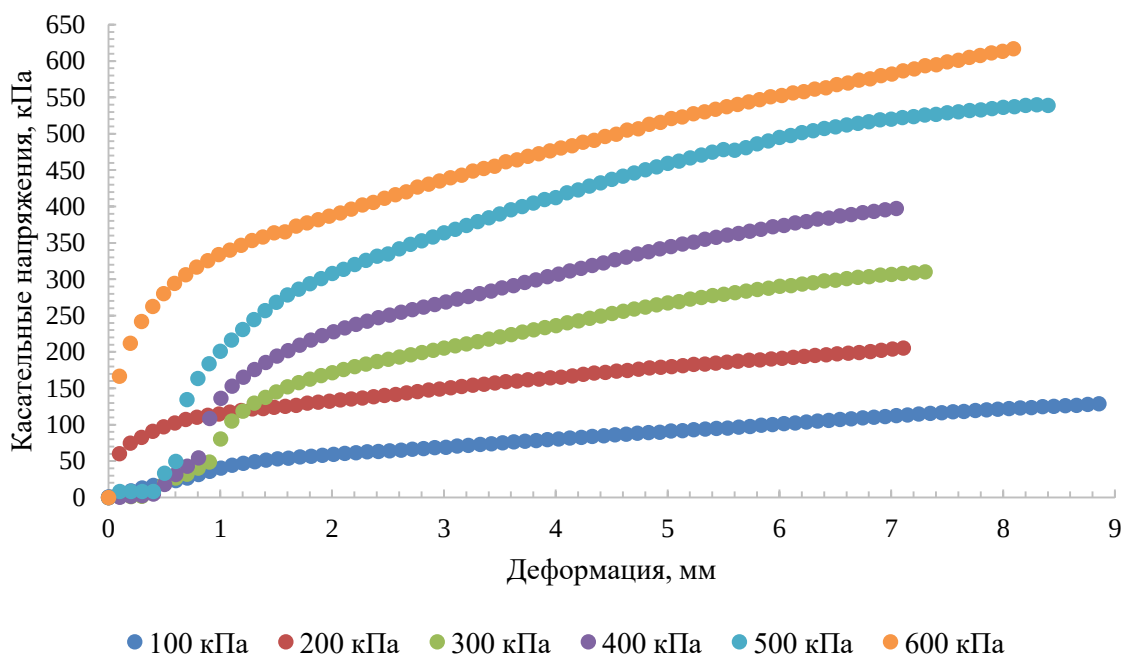


Рисунок 2.14 – Графическое представление кривых при сдвиге для образцов глинисто-солевых шламов месторождения №1

Анализ полученных данных позволяет оценить характер изменения прочностных характеристик образцов глинисто-солевых шламов в зависимости от уровня нормальной нагрузки. При рассмотрении общей формы кривых можно отметить закономерное увеличение предельных касательных напряжений с ростом нагрузки, это соответствует критерию прочности Кулона-Мора и свидетельствует о возрастании сопротивления сдвигу при увеличении давления

на образец. При оказываемых нагрузках на образец в 100 и 200 кПа характерен относительно плавный рост касательных напряжений без ярко выраженного предельного значения, между тем при величинах нагрузок 300, 400, 500 и 600 кПа наблюдается более выраженное упрочнение образца, которое сопровождается увеличением сопротивления сдвигу с ростом деформации.

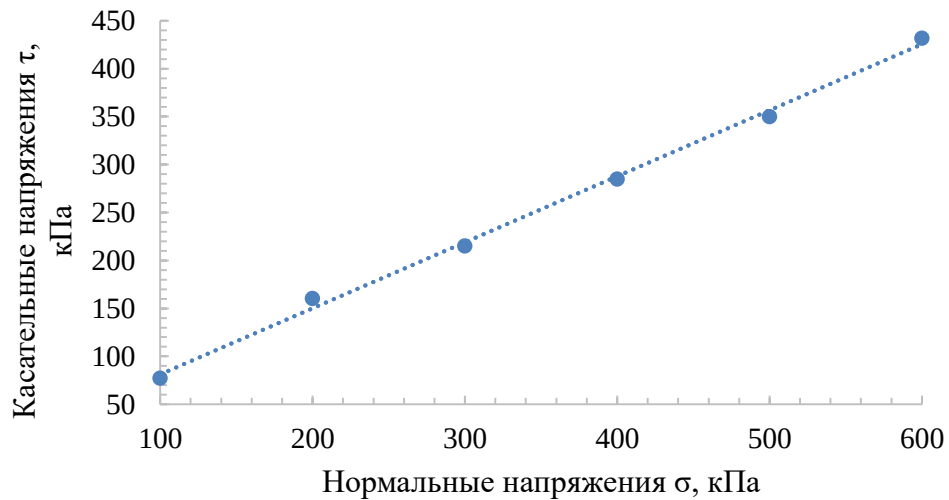


Рисунок 2.15 – Графическое представление сопротивление грунта сдвигу по теории Кулона-Мора для образцов месторождения №1

На представленном графике приведена зависимость касательных напряжений τ от нормального напряжения σ , полученная на основании результатов испытаний методом одноплоскостного среза. Согласно полученному графику, значения эффективного угла внутреннего трения φ и сцепления c определялись как параметры линейной зависимости выражения (2.13):

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + C \quad (2.13)$$

Линейная аппроксимация экспериментальных данных отражает следующее уравнение регрессии (2.14):

$$\tau = 0,6887 \sigma + 12,36, \quad (2.14)$$

где эффективный угол внутреннего трения $\varphi = 34,7^\circ$, а сцепление $C = 12,36$ кПа. Коэффициент детерминации полученного выражения $R^2 = 0,9972$. Это свидетельствует о высоком соответствии полученной зависимости экспериментальных данных, что подтверждает корректность использованной методики испытаний и обработки данных.

Результаты опытов прочностных характеристик глинисто-солевых шламов представлены в виде графиков зависимости деформации (мм) от квадратного корня из времени (мин). Построенные графики (рисунок 2.16) для нагрузок 100, 200, 300, 400, 500 и 600 кПа

предназначены для анализа консолидационного поведения и реологической деформации грунтов в рамках теории Терцаги.

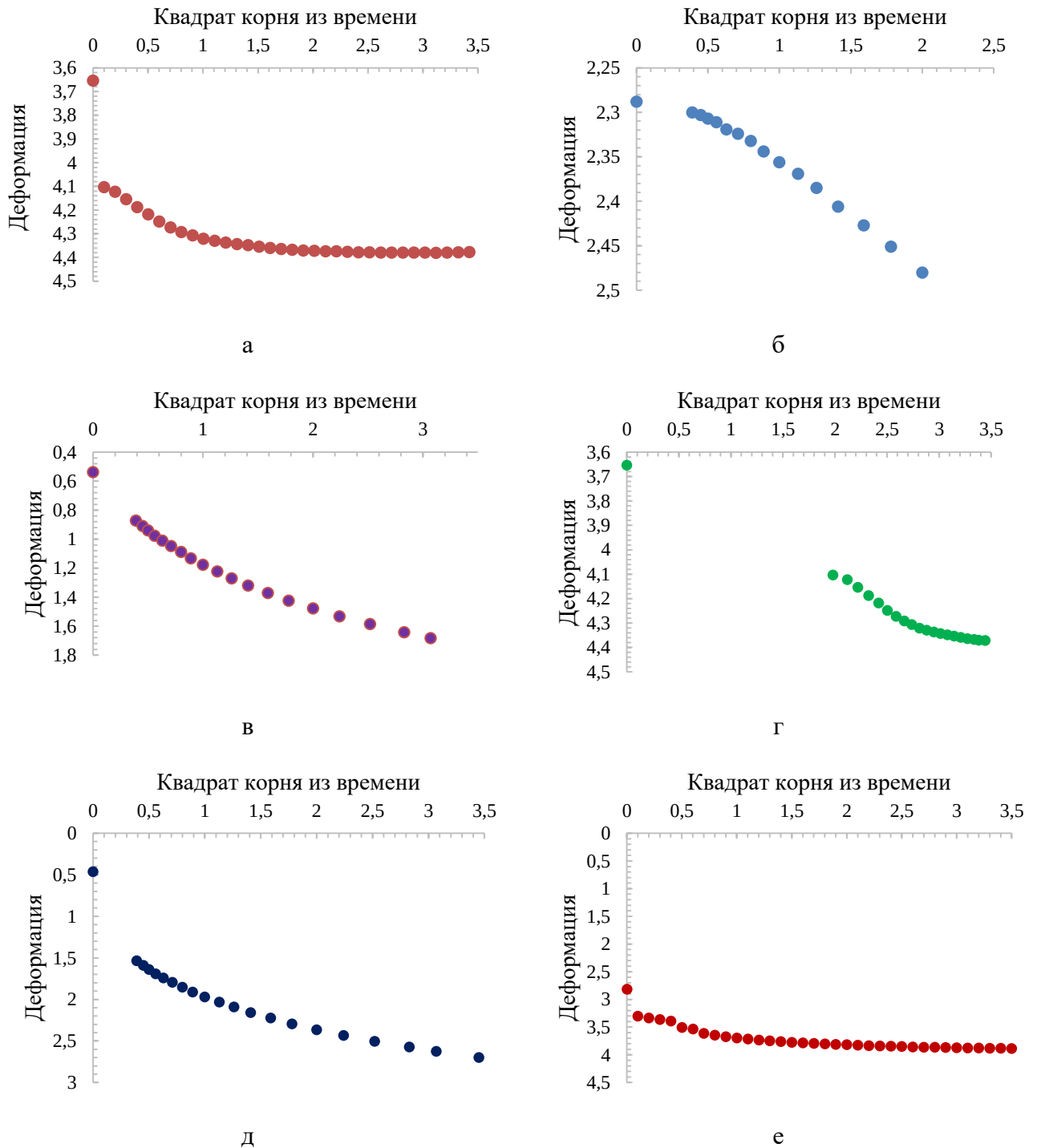


Рисунок 2.16 – Графики зависимости деформации сжатия от квадрата корня из времени для разных ступеней нагрузок образцов месторождения №1 (а – 100 кПа, б – 200 кПа, в – 300 кПа, г – 400 кПа, д – 500 кПа, е – 600 кПа)

На рисунке 2.17 Представлен график деформации среза от действующих касательных напряжений для образцов глинисто-солевых шламов калийного месторождения №2.

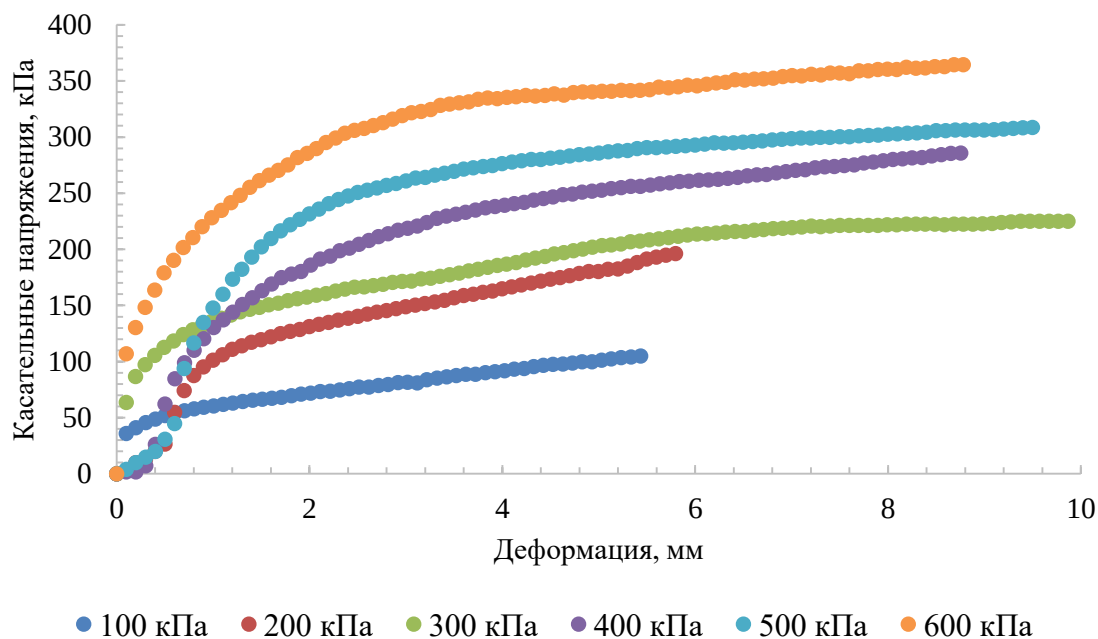


Рисунок 2.17 – Графическое представление кривых при сдвиге для образцов глинисто-солевых шламов месторождения №2

На представленном рисунке отображены результаты лабораторных испытаний методом одноплоскостного среза при напряжениях 100–600 кПа. Зависимость касательных напряжений от горизонтального смещения демонстрирует характерное повышение прочности с увеличением нормального напряжения.

На рисунке 2.18 представлена зависимость между максимальными касательными напряжениями (τ), которые были определены при проведении лабораторных испытаний методом одноплоскостного среза, и соответствующими нормальными напряжениями (σ).

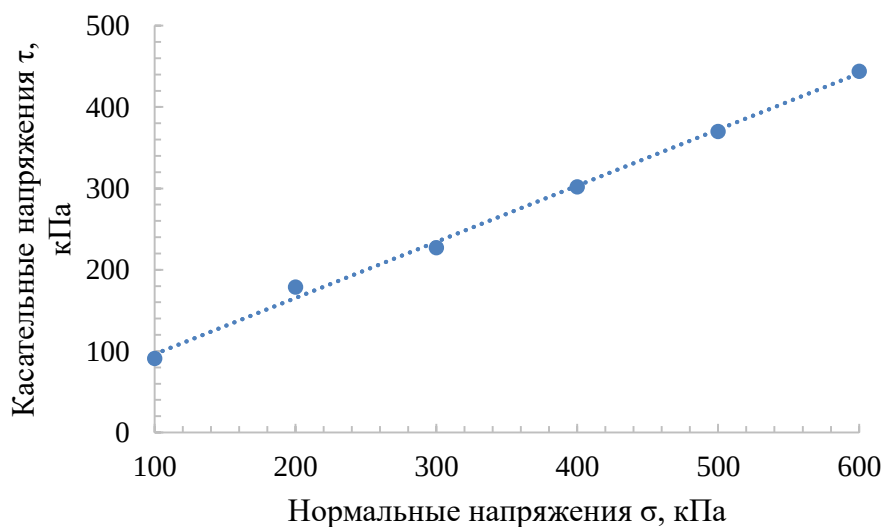


Рисунок 2.18 – Графическое представление сопротивление грунта сдвигу по теории Мора-Кулона для образцов месторождения №2

Определённая зависимость аппроксимирована уравнением прямой (2.15):

$$\tau = 0,6897 \sigma + 27,393 \quad (2.15)$$

Коэффициент детерминации полученной функции равен 0,9967, что указывает на высокую степень корреляции между экспериментальными данными и линейной регрессией. Это подтверждает применимость критерия прочности Кулона-Мора в интерпретации результатов испытаний. Из полученной функции можно определить прочностные параметры грунта: где эффективный угол внутреннего трения равен $34,8^\circ$, а удельное сцепление $\approx 27,4$ кПа.

Результаты испытаний на прочностные характеристики глинисто-солевых шламов представлены в форме графиков зависимости деформации (в мм) от квадратного корня из времени (в минутах) на рисунках 2.19 и 2.20.

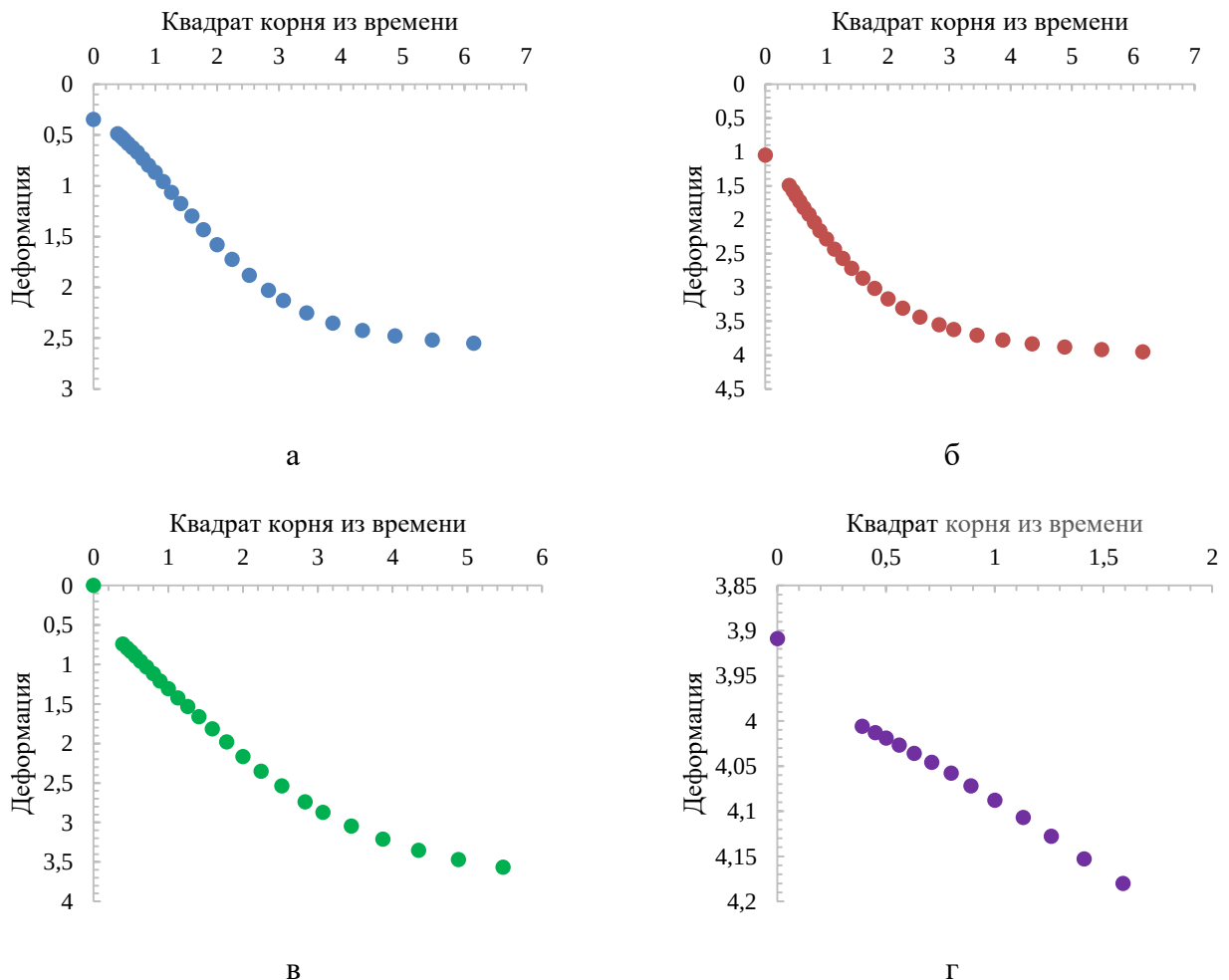


Рисунок 2.19 – Графики зависимости деформации сжатия от квадрата корня из времени для разных ступеней нагрузок образцов месторождения №2 (а – 100 кПа, б – 200 кПа, в – 300 кПа, г – 400 кПа,

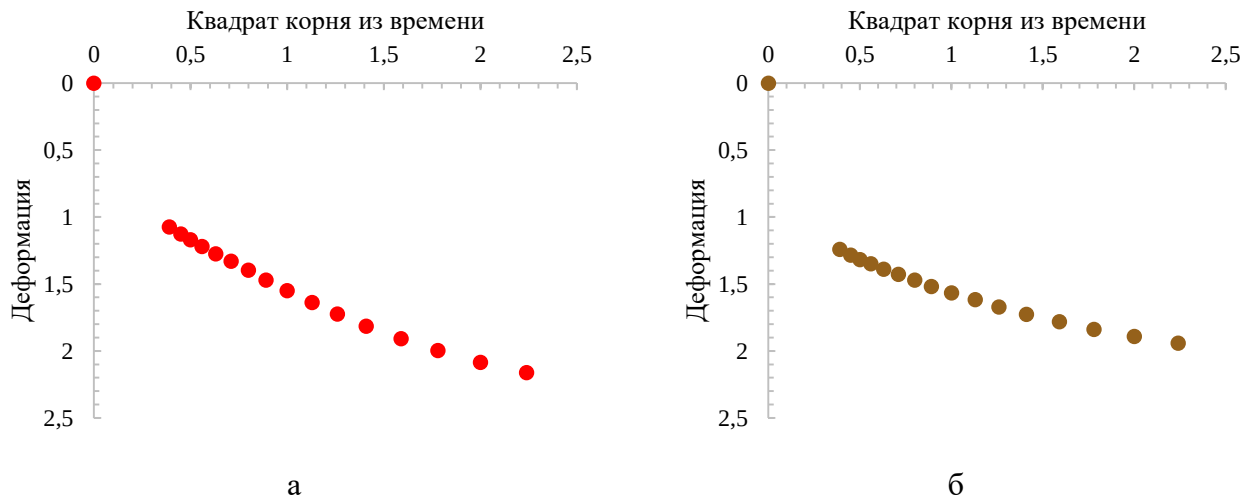


Рисунок 2.20 – Графики зависимости деформации сжатия от квадрата корня из времени для разных ступеней нагрузок образцов месторождения №2 (а – 500 кПа, б – 600 кПа)

Построенные зависимости для нагрузок 100, 200, 300, 400, 500 и 600 кПа предназначены для анализа консолидационного поведения и оценки реологических деформаций исследуемого грунта в контексте теории консолидации Терцаги.

2.3 Лабораторные исследования деформируемости отходов калийного производства

С целью оценки деформируемости образцов глинисто-солевых шламов были проведены лабораторные компрессионные испытания. Данные исследования проводились с учетом методических рекомендаций, изложенных в ГОСТ 12248.4-2020 «Грунты. Определение характеристик деформируемости методом компрессионного сжатия» [10], которые регламентируют порядок проведения испытаний на сжатие.

Компрессионные испытания были проведены для образцов глинисто-солевых шламов, отобранных с двух месторождений калийных солей, ненарушенной структуры, которые, как было описано ранее, имеют разные физико-механические и геологические свойства. Лабораторные исследования методом компрессионного сжатия проводились в специализированных приборах – однометрах. В однометр помещается предварительно подготовленный образец грунта с минимальным нарушением структуры и собранный одометр размещается под устройством, предназначенным для вертикальной нагрузки на образец, после чего регулируется режим нагружения.

Испытания для глинисто-солевых шламов с месторождения №1 проводились с поэтапным увеличением давления до значения 0,2 МПа, в то время как для образцов с месторождения №2 значение нагрузок достигало максимальной величины в 0,6 МПа, так как данные образцы более устойчивы к нагрузкам. Ступени нагрузок для проведения лабораторных испытаний были

выбраны в соответствии с ГОСТ 12248.4-2020, что позволило исключить возможные погрешности в проведении исследования и получить более достоверные данные. Каждая ступень нагрузки выдерживалась до стабилизации деформаций, время выдержки определялось по критерию стабилизации, указанному в ГОСТ 12248.4-2020.

Результаты испытаний для образцов двух месторождений были сведены в таблицу 2.3.

Таблица 2.3 – Результаты компрессионных испытаний.

Образцы месторождения №1			
Нагрузка, кПа	Абсолютная деформация, мм	Относительная деформация	Коэффициент пористости
0	0	0	2,751
5	7,16	0,286	1,677
12,5	9,11	0,364	1,384
25	10,71	0,429	1,143
50	11,93	0,477	0,961
100	13,13	0,525	0,782
200	14,23	0,569	0,616
Образцы месторождения №2			
Нагрузка, кПа	Абсолютная деформация, мм	Относительная деформация	Коэффициент пористости
0	0	0	1,850
5	0	0	1,850
10	1,80	0,072	1,645
25	3,19	0,128	1,485
50	4,71	0,188	1,314
100	5,75	0,230	1,195
200	6,73	0,269	1,083
300	7,26	0,290	1,023
400	7,63	0,305	0,981
500	7,91	0,316	0,949
600	8,13	0,325	0,924

Коэффициент пористости определялся по формуле (2.16) [10]:

$$e_i = e_0 - \varepsilon_i(1 + e_0), \quad (2.16)$$

где e_0 - начальное значение коэффициента пористости.

На основании полученных результатов был рассчитан коэффициент сжимаемости по формуле (2.17) [10]:

$$m_0 = \frac{e_i - e_{i+1}}{\sigma_{i+1} - \sigma_i}, \quad (2.17)$$

где e_i и e_{i+1} - коэффициенты пористости, соответствующие напряжениям σ_i и σ_{i+1} .

Полученные значения представлены в таблицах 2.4 и 2.5.

Таблица 2.4 – Значения коэффициента сжимаемости для образцов глинисто-солевых шламов месторождения №1.

Р, МПа от	0,005	0,0125	0,025	0,05	0,1
Р, МПа до	0,0125	0,025	0,05	0,1	0,2
$e_i - e_{i+1}$	0,293	0,241	0,182	0,179	0,166
m_0 , МПа ⁻¹	39,07	19,28	7,28	3,58	1,66

Таблица 2.5 – Значения коэффициента сжимаемости для образцов глинисто-солевых шламов месторождения №2.

Р, МПа от	0,005	0,01	0,025	0,05	0,1	0,2
Р, МПа до	0,01	0,025	0,05	0,1	0,2	0,4
$e_i - e_{i+1}$	0,205	0,160	0,171	0,119	0,112	0,102
m_0 , МПа ⁻¹	41	10,67	6,84	2,38	1,12	0,51

По результатам компрессионных испытаний также были построены графики для глинисто-солевых шламов двух месторождений, представленные на рисунках 2.21 и 2.22.

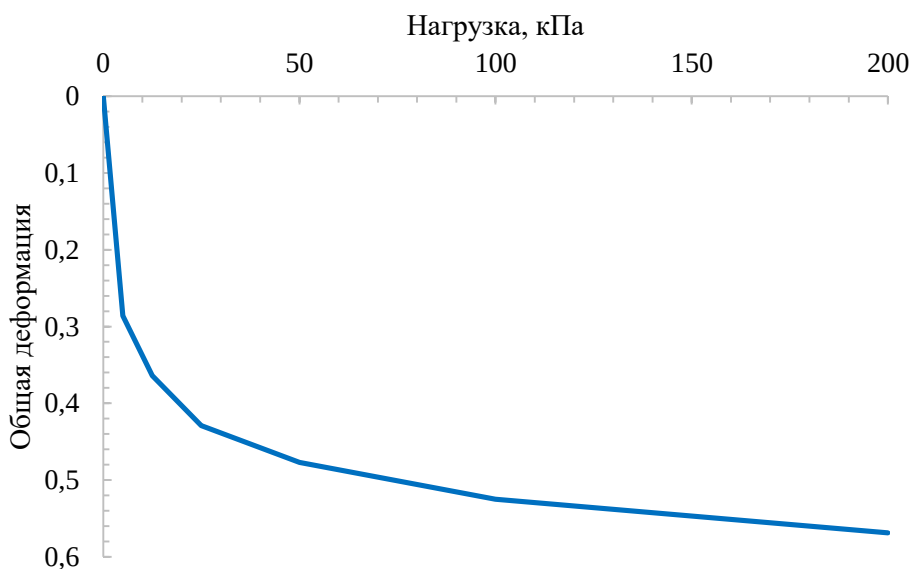


Рисунок 2.21 – График зависимости деформаций образца от приложенной нагрузки месторождений №1

Максимальное значение деформации достигает 0,6. По графику можно наблюдать нелинейное распределение зависимости деформации от приложенной нагрузки. Начальный коэффициент пористости грунта 2,751 свидетельствует о его рыхлой, неуплотнённой структуре. Такой показатель характерен водонасыщенным органогенным отложениям как торф, ил или аллювиальные глины. При приложении небольшой нагрузки наблюдается существенная деформация и снижение пористости, что указывает на высокую чувствительность структуры грунта к внешнему воздействию. Полученные значения коэффициента сжимаемости свидетельствуют о том, что грунт сильно сжимаем.

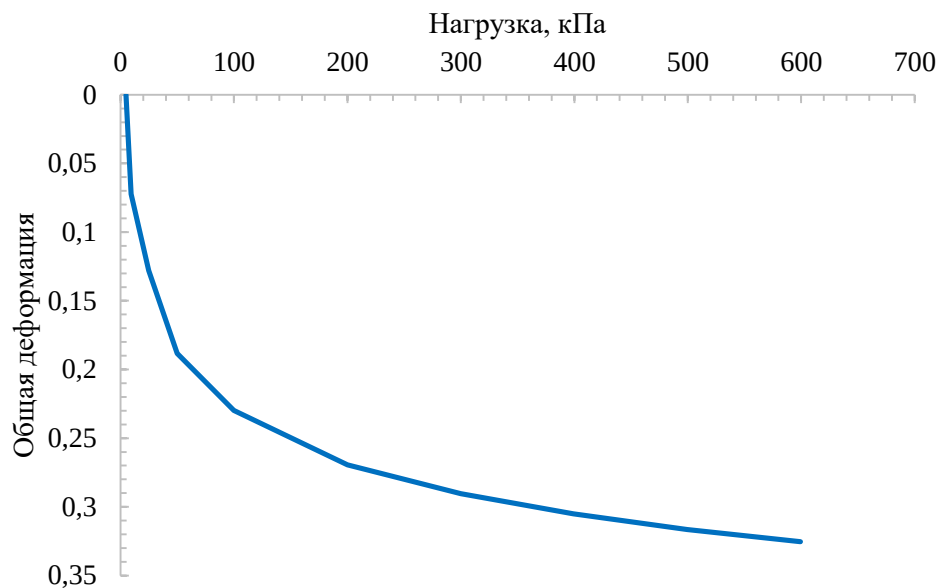


Рисунок 2.22 – График зависимости деформаций образца от приложенной нагрузки месторождений №2

Максимальный показатель общей деформации по испытаниям на образцах, полученных с месторождения №2, достигает 0,35. Стоит отметить, что на данном графике отмечается равномерный рост значений общей деформации и взаимосвязь между двумя параметрами также распределяется нелинейно.

По результатам исследования были получены модуль общей деформации (0,8 МПа для образцов глинисто-солевых шламов месторождения №1 и 7 МПа для образцов глинисто-солевых шламов месторождения №2) и коэффициент поперечной деформации (0,26 для образцов глинисто-солевых шламов месторождения №1 и 0,495 для образцов глинисто-солевых шламов месторождения №2).

Сравнивая два графика, можно сделать вывод, что глинисто-солевые шламы месторождения №1 более сжимаемы по сравнению с образцами месторождения №2, об этом свидетельствуют значения общей деформации при одинаковых нагрузках и полученный

коэффициент сжимаемости. Так, при нагрузке 200 кПа общая деформация на рисунке 2.21 достигает 0,56, а по графику на рисунке 2.22 при такой же ступени нагрузки значение общей деформации равняется 0,27. Данные значения отличаются в 2 раза.

2.4 Проведение лабораторных исследований характера развития совместных деформаций сыпучего материала и глинисто-солевых шламов в лабораторных условиях

Совместные деформации сыпучих материалов и грунтов низкой прочности, представленные глинисто-солевыми шламами, характеризуются сложным механическим поведением. В отличие от других грунтов, данные грунты под нагрузкой проявляют нелинейные деформации, которые могут происходить мгновенно после приложения нагрузки, так и накапливаться во времени. Как описывалось ранее, основными особенностями данных грунтов является высокая пластичность, низкая несущая способность и чувствительность к динамическим воздействиям. Строительство геотехнических сооружений на слабых основаниях сопровождается развитием совместных деформаций основания и насыпного материала. Под совместными деформациями подразумевается взаимодействие грунта низкой прочности и отвальной массы, при котором деформации одного элемента системы влияют на механическое поведение другого. В частности, глинисто-солевые шламы, представляющие собой слабое основание, под нагрузкой могут подвергаться осадке, боковому выдавливанию и другим видам деформаций, что, в свою очередь, приводит к неравномерной осадке формируемого отвала или насыпи, а также образованию трещин и даже к потере устойчивости геотехнического сооружения.

Для изучения данного процесса в научном центре «Геомеханики и проблем горного производства» были проведены лабораторные исследования, в которых использовалось стендовое оборудование [20]. Целью данной работы является изучение характера развития деформаций в системе «слабое основание – отвальная масса» при постепенном увеличении нагрузки. В исследовании особое внимание уделяется таким аспектам как: характер деформаций грунта низкой прочности, то есть, поведение основания на нагрузку, передаваемую отвальной массой, включая его осадку, боковое выдавливание, изменение структуры; взаимодействие насыпи и грунта низкой прочности, оценка возможных деформаций в виде просадок.

Для выполнения данного эксперимента в качестве сыпучего материала для формирования насыпи использовался песок, с известным гранулометрическим составом, насыпной плотность $1,69 \text{ г/см}^3$ и углом естественного откоса при насыпной плотности равным 35° . Основание было представлено глинисто-солевыми шламами плотность $1,2 \text{ г/см}^3$, которые характеризуются

низкими показателями прочности, так прочность недренированному сдвигу составляла 1,1 кПа, а сцепление 12 кПа.

В качестве лабораторного оборудования был использован лабораторный стенд, состоящий из трех секций. Стенд представляет собой металлический каркас на опорах общим размером 1524x512x274 мм (длина, высота, ширина). Боковые грани стенда выполнены из прозрачного оргстекла толщиной 12 мм. Данный стенд был реконструирован для моделирования условий деформаций грунтов низкой прочности при отсыпке на них отвальных пород для изучения картины деформирования глинисто-солевых шламов и внедрения отсыпаемых пород.

Для проведения испытания использовались две секции лабораторного стенда.

Процесс проведения эксперимента можно описать следующими этапами:

1. Вначале сооружались две оградительные дамбы высотой 14,5 см по краям секций лабораторного стенда для ограничения исследуемой области и предотвращения растекания глинисто-солевых шламов.

2. Основание, состоящее из глинисто-солевых шламов, высотой 10 см формировалось с контролируемыми характеристиками, такими как плотность, влажность и его структура.

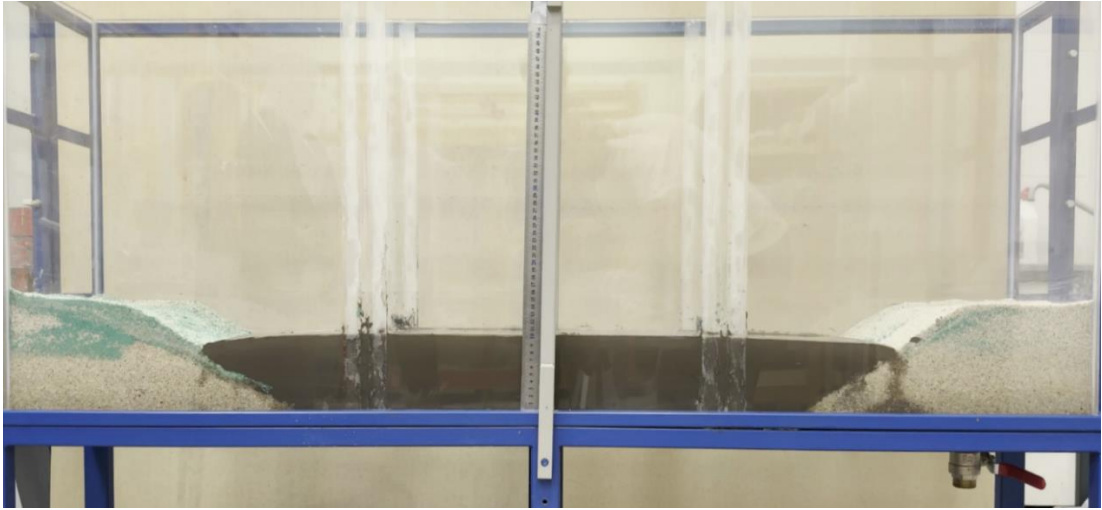
3. Формирование отвальной массы осуществлялось поэтапно, посредством послойной отсыпки песка. Каждый слой имел заданную толщину, и отсыпка каждого последующего слоя производилась только после завершения измерений на предыдущем этапе. Общая проектная высота отвальной массы составляла 6,5 см.

4. Процесс внедрения сыпучего материала в грунт низкой прочности фиксировался с помощью высокоскоростной камеры. Для повышения точности фиксации и обработки полученных результатов были использованы дополнительные источники света, а для обеспечения более детального анализа внедрения частиц использовались различные по цвету слои песка.

5. После формирования насыпи производилось поэтапное нагружение её металлическими грузами массой 5 кг каждый. Грузы массой по 5 кг укладывались равномерно на поверхность отвальной массы, увеличивая нагрузку ступенчато — от 5 до 70 кг. На каждом этапе нагружения регистрировались дополнительные осадки, возникающие в результате увеличения вертикального давления.

6. Замеры осадки и внедрения песка в глинисто-солевые шламы выполнялись после каждого этапа нагружения. Время, выдержанное после каждой ступени нагружения, составляло 15 минут для стабилизации возникающих деформаций.

Эксперимент представлен на рисунке 2.23.



а



б



в

Рисунок 2.23 – Лабораторные исследования характера развития совместных деформаций сыпучего материала и глинисто-солевых шламов в лабораторном стенде (а – начало эксперимента; б – внедрение сыпучего материала в момент проведения эксперимента; в – внедрение сыпучего материала спустя двое суток после окончания эксперимента)

После проведения эксперимента фиксировались финальные параметры осадки грунта и внедрения сыпучего материала, а также изменение объема глинисто-солевых шламов, эти данные были необходимы для построения графиков осадки в зависимости от приложенной нагрузки, а также дальнейшего численного моделирования для определения характера внедрения сыпучего материала в глинисто-солевые шламы методом CEL.

На основе полученных данных были отрисованы схемы внедрения сыпучего материала в глинисто-солевые шламы в процессе нагружения отвальной массы грузами. Результаты отображены на рисунках 2.24-2.27.

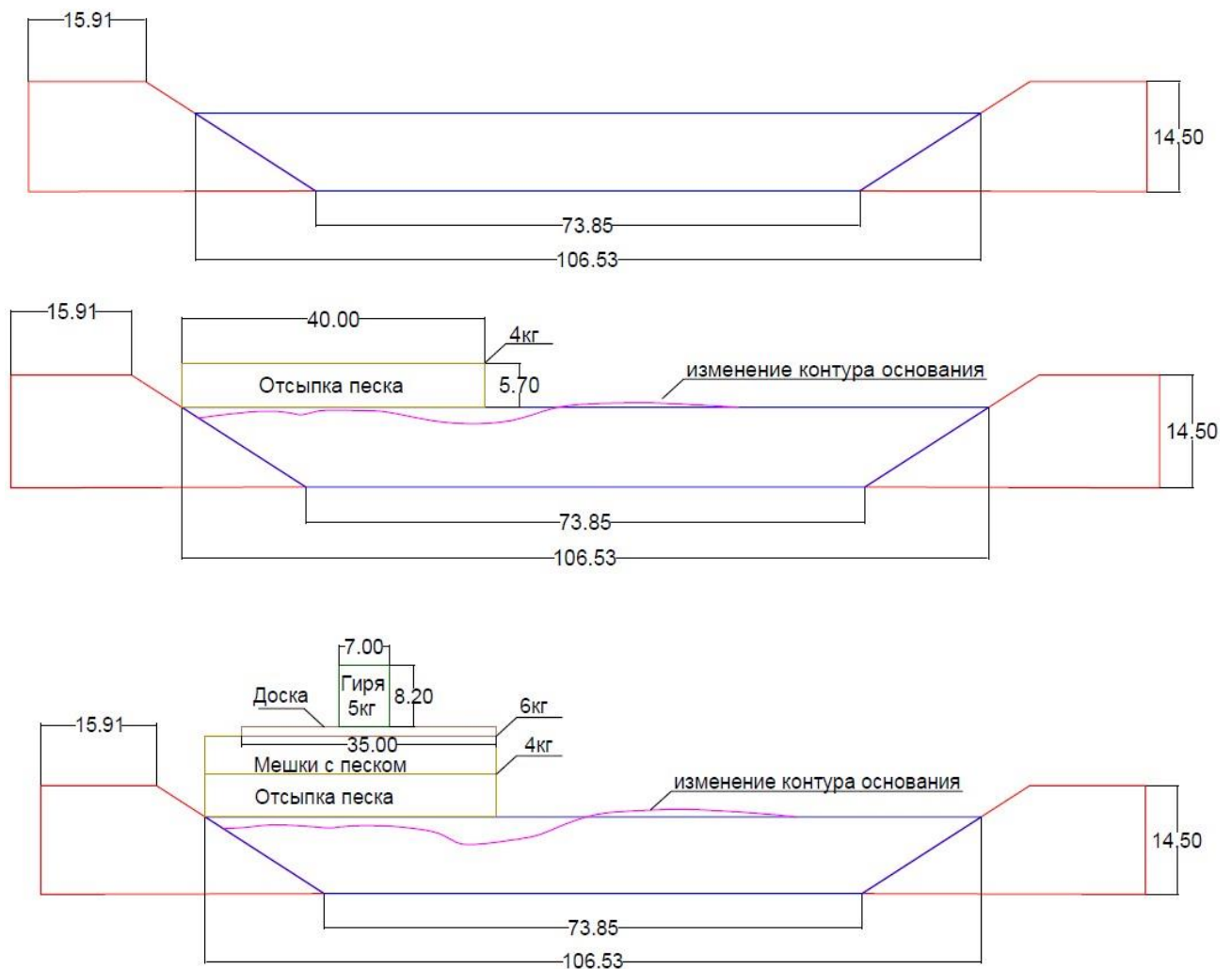


Рисунок 2.24 – Схематичное отображение развития совместных деформаций сыпучего материала и глинисто-солевых шламов в лабораторном стенде при нагружении отвальной массы на начальном этапе

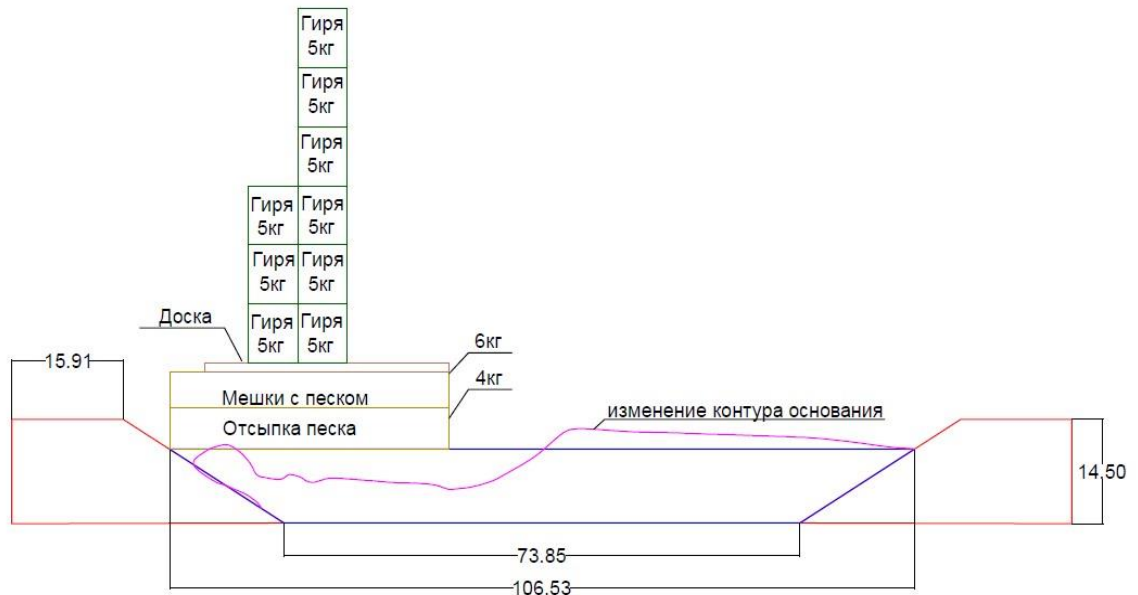
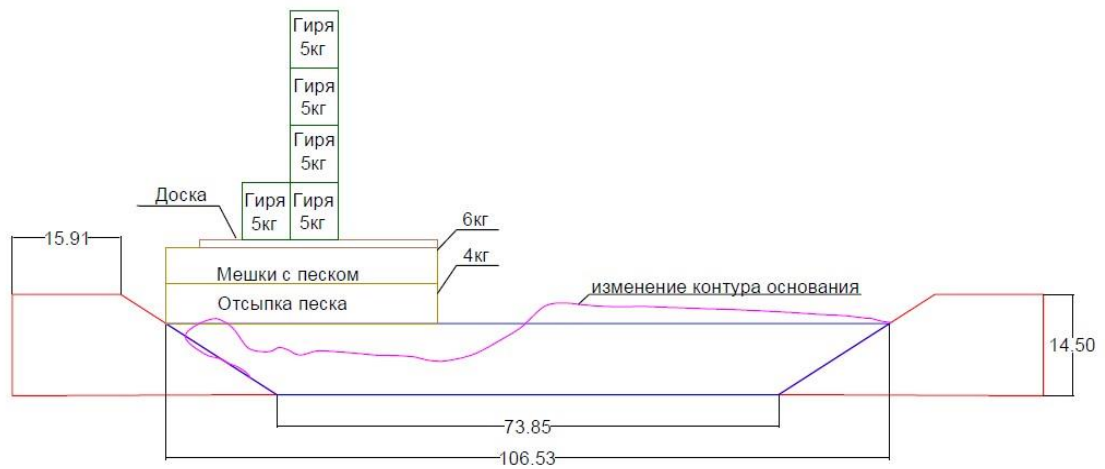
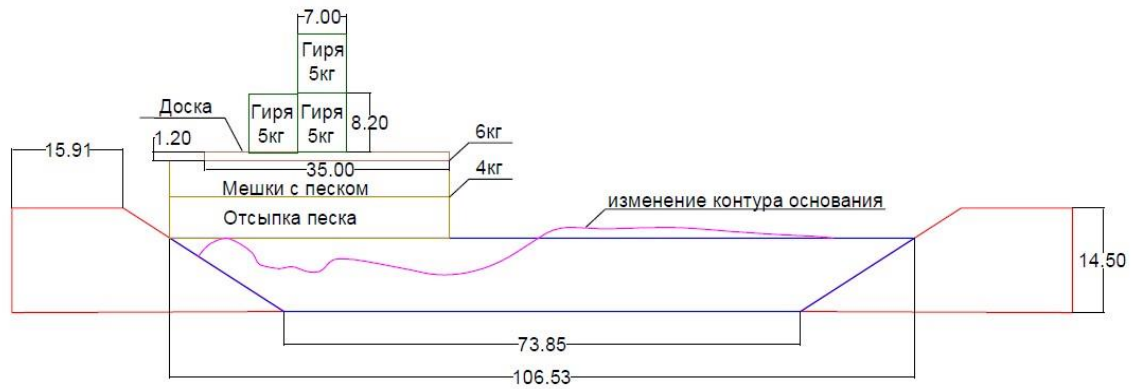


Рисунок 2.25 – Схематичное отображение развития совместных деформаций сыпучего материала и глинисто-солевых шламов в лабораторном стенде при дальнейшем нагружении отвальной массы

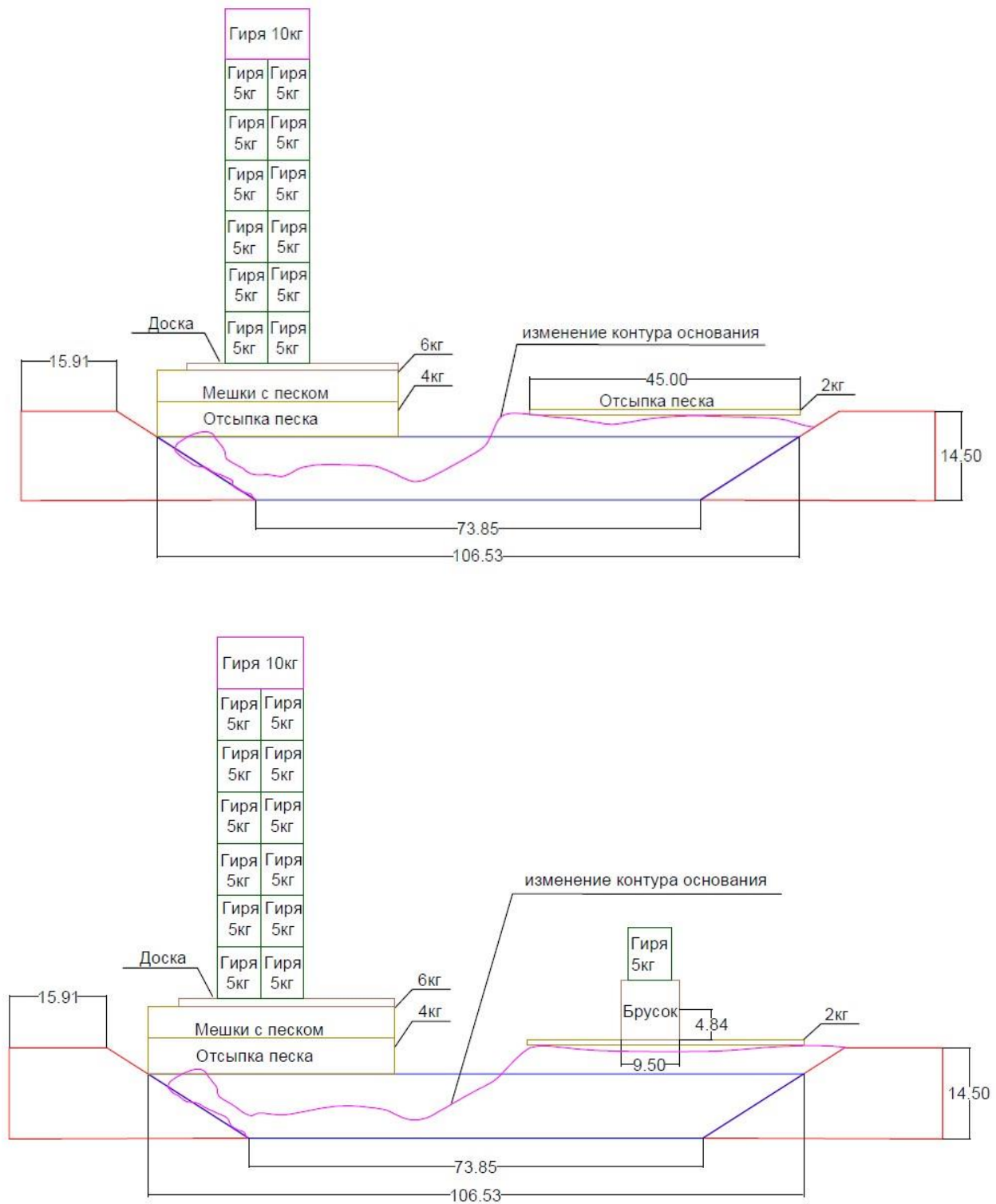


Рисунок 2.26 – Схематичное отображение развития совместных деформаций сыпучего материала и глинисто-солевых шламов в лабораторном стенде на завершающих этапах нагружения отвальной массы

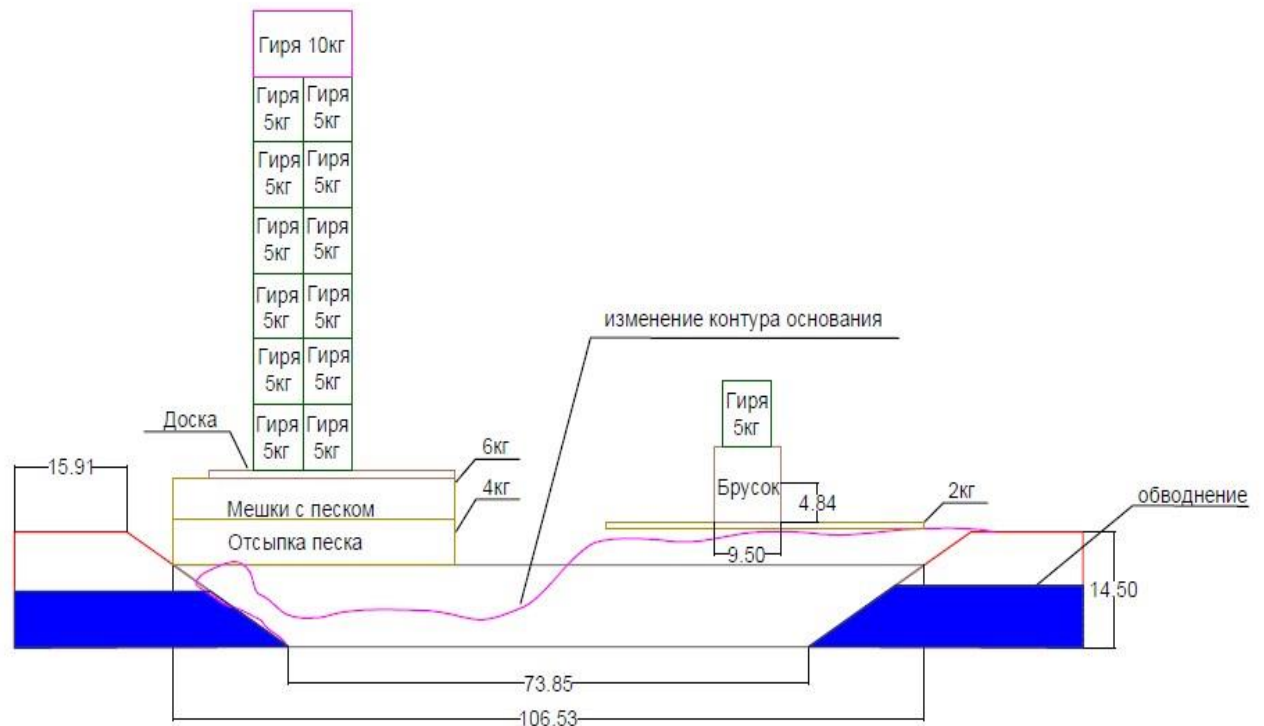


Рисунок 2.27 – Схематичное отображение развития совместных деформаций сыпучего материала и глинисто-солевых шламов в лабораторном стенде при нагружении сформированной отвальной массы после завершения эксперимента

В ходе эксперимента по изучению механического взаимодействия сыпучего материала с глинисто-солевыми шламами были получены данные, позволяющие сделать выводы о характере деформации и внедрения сыпучего материала в слабое основание. Полученные результаты на рисунках свидетельствуют о перераспределении напряжений в грунте низкой прочности и развития зон пластических деформаций, проявляющихся в вертикальных деформациях сжатия основания и горизонтальных деформациях расширения основания, которые характеризуются выпором глинисто-солевых шламов. Внедрение сыпучего материала в основание на величину 6,5 сантиметров отражает, что действующая на слабое основание нагрузка превосходит допустимые пределы прочности сформированного геотехнического сооружения. Данный лабораторный эксперимент подтверждает, что грунты низкой прочности характеризуются низкой прочностью и склонны к значительным деформациям и осадкам при относительно небольших нагрузках.

Рассчитанный объем слабого основания в процессе нагружения геотехнической системы, приведенный в таблице 2.6, отражает, что внедрение сыпучего материала в слабое основание приводит к уплотнению основания.

Таблица 2.6 – Расчет объемов слабого основания при каждой стадии нагружения

Нагрузка на основание	Площадь, см ²	Объем, см ³
Шламовое основание без нагрузки	862,72	21568
10 кг песка	862,7	21568
10 кг песка + груз 5 кг	860,6	21515
10 кг песка + груз 10 кг	858	21450
10 кг песка + груз 15 кг	856,09	21402,25
10 кг песка + груз 20 кг	855,75	21393,75
10 кг песка + груз 25 кг	855,25	21381,25
10 кг песка + груз 30 кг	854,98	21374,5
10 кг песка + груз 35 кг	853,79	21344,75
10 кг песка + груз 40 кг	853,61	21340,25
10 кг песка + груз 45 кг	853,5	21337,5
10 кг песка + груз 50 кг	853	21325
10 кг песка + груз 55 кг	852,7	21317,5
10 кг песка + груз 60 кг	852,5	21312,5
10 кг песка + груз 70 кг	852,2	21305
10 кг песка + груз 70 кг спустя 5 минут и начало внедрение деревянного бруска	851,8	21295
10 кг песка + груз 70 кг + деревянный брусок + груз 5 кг	851	21275
10 кг песка + груз 70 кг + деревянный брусок + груз 5 кг спустя 2 суток после эксперимента	760,45	19011,25

Значительное уменьшение объёма слабого основания, наблюдаемое между первым этапом нагружения и после окончания эксперимента, указывает на уплотнение глинисто-солевых шламов под влиянием приложенной нагрузки, то есть на протекание процессов консолидации. Данный процесс состоит из физико-механических изменений, который сопровождается вытеснением воды из пор, уменьшением объема пустот и частичной перестройкой структуры грунта, в результате чего общий объем грунта низкой прочности в качестве основания уменьшается. На начальных стадиях формирования отвальной массы происходит первичное уплотнение и выравнивания микропустот. По мере увеличения нагрузки за счёт отсыпки новых слоёв сыпучего материала и приложения внешней нагрузки, происходит перераспределение напряжений внутри массива, сопровождающееся переходом в более плотное состояние.

На основе полученных данных по изменению объема слабого основания и осадкам основания в процессе нагружения был составлен график зависимости изменения объема и смещений от стадийности нагружения, который представлен на рисунке 2.28.

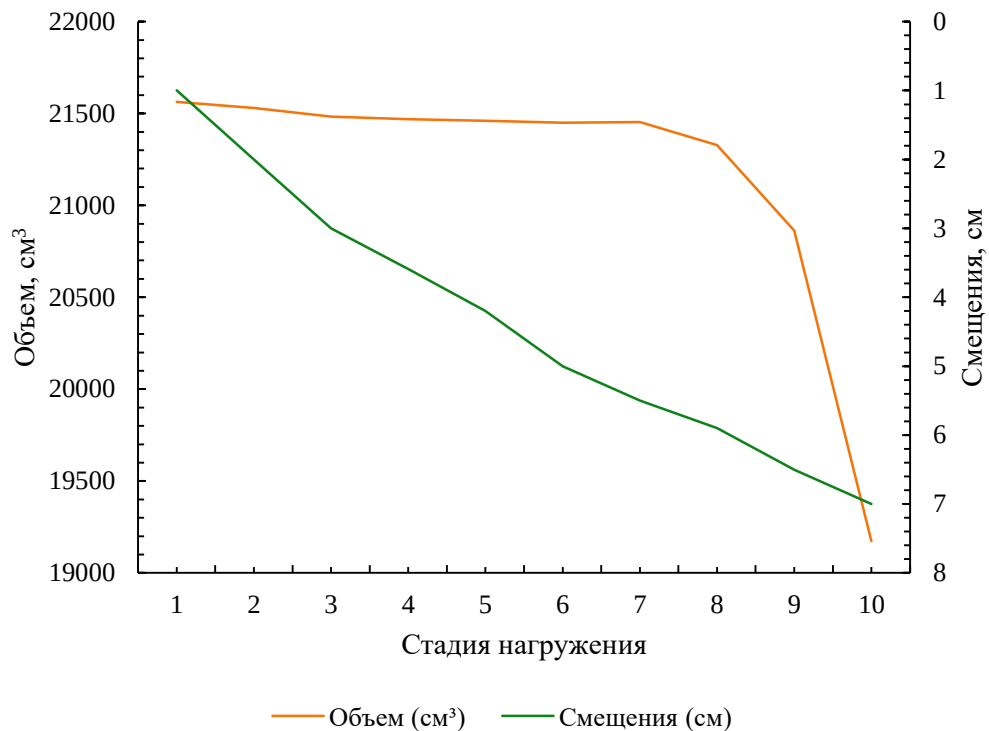


Рисунок 2.28 – График зависимости изменения объема и деформации от стадийности нагружения

На данном графике представлена зависимость изменения объема и деформации от стадийности нагружения. Как видно из полученного графика, объем слабого основания в процессе нагружения на начальных стадиях не изменяется, а при дальнейшем нагружении изменяется незначительно, что свидетельствует об отсутствии объемных деформаций на начальных и срединных стадиях нагружения. Значения смещений отражают наличие сдвиговых деформаций и присутствуют на всех этапах формирования отвальной массы и ее нагружения. На последних стадиях происходит совместное деформирование сдвиговых деформаций и объемных. Ввиду этого необходимо разделять внедрение сухих пород на две фазы.

Проведенное стендовое исследование подтверждает, что характер деформирования глинисто-солевых шламов под внешней нагрузкой должен рассматриваться как нелинейный, зависящий от стадии нагружения и обладающий стадийностью, что необходимо учитывать при формировании проектных решений в инженерной практике.

2.5 Выводы по Главе 2

Данная глава посвящена лабораторным исследованиям, направленным на изучение физико-механических характеристик глинисто-солевых шламов, в том числе их прочностных и деформационных свойств, а также стендовым испытаниям по исследованию развития

совместных деформаций сыпучего материала и грунтов низкой прочности, представленных глинисто-солевыми шламами. Полученные результаты деформационных и прочностных характеристик глинисто-солевых шламов в ходе лабораторных экспериментов имеют ключевое значение для численного моделирования напряженно-деформированного состояния геотехнической системы, а также понимания механического поведения глинисто-солевых шламов.

В ходе лабораторных испытаний методом вращательного среза были получены значения сопротивления недренированному сдвигу для образцов, предварительно уплотнённых глинисто-солевых шламов для двух месторождений калийных солей при различных ступенях нагружения. Отмечено наличие различий физико-механических характеристик глинисто-солевых шламов двух месторождений, которые обусловлены их минеральным и гранулометрическим составом. Установлено, что увеличение плотности материала сопровождается закономерным ростом прочности. На основе полученных данных были построены графики зависимостей прочности недренированному сдвигу от плотности и плотности от оказываемой нагрузки и выведены регрессионные уравнения. Полученные эмпирические зависимости сопротивления недренированному сдвигу от плотности описываются линейной функцией с высокими коэффициентами детерминации, а зависимость плотности от давления уплотнения аппроксимируется логарифмической функцией, отражающей характерное поведение дисперсных водонасыщенных грунтов в процессе нагружения.

Полученные деформационные характеристики в ходе компрессионных испытаний позволили количественно оценить степень сжимаемости и относительной податливости образцов глинисто-солевых шламов под действием внешнего статического нагружения. По анализу полученных зависимостей была установлена разница деформируемости образцов глинисто-солевых шламов двух месторождений и определено, что шламы первого месторождения обладают меньшей плотностью и, как следствие, большей склонностью к сжатию.

В результате лабораторных исследований методом одноплоскостного среза были получены значения эффективного угла внутреннего трения и сцепления для глинисто-солевых шламов двух месторождений калийных солей. Установлено, что образцы характеризуются различной прочностью при сдвиге, что обусловлено их плотностными и структурными особенностями. Образцы второго месторождения обладают более высокими значениями сцепления, что свидетельствует о большей устойчивости при внешнем нагружении.

В результате проведённого стендового лабораторного эксперимента были получены экспериментальные данные, позволяющие оценить особенности деформационного поведения слабого основания, представленного глинисто-солевыми шламами, при формировании

отвальной массы и её последующем статическом нагружении. Эксперимент был направлен на изучение закономерностей внедрения сыпучего материала в водонасыщенное слабое основание, а также на количественную оценку осадок и смещений в зависимости от приложенной нагрузки, в ходе которого установлено, что деформационное поведение основания носит нелинейный характер. Снижение объёма основания после завершения эксперимента интерпретируется как развитие консолидации, происходящей в слабом основании под действием увеличивающегося вертикального давления, а сам процесс внедрения сухих пород в слабое основание необходимо разделять на две фазы.

Полученные прочностные параметры в ходе комплексных лабораторных исследований, а также данные на основе стендовых испытаний являются важной составляющей для инженерной оценки предельного состояния и устойчивости техногенных грунтовых массивов и служат исходными данными для построения геомеханических моделей и могут быть использованы для калибровки численных моделей для прогноза характера внедрения, предельных осадок и оценки устойчивости формируемого отвала на слабом основании.

ГЛАВА 3 ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СИСТЕМЫ «СЛАБОЕ ОСНОВАНИЕ-ОТВАЛЬНАЯ МАССА», ОСНОВАНИЕ КОТОРОЙ СЛОЖЕНО ГЛИНИСТО-СОЛЕВЫМИ ШЛАМАМИ

Оценка влияния глинисто-солевых шламов на устойчивость формируемой отвальной массы выполнялась на основании рассмотрения задачи в условиях плоской деформации. Особенности механического поведения основания, характеризующегося низкой прочностью, высокой сжимаемостью и склонностью к длительным деформациям, обусловили необходимость применения дифференцированного подхода, включающего как классические, так и специализированные модели поведения грунтов.

В качестве первоначальной модели среды для прогноза напряженно-деформированного состояния геотехнической системы принималась модель, основанная на условии пластичности Кулона-Мора. Данная модель обеспечивает предварительную оценку устойчивости и позволяет локализовать зоны потенциального пластического разрушения в теле отвала и в основании.

Геотехническая система представляет собой физико-механическую модель, в которой взаимодействие инженерного сооружения и грунтов рассматривается как единый объект анализа, характеризуемый комплексом параметров, включающих геометрию, прочностные и деформационные характеристики компонентов, а также условия нагружения.

На втором этапе, с целью более детального анализа поведения слабого основания и учёта эффекта длительных деформаций, применяется модель Soft Soil, которая представляет собой упруго-пластическую модель, ориентированную на описание консолидационного поведения водонасыщенных глинистых грунтов. Численная реализация модели Soft Soil проводится с учётом стадийного нагружения, а также с возможностью учёта фильтрации и порового давления, что позволяет анализировать как мгновенную, так и длительную устойчивость.

С учетом особенностей деформирования глинисто-солевых шламов и внутренних ограничений модели Кулона-Мора для моделирования сопротивления недренированному сдвигу геоматериалов параметры модели приняты с учетом следующих допущений:

- угол внутреннего трения принимался равным 0^0 ;
- прочность сдвигу определялась только сцеплением.

Расчет для глинисто-солевых шламов осуществлялся в полных напряжениях. В качестве параметров принятой модели деформирования были использованы:

1. недренированный модуль деформации E_u ,
2. коэффициент поперечной деформации ν_u ,
3. сопротивление недренированному сдвигу c_u ,

Угол внутреннего трения φ и параметр, контролирующий направление развития пластических деформаций ψ (угол дилатансии) принимались равными 0. Коэффициент поперечной деформации ν_u принимался равным 0,495. Параметры матрицы упругости K_u (недренированный модуль объемного сжатия) и G (модуль сдвига) определялись по следующим формулам (3.1,3.2):

$$K_u = \frac{2G(1+\nu_u)}{3(1-2\nu_u)}; \quad (3.1)$$

$$G = \frac{E'}{2(1+\nu')}, \quad (3.2)$$

где E' - эффективный модуль деформации; ν' - эффективный коэффициент поперечной деформации.

Величина сопротивления недренированному сдвигу задавалась в виде функциональной значимости от глубины и приложенной выше нагрузки (3.3):

$$c_u = c_{u,ref}(\rho) + \gamma c_{u,inc}, \quad (3.3)$$

где $c_{u,ref}(\rho)$ - функциональная связь между сопротивлением недренированному сдвигу и плотностью шламового материала (определяется с учетом действующей давления от отсыпаемых сверху сухих пород); γ - положение от поверхности шламов до рассматриваемой точки внутри шламов; $c_{u,inc}$ - изменение недренированной прочности шламов по глубине.

Угол наклона боковой поверхности отвальной массы принимался равным 35° , высота насыпи изменялась в диапазоне от 6 до 36 м с шагом в 6 метров. Расчётные значения высоты формируемой отвальной массы определялись с учётом предполагаемых нагрузок, передаваемых на слабое основание, величина которых варьировалась в диапазоне от 100 до 600 кПа с интервалом 100 кПа. В рамках численного моделирования предполагалось, что слой слабого основания, заключённый между ограждающей дамбой и подстилающим основанием, находится в полностью водонасыщенном состоянии. Оценка устойчивости отвальной массы проводилась для различных вариантов конфигурации основания, сформированного глинисто-солевыми шламами. В численных моделях рассматривались несколько расчётных случаев, отличающихся геометрией основания: в первом случае шламовое основание располагалось на горизонтальной поверхности, во втором — на наклонной плоскости с углами наклона основания, принятыми равными 5° и 10° . Выбор различных конфигураций обусловлен необходимостью учёта влияния наклона основания на распределение напряжений в геотехнической системе: при наклонной геометрии нагрузка от отвальной массы перераспределяется неравномерно, оказывая на более высокой части основания меньшее давление, тогда как на нижней части давление будет значительно выше. В качестве расчётных параметров высота слоя глинисто-солевых шламов принималась равной 5 и 10 м, аналогичные значения задавались и для высоты ограждающей дамбы, в зависимости от глубины залегания слабого основания.

3.1 Оценка влияния условий формирования отвалов на их устойчивость при отсыпке на глинисто-солевые шламы с помощью модели Кулона-Мора

Расчёт напряжённо-деформированного состояния геотехнической системы и оценка устойчивости выполнялись по двум различным сценариям [60]. В первом варианте моделирования предполагалось отсутствие внедрения сухих пород в толщу слабого основания, что соответствует идеализированным условиям взаимодействия (рисунок 3.1). Во втором варианте учитывалось частичное внедрение отвальных пород в слой грунта с низкой прочностью, с последующей оценкой влияния этого процесса на устойчивость системы (рисунок 3.2). Геометрические характеристики зоны внедрения определялись на основе обобщения экспериментальных и теоретических данных, представленных в работах Малюшицкого Ю.Н. [22]. Это позволило более достоверно отразить механизм взаимодействия отвальной массы с деформируемым основанием.

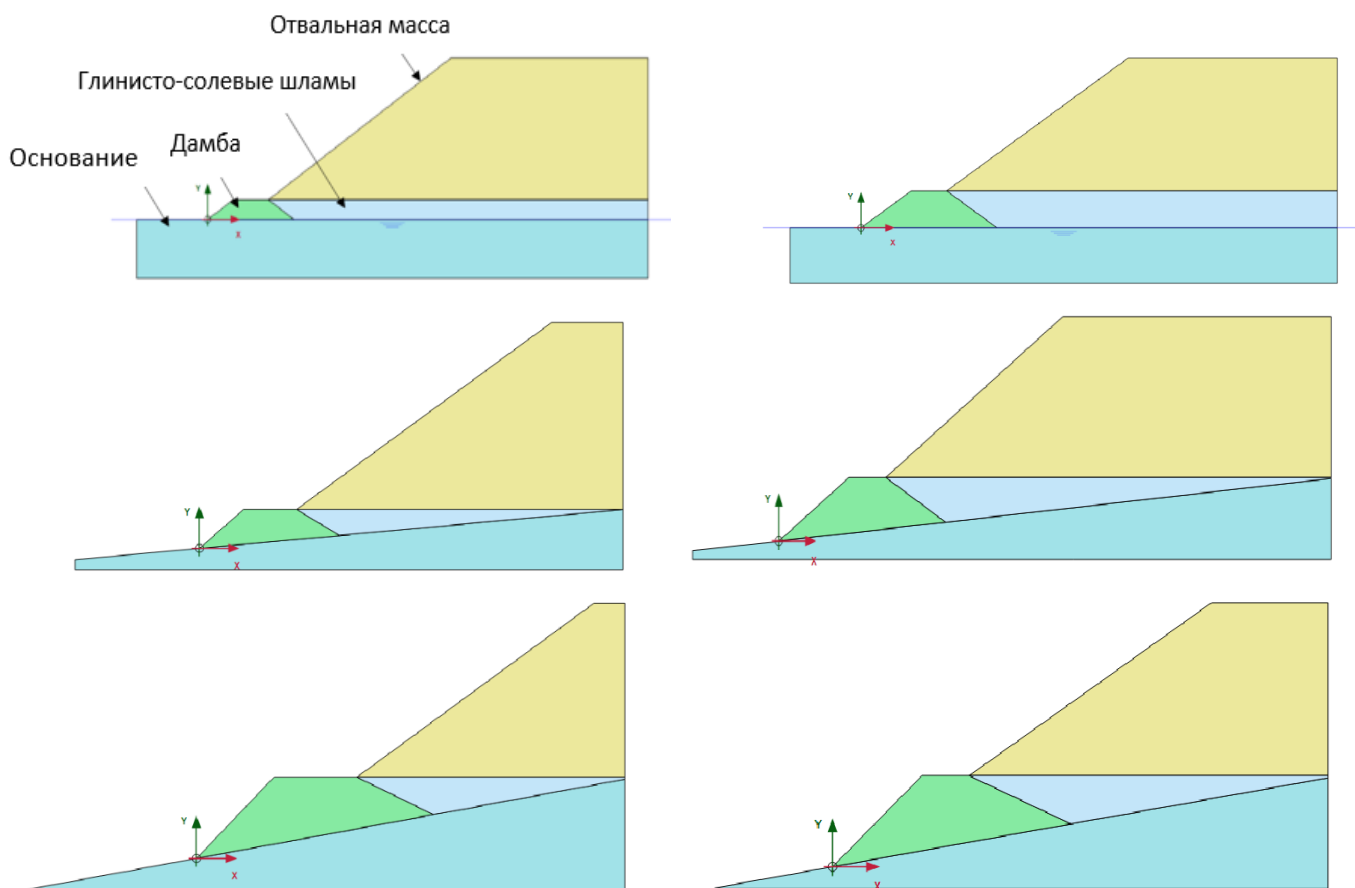


Рисунок 3.1 – Конфигурация моделей рассматриваемой геотехнической системы, не учитывающих внедрение сухих пород в грунты низкой прочности

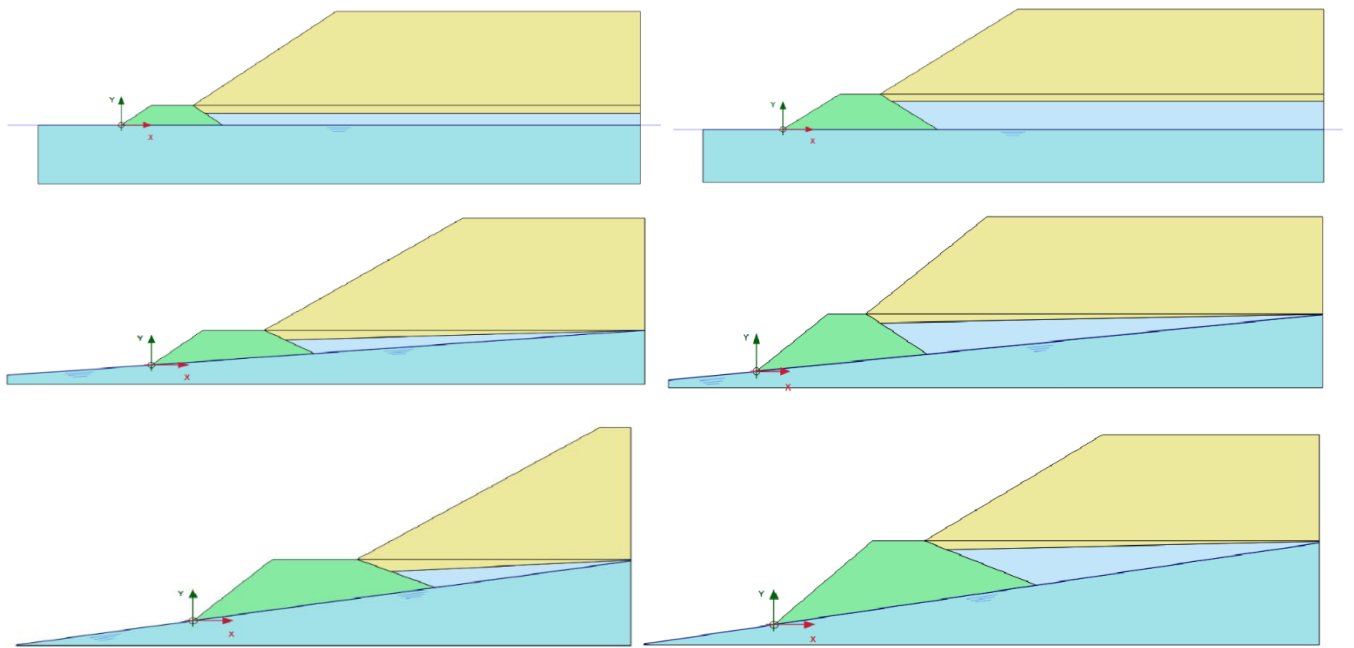


Рисунок 3.2 – Конфигурация моделей рассматриваемой геотехнической системы с учетом картины частичного внедрения

Прочностные и деформационные характеристики глинисто-солевых шламов были определены на основании результатов лабораторных исследований, проведенных для оценки сопротивления недренированному сдвигу и плотности образцов, отобранных с двух калийных месторождений. Полученные значения, обобщенные в таблице 2.3, использовались в качестве исходных параметров при численном моделировании. В процессе расчетов параметры недренированного сопротивления сдвигу задавались с учетом ожидаемого усредненного давления, формируемого за счет нагрузки от выше расположенных отсыпаемых сухих пород.

Первоначальные свойства материалов грунта, ограждающей дамбы и отвальной массы, которые использовались в анализе моделирования, перечислены в таблице 3.1.

Таблица 3.1 – Свойства модели

№	Представленный грунт	Тип поведения	γ_{unsat} , кН/м ³	γ_{sat} , кН/м ³	c, кПа	ϕ , град	E, МПа	ν
1	Отвальная масса (сыпучая среда)	Дренированный	17	19	15	35	25	0,35
2	Грунт низкой прочности (глинисто- солевые шламы)	Без дренажа С	19	-	-	-	0,8/7	0,26/ 0,5
3	Основание	Дренированный	23	23	100	25	25	0,35
4	Ограждающая дамба	Дренированный	17	19	15	35	25	0,35

Примечание: где γ_{unsat} – удельный вес грунта в неводонасыщенном состоянии, то есть при естественной влажности; γ_{sat} – удельный вес грунта в водонасыщенном состоянии; c – сцепление; ϕ – угол внутреннего трения; E – модуль общей деформации; ν – коэффициент поперечной деформации.

Формирование напряженно-деформированного состояния рассматриваемой системы осуществлялось в несколько этапов:

1. Инициализировалось начальное напряженное состояние грунтового основания;
2. Моделировалось изменение напряженно-деформированного состояния в результате формирования ограждающей дамбы;
3. Выполнялась активация области, отвечающей за работу глинисто-солевых шламов;
4. Выполнялась активация области, отвечающей за отвальную массу, и изменялись прочностные характеристики глинисто-солевых шламов с учетом ожидаемой величины давления от отсыпаемых сверху пород.

Оценка устойчивости рассматриваемой геотехнической системы выполнялась согласно общепринятой для решения такого класса задач процедуре, поэтапного снижения прочностных характеристик материалов, составляющих рассматриваемую систему.

В рамках проведённого численного анализа устойчивости геотехнической системы, формируемой на грунте низкой прочности, представленном глинисто-солевыми шламами, были рассмотрены четыре расчетных сценария, отличающихся как исходными параметрами физико-механических свойств шламов, так и структурной схемой моделируемого основания. Первый сценарий предусматривал расчёт устойчивости системы на основе характеристик прочности и плотности, полученных в результате лабораторных испытаний глинисто-солевых шламов, отобранных с двух различных калийных месторождений и представленных в таблице 2.3. Во втором сценарии производилась оценка устойчивости при сниженных значениях плотности и недренированной прочности на сдвиг. Такой подход позволял исследовать чувствительность расчётной модели к колебаниям исходных геотехнических характеристик и оценить степень влияния параметрической неопределённости на устойчивость системы. Третий вариант расчёта предполагал использование полученных по результатам лабораторных испытаний характеристик, однако с ключевым отличием: в качестве нижележащего слоя основания рассматривался водонасыщенный слабый грунт, моделируемый с применением модели Soft Soil. Такой подход позволил учесть особенности деформирования основания, включая первичную и вторичную консолидацию, снижение модуля жёсткости с глубиной и зависимость сопротивления от напряжённого состояния. В четвёртом сценарии расчёт устойчивости выполнялся с пониженными характеристиками глинисто-солевых шламов, при этом нижележащий слой геотехнической системы, как и в третьем случае, моделировался с использованием модели Soft Soil. Данный случай позволил оценить наиболее неблагоприятный вариант, характеризующийся как пониженной прочностью основного массива, так и высокой сжимаемостью подстилающего основания.

Для прогноза напряженно-деформированного состояния пород основания и глинисто-солевых шламов была принята упругопластическая модель Soft Soil [30] (таблица 3.2).

Таблица 3.2 – Свойства модели Soft Soil для основания

№	Представленный грунт	Тип поведения	γ_{unsat} , кН/м ³	γ_{sat} , кН/м ³	c, кПа	ϕ , °	c_u , кПа	λ	k
1	Основание	Дренажный	18	20	10	20	-	0,05	0,01
2	Грунт низкой прочности (глинисто-солевые шламы)	Недренированный	-	12-19	-	-	25-120		

По результатам выполненных расчетов устанавливались зависимости между коэффициентом запаса по устойчивости и прикладываемой степенью нагружения на основание. Графическое представление зависимостей, полученных при анализе месторождения №1, представлено на рисунках 3.3 и 3.4, а для месторождения №2 – на рисунках 3.5 и 3.6. Графики на рисунках демонстрируют взаимосвязь между коэффициентом запаса устойчивости (K_{sf}) и приложенной внешней нагрузкой (P) при разных вариантах конфигурации геотехнической системы, а также различных свойств грунта низкой прочности.

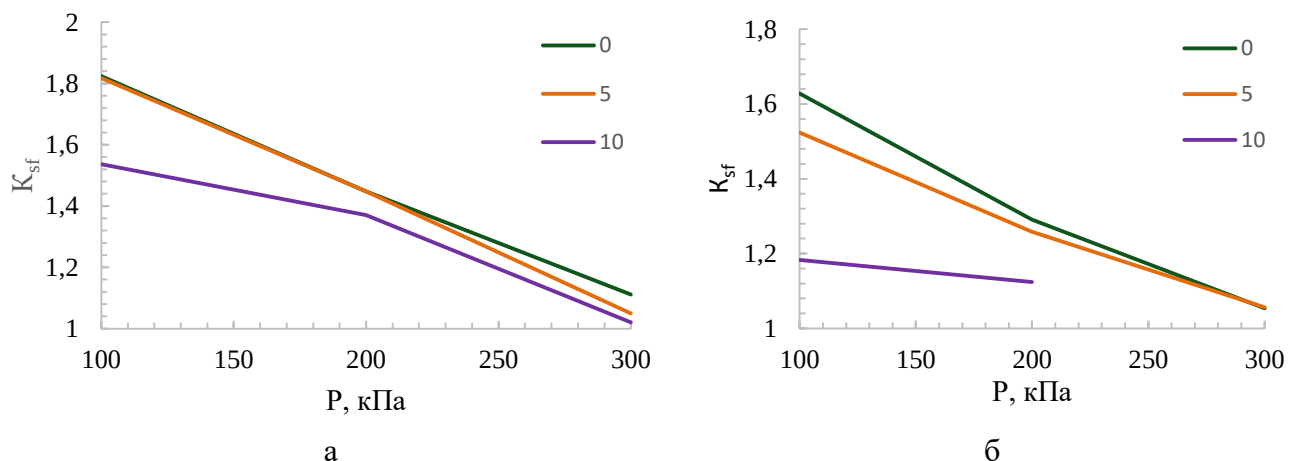


Рисунок 3.3 – Зависимость коэффициента устойчивости от оказываемой внешней нагрузки для образцов глинисто-солевых шламов месторождения №1 глубины 5 м (а – прочное основание, б – слабое основание)

Примечание: где 0°, 5°, 10° – угол залегания геотехнической системы.

Полученные зависимости показывают, что во всех рассмотренных случаях коэффициент запаса устойчивости уменьшается с ростом внешней нагрузки, что отражает типичное поведение дисперсных сред при увеличении нагружения. Указанная тенденция свидетельствует о снижении устойчивости системы по мере роста степени нагружения, что является следствием увеличения напряжённого состояния в массиве и, соответственно, приближения его к предельному состоянию. Анализ рисунка показывает, что значения коэффициента запаса устойчивости

зависят от конфигурации геотехнической системы и существенное влияние на устойчивость оказывает физико-механические свойства основания, на котором располагается геотехническая система: при слабом основании, вышележащим слоем которого является пятиметровый слой глинисто-солевых шламов, коэффициенты запаса существенно ниже по сравнению с прочным основанием. При степени нагружения в 100 кПа коэффициент запаса устойчивости K_{sf} отличается в 1,12; 1,2; 1,3 раза при конфигурации геотехнической системы в 0° , 5° и 10° соответственно. Максимальное значение внешней нагрузки, воспринимаемое системой при конфигурации с наклоном 10° , составляет 200 кПа, что эквивалентно высоте насыпи порядка 12 метров.

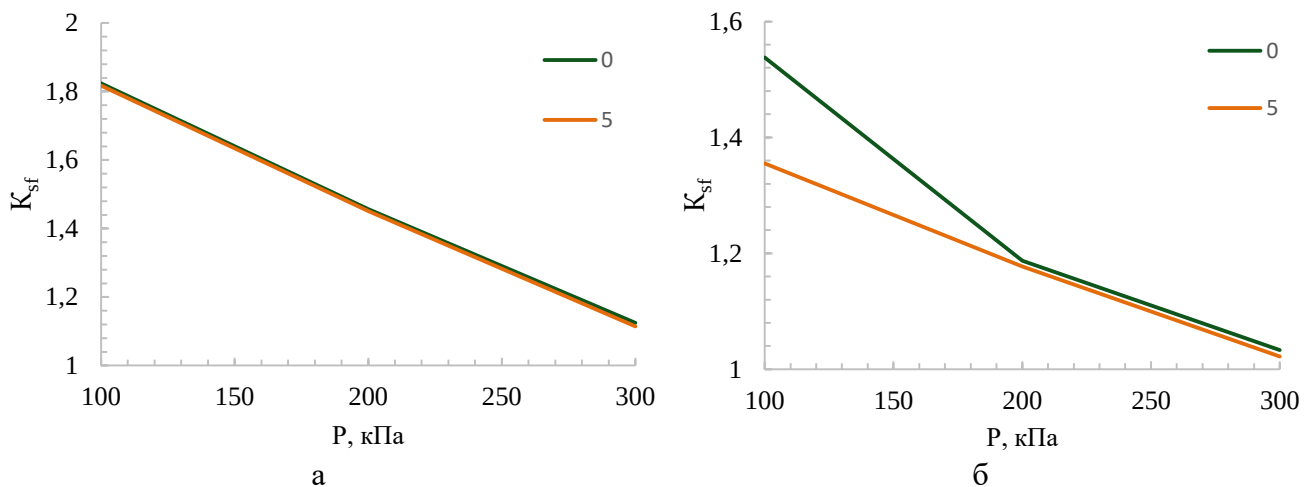


Рисунок 3.4 – Зависимость коэффициента устойчивости от оказываемой внешней нагрузки для образцов глинисто-солевых шламов месторождения №1 глубиной 10 м (а – прочное основание, б – слабое основание)

Примечание: где 0° , 5° – угол залегания геотехнической системы.

На рисунке 3.4 приведены значения коэффициента запаса устойчивости для геотехнической системы, размещённой на глинисто-солевых шламах мощностью 10 м. Анализ графика 3.4а свидетельствует о том, что зависимости для горизонтальной конфигурации и конфигурации с углом наклона 5° имеют близкое расположение и демонстрируют практически линейный характер изменения коэффициента устойчивости с ростом внешней нагрузки. Установленная ранее закономерность влияния прочностных характеристик основания на устойчивость системы подтверждается и в данном случае: значения коэффициента запаса устойчивости при формировании геотехнической системы на слабом основании заметно ниже по сравнению с прочным основанием.

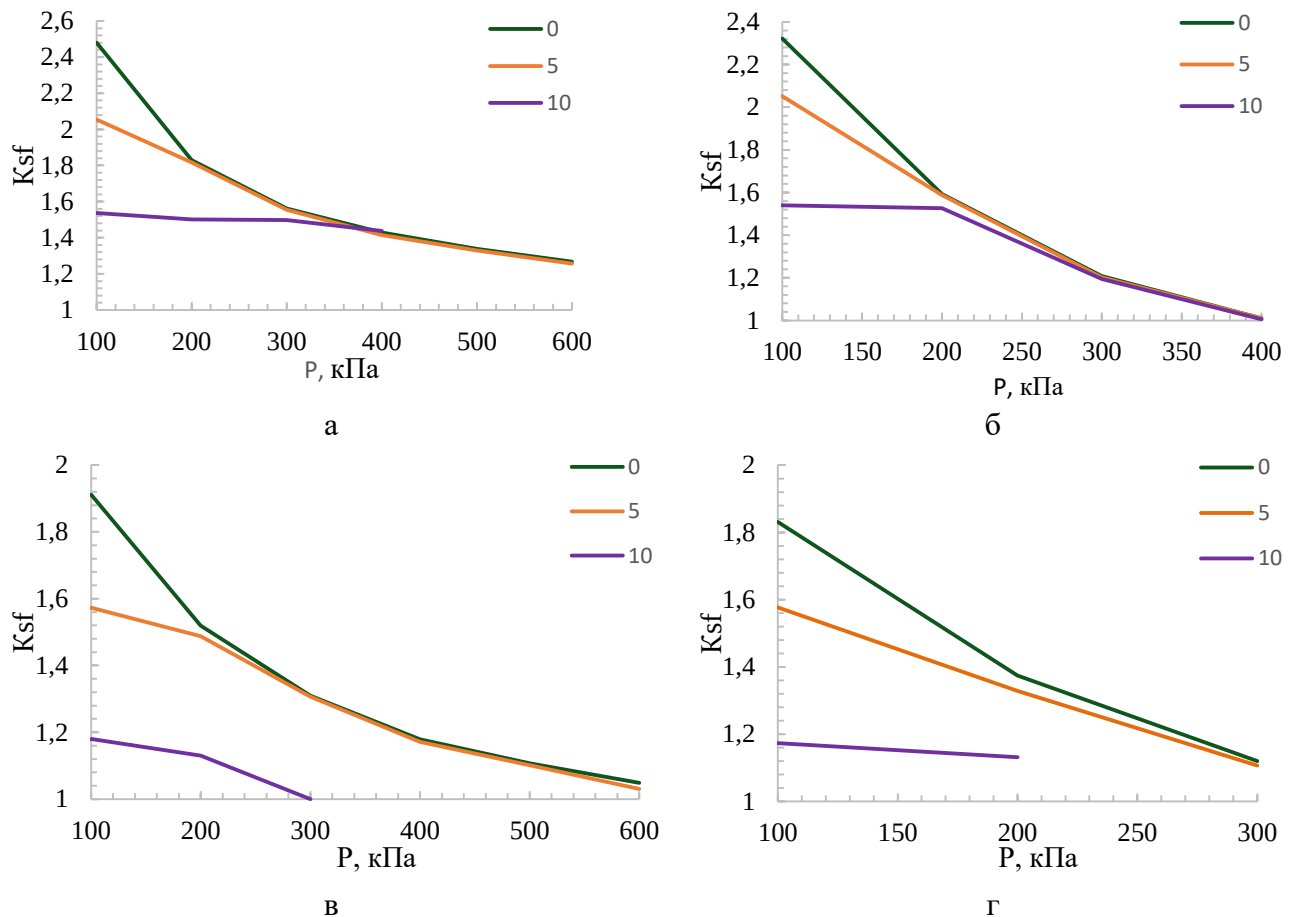


Рисунок 3.5 – Зависимость коэффициента устойчивости от оказываемой внешней нагрузки для образцов глинисто-солевых шламов месторождения №2 глубиной 5 м (а – прочное основание, б – прочное основание с пониженными характеристиками вышележащих глинисто-солевых шламов, в – слабое основание, г - слабое основание с пониженными характеристиками вышележащих глинисто-солевых шламов)

Примечание: где 0, 5, 10 – угол залегания геотехнической системы.

На рисунках 3.5а и 3.5б функция коэффициента запаса устойчивости от прикладываемой внешней нагрузки, начиная со значения 200 кПа приобретает схожий вид при конфигурациях геотехнической системы в 0° и 5° . При увеличении угла наклона геотехнической системы с 0° до 10° коэффициент устойчивости уменьшается для всех типов оснований, это объясняется увеличением сдвигающего компонента силы тяжести вдоль наклонной поверхности, что способствует потере устойчивости. Наибольшие значения коэффициента запаса устойчивости наблюдаются при прочном основании без понижения прочностных характеристик. Сравнительный анализ влияния характеристик основания показал, что прочное основание способствует поддержанию более высокого уровня устойчивости, тогда как слабое основание, особенно в сочетании с пониженными характеристиками шламов, значительно снижает значения коэффициента запаса устойчивости, вплоть до предельных состояний (близких к 1,0). Дополнительный фактор, оказывающий влияние на устойчивость, — это снижение прочностных

характеристик глинисто-солевых шламов, имитирующее возможное увеличение рассолосодержания и изменение структуры. Такие изменения существенно влияют на устойчивость системы при небольших ступенях нагружения. На графиках 3.5б и 3.5г максимальные внешние нагрузки для геотехнической системы достигают 400 и 300 кПа соответственно, что существенно отличается от значений для графиков а и в. Снижение допустимых внешних нагрузок на графиках свидетельствует о том, что геотехническая система при заданных условиях достигла предельного состояния. Понижение прочностных характеристик глинисто-солевых шламов приводит к дополнительному снижению коэффициента запаса устойчивости особенно в диапазоне малых и средних нагрузок.

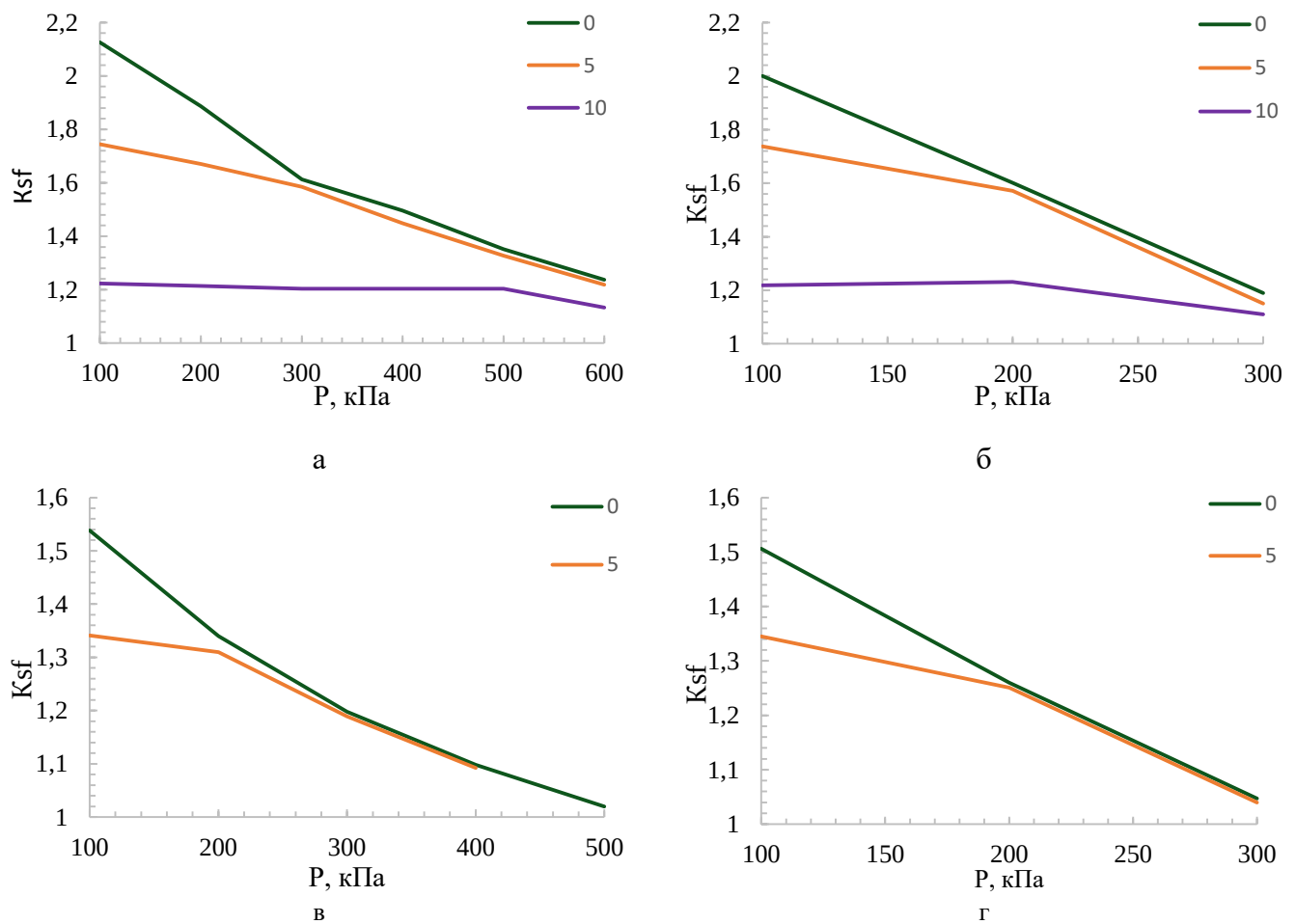


Рисунок 3.6 – Зависимость коэффициента устойчивости от оказываемой внешней нагрузки для образцов глинисто-солевых шламов месторождения №2 глубиной 10 м (а – прочное основание, б – прочное основание с пониженными характеристиками вышележащих глинисто-солевых шламов, в – слабое основание, г - слабое основание с пониженными характеристиками вышележащих глинисто-солевых шламов)

Примечание: где 0°, 5°, 10° – угол залегания геотехнической системы.

На рисунке 3.6 отображены зависимости изменения величин коэффициента запаса устойчивости от величины нагружения для месторождения №2 при мощности грунтов низкой прочности 10 м. Результаты моделирования показали, что во всех вариантах наблюдается тенденция к снижению коэффициента устойчивости с ростом нагрузки на основание, однако характер этого снижения варьируется в зависимости как от прочностных характеристик основания, так и параметров конфигурации системы. Так, на графиках 3.6а и 3.6б при конфигурации геотехнической системы с углом 10° значения K_{sf} изначально распределяются в низких значениях около 1,2 независимо от оказываемой нагрузки, указывая на критическое состояние устойчивости данной системы. Сценарий с пониженными характеристиками глинисто-солевых шламов на прочном основании (график 3.6б) демонстрирует более выраженное снижение устойчивости по сравнению с графиком 3.6а. На приведенных графиках 3.6в и 3.6г максимальная нагрузка, которую выдерживает система при наклонном залегании 10° и слабом основании составляет 100 кПа, что в свою очередь соответствует высоте 6 м. Исходя из полученных графиков, можно сделать вывод, что увеличение толщины глинисто-солевых шламов (в данном случае до 10 м) существенно снижает устойчивость системы по сравнению с аналогичными условиями при меньшей толщине.

На следующих рисунках 3.7-3.10 представлены результаты численного моделирования распределения коэффициента запаса устойчивости от оказываемой нагрузки на основание с учетом внедрения сухих пород в глинисто-солевые шламы и разной конфигурации геотехнической системы и распределения толщи глинисто-солевых шламов 5 и 10 м.

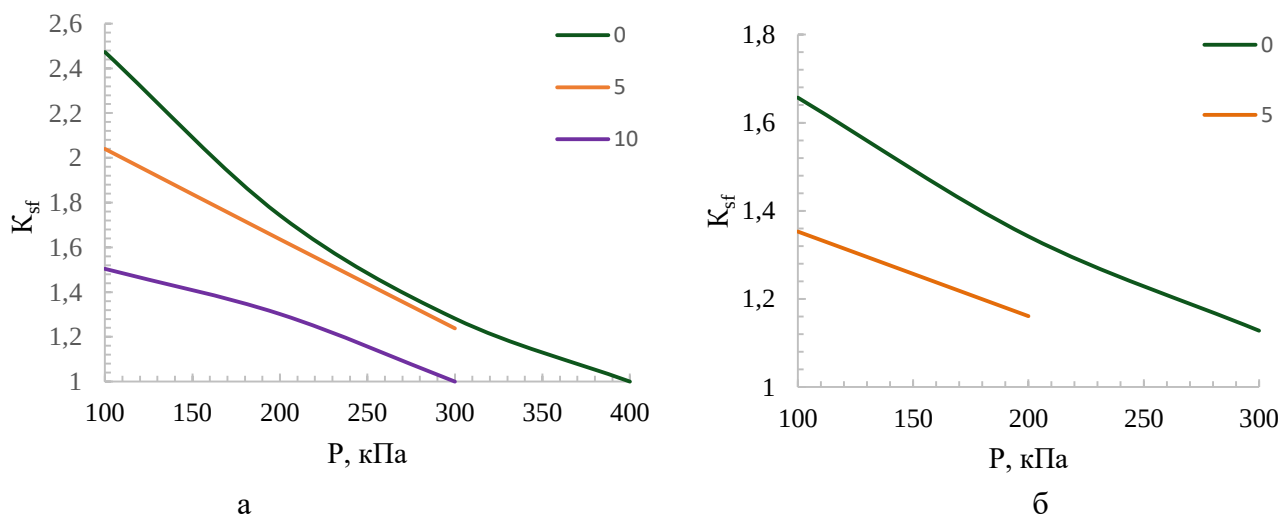


Рисунок 3.7 – Зависимость коэффициента устойчивости от оказываемой внешней нагрузки для моделей с частичным внедрением для месторождения №1 глубиной 5 м (а – прочное основание, б – слабое основание)

Примечание: где 0° , 5° , 10° – угол залегания геотехнической системы.

Сравнивая полученные графики зависимости коэффициента устойчивости без учета внедрения (рисунок 3.3) и с учетом внедрения сухих пород в глинисто-солевые шламы (рисунок 3.7 можно) сделать следующие выводы: при формировании геотехнической системы на прочном основании без учета внедрения значения K_{sf} в диапазоне нагрузок 100–300 кПа находятся в 1,824–1 и демонстрируют более равномерное снижение при росте нагрузки, в то время при внедрении пород в глинисто-солевые шламы значения K_{sf} изначально выше и изменяются в диапазоне 2,473–1. Частичное внедрение сухих пород в слабое основание повышает общую устойчивость геотехнической системы.

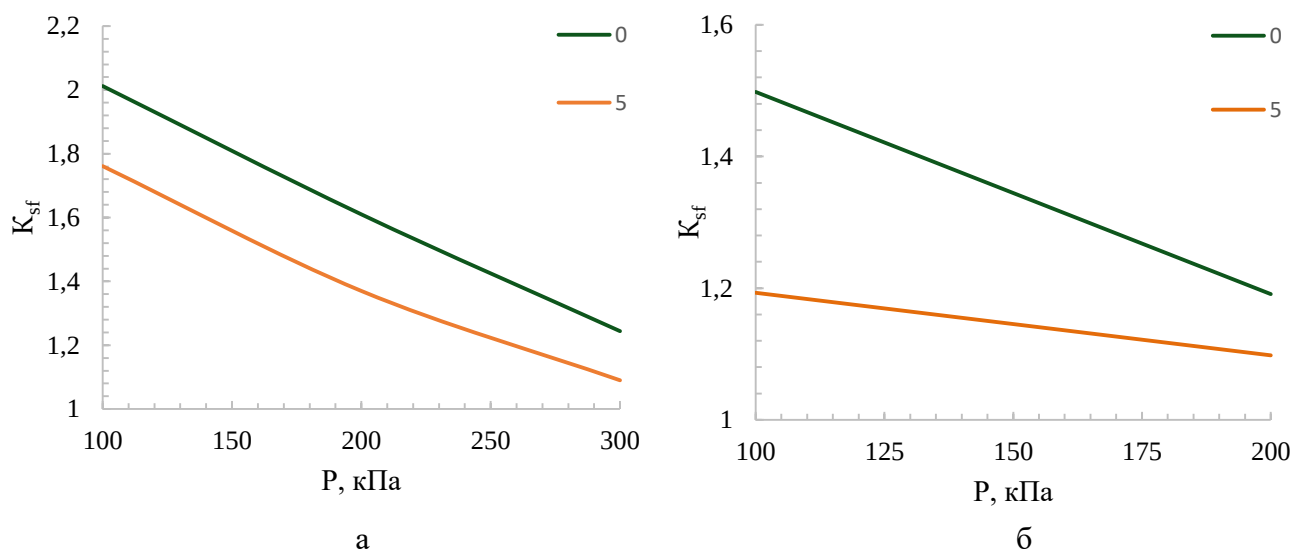


Рисунок 3.8 – Зависимость коэффициента устойчивости от оказываемой внешней нагрузки для моделей с частичным внедрением для месторождения №1 глубиной 10 м
(а – прочное основание, б – слабое основание)

Примечание: где 0°, 5° – угол залегания геотехнической системы.

В условиях слабого основания внедрение пород приводит к существенному снижению устойчивости геотехнической системы во всём диапазоне нагрузок и изначально K_{sf} для модели с внедрением ниже и составляет 1,498, в то время как без внедрения он равен 1,538. Влияние наклонной конфигурации при этом сохраняется, но становится менее определяющим на фоне общего ослабления прочностных свойств геотехнической системы. Стоит отметить, что конфигурация системы с углом наклона в 10° не представлена на рисунке 3.8, так как при высоте насыпи в 6 м значения коэффициента запаса устойчивости системы равны 1,174 и 1 соответственно.

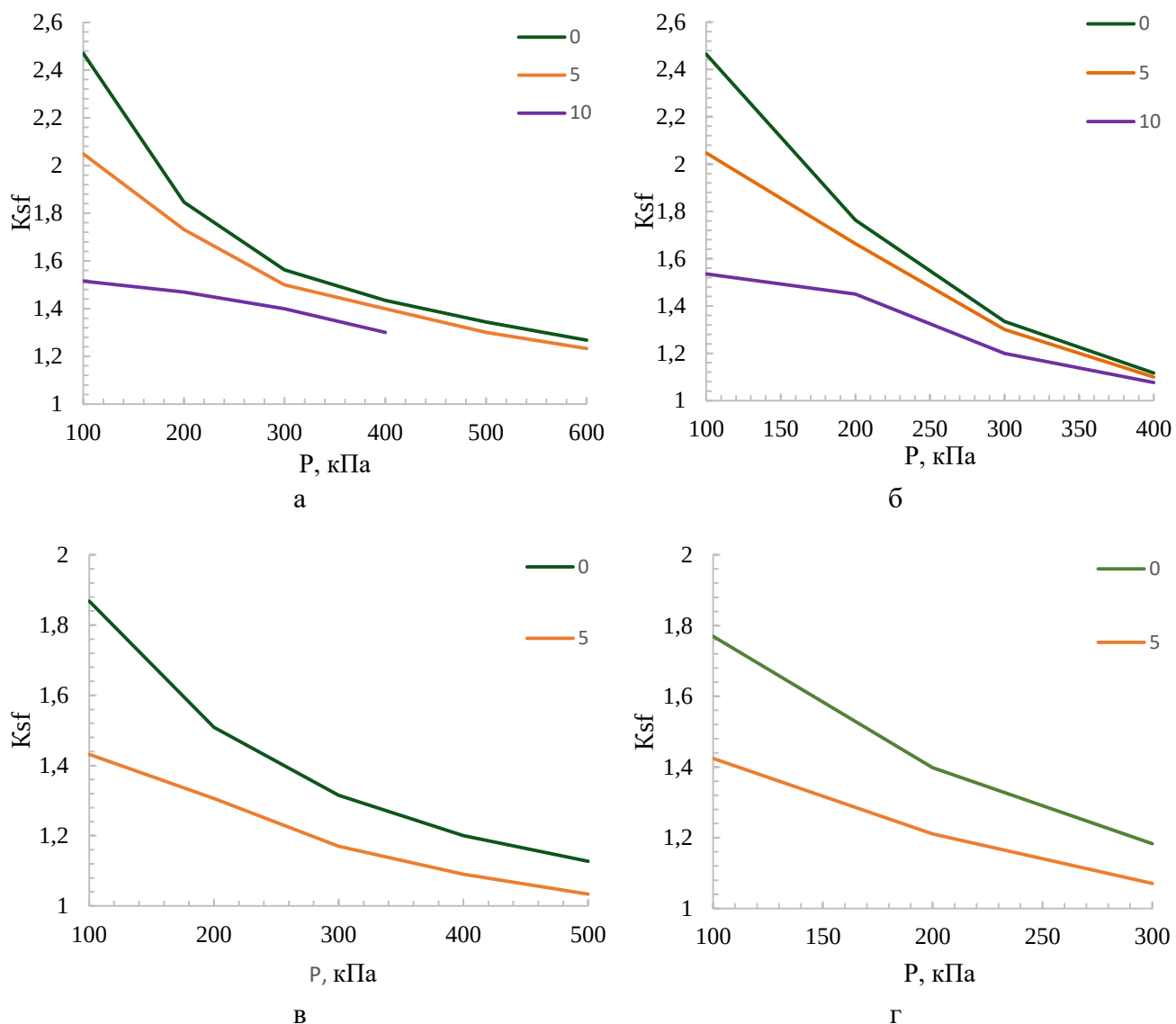


Рисунок 3.9 – Зависимость коэффициента устойчивости от оказываемой внешней нагрузки для моделей с частичным внедрением для месторождения №2 глубины 5 м (а – прочное основание, б – прочное основание с пониженными характеристиками вышележащих глинисто-солевых шламов, в – слабое основание, г - слабое основание с пониженными характеристиками вышележащих глинисто-солевых шламов)

Примечание: где 0° , 5° , 10° – угол залегания геотехнической системы.

Анализ коэффициента запаса устойчивости, изображенного на рисунках 3.5 и 3.9, демонстрирует, что сходство графиков наблюдается исключительно при размещении геотехнической системы на прочном основании (рисунки 3.5а и 3.9а). Внедрение повышает значения коэффициента устойчивости по сравнению с условиями без внедрения. Негативным сценарием оказывается сочетание частичного внедрения с пониженными характеристиками глинисто-солевых шламов, слабым основанием и наклонной конфигурацией, где устойчивость

теряется при относительно малых нагрузках. При наклоне в 10° и высоте насыпи 6 метров, значение коэффициента запаса устойчивости уже достигает единицы.

Стоит также выделить, что и пониженные в два раза физико-механические характеристики грунта низкой прочности непосредственно имеют влияние на устойчивость геотехнической системы, это наглядно отражено на рисунке 3.9а и 3.9б, где в свою очередь максимальная нагрузка, оказываемая на систему, при которой данная геотехническое сооружение будет устойчива равна 600 и 400 кПа, что соответствует высоте отвальной массы в 36 и 24 м.

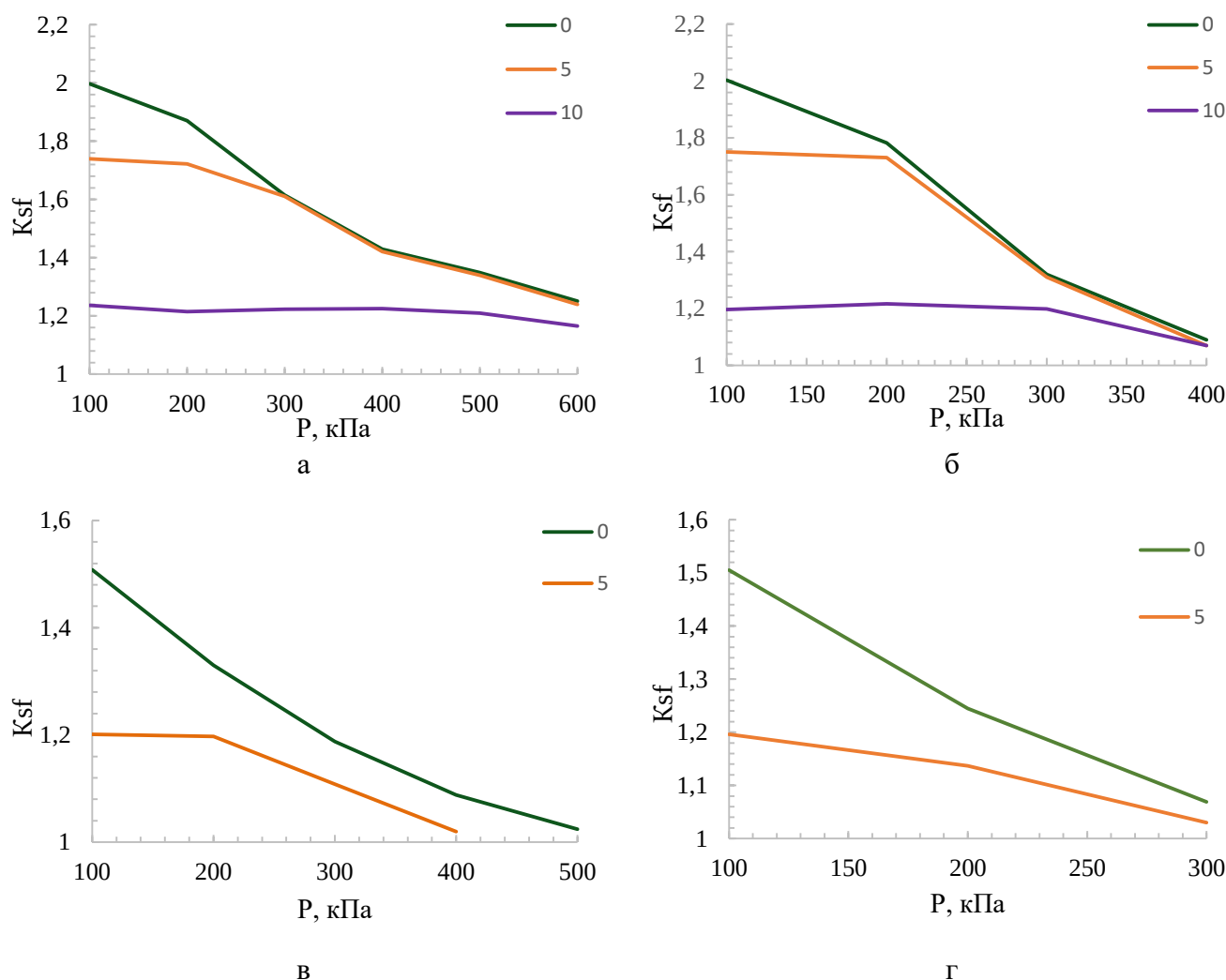


Рисунок 3.10 – Зависимость коэффициента устойчивости от оказываемой внешней нагрузки для моделей с частичным внедрением для месторождения №2 глубиной 10 м (а – прочное основание, б – прочное основание с пониженными характеристиками вышележащих глинисто-солевых шламов, в – слабое основание, г - слабое основание с пониженными характеристиками вышележащих глинисто-солевых шламов)

Примечание: где 0° , 5° , 10° – угол залегания геотехнической системы.

Анализируя графики 3.6 и 3.10, можно установить, коэффициент запаса устойчивости незначительно ниже в моделях с частичным внедрением в том случае, если нижележащим слоем геотехнической системы будет являться слабое основание, в иных условиях, процесс внедрения сухих пород повышает устойчивость геотехнической системы.

Делая вывод по всем графикам с частичным внедрением сухих пород в глинисто-солевые шламы, можно подчеркнуть, что во всех моделях, располагающихся на слабом основании отсутствует устойчивость геотехнического сооружения при конфигурации системы 10° .

Основным из ключевых факторов по анализу устойчивости отвальной массы на глинисто-солевых шламах является определение критической поверхности скольжения. Поверхность скольжения представляет собой границу, вдоль которой масса грунта или породы в насыпи перемещается или сползает во время потери устойчивости. Геометрия поверхности скольжения определяется не только напряжённым состоянием массива, но и его литологическим строением, гидрогеологическими условиями, физико-механическими свойствами пород, слагающими геотехническую систему, а также наличием локальных зон ослабления.

Понимание механизма формирования и точное определение положения поверхности скольжения является критически важным для комплексной оценки устойчивости отвальных масс, формируемых на грунтах низкой прочности. Именно по предполагаемой или выявленной поверхности скольжения определяется критическое значение коэффициента устойчивости, отражающее фактический запас прочности системы.

На рисунках 3.11-3.14 отражены поверхности скольжения при максимальных нагрузках для моделей с частичным внедрением.

На рисунке 3.11 представлены результаты численного моделирования формирования поверхностей скольжения в отвальной массе, с учетом частичного внедрения сухих пород в глинисто-солевые шламы при различных конфигурациях залегания геотехнической системы и глубинах слабого основания. Для каждого случая отображены поля вертикальных перемещений и распределения пластических деформаций, позволяющие локализовать область формирования предельного состояния и идентифицировать поверхность скольжения.

На рисунке 3.11a наблюдается криволинейная поверхность скольжения, которая ограничивается откосом отвальной массы, не затрагивая подстилающее слабое основание в виде глинисто-солевых шламов. Вертикальные перемещения достигают максимумов в откосной части. Максимальные смещения на рисунке показаны красным цветом и сосредоточены в зоне наибольшего сдвига.

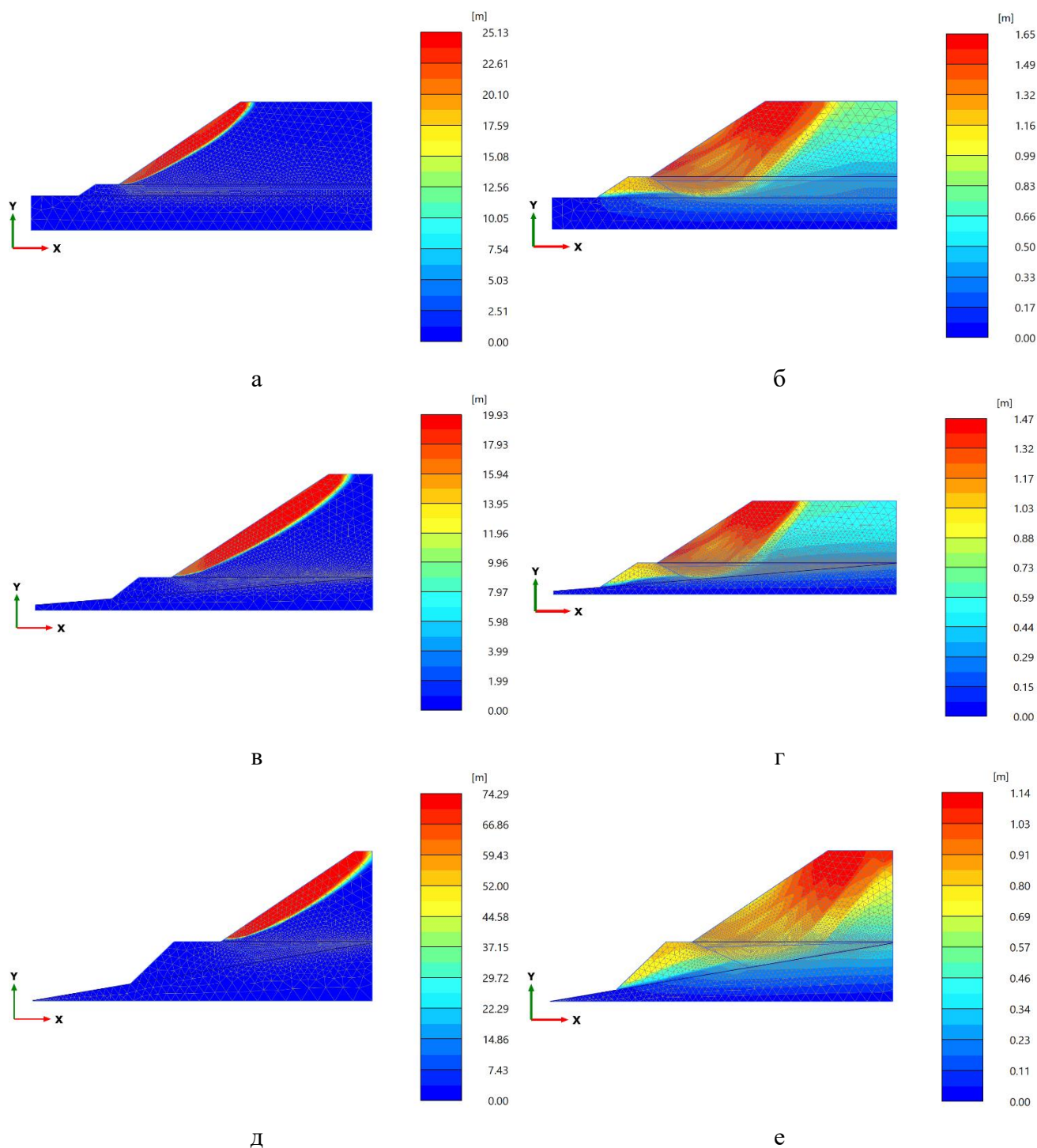


Рисунок 3.11 – Поверхности скольжения для моделей с частичным внедрением (а – горизонтальная конфигурация с глубиной глинисто-солевых шламов 5 м, б – горизонтальная конфигурация с глубиной глинисто-солевых шламов 10 м, в – наклонная конфигурация с углом формирования 5° и глубиной глинисто-солевых шламов 5 м, г – наклонная конфигурация с углом формирования 5° и глубиной глинисто-солевых шламов 10 м, д – наклонная конфигурация с углом формирования 10° и глубиной глинисто-солевых шламов 5 м, е – наклонная конфигурация с углом формирования 10° и глубиной глинисто-солевых шламов 10 м)

На рисунке 3.11б отражено, что увеличение мощности слабого основания приводит к увеличению и удлинению поверхности скольжения, очаг перемещений смещается вглубь массива, а контуры деформаций приобретают более растянутый характер. Это указывает на формирование глубинной сдвиговой поверхности, проходящей через грунты низкой прочности и ограничивающую дамбу. Таким образом, увеличение глубины слабого слоя снижает устойчивость и способствует формированию более опасных форм деформирования геотехнической системы. Появление наклона залегания в 5° на рисунке 3.11в приводит к изменению конфигурации поверхности скольжения - вытянутой по направлению наклона. Незначительный угол наклона усиливает тенденции к сдвигу за счёт образования дополнительной гравитационной силы вдоль поверхности. На рисунке 3.11г (наклонная конфигурация, угол 5° , глубина глинисто-солевых шламов 10 м) зона предельного состояния охватывает практически всю толщу слабого основания. В модели на рисунке 3.11д наклонный угол залегания приводит к значительному смещению поверхности скольжения и увеличению её траектории. Рисунок 3.11е представляет наименее устойчивый сценарий, так как поверхность скольжения охватывает как тело отвала, так и большую часть основания в виде глинисто-солевых шламов, а также ограничивающую дамбу.

Результаты моделирования показывают, что увеличение угла наклона геотехнической системы и возрастание мощности залегания глинисто-солевых шламов, способствуют формированию протяжённых поверхностей скольжения и переходу от локальных сдвигов к обширным зонам потери устойчивости геотехнической системы.

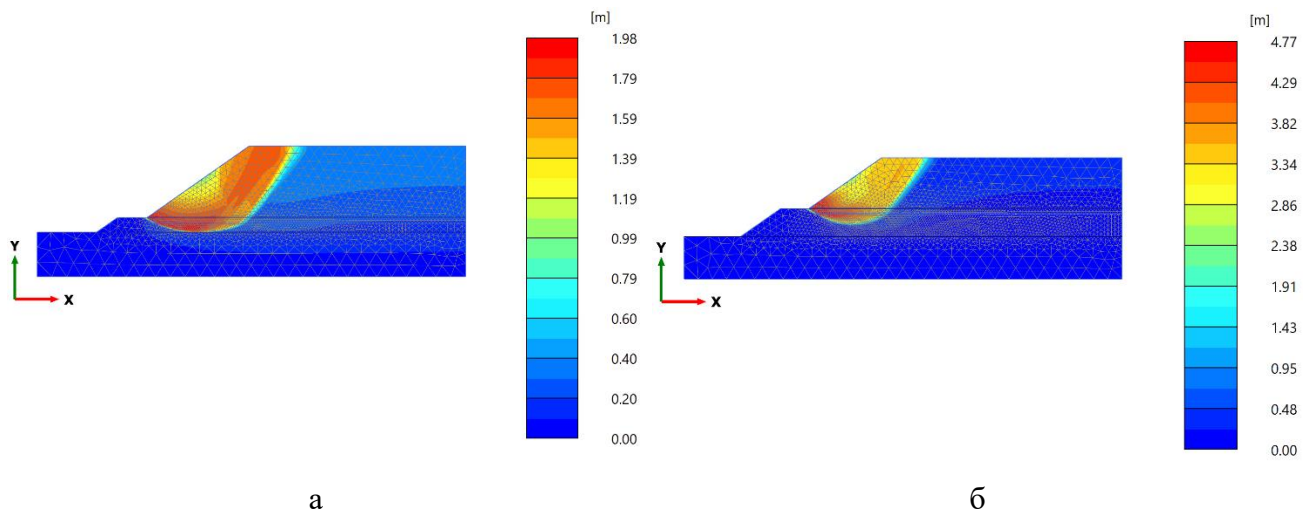


Рисунок 3.12 – Поверхности скольжения для моделей с частичным внедрением с пониженными характеристиками глинисто-солевых шламов (а – горизонтальная конфигурация с глубиной глинисто-солевых шламов 5 м, б – горизонтальная конфигурация с глубиной глинисто-солевых шламов 10 м)

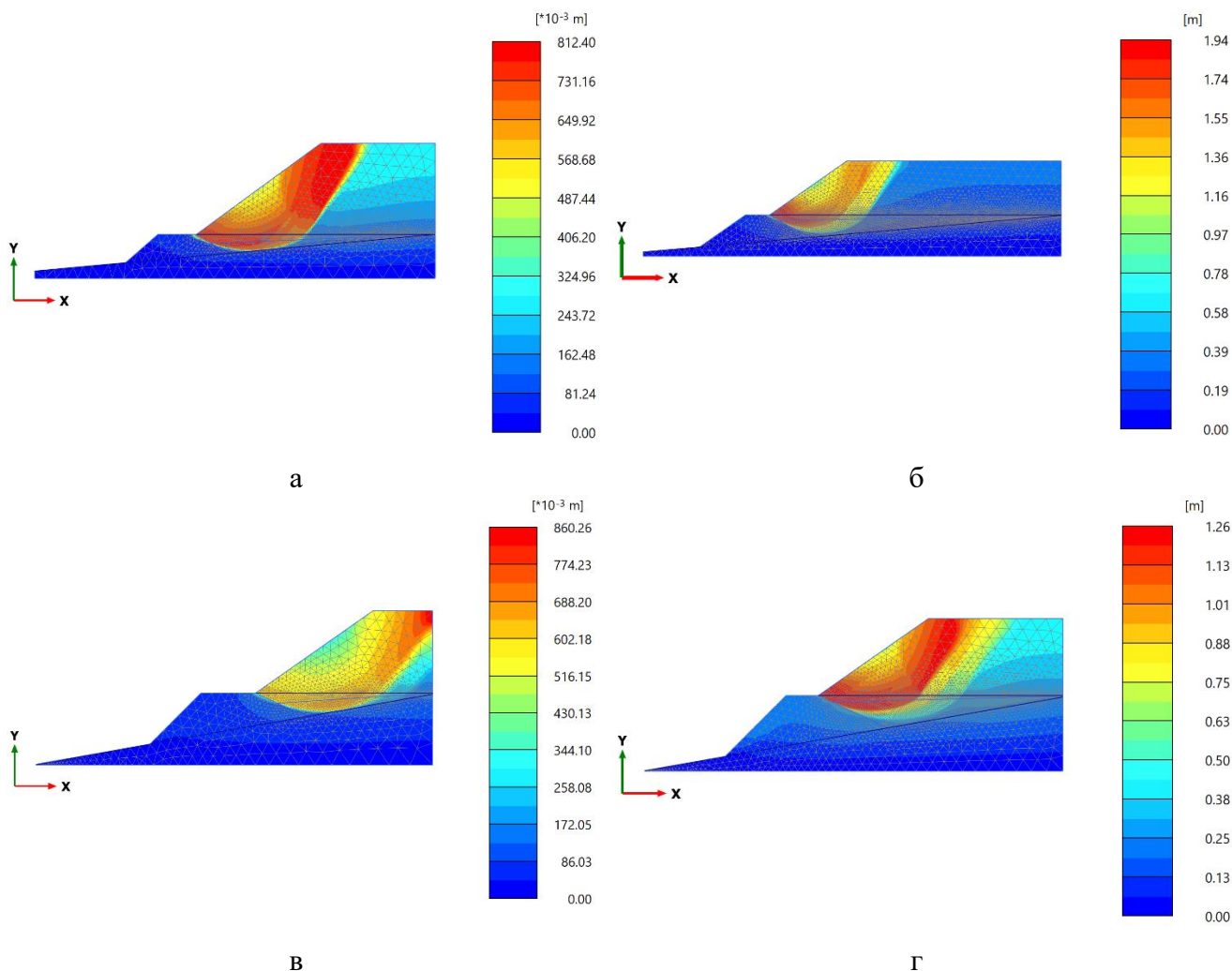


Рисунок 3.13 – Поверхности скольжения для моделей с частичным внедрением с пониженными характеристиками глинисто-солевых шламов (а – наклонная конфигурация 5° и глубиной глинисто-солевых шламов 5 м, б - наклонная конфигурация с углом формирования 5° и глубиной глинисто-солевых шламов 10 м, в - наклонная конфигурация с углом формирования 10° и глубиной глинисто-солевых шламов 5 м, г - наклонная конфигурация с углом формирования 10° и глубиной глинисто-солевых шламов 10 м)

Пониженные характеристики глинисто-солевых шламов способствуют изменению геометрии поверхности скольжения. В отличие от рисунка 3.11, на данных рисунках поверхность скольжения независимо от конфигурации и глубины залегания глинисто-солевых шламов в геотехнической системе проходит, как и по откосу отвала, так и по ослабленному контакту через грунты низкой прочности. Данную отрисовку поверхности скольжения можно интерпретировать следующим образом – если в геотехнической системе присутствуют поверхности ослабления, то поверхность скольжения будет совпадать с ними либо частично, либо полностью.

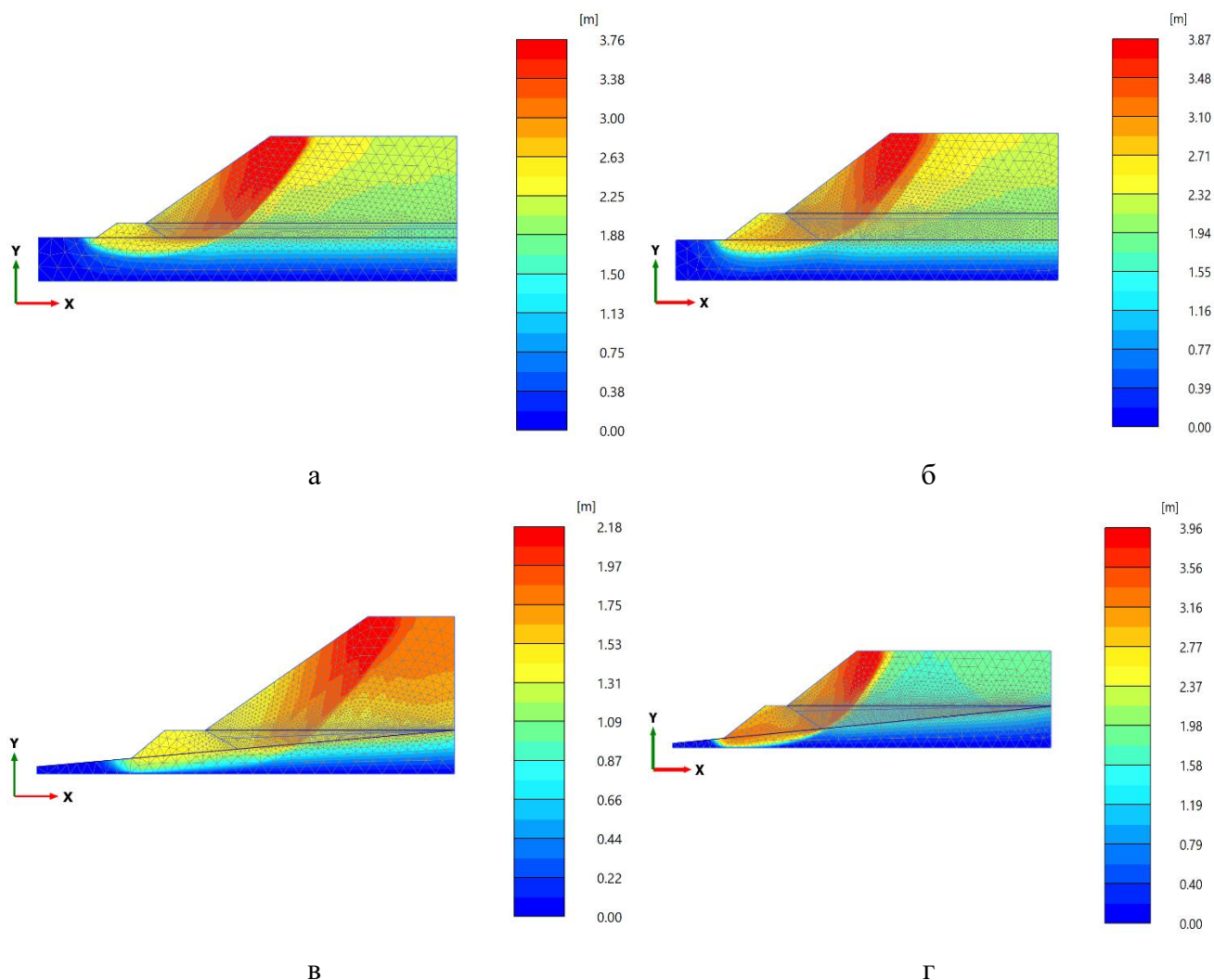


Рисунок 3.14 – Поверхности скольжения для моделей с частичным внедрением, если геотехническая система расположена на слабом основании (а – горизонтальная конфигурация с глубиной глинисто-солевых шламов 5 м, б – горизонтальная конфигурация с глубиной глинисто-солевых шламов 10 м, в – наклонная конфигурация с углом формирования 5° и глубиной глинисто-солевых шламов 5 м, г – наклонная конфигурация с углом формирования 5° и глубиной глинисто-солевых шламов 10 м, д – наклонная конфигурация с углом формирования 10° и глубиной глинисто-солевых шламов 5 м, е – наклонная конфигурация с углом формирования 10° и глубиной глинисто-солевых шламов 10)

Изменение условий формирования геотехнической системы «слабое основание-отвальная масса», основание которой сложено глинисто-солевыми шламами, на слабом основании приводит к тому, что геометрия поверхности скольжения также изменяется и проходит через слабое основание, на котором располагается геотехническая система и выходит через дамбу. Причем данное условие образования поверхности скольжения не зависит от конфигурации или глубины слоя глинисто-солевых шламов.

3.2 Оценка влияния условий формирования отвалов на их устойчивость при отсыпке на глинисто-солевые шламы с помощью модели Soft Soil

С целью повышения достоверности прогнозов и учёта механического поведения глинисто-солевых шламов была реализована альтернативная постановка задачи расчёта устойчивости на основе модели Soft Soil.

Данная модель, разработанная для описания поведения водонасыщенных, высокосжимаемых и склонных к консолидации грунтов, учитывает нелинейную зависимость между объёмной деформацией и средним эффективным напряжением, а также позволяет моделировать эффект предконсолидации и накопление пластических деформаций при длительном нагружении. В контексте рассматриваемой инженерной системы это особенно актуально, учитывая структуру основания и сложное напряжённо-деформированное состояние под действием массы отвала. Условия моделирования как для модели Кулона-Мора, так и для модели Soft soil были идентичны и описаны в начале данной главы. В частности, конфигурации геотехнической системы (горизонтальная или наклонная), геометрические параметры отвала и дамбы, физико-механические характеристики глинисто-солевых шламов, а также стадийность формирования напряжённо-деформированного состояния были одинаковыми при использовании обеих конститутивных моделей. Это позволило сравнить результаты расчёта коэффициентов устойчивости, полученных на основе разных моделей поведения среды, и выявить влияние выбора модели на оценку устойчивости системы при варьировании глубины слабого основания, угла наклона геотехнической системы и свойств основания. Моделирование задачи было выполнено с использованием коэффициентов прочности (ϕ , c), параметров λ , k , определённых по результатам лабораторных испытаний во второй главе данного исследования. В дальнейшем осуществлялась калибровка полученных результатов с моделью.

Калибровка модели представляет собой поэтапную процедуру определения и уточнения входных параметров модели с целью обеспечения соответствия результатов численного моделирования с экспериментальными данными. Данная процедура основывается на систематическом использовании лабораторных данных, их интерпретации и численной верификации в рамках расчетной модели. Верификация результатов для моделей двух месторождений калийных солей представлена на рисунках 3.15 и 3.16 и в таблице 3.3.

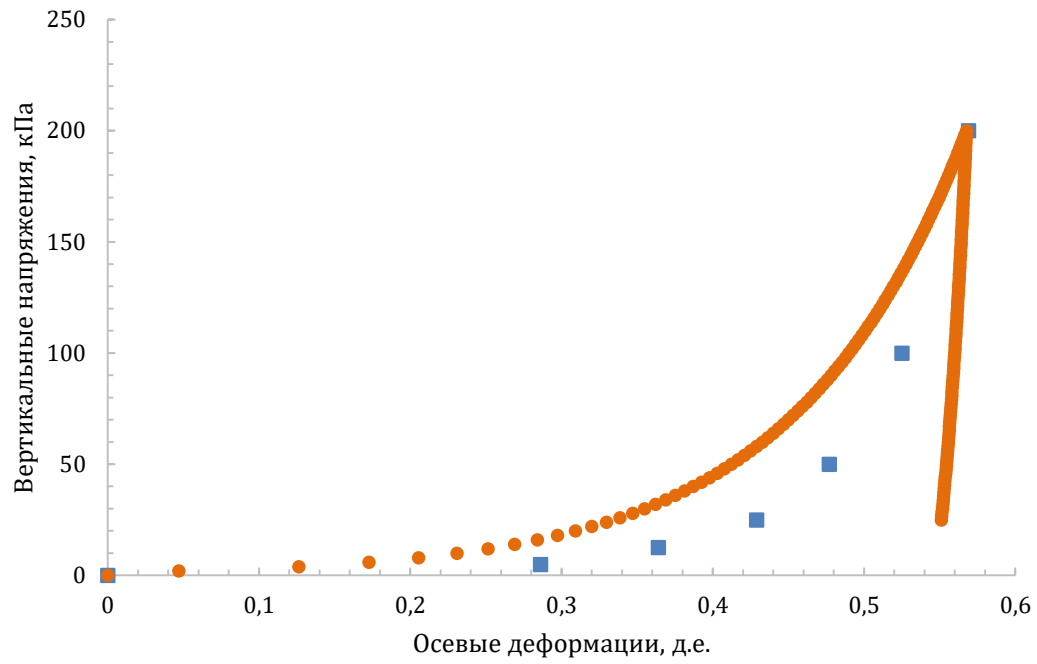


Рисунок 3.15 – Подбор параметров для образцов глинисто-солевых шламов месторождения №1

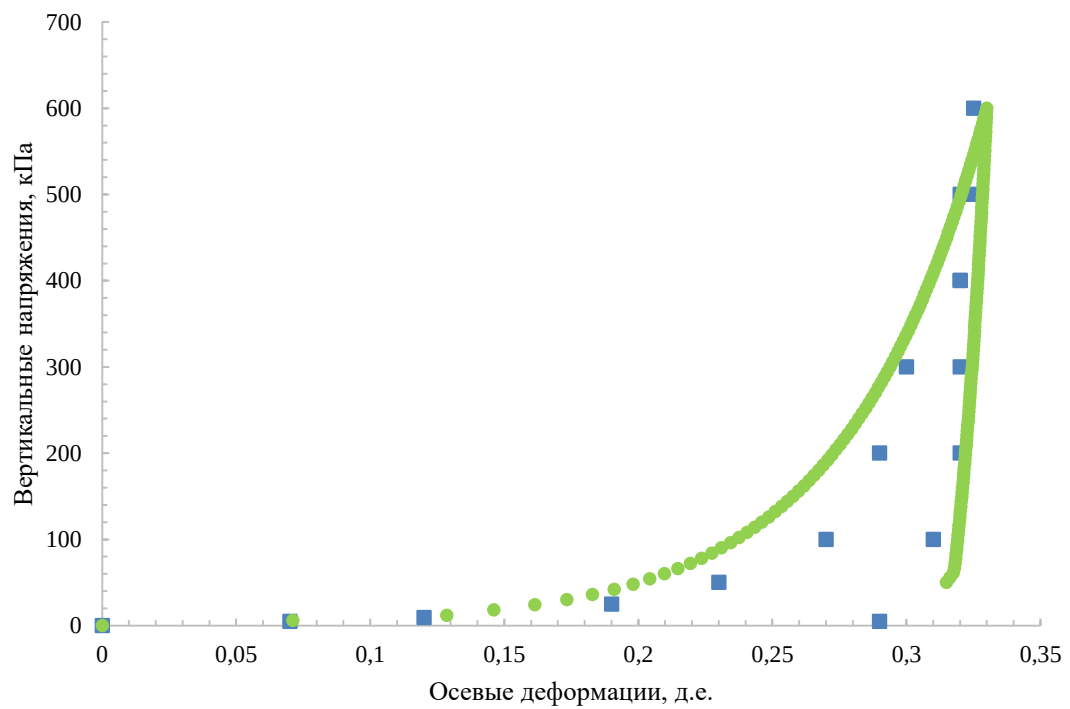


Рисунок 3.16 – Подбор параметров для образцов глинисто-солевых шламов месторождения №2

Таблица 3.3 – Параметры для модели Soft Soil для двух калийных месторождений

Материал	Параметры модели Soft Soil							
	λ	k	v_{ur}	c , кПа	φ , град.	ψ , град.	R_t , кПа	K_0
Образцы глинисто-солевых шламов месторождения №1	0,112	0,022	0,15	1	35	0	0	0,55
Образцы глинисто-солевых шламов месторождения №2	0,053	0,014	0,15	1	35	0	0	0,55

Полученные данные в таблице были определены с помощью лабораторных испытаний, описанных во второй главе, и данном случае φ – это эффективный угол внутреннего трения, который был определен посредством испытаний на одноосный срез.

По результатам выполненного моделирования графически отображена зависимость между коэффициентом запаса по устойчивости и оказываемой нагрузкой на геотехническую систему и представлена на рисунке 3.17 для месторождения №1, а для месторождения №2 – на рисунке 3.18.

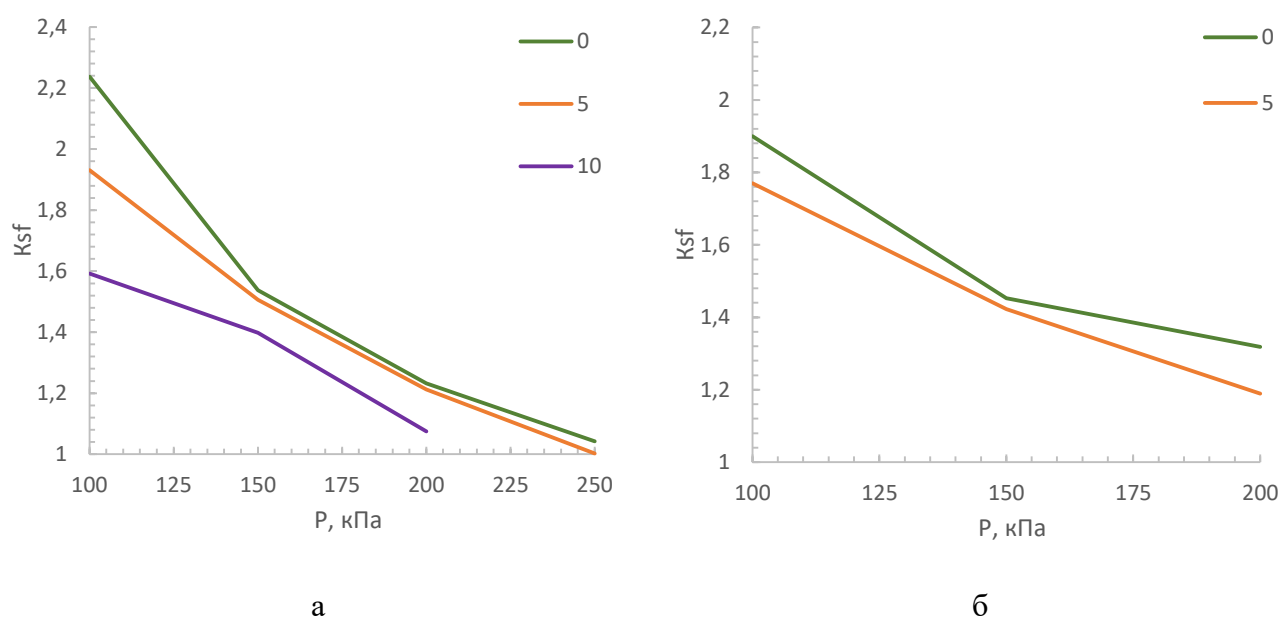


Рисунок 3.17 – Зависимость коэффициента устойчивости от оказываемой внешней нагрузки для модели Soft Soil для образцов месторождения №1 (а – глубина глинисто-солевых шламов 5 м, б – глубина глинисто-солевых шламов 10 м)

Примечание: где 0°, 5°, 10° – угол залегания геотехнической системы.

Как видно из полученных графиков, максимальная нагрузка при которой геотехническая система будет устойчива для мощности глинисто-солевых шламов 5 м – 250 кПа, а для 10 м – 200 кПа. При дальнейшем нагружении, геотехническая система достигает предельного состояния. Стоит отметить, что при наклонной конфигурации с углом наклона в 10° и мощностью глинисто-

солевых шламов 10 м геотехническая система достигает предельного состояния при нагрузке в 100 кПа. На графиках наблюдается устойчивая зависимость коэффициента запаса устойчивости от угла залегания: при увеличении угла от 0° до 10° происходит заметное снижение устойчивости. Наиболее высокая устойчивость достигается при горизонтальном залегании основания, что объясняется равномерным распределением напряжений и отсутствием градиента по глубине. С ростом угла залегания усиливаются компоненты сдвига, что снижает сопротивляемость системы разрушению. На рисунке 3.17б значения коэффициента устойчивости существенно ниже по сравнению с расчетом коэффициента запаса устойчивости для геотехнической системы с мощностью слабого основания в 5 м. Это свидетельствует о том, что увеличение мощности слабого слоя существенно снижает устойчивость геотехнической системы, создавая условия для формирования более глубокой и протяжённой поверхности скольжения.

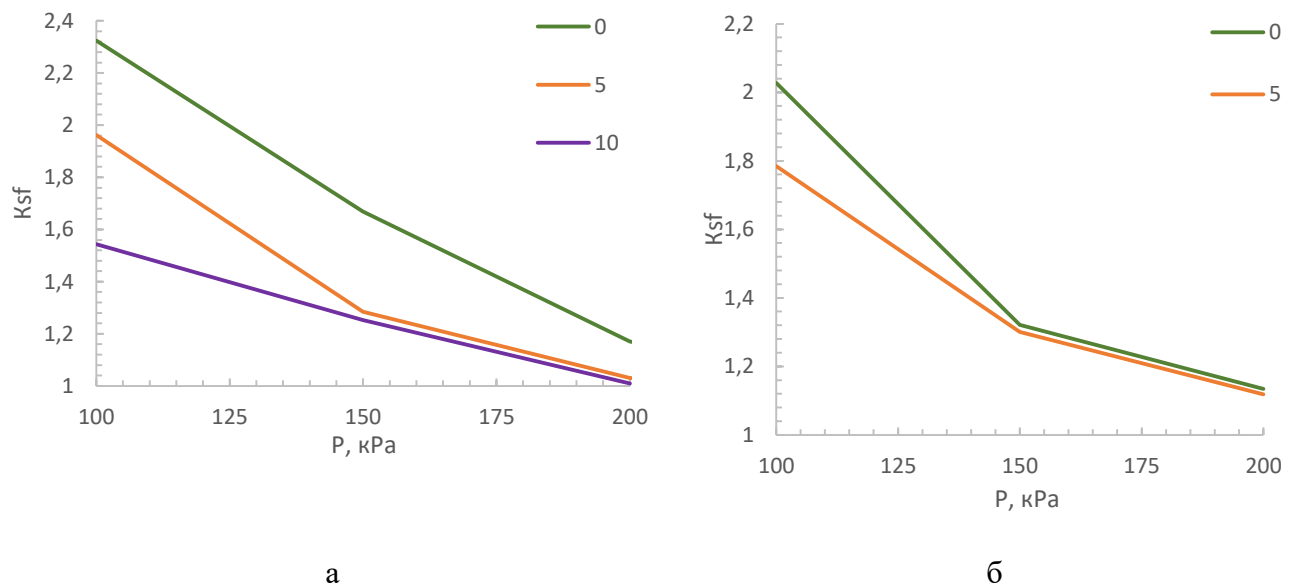


Рисунок 3.18 – Зависимость коэффициента устойчивости от оказываемой внешней нагрузки для модели Soft Soil для образцов месторождения №2 (а – глубина глинисто-солевых шламов 5 м, б – глубина глинисто-солевых шламов 10 м)

Примечание: где 0° , 5° , 10° – угол залегания геотехнической системы.

На приведенных графиках наклон кривых менее выражен, чем на рисунке 3.17. Несмотря на снижение влияния наклона, при высоких нагрузках кривая для наклонной конфигурации 10° сохраняет наименьшие значения коэффициента запаса устойчивости на протяжении всего диапазона. Это подтверждает устойчивое негативное влияние наклонной конфигурации слабого основания на общую устойчивость системы.

В последующем также было проведено численное моделирование для случая с частичным внедрением сухих пород, где слой внедрения определялся по исследованиям Малюшицкого Ю.Н. [22]. Полученные результаты представлены на рисунках 3.19 и 3.20.

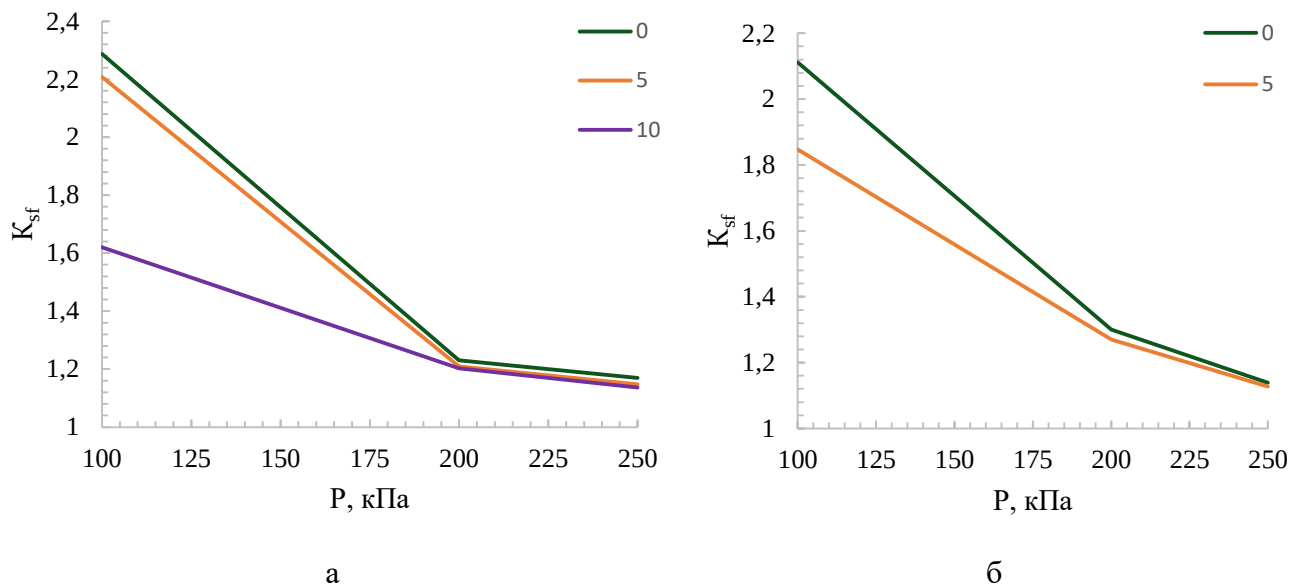


Рисунок 3.19 – Зависимость коэффициента устойчивости от оказываемой внешней нагрузки для модели Soft Soil с частичным внедрением для образцов месторождения №1 (а – глубина глинисто-солевых шламов 5 м, б – глубина глинисто-солевых шламов 10 м)

Примечание: где 0°, 5°, 10° – угол залегания геотехнической системы.

На рисунке представлены результаты численного моделирования, иллюстрирующие изменение коэффициента устойчивости в зависимости от величины нагрузки для двух геотехнических конфигураций, различающихся по мощности слабого основания: 5 м (рисунок 3.19а) и 10 м (рисунок 3.19б). В случае основания, представленного глинисто-солевыми шламами мощностью 5 м установлено, что при горизонтальном залегании геотехнической системы коэффициент устойчивости достигает максимального значения — около 2,287 при нагрузке 100 кПа, однако с ростом нагрузки происходит резкое снижение коэффициента устойчивости. Увеличение угла залегания до 5° приводит к снижению начального значения устойчивости и ускоряет темп убывания. При угле 10° кривая устойчивости характеризуется пологим наклоном. Для второго случая (рисунок 3.19б) характерно существенное снижение начального значения коэффициента устойчивости, причем при наклонной конфигурации 10° при нагрузке в 100 кПа коэффициент запаса устойчивости равен 1. Эти показатели свидетельствуют о влиянии мощности глинисто-солевых шламов на формирование напряженно-деформированного состояния, и указывают, что мощность слоя влияет на снижение устойчивости геотехнической системы.

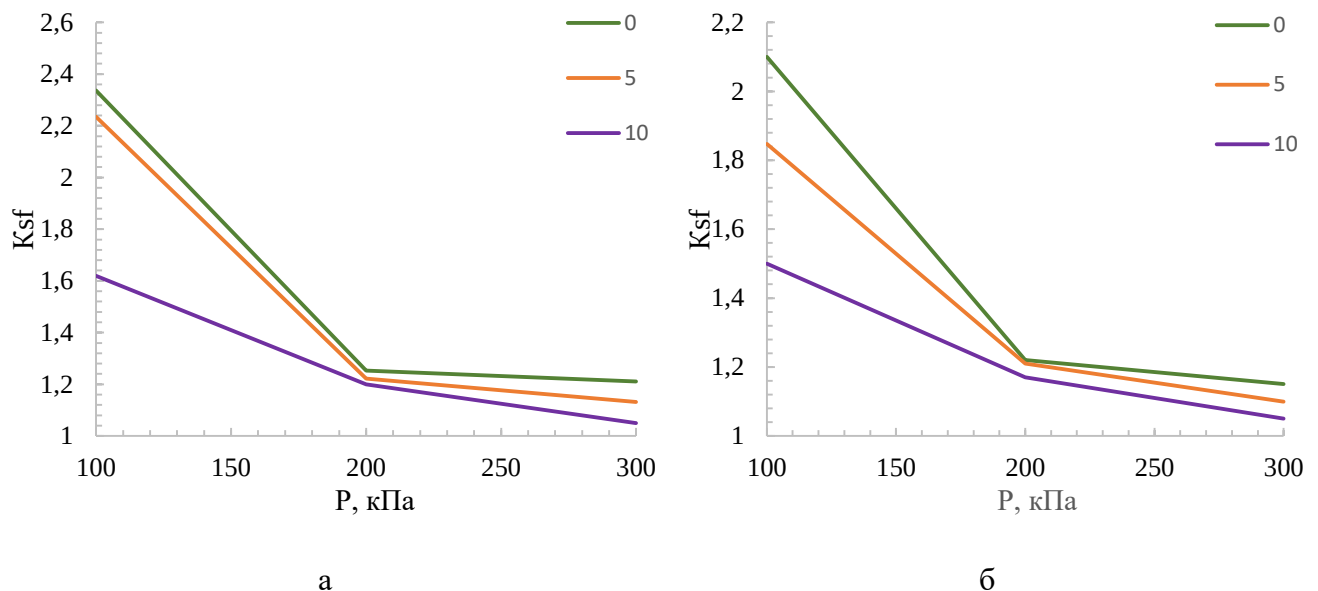


Рисунок 3.20 – Зависимость коэффициента устойчивости от оказываемой внешней нагрузки для модели Soft Soil с частичным внедрением для образцов месторождения №2 (а – глубина глинисто-солевых шламов 5 м, б – глубина глинисто-солевых шламов 10 м)

Примечание: где 0° , 5° , 10° – угол залегания геотехнической системы

Оценивая данный рисунок, можно сделать следующие выводы:

1. Коэффициент запаса устойчивости также резко снижается при увеличении нагрузки – так при горизонтальной конфигурации начальное значение K_{sf} 2,4 при нагрузке 100 кПа, однако с нагрузкой в 200 кПа резко снижается до 1,25, при наклонных конфигурациях начальное значение коэффициента запаса устойчивости еще ниже. Таким образом, увеличение угла наклона геотехнической системы приводит к значительному снижению как исходной устойчивости, так и темпов её снижения.
2. По сравнению с рисунком 3.20а, на рисунке 3.20б отражено, что с увеличением толщины глинисто-солевых шламов наблюдается снижение коэффициента запаса устойчивости на всех этапах нагружения, а геометрический фактор геотехнической системы усиливает негативное влияние на устойчивость.

Поверхности скольжения, определенные посредством численного моделирования, представлены на рисунке 3.21 и отражают характерное распределение деформаций и перемещений в зоне формирования предельного состояния массива.

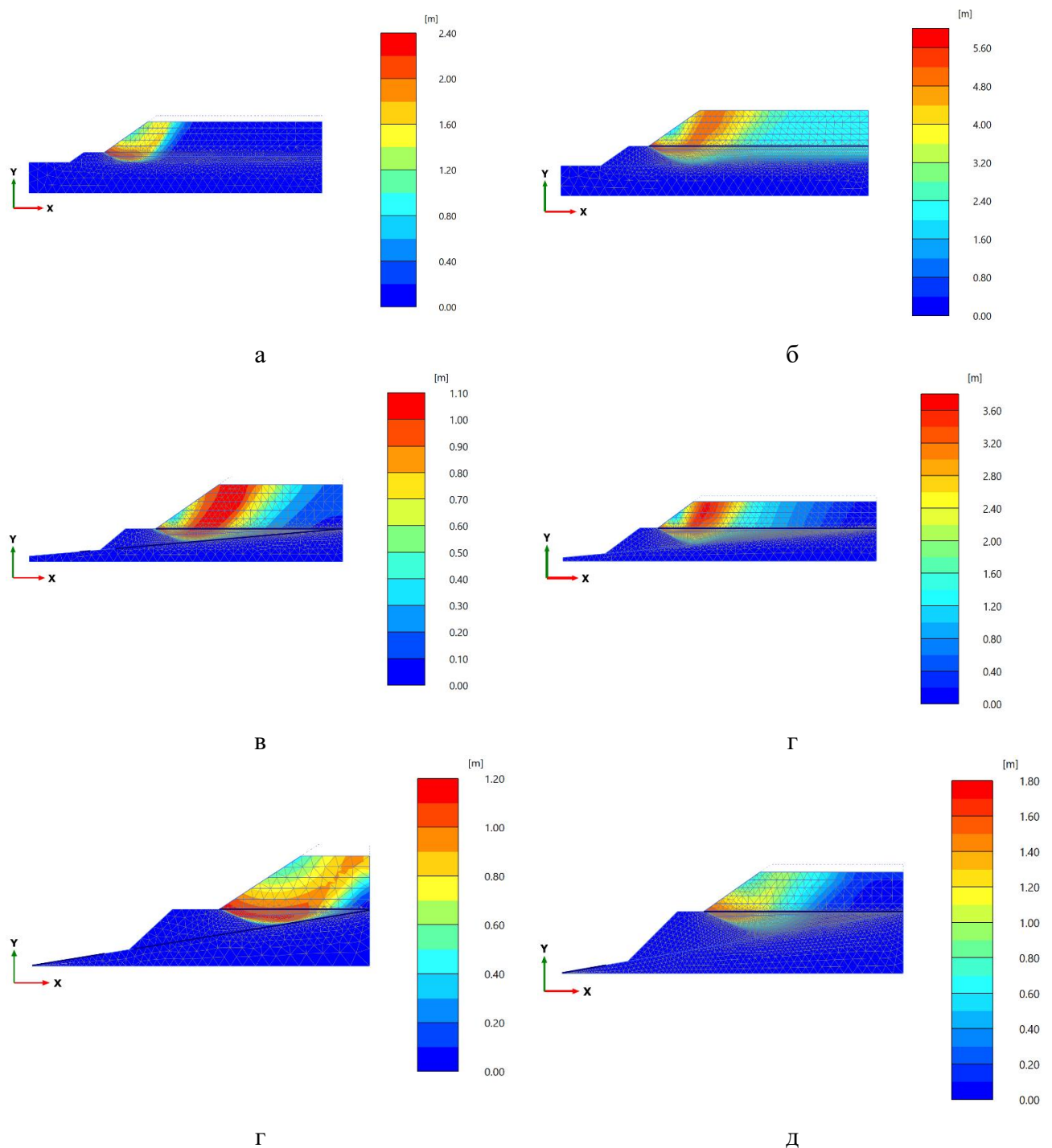


Рисунок 3.21 – Поверхности скольжения для модели Soft Soil для образцов двух месторождений (а – горизонтальная конфигурация с глубиной глинисто-солевых шламов 5 м , б – горизонтальная конфигурация с глубиной глинисто-солевых шламов 10 м, в – наклонная конфигурация с углом формирования 5° и глубиной глинисто-солевых шламов 5 м, г - наклонная конфигурация с углом формирования 5° и глубиной глинисто-солевых шламов 10 м, д - наклонная конфигурация с углом формирования 10° и глубиной глинисто-солевых шламов 5 м, е - наклонная конфигурация с углом формирования 10° и глубиной глинисто-солевых шламов 10 м)

Анализ полученных поверхностей скольжения для модели Soft Soil показывает, что при увеличении мощности глинисто-солевых шламов и угла наклона геотехнической системы, наблюдается чёткая тенденция к смещению поверхности скольжения, охватывая большую часть слабого основания.

Стоит отметить, что помощью модели Soft Soil была получена более точная оценка перераспределения напряжений для данной геотехнической системы. Это позволило выявить потенциальные зоны потери устойчивости и уточнить расчётные значения коэффициента запаса устойчивости с учётом эффекта долгосрочного упрочнения основания под действием собственного веса отвала.

Сравнительный анализ двух моделей численного моделирования показал, что использование модели Soft Soil приводит к снижению значений коэффициента запаса устойчивости в ряде сценариев по сравнению с моделью Мора–Кулона, что связано с более реалистичным описанием пластического деформирования слабых оснований.

3.3 Численное моделирование внедрения сухих пород в глинисто-солевые шламы с помощью метода связный Лагранж-Эйлера (CEL)

На основании выполненных стендовых исследований деформирования глинисто-солевых шламов при отсыпке сухих пород получен процесс интенсивного их внедрения, что существенно меняет конфигурацию основания, сложенного глинисто-солевыми шламами. Схожая картина, как отмечалось в работе ранее наблюдалась и другими исследователями при выполнении физического моделирования [22].

Численное моделирование процесса деформирования слабого основания под нагрузкой от сухих пород следует разделять на два этапа. Где первый этап деформирования определяется процессом внедрения сухих пород за счет развития пластических деформаций формоизменения слабого основания, представленного глинисто-солевыми шламами, без изменения или с очень незначительным изменением их объема. На втором этапе моделировалось деформирование шламового основания в результате развития первичной и вторичной стадий консолидации.

Для решения задачи первого этапа моделирования традиционные численные методы анализа, предназначенные для решения задач при малых и средних деформациях, когда качество элементной сетки в значительной степени не искажается, не пригодны. Для решения такого класса задач требуется применение бессеточных методов таких как SPH, MPM или методов базирующихся на Эйлеровой постановки. В настоящем исследовании в качестве метода моделирования процесса внедрения сухих пород в слабые основания принят метод CEL (связный метод Лагранж-Эйлера).

Данный метод предназначен для моделирования физических процессов, которым свойственны большие деформации, и совмещает в себе как Лагранжевую формулировку, так и формулировку Эйлера. В Лагранжевой формулировке узлы конечной элементной сетки следуют за движением материальных точек. Данная формулировка применима для небольших деформаций, поскольку обеспечивает точное отслеживание напряжённо-деформированного состояния, однако неактуальна для геотехнических сооружений, претерпевающих большие деформации из-за чрезмерного искажения сетки. Формулировка Эйлера базируется на фиксированной в пространстве сетке, через которую осуществляется движение материала. Данная постановка позволяет избежать сеточных искажений.

В рамках метода CEL оба подхода используются одновременно: твердые тела, как правило, описываются Лагранжевой формулировкой, тогда как деформируемые среды, моделируются в формулировке Эйлера и один расчетный шаг делится на два подшага. На первом подшаге осуществляется интегрирование в Лагранжевой формулировке, при котором определяется напряжённо-деформированное состояние материала, а на втором выполняется обновление конфигурации материала относительно фиксированной элементной сетки. Графическое представление данного подхода представлено на рисунке 3.22.

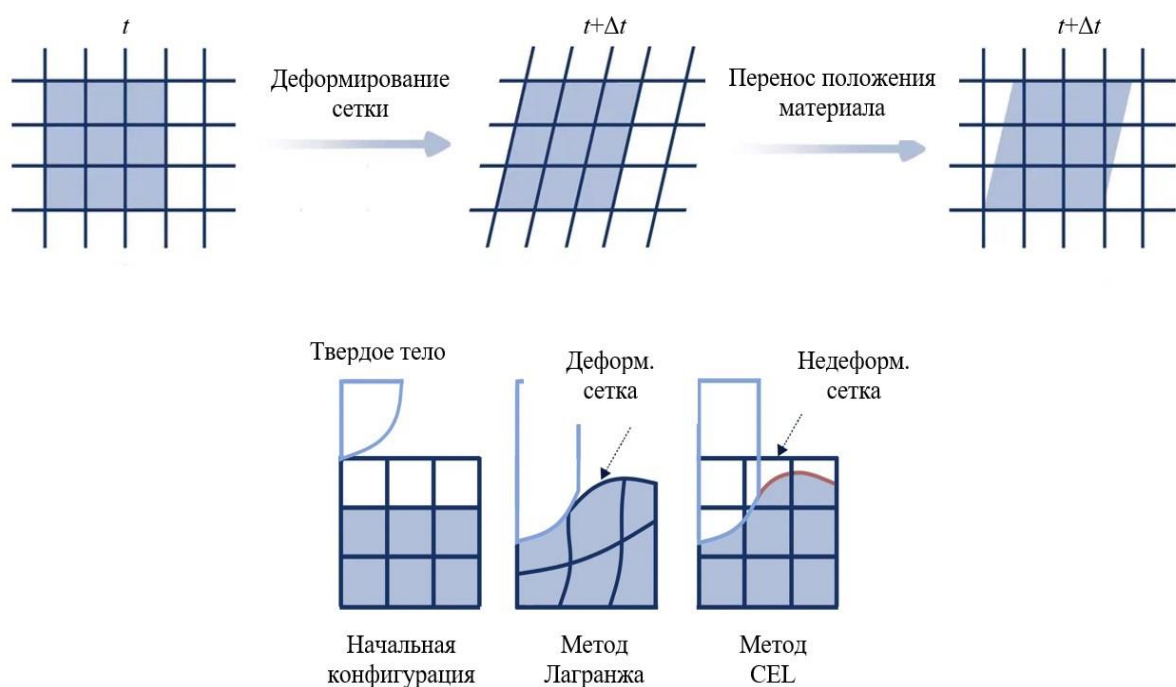


Рисунок 3.22 – Визуализация метода CEL [41]

Метод CEL, согласно обзору научных исследований, эффективен в решениях задач геомеханики при изучении взаимодействия между геотехническими сооружениями и грунтами низкой прочности. В данных работах [70,91,121] использование метода CEL для

прогнозирования процессов деформации массива при возведении насыпи, а также внедрения материала в грунт низкой прочности и сравнения численных результатов с полевыми наблюдениями подтвердило высокую достоверность использования данного подхода для грунтов низкой прочности, а также точное описание как динамики деформирования, так и распределения контактных усилий. Авторами отмечено [102], что метод CEL может быть успешно использован для анализа прочностных характеристик грунтов низкой прочности.

Для моделирования деформирования шламового основания принята вязко-пластическая модель Гершеля-Балкли [97], которая получила широкое распространение для моделирования деформирования неньютоновских жидкостей. Данная модель позволяет воспроизводить сложные вязко-пластические отклики, характерные для глинистых и шламовых грунтов с ярко выраженным порогом текучести.

Динамическая вязкость η , согласно модели Гершеля-Балкли, определяется по следующему выражению (3.4) [97]:

$$\eta = \begin{cases} \eta_0 & \text{если } \tau < \tau_0 \\ \frac{1}{\dot{\gamma}} \left(\tau_0 + k \left(\dot{\gamma}^n - \left(\frac{\tau_0}{\eta_0} \right)^n \right) \right) & \text{если } \tau \geq \tau_0' \end{cases} \quad (3.4)$$

где τ_0 – предел текучести; η_0 – начальное значение вязкости до момента достижения предела текучести; $\dot{\gamma}$ – скорость деформаций формоизменения; k – параметр консистенции; n – показатель, характеризующий степень нелинейности связи между состоянием вязкопластической среды и динамической вязкостью.

Результаты прогноза зон внедрения сухих пород при отсыпке на шламовое основание представлены для типовых условий:

- высота дамбы принята равной 9 м;
- угол наклона склона дамбы в направлении глинисто-солевых шламов 30°;
- мощность глинисто-солевых шламов 5 м и 10 м;
- отсыпка ведется участками протяженностью по 5 м;
- мощность отсыпаемых сухих пород варьируется от 4 до 8 м.

Полученные результаты внедрения сухих пород в глинисто-солевые шламы методом CEL для разных условий представлены на рисунках 3.23 - 3.28.

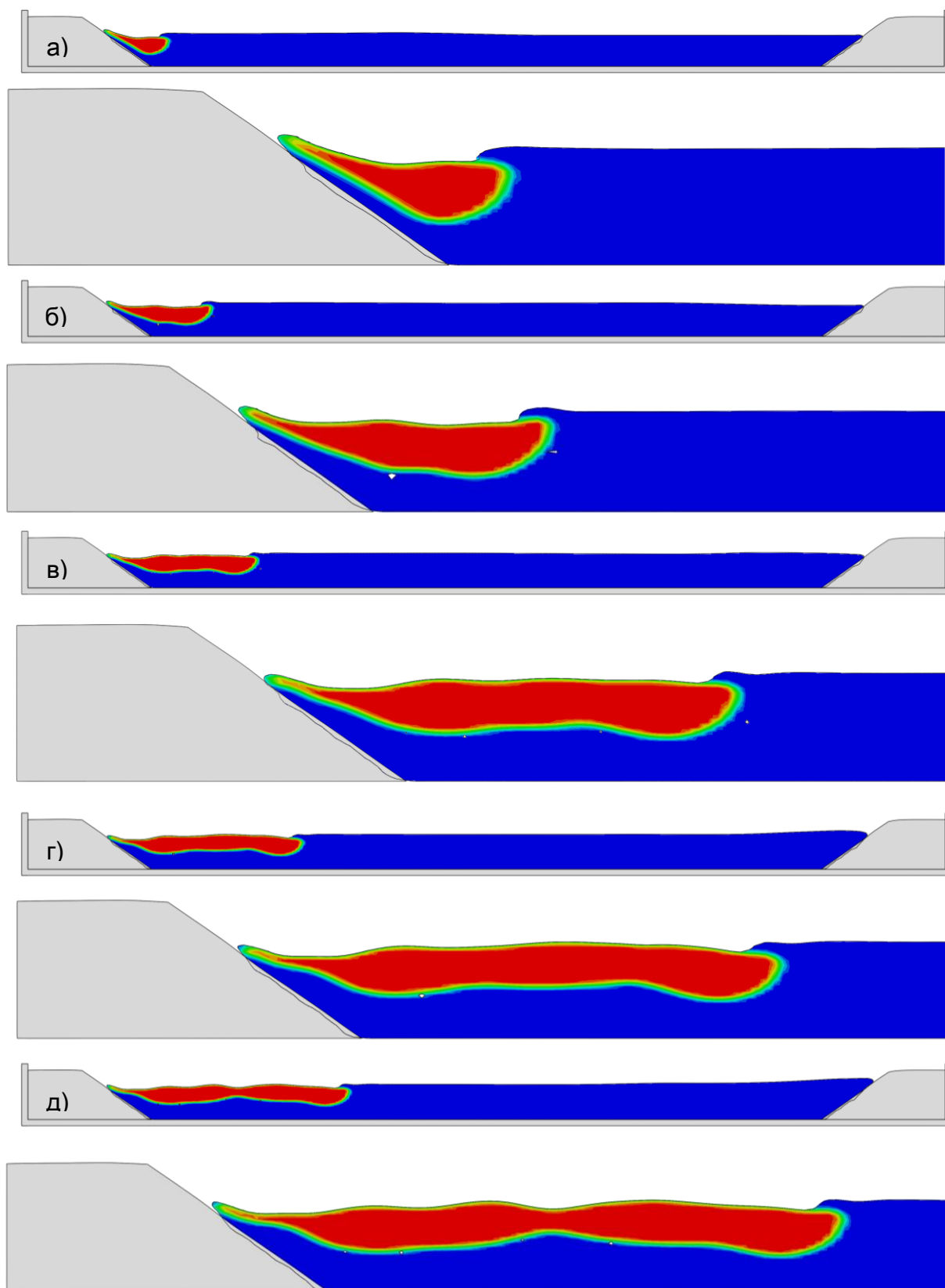


Рисунок 3.23 – Картина внедрения сухих пород при их отсыпке на шламовое основание (сцепление 1 кПа, мощность отсыпаемой массы 5 м):

а – ширина отсыпки 5 м; б – ширина отсыпки 10 м; в – ширина отсыпки 15 м; г – ширина отсыпки 20 м; д – ширина отсыпки 25 м.

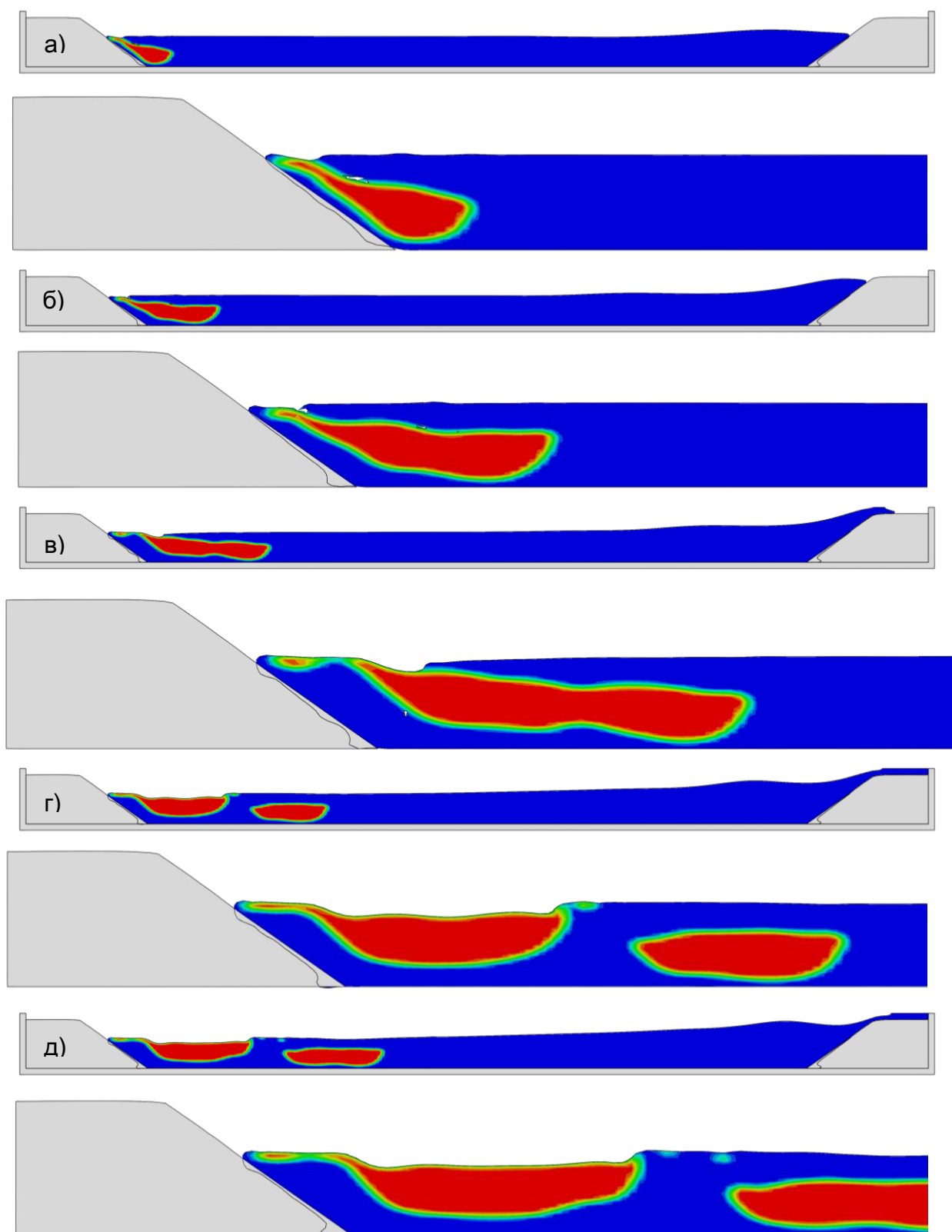


Рисунок 3.24 – Картина внедрения сухих пород при их отсыпке на шламовое основание (сцепление 0.1 кПа, мощность отсыпаемой массы 5 м):

а – ширина отсыпки 5 м; б – ширина отсыпки 10 м; в – ширина отсыпки 15 м; г – ширина отсыпки 20 м; д – ширина отсыпки 25 м.

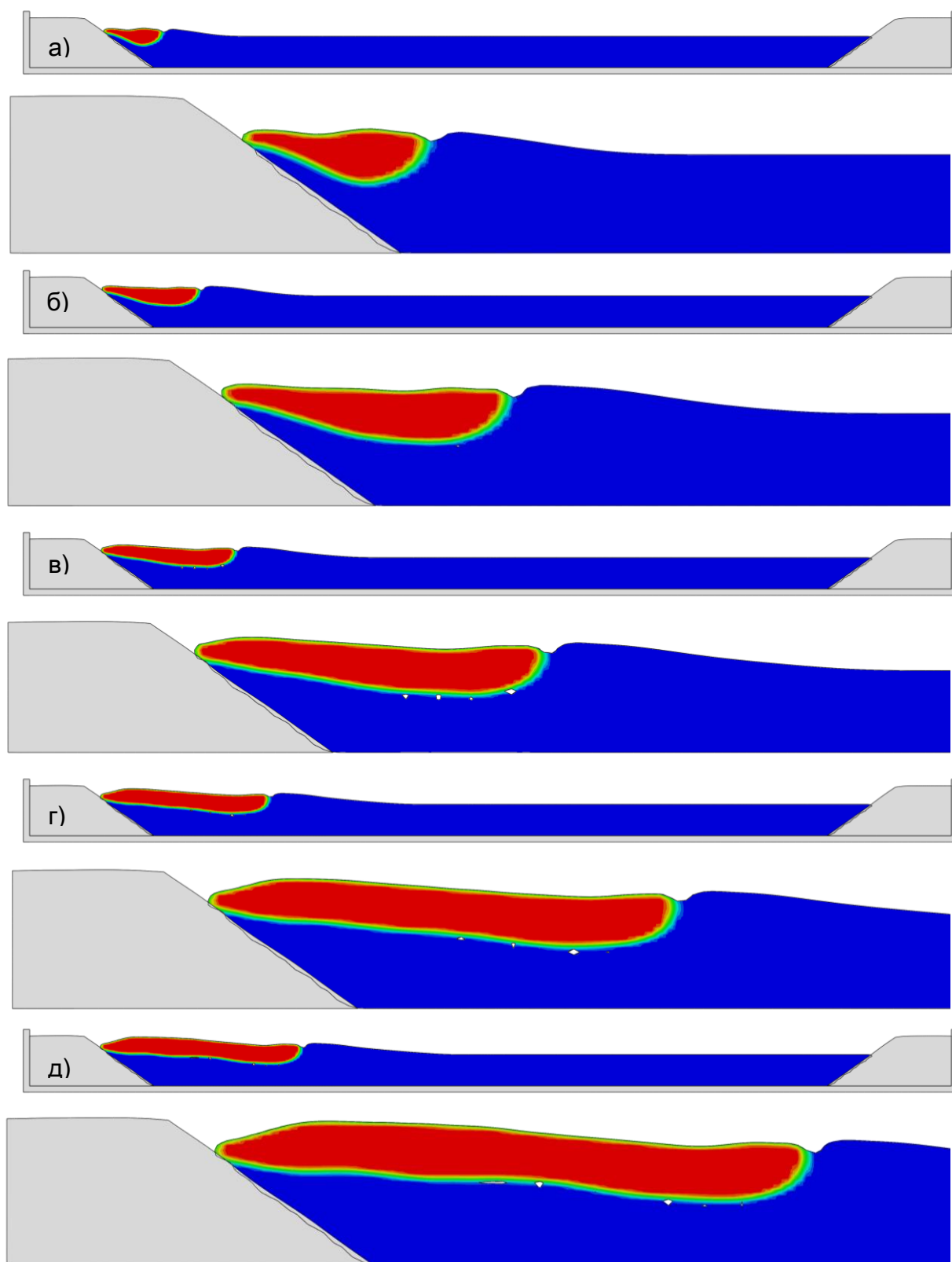


Рисунок 3.25 – Картина внедрения сухих пород при их отсыпке на шламовое основание
(сцепление 5 кПа, мощность отсыпаемой массы 5 м):

а – ширина отсыпки 5 м; б – ширина отсыпки 10 м; в – ширина отсыпки 15 м; г – ширина отсыпки 20 м; д – ширина отсыпки 25 м.

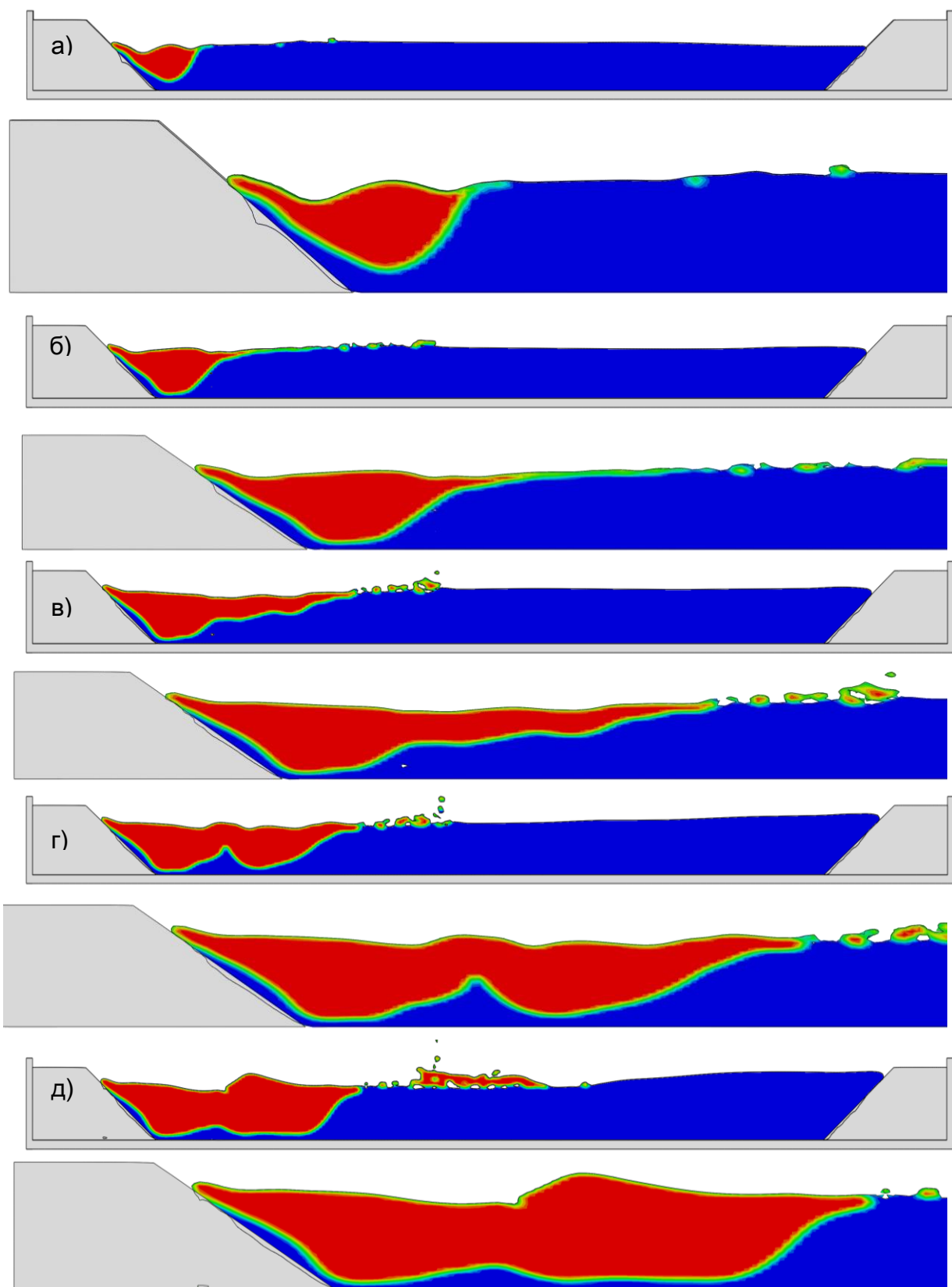


Рисунок 3.26 – Картина внедрения сухих пород при их отсыпке на шламовое основание (сцепление 1 кПа, мощность отсыпаемой массы 10 м):

а – ширина отсыпки 5 м; б – ширина отсыпки 10 м; в – ширина отсыпки 15 м; г – ширина отсыпки 20 м; д – ширина отсыпки 25 м

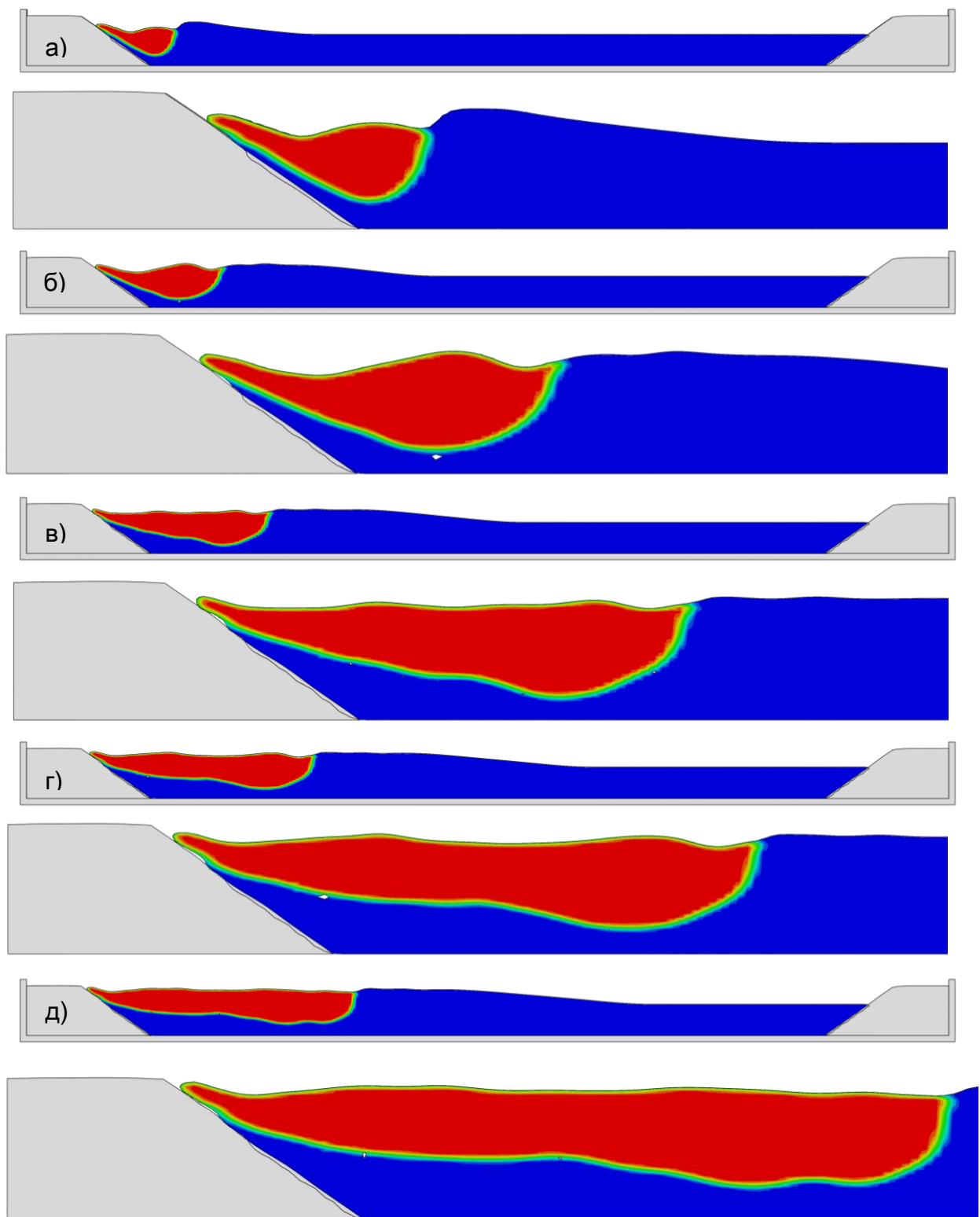


Рисунок 3.27 – Картина внедрения сухих пород при их отсыпке на шламовое основание
(сцепление 5 кПа, мощность отсыпаемой массы 10 м):

а – ширина отсыпки 5 м; б – ширина отсыпки 10 м; в – ширина отсыпки 15 м; г – ширина отсыпки 20 м; д – ширина отсыпки 25 м.

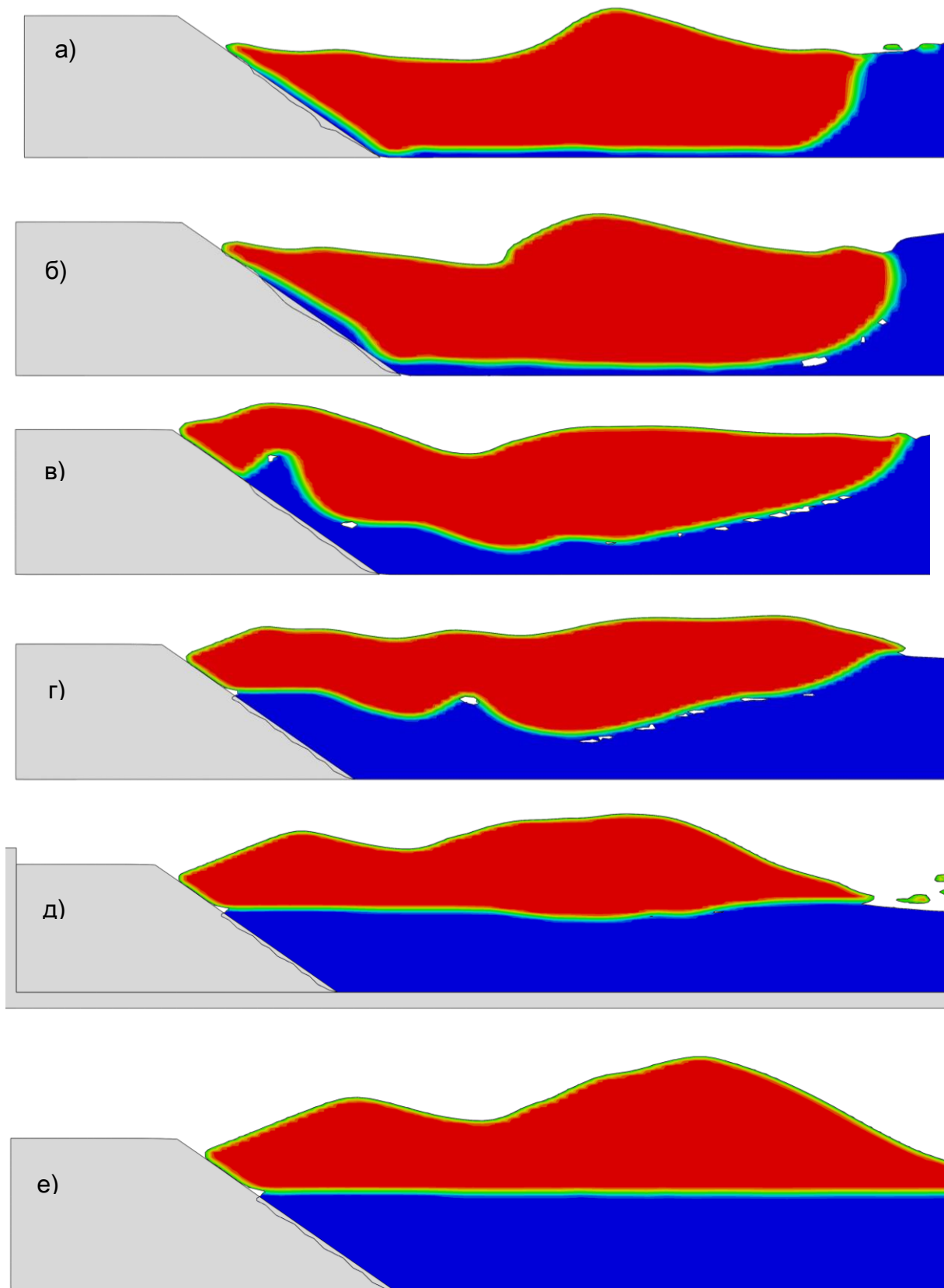


Рисунок 3.28 – Картина внедрения сухих пород при их отсыпке на шламовое основание
(мощность отсыпаемой массы 6 м, мощность шламового основания 5 м):

а – е – соответственно при недренированной прочности сдвигу 0,1; 1,0; 5,0; 10; 15 и 25 кПа.

Характер внедрения сухих пород в слабое водонасыщенное основание из глинисто-солевых шламов характеризуется высокоразвитыми градиентами напряжений и скоростями деформации, сосредоточенными в зоне контакта между насыпаемыми породами и подстилающим грунтом. В рамках численного моделирования этот этап реализовывался с применением метода CEL, позволяющего качественно воспроизводить большие деформации и контактное взаимодействие с потенциальным разрушением начальной геометрии. Данный метод обеспечил возможность моделирования интенсивного пластического формоизменения основания без необходимости постоянной перестройки конечно-элементной сетки.

Геометрия модели формировалась в двумерной постановке. Лагранжевыми телами задавались насыпаемые породы, представленные жёстким, практически недеформируемым материалом, поведение которого прогнозировалось упругопластической моделью с высокими модулями упругости и пределами текучести. Эйлеровская область соответствовала глинисто-солевому основанию и была полностью заполнена исходным вязкопластичным материалом, описываемым в рамках модели Гершеля–Балкли.

По полученному процессу внедрения были составлены графики зависимости изменения мощности основания при отсыпке сухих пород от величины недренированной прочности сдвигу, представленные на рисунках 3.29 и 3.30.

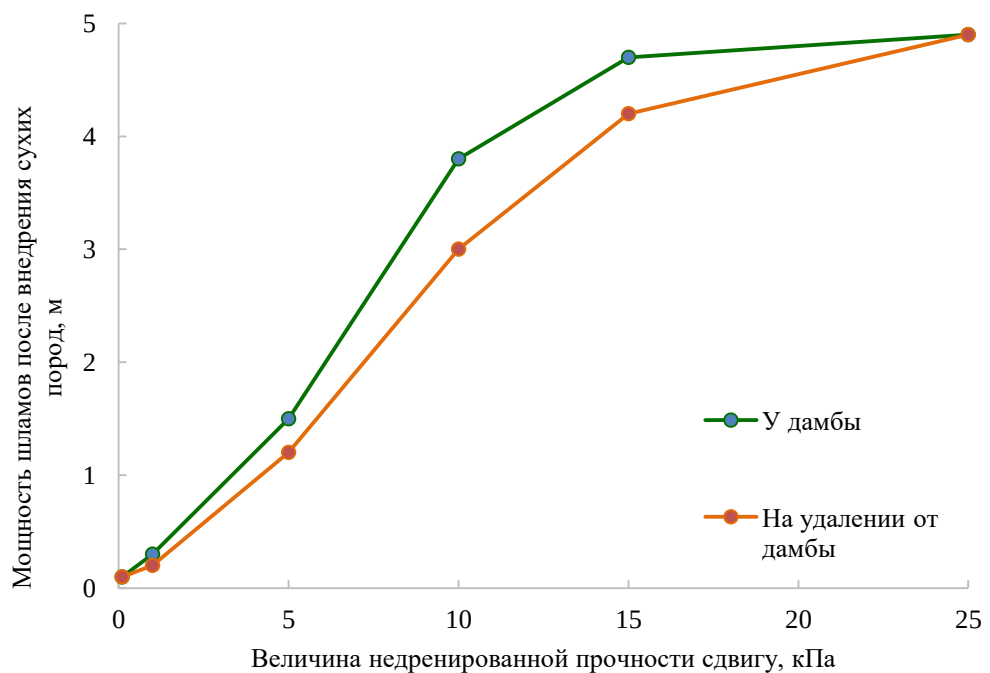
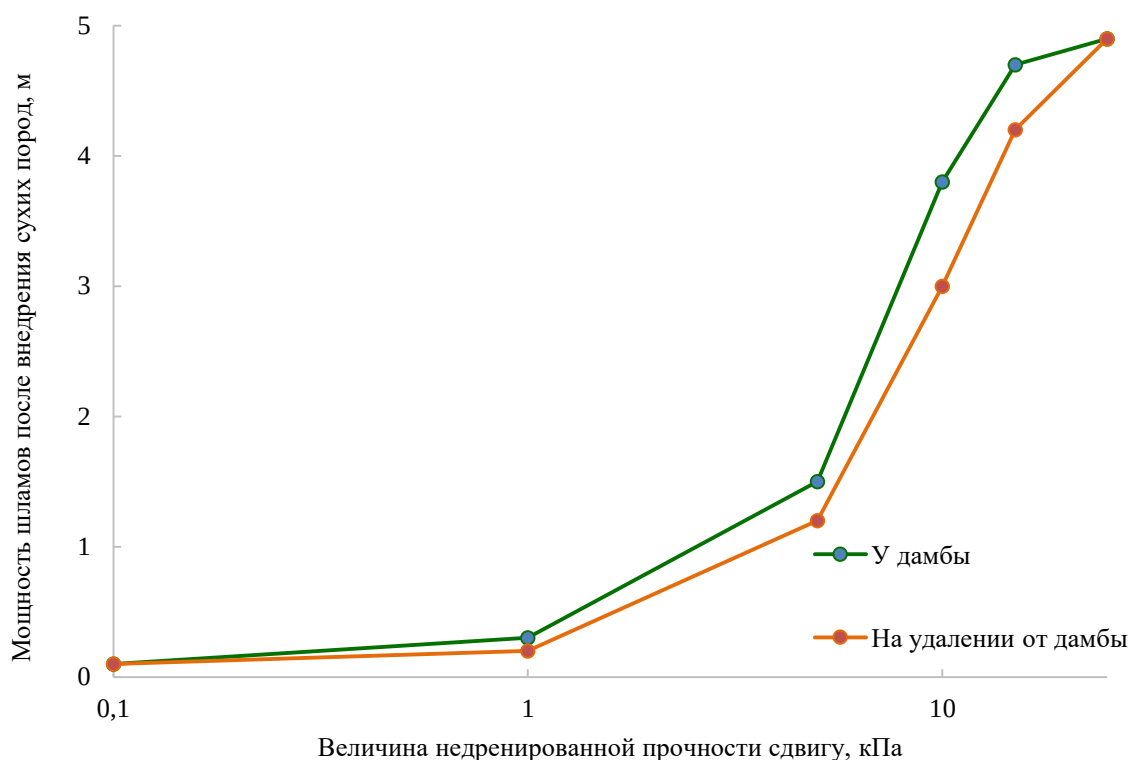


Рисунок 3.29 – Зависимости изменения мощности основания при отсыпке сухих пород от величины недренированной прочности сдвигу в обычных осях (мощность шламового основания 5 м, мощность отсыпаемых сухих пород 6 м)



б

Рисунок 3.30 – Зависимости изменения мощности шламового основания при отсыпке сухих пород от величины недренированной прочности сдвигу в логарифмических осях (мощность шламового основания 5 м, мощность отсыпаемых сухих пород 6 м)

На рисунках 3.29 и 3.30 представлены результаты изменения мощности шламового основания при отсыпке сухих пород от величины недренированной прочности сдвигу. На графике представлены две зависимости: первая, обозначенная зелеными маркерами, соответствует области, расположенной непосредственно у тела дамбы, в то время как вторая, представленная оранжевыми маркерами, описывает поведение глинисто-солевых шламов на удалении от дамбы. Анализ, выполненный по данным графикам, выявил, что при низких значениях недренированной прочности от 0 до 5 кПа наблюдается практически линейное увеличение мощности глинисто-солевых шламов после внедрения сухих пород, при этом различия между двумя рассматриваемыми пространственными зонами минимальны. Это указывает на то, что при крайне низком сопротивлении сдвигу слабое основание подвергается практически равномерному пластическому формоизменению, слабо зависящему от положения относительно тела формируемой отвальной массы. При последующем увеличении прочности основания до значений порядка 10–15 кПа наблюдается расхождение между кривыми. Это свидетельствует о перераспределении напряжений в основании, при котором в центральной зоне формируется более интенсивная область внедрения, связанная с максимальными значениями вертикального давления от насыпаемой отвальной массы. Таким образом, в данной области

диаграммы проявляется пространственная неоднородность механического отклика основания, обусловленная особенностями нагружения и взаимодействия слабого основания с сухими породами. Деформирование основания в условиях внедрения контролируется в первую очередь параметрами недренированной прочности и, соответственно, характером пластических деформаций.

После завершения стадии внедрения и достижения установившегося распределения деформаций и напряжений, численное моделирование переходило ко второму этапу, целью которого было перераспределение напряжений в слабом основании за счёт фильтрационного оттока воды и консолидационного упрочнения. Для этого использовалась модель Soft Soil, основанная на эффективных напряжениях и логарифмической зависимости между деформациями и давлением. Параметры водопроницаемости и начальной степени консолидации задавались на основе калибровки модели по наблюдаемым осадкам в процессе проведения стендовых испытаний. Граничные условия предусматривали наличие дренажных или недренажных поверхностей. Результатом данного этапа численного моделирования являлось получение картины пространственно-временной диссипации порового давления. Полученные результаты рассеивания порового давления представлены на рисунках 3.31 и 3.32.

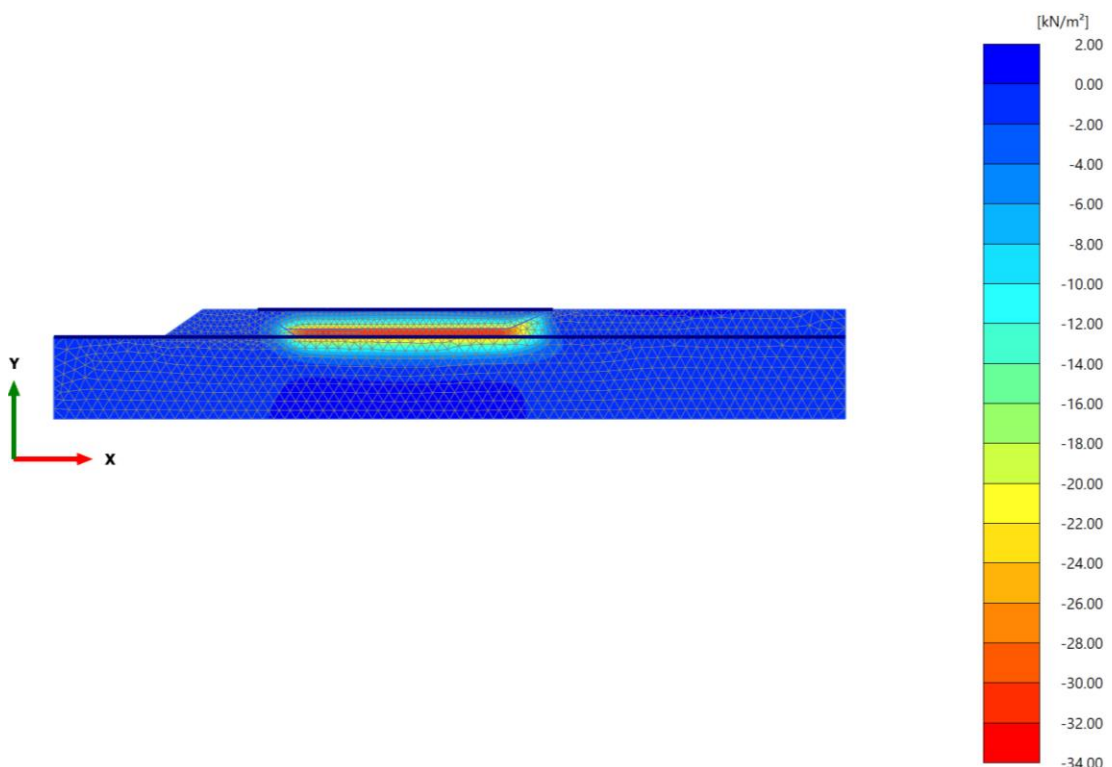


Рисунок 3.31 – Избыточное поровое давление, образованное при внедрении сухих пород в слабое основание

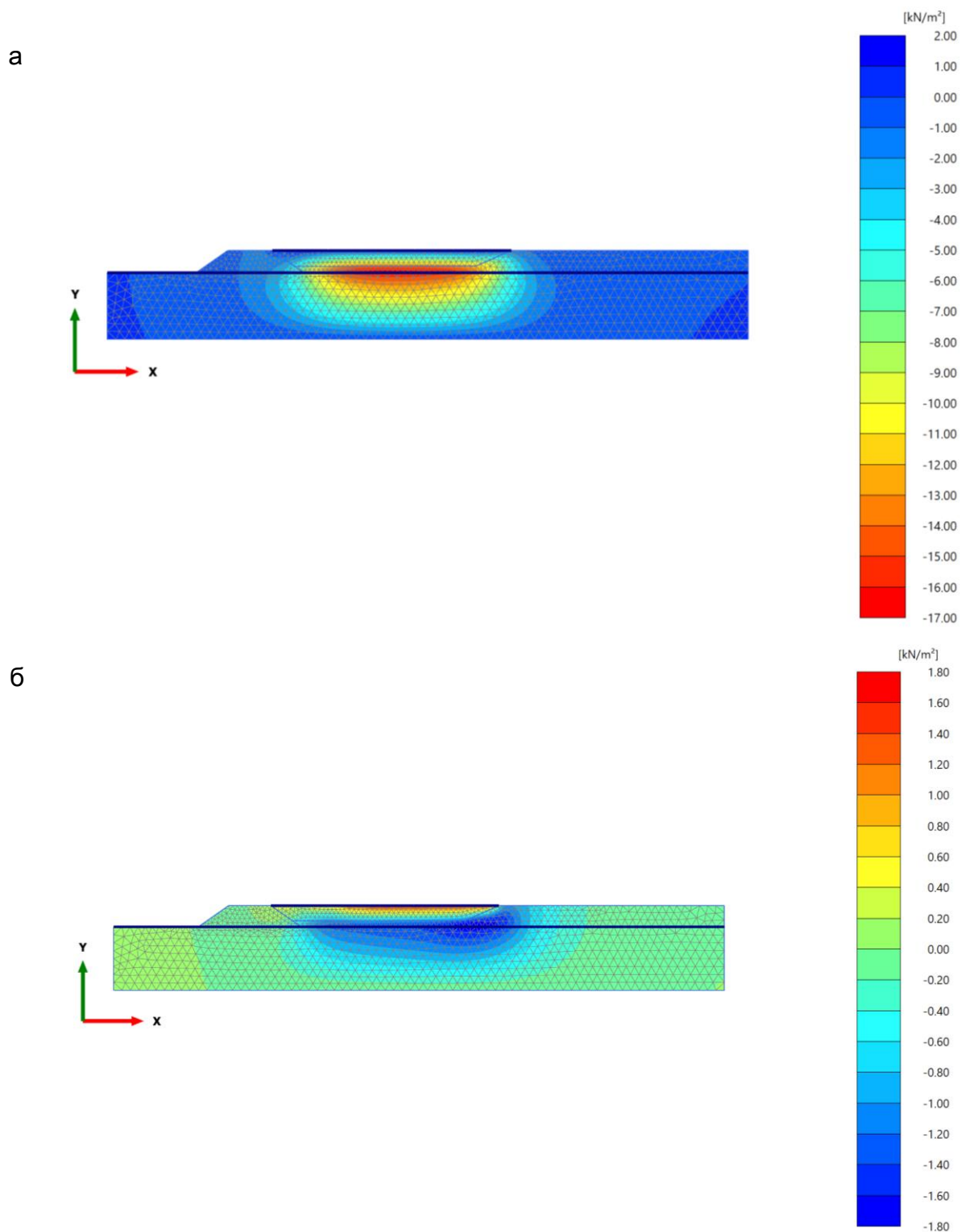


Рисунок 3.32 – Диссипация порового давления при внедрении сухих пород в слабое основание, представленное глинисто-солевыми шламами

На рисунке 3.31 отражена картина максимального избыточного порового давления в пределах зоны контакта внедренных сухих пород с основанием. После внедрения сухих пород формируется зона избыточного порового давления, сосредоточенная непосредственно под областью внедрения, что характерно для недренированных условий при резком приложении

внешней нагрузки и подтверждает корректность численной реализации начального состояния консолидационного процесса. На рисунке 3.32а наблюдается стадия начальной фильтрационной консолидации. Максимальные значения порового давления существенно снизились по сравнению с первой стадией, что подтверждается изменением цветовой гаммы в центральной зоне. Зона диссипации порового давления начинает распределяться вертикально вниз и в стороны, что свидетельствует перераспределении объёмной нагрузки с поровой жидкости на скелет грунта. На рисунке 3.32б представлено завершение диссипации порового давления. В центральной части давление близко к нулю, означающее окончание фазы первичной консолидации. Дальнейшее поведение основания будет определяться механизмами вторичной консолидации, связанных с структурной перестройкой порового скелета и длительным ползучим деформированием.

С учетом того, что модель Кулона-Мора использовалась для первичной оценки устойчивости, а модель Soft Soil более детально описывает характер механического поведения глинисто-солевых шламов, финальная стадия расчетов оценки устойчивости геотехнической системы выполнялась в модели Soft Soil.

3.4 Оценка устойчивости отвалов, формируемых на слабых основаниях, с частичным внедрением сухих пород в слабое основание с помощью модели Soft Soil

На основе полученного процесса внедрения сухих пород в слабое основание, представленного на рисунке 3.33 было проведено численное моделирование оценки устойчивости геотехнической системы с учетом различной мощности слабого основания и конфигурации геотехнической системы.

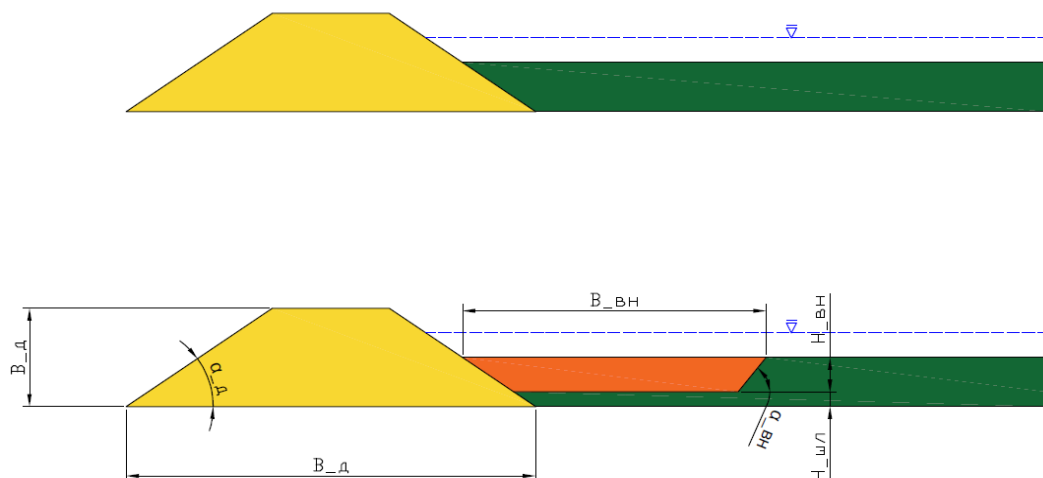


Рисунок 3.33 – Картина внедрения сухих пород в глинисто-солевые шламы, где B_d – параметры ограждающей дамбы, м; $B_{вн}$ – ширина отсыпки сухих пород, м; $\alpha_{вн}$ – угол внедрения сухих пород, град; $H_{шл}$ – мощность глинисто-солевых шламов, м.

Свойства глинисто-солевых шламов и модели были приняты из таблицы 3.3. Формирование напряженно-деформированного состояния рассматриваемой системы выполнялось с учетом этапности его формирования:

1. На первом этапе инициализировалось начальное напряженное состояние грунтового основания, дамбы и слабого основания.
2. На втором этапе моделировалось изменение напряженно-деформированного состояния в результате внедрения сухих пород в глинисто-солевые шламы.
3. В дальнейшем осуществлялся расчет напряженно-деформированного состояния водонасыщенного грунта, обусловленного фильтрационным оттоком поровой воды и сопутствующим ростом эффективных напряжений с учетом внедренных сухих пород.
4. На заключительном этапе формирования напряженно-деформированного состояния рассматриваемой геотехнической системы выполнялась активация области, отвечающей за поэтапное формирование отвала.

На основе полученных данных были сформированы графики зависимости коэффициента запаса устойчивости от оказываемой нагрузки, которые представлены на рисунке 3.34.

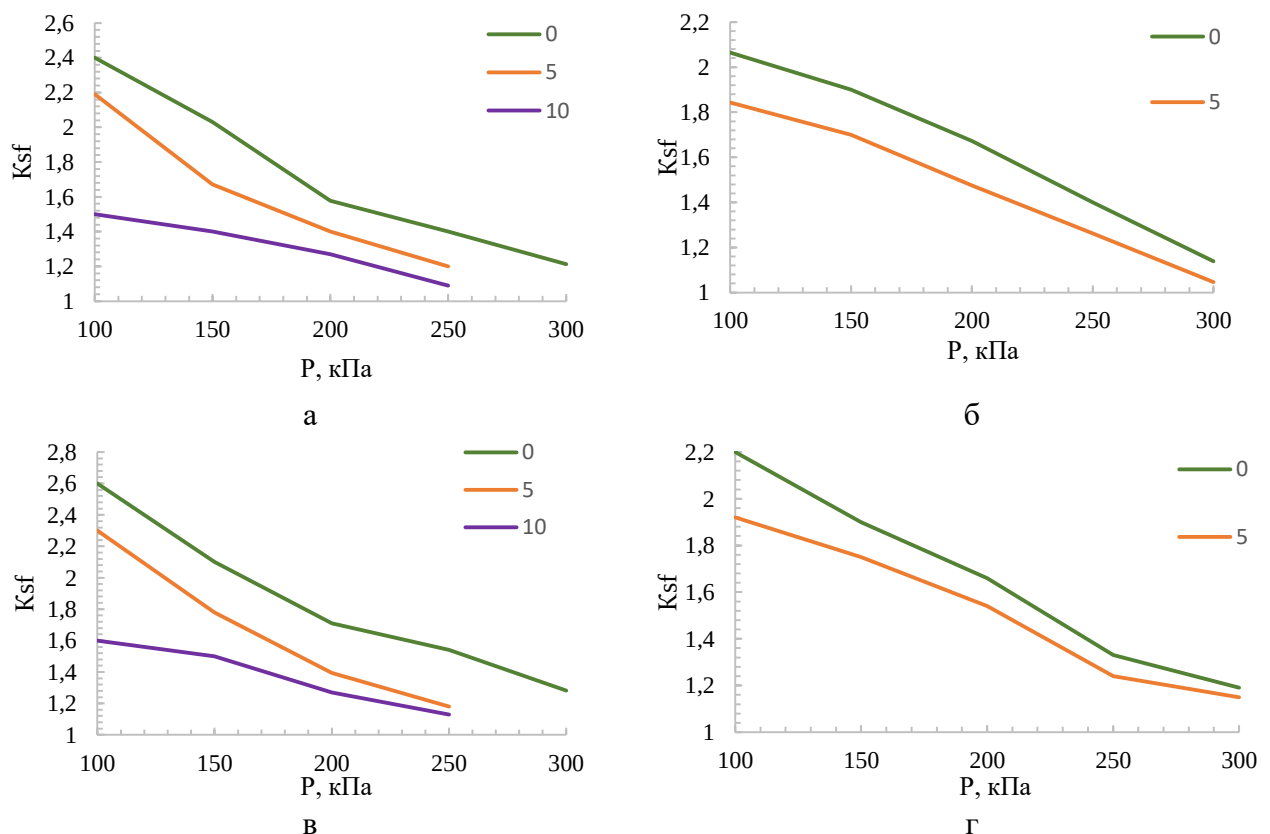
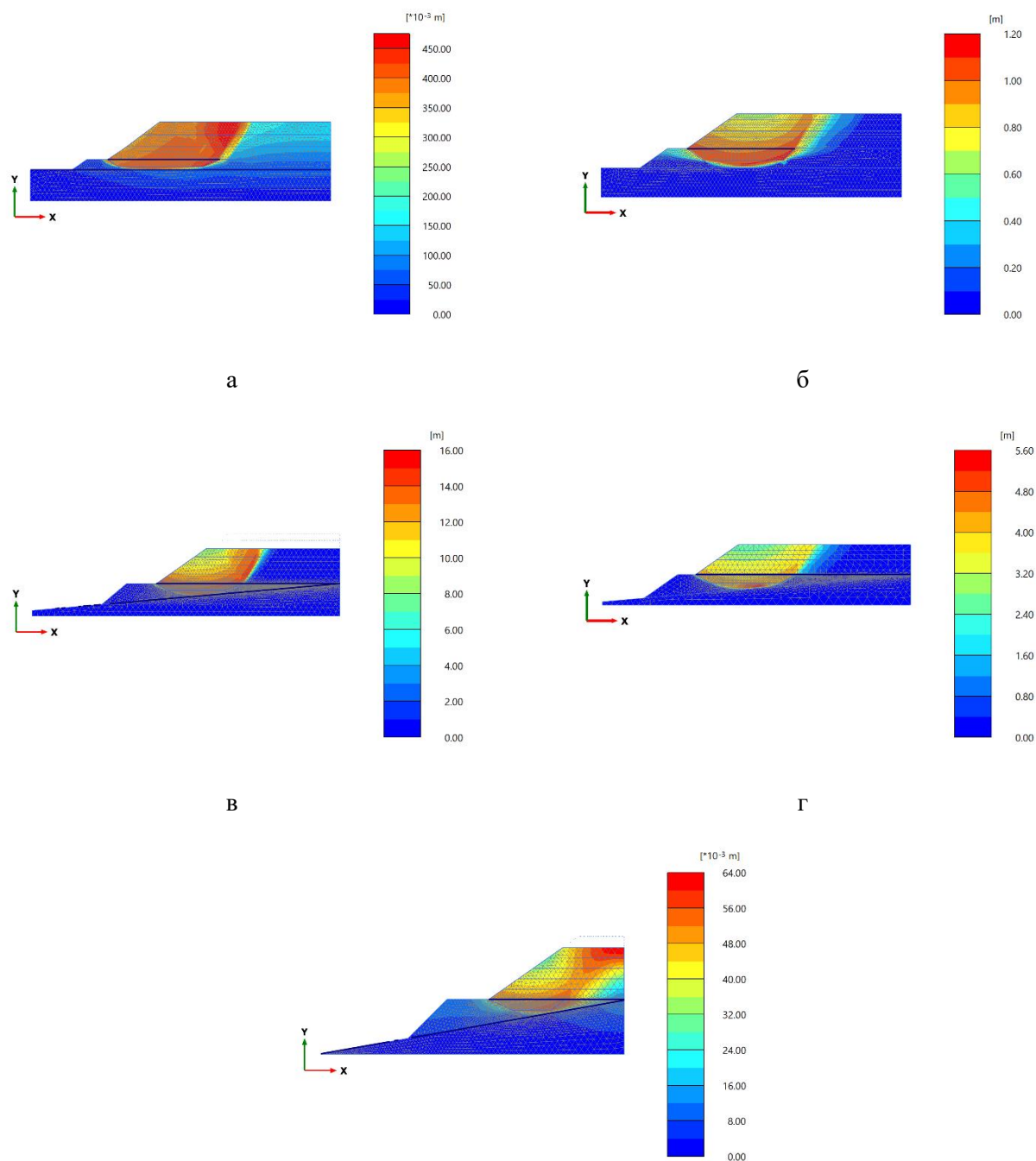


Рисунок 3.34 – Зависимость коэффициента запаса устойчивости от оказываемой нагрузки для моделей с внедрением сухих пород в слабое основание (а и б - образцы шламов месторождения

№1 с глубиной залегания 5 и 10 м, в и г - образцы шламов месторождения №2 с глубиной залегания 5 и 10 м)

Примечание: где 0°, 5°, 10° – угол залегания геотехнической системы.

На рисунке 3.35 приведены полученные поверхности скольжения для данного расчетного случая.



д

Рисунок 3.35 – Поверхности скольжения для модели Soft Soil в полученном процессом внедрения сухих пород в основание для образцов двух месторождений (а – горизонтальная конфигурация с глубиной глинисто-солевых шламов 5 м, б – горизонтальная конфигурация с глубиной глинисто-солевых шламов 10 м, в – наклонная конфигурация с углом формирования 5° и глубиной глинисто-солевых шламов 5 м, г – наклонная конфигурация с углом формирования 5° и глубиной глинисто-солевых шламов 10 м, д – наклонная конфигурация с углом формирования 10° и глубиной глинисто-солевых шламов 5 м)

На представленных графиках отмечается чётко выраженная тенденция к снижению коэффициента запаса устойчивости с увеличением как вертикального давления, так и угла залегания. При сопоставлении графиков при одной и той же мощности глинисто-солевых шламов можно сделать вывод, что образцы месторождения №2 более устойчивы при аналогичных нагрузках и конфигурации геотехнической системы по сравнению с образцами месторождения №1. Стоит отметить, что значения коэффициента запаса устойчивости на данных графиках выше чем на рисунках 3.17 и 3.18, где численное моделирование было выполнено без учета внедрения сухих пород в слабое основание. Это свидетельствует о том, что процесс внедрения пород в основание повышает устойчивость геотехнической системы.

Полученные зависимости позволяют оценить устойчивость основания в различных условиях нагружения и залегания пород, а учет конфигурации системы и степени нагружения предоставляют возможность более точно спрогнозировать распределение предельных нагрузок. Исследование подчёркивает важность включения параметров угла залегания и мощности глинисто-солевых шламов в методы расчёта устойчивости, а также обосновывает необходимость геотехнического мониторинга.

3.5 Выводы по Главе 3

В рамках проведённого исследования, описанного в третьей главе, было выполнено комплексное численное моделирование напряжённо-деформированного состояния геотехнической системы, представляющей собой отвальную массу, возводимую на слабом основании, сложенном глинисто-солевыми шламами. Проведённый численный анализ позволил всесторонне исследовать влияние различных факторов – таких как геометрическая конфигурация основания, мощность глинисто-солевых шламов, стадийность нагружения, внедрение сухих пород в слабое основание – на устойчивость данного геотехнического сооружения. В качестве расчётных моделей использовались как классическая модель Кулона-Мора, применимая для первичной оценки устойчивости, так и более сложная модель Soft Soil. Использование модели Кулона-Мора обосновывается тем, что в лабораторных исследованиях были получены базовые показатели как прочность недренированному сдвигу, модуль общей деформации и коэффициент поперечной деформации. Данные показатели являются наиболее простым способом оценки характеристик грунтов низкой прочности. Дополнительно был реализован подход с использованием связной Лагранж-Эйлеровой (CEL) постановки для моделирования процесса внедрения сухих пород в слабое основание.

Наиболее обоснованным способом для численного моделирования напряжённо-деформированного состояния геотехнической системы является использование модели Soft Soil,

поскольку она обеспечивает более точное воспроизведение механического поведения слабого основания под длительной нагрузкой и позволяет учитывать процессы консолидации.

Результаты численного моделирования доказывают, что значения коэффициента запаса устойчивости резко снижаются при приложении нагрузок к слабому основанию в случае наклонной конфигурации геотехнической системы, а также при увеличении мощности слоя глинисто-солевых шламов. Это происходит из-за того, что гравитационные силы действуют перпендикулярно и параллельно плоскости наклонного основания, создавая дополнительную силу, направленную по склону.

Внедрение сухих пород в слабое основание оказывает влияние на устойчивость геотехнической системы. Анализ деформаций слабого основания при внедрении сухих пород, полученный в ходе проведения стендовых испытаний, меняет конфигурацию основания, сложенного глинисто-солевыми шламами, и его можно разделить на два этапа численного моделирования. На первом этапе деформация обусловлена проникновением сухих пород в основание, что приводит к пластическим деформациям и изменению формы слабого основания, состоящего из глинисто-солевых шламов без существенного изменения его объема или с очень незначительным уменьшением. Сложность описываемого процесса заключается в необходимости корректного моделирования деформаций в зоне контакта при сохранении геометрической корректности модели. Для этой цели использовался метод связный Лагранж-Эйлеровый (CEL) с применением модели Гершеля-Балкли, обеспечивающей корректное описание картины внедрения сухих пород. В рамках второго этапа численного моделирования деформации слабого основания вызваны процессами консолидации, протекающими в двух стадиях: первичной и вторичной. Для моделирования второго этапа была использована модель Soft Soil, которая позволила оценить процессы диссипации избыточного порового давления.

Полученная картина внедрения сухих пород в слабое основание с помощью численного моделирования и дальнейшая оценка устойчивости геотехнической системы, выраженная через коэффициент запаса устойчивости, показала, что при идентичных как геометрических условиях так и условиях нагружения значения коэффициента запаса устойчивости для случая с внедрением сухих пород оказываются выше по сравнению с аналогичной конфигурацией без внедрения.

Оценка устойчивости отвальной массы на слабых основаниях, сложенных глинисто-солевыми шламами, требует тщательного и многофакторного анализа. Конфигурация системы и свойства слабого основания тесно связаны со структурной устойчивостью, а наклонные слабые слои и наличие слабого подстилающего основания являются факторами, которые существенно снижают коэффициент запаса устойчивости и изменяют характер формирования поверхности скольжения.

ГЛАВА 4 МЕТОДИКА ОЦЕНКИ УСТОЙЧИВОСТИ СИСТЕМЫ «СЛАБОЕ ОСНОВАНИЕ-ОТВАЛЬНАЯ МАССА», ОСНОВАНИЕ КОТОРОЙ СЛОЖЕНО ГЛИНИСТО-СОЛЕВЫМИ ШЛАМАМИ

4.1 Методика расчета устойчивости для системы «слабое основание-отвальная масса», основание которой сложено глинисто-солевыми шламами

Формирование поверхности скольжения при наличии слабого слоя характеризуется выраженным изменением ее геометрии по сравнению с однородными массивами. Наличие слабого слоя в основании отвала приводит к значительному снижению общего коэффициента запаса устойчивости. Наклон слабого слоя усиливает этот эффект, поскольку гравитационные силы создают дополнительную силу, направленную вниз по уклону, резко уменьшая коэффициент запаса устойчивости.

Среди основных особенностей формирования поверхностей скольжения при наличии слабого слоя выделяют [15,23]:

- Излом на границе слоев.

В отличие от плавной, преимущественно круглоцилиндрической поверхности скольжения в однородных откосах, при наличии слабого слоя поверхность скольжения имеет излом на границе слоев. Это обусловлено тем, что у слабого слоя сопротивление сдвигу ниже, чем у вышележающих пород.

- Совпадение с поверхностью ослабления.

Поверхность скольжения полностью или частично совпадает с естественными поверхностями ослабления, поскольку прочность вдоль этих поверхностей значительно ниже, чем вкрест простирания. Это приводит к тому, что ослабленный слой формирует участок поверхности скольжения независимо от условий его залегания. На границе слабого слоя происходит резкое изменение направления поверхности скольжения, образующее излом. Углы этого излома определяются прочностными характеристиками контактирующих слоев. Степень заглубления поверхности скольжения зависит от мощности слабого слоя и его физико-механических характеристик. Чем слабее и мощнее слой, тем более вероятно, что поверхность скольжения пройдет по нему. В нижней и верхней частях откоса схема деформирования близка к той, что представлена на рисунке 4.1, которая применяется для однородных откосов без неблагоприятно направленных поверхностей ослабления.

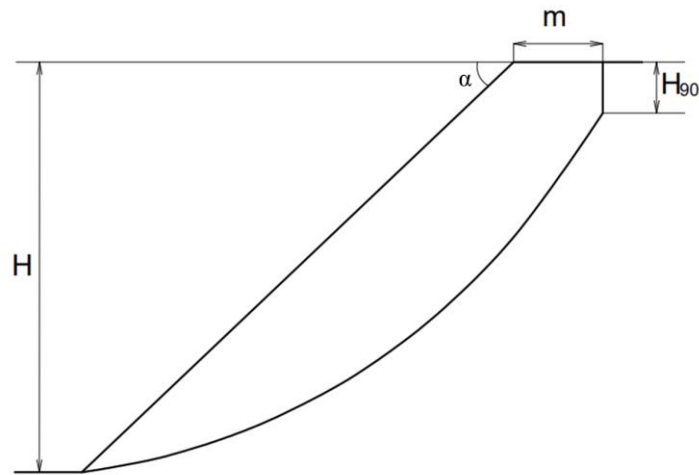


Рисунок 4.1 – Схема устойчивости откосов при отсутствии неблагоприятно направленных поверхностей ослабления [27],

где α – угол откоса, град; H – высота откоса, м; m – ширина призмы, м; H_{90} – вертикальная трещина отрыва, м.

В общем случае, поверхность скольжения представляет криволинейную поверхность, близкую к круглоцилиндрической. Общая схема поверхности скольжения при наличии слабого слоя представлена на рисунке 4.2.

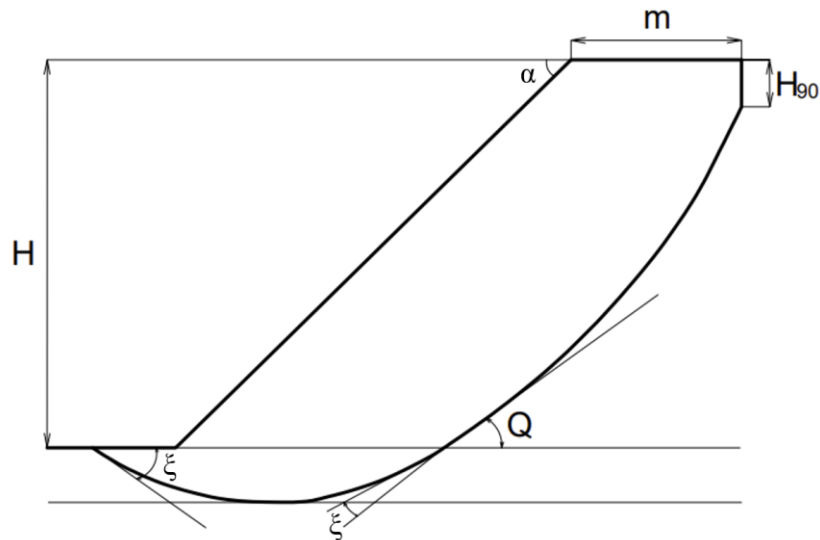


Рисунок 4.2 – Общепринятая расчетная схема устойчивости откоса при наличии слабого слоя [23],

где α – угол откоса, град; H – высота откоса, м; m – ширина призмы, м; H_{90} – вертикальная трещина отрыва, м; Q и ξ – углы излома поверхности скольжения, град.

На границе слабого слоя поверхность скольжения образует излом, углы которого определяются по следующим формулам (4.1,4.2) [23]:

$$Q = 45 + 0,5(\varphi_1 - \varphi_2) - 0,5 \arcsin\left(\frac{\sin \varphi_2}{\sin \varphi_1}\right); \quad (4.1)$$

$$\xi = \frac{\varphi_1 - \varphi_2}{2}, \quad (4.2)$$

где φ_1, φ_2 - угол внутреннего трения для пород, которые залегают выше и ниже бровки откоса соответственно.

В результате исследования были определены три основных механизма образования поверхностей скольжения при выполнении численного моделирования на основе модели Кулона-Мора, представленные на рисунке 4.3.

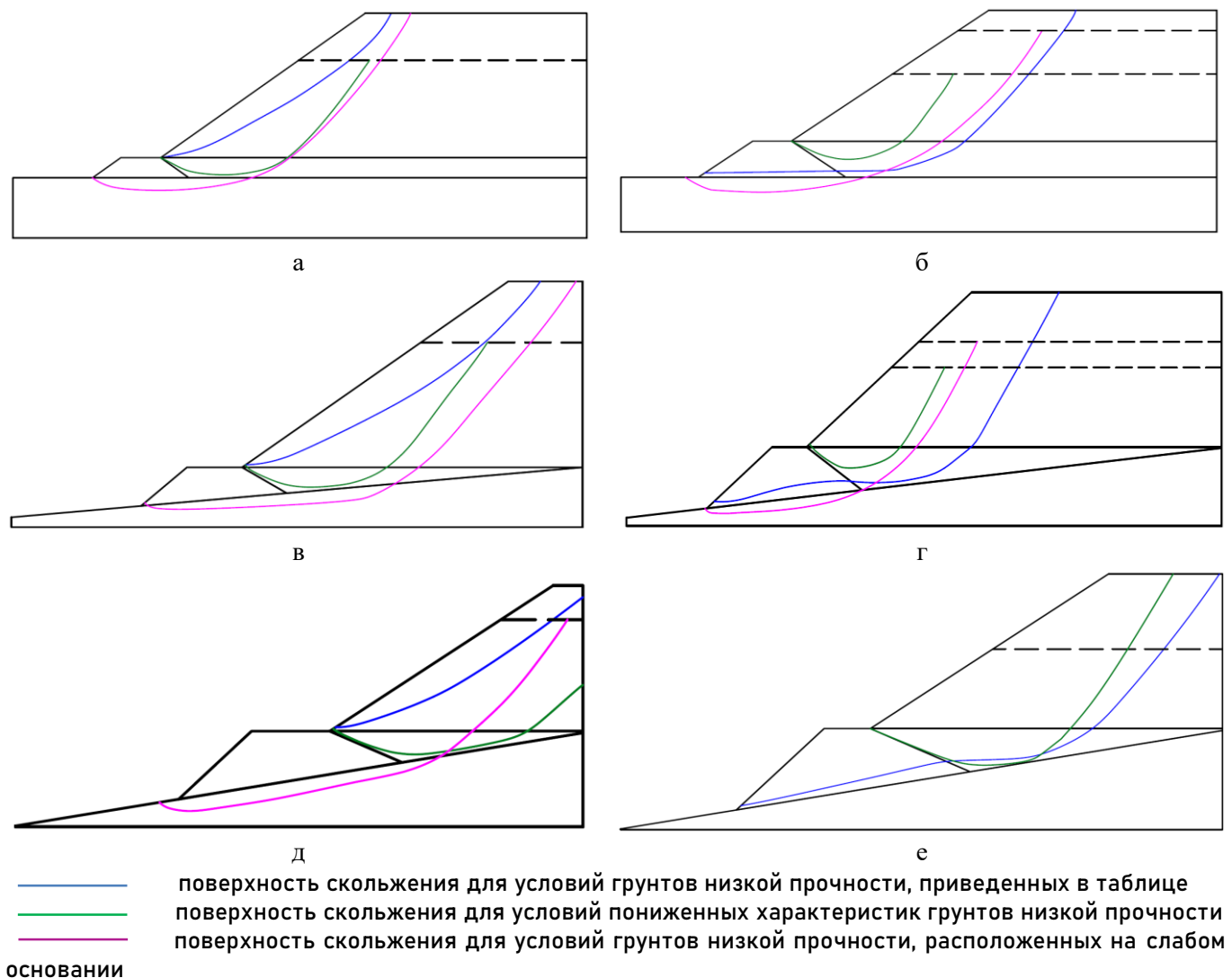


Рисунок 4.3 – Поверхности скольжения в зависимости от условий и конфигурации для модели

Кулона- Мора (а – горизонтальное залегание грунтов низкой прочности глубиной 5 м, б – горизонтальное залегание грунтов низкой прочности глубиной 10 м, в – наклонное залегание грунтов низкой прочности глубиной 5 м и угол наклона 5°, г - наклонное залегание грунтов низкой прочности глубиной 10 м и угол наклона 5°, д - наклонное залегание грунтов низкой прочности глубиной 5 м и угол наклона 10°, е - наклонное залегание грунтов низкой прочности глубиной 10 м и угол наклона 10°)

Механизмы образования поверхностей скольжения имеют следующий вид:

- поверхность скольжения проходит через тело отвальной массы;
- поверхность скольжения проходит через отвал и глинисто-солевые шламы;
- поверхность скольжения проходит через слабое основание и выходит через дамбу.

В отдельных случаях наблюдается картина, когда поверхность скольжения проходит через отвал и глинисто-солевые шламы и выходит за границу через дамбу, данное условие выполняется при глубине глинисто-солевых шламов 10 м.

Формирование первого типа поверхности скольжения выполняется если мощность шламов 5 м в независимости от конфигурации, второе условие соблюдается при мощностях грунтов низкой прочности 5 и 10 м с пониженными характеристиками при горизонтальной и наклонной конфигурации геотехнической системы, за исключением варианта, приведенного на рисунке 4.3е, на котором отображена картина формирования поверхности скольжения через отвальную массу и глинисто-солевые шламы и выход ее за границу через дамбу. Третий тип формирования выполняется при расположении геотехнической системы на слабом основании.

В результате численного моделирования, выполненного с применением модели Soft Soil, были выделены два типа механизма образования поверхностей скольжения, которые представлены на рисунке 4.4.

Отсутствие внедрения сухих пород в слабое основание приводит к формированию поверхности скольжения, которая соответствует общепринятой схеме при наличии слабого слоя. Полученная схема характеризуется поверхностью скольжения, охватывающей значительную площадь слабого основания. Внедрение сухих пород в слабое основание существенно изменяет механизм формирования поверхности скольжения.

Форма и механизм развития поверхности скольжения в процессе внедрения сухих пород в слабое основание отличаются от классической схемы разрушения, характерной для условий со слабым слоем. Согласно общепринятой схеме, поверхность скольжения формируется в виде дугообразной или ломаной криволинейной линии, захватывающей подошву слабого слоя. В условиях внедрения сухих пород в слабое основание формируется иная структура образования поверхности скольжения, которая обусловлена локальной концентрацией вертикального давления. Поверхность скольжения охватывает зону, сосредоточенную под внедрённой массой в слабом основании, и выходит через тело ограничивающей дамбы. Это приводит к существенным отличиям в напряжённо-деформированном состоянии основания: в случае внедрения основная зона пластических деформаций формируется в глубинной центральной области, в то время как при классическом сценарии она распространяется вдоль протяжённой поверхности сдвига, залегающей ближе к откосу отвала.

4.2 Определение поправочного коэффициента для оценки устойчивости отвальной массы, сформированной на слабом основании, представленным глинисто-солевыми шламами

При анализе устойчивости отвалов на слабых основаниях, представленных глинисто-солевыми шламами, возникает ряд сложностей, связанных с необходимостью корректного учёта взаимодействия отвальной массы с деформируемым грунтовым основанием, а также особенностей физико-механических свойств данных оснований. Наиболее распространённым расчетным критерием в инженерной практике является коэффициент запаса устойчивости. Однако в условиях наличия внедрения сухих пород, которые оказывают влияние на устойчивость системы «слабое основание - отвальная масса», классические методы оценки устойчивости могут не обеспечивать точного отражения фактического напряжённо-деформированного состояния массива.

Проведённые в рамках исследования численные расчёты показали, что внедрение сухих пород в слабое глинисто-солевое основание оказывает значительное влияние на характер развития предельного состояния и формирование поверхности скольжения. В частности, для модели Soft Soil выявлено устойчивое повышение коэффициента запаса устойчивости при наличии внедрённой массы по сравнению с аналогичными расчетами, выполненными без внедрения, что обусловлено локальным перераспределением напряжений.

В связи с полученным расхождением между расчетными оценками устойчивости с учётом и без учёта внедрения сухих пород, а также с целью обеспечения инженерной применимости полученных результатов, предлагается ввести поправочный коэффициент, учитывающий влияние процесса внедрения сухих пород в слабое основание на устойчивость системы. Данный коэффициент позволит скорректировать значения коэффициента запаса устойчивости, полученные по стандартным методикам, и использовать их для более достоверного анализа устойчивости отвалов на слабых основаниях.

В задачах геомеханического анализа устойчивости различных сооружений, сформированных на слабых основаниях, существенную роль играет учёт влияния различных факторов на величину коэффициента запаса устойчивости. Использование логарифмической регрессии часто оказывается предпочтительнее линейной в случаях, когда характер связи между переменными не является строго аддитивным или когда, данные демонстрируют нелинейное поведение, особенно связанное с экспоненциальным ростом или затуханием. В связи с этим возникает необходимость перехода от линейной модели к мультипликативной форме, позволяющей выделить вклад каждого из параметров.

Для получения поправочного коэффициента, учитывающего влияние внедрения сухих пород в слабое основание, был выполнен комплекс расчётов. В качестве факторов, оказывающих

влияние на величину поправочного коэффициента, были приняты следующие: глубина залегания слабого основания (5, 10 м); угол залегания геотехнической системы (0° , 5° , 10°); уровень оказываемой нагрузки (100-600 кПа с шагом в 100 кПа).

На рисунке 4.5 представлен график попарных зависимостей параметров для Кулона-Мора и полученных коэффициентов запаса устойчивости с учетом и без учета внедрения с разделением по факторам.

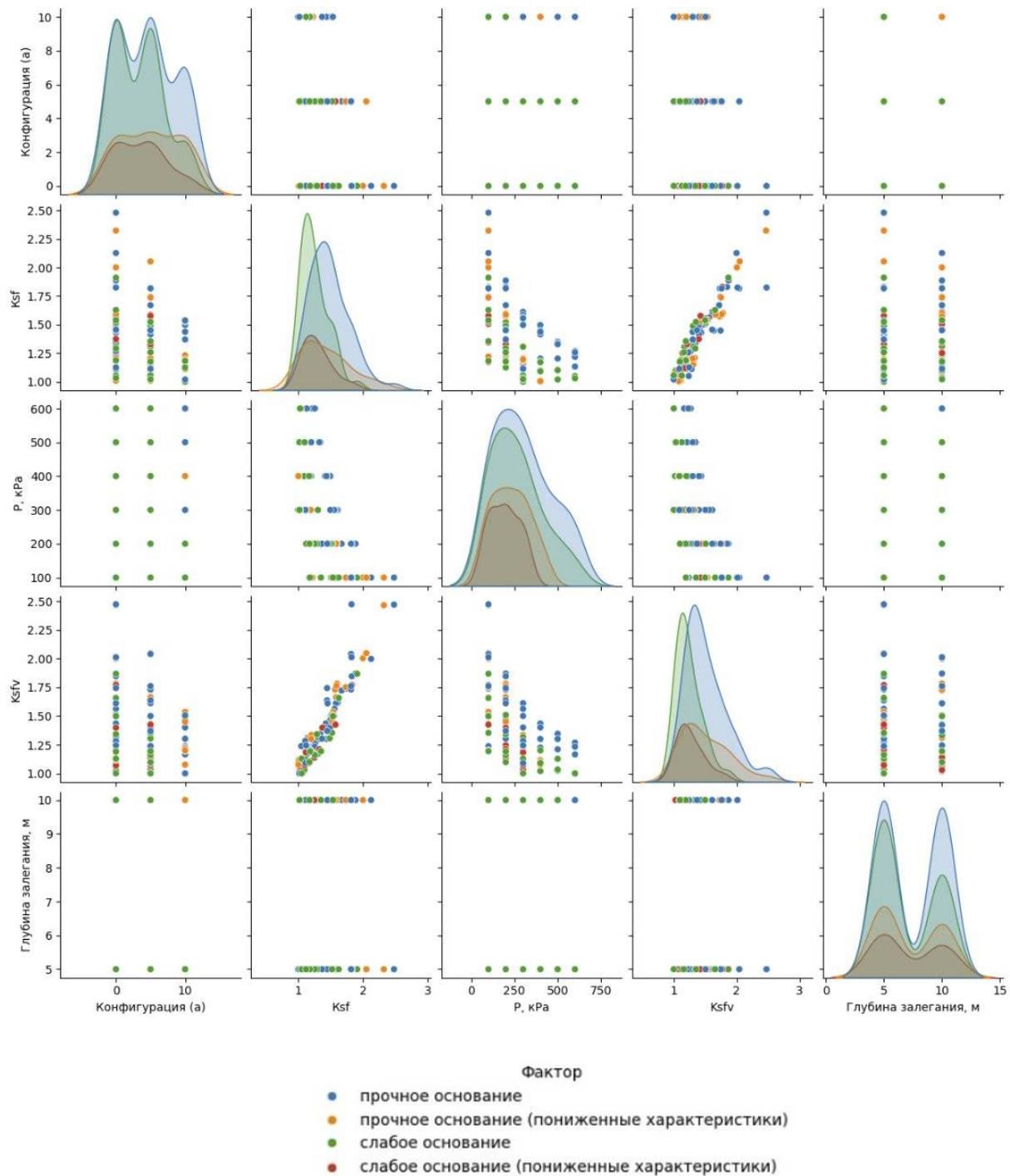


Рисунок 4.5 – Графическое отображение попарных зависимостей параметров для модели Кулона-Мора и коэффициентов запаса устойчивости

Цветовая индикация на рисунке 4.5 соответствует четырём категориям факторов. Наблюдается различия в распределении коэффициентов запаса устойчивости в зависимости от фактора. Для коэффициента запаса устойчивости с внедрением сухих пород (K_{sfv}) и коэффициента запаса устойчивости без внедрения (K_{sf}) в общем случае с ростом угла наклона геотехнической системы (α) снижаются значения для всех факторов, аналогично с оказываемой степенью нагружения (P) и мощностью глинисто-солевых шламмов (h).

На рисунке 4.6 представлен аналогичный график для модели Soft Soil с разделением по месторождениям. Анализируя график можно сделать вывод о том, что распределение параметров двух месторождений имеют схожую форму, но наблюдаются смещения в распределениях коэффициентов запаса устойчивости. Для K_{sfv} и K_{sf} определяется нелинейная зависимость. На рисунке отражено, что точки расходятся, особенно для разных месторождений, что указывает на различие степени влияния внедрения на коэффициент запаса устойчивости.

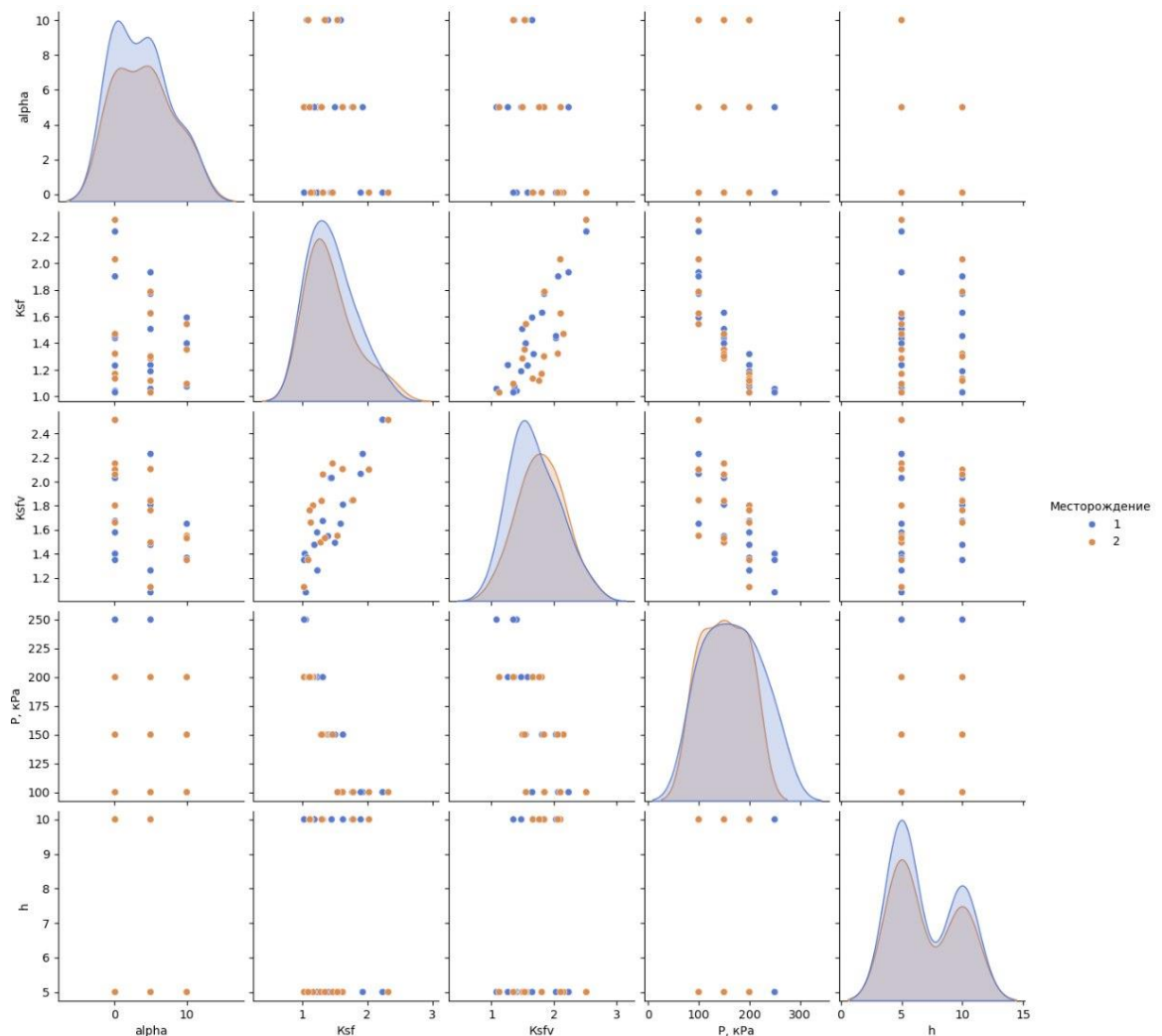


Рисунок 4.6 – Графическое отображение попарных зависимостей параметров для модели Soft Soil и коэффициентов запаса устойчивости

Для определения влияния параметров на поправочный коэффициент устойчивости исходная аддитивная регрессионная модель может быть представлена в виде линейного уравнения:

$$K_n = a \cdot \alpha + b \cdot P + c \cdot h + d, \quad (4.3)$$

где α , P , h - параметры геотехнической системы (угол наклона конфигурации - α , оказываемое нагружение на слабое основание - P , мощность слабого основания - h); a , b , c , d - искомые коэффициенты, которые определяются, как правило, с помощью метода наименьших квадратов.

Прологарифмировав параметры и поправочный коэффициент составим логарифмическое регрессионное уравнение (4.4):

$$\ln(K_n) = a \cdot \ln(\alpha) + b \cdot \ln(P) + c \cdot \ln(h) + d \quad (4.4)$$

После этого выполним подбор коэффициентов a , b , c и свободного члена d с помощью метода наименьших квадратов.

Затем воспользовавшись свойствами логарифма, выполним следующее преобразование (4.5):

$$\ln(K_n) = \ln(\alpha^a \cdot P^b \cdot h^c) + d \quad (4.5)$$

Чтобы завершить переход к мультипликативной модели выполним потенцирование (4.6):

$$K_n = \alpha^a \cdot P^b \cdot h^c \cdot e^d, \quad (4.6)$$

где a , b , c , d – получены при решении уравнения логарифмической регрессии.

Обобщенное уравнение для расчета поправочного коэффициента, позволяющего учесть влияние внедрения сухих пород в слабое основание на изменение значения коэффициента запаса устойчивости, представим следующим образом:

$$K_n = K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4, \quad (4.7)$$

где $K_1 = \alpha^a$, $K_2 = P^b$, $K_3 = h^c$, $K_4 = e^d$.

В ходе проведённого исследования были определены поправочные коэффициенты, предназначенные для корректировки результатов численного моделирования устойчивости отвальной массы, возведённой на слабом основании. Данные коэффициенты были получены отдельно для двух различных численных моделей — классической упругопластической модели Кулона–Мора и модели Soft Soil, каждая из которых реализует различные принципы описания механического поведения грунтов низкой прочности. Поправочные коэффициенты были получены путём статистической обработки результатов серии численных экспериментов, выполненных с использованием метода конечных элементов, с последующим применением методов регрессионного анализа.

Стоит отметить, что для горизонтальной конфигурации геотехнической системы угол наклона для определения поправочного коэффициента принимался $0,1^\circ$.

Полученный поправочный коэффициент для модели Кулона-Мора (4.8):

$$K_n = e^{-0.020} \cdot \alpha^{-0.012} \cdot P^{0.008} \cdot h^{-0.012}, \quad (4.8)$$

где K_n - поправочный коэффициент для модели Кулона-Мора; α - угол залегания системы; P - оказываемая нагрузка; h - мощность глинисто-солевых шламов.

На рисунке 4.7 отображен сравнительный график значений коэффициентов запаса устойчивости, полученных с помощью численного моделирования и с помощью выведенного поправочного коэффициента для модели Кулона-Мора.

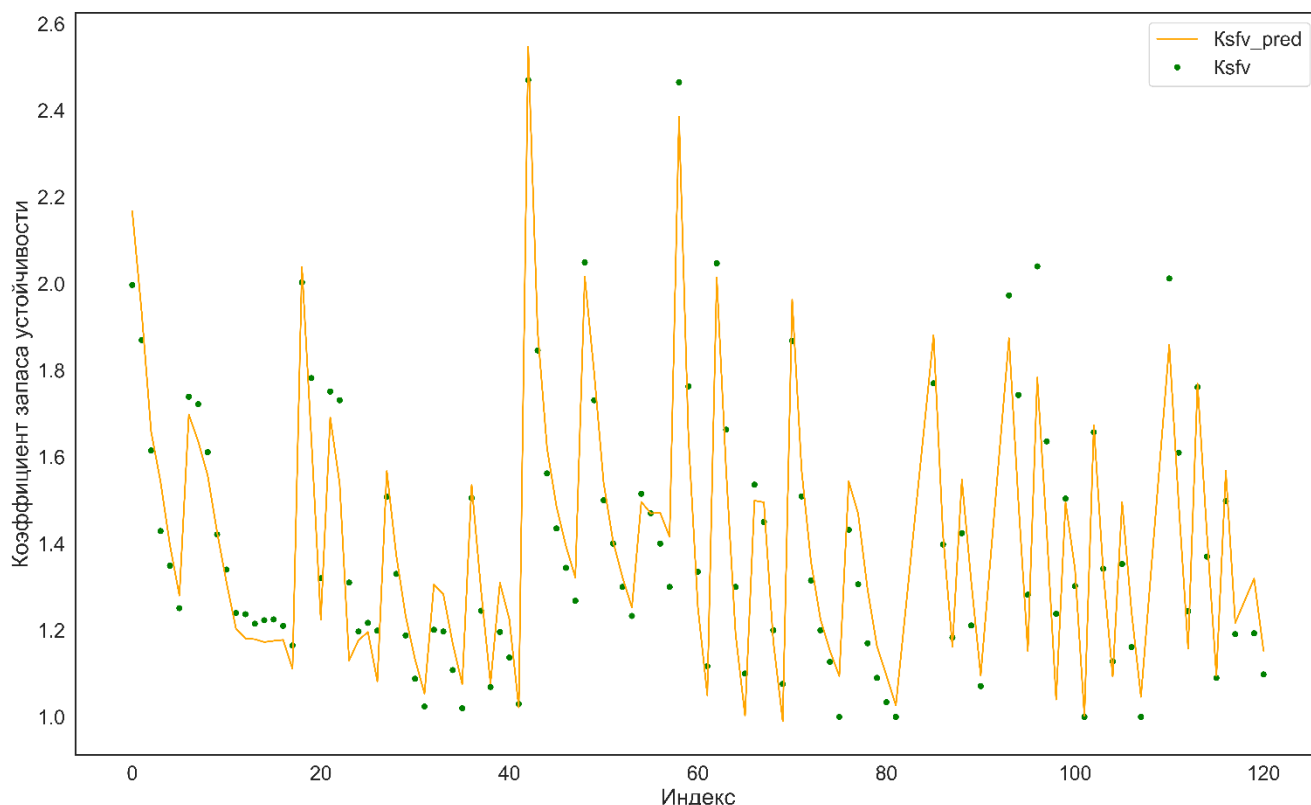


Рисунок 4.7 – Сравнительный график отображения фактических и предсказанных значений коэффициента запаса устойчивости для модели Кулона-Мора

Примечание: Ksfv- коэффициент запаса устойчивости, полученный с помощью численного моделирования; Ksfv_pred – коэффициент запаса устойчивости, полученный с помощью поправочного коэффициента.

Полученный поправочный коэффициент для модели Soft Soil (4.9):

$$K_n = e^{-0.818} \cdot \alpha^{-0.026} \cdot P^{0.178} \cdot h^{0.061} \quad (4.9)$$

где K_n - поправочный коэффициент для модели Soft Soil; α - угол залегания системы; P - оказываемая нагрузка; h - мощность глинисто-солевых шламов.

На рисунке 4.8 отображен сравнительный график значений коэффициентов запаса устойчивости, полученных с помощью численного моделирования и с помощью выведенного поправочного коэффициента для модели Soft Soil.

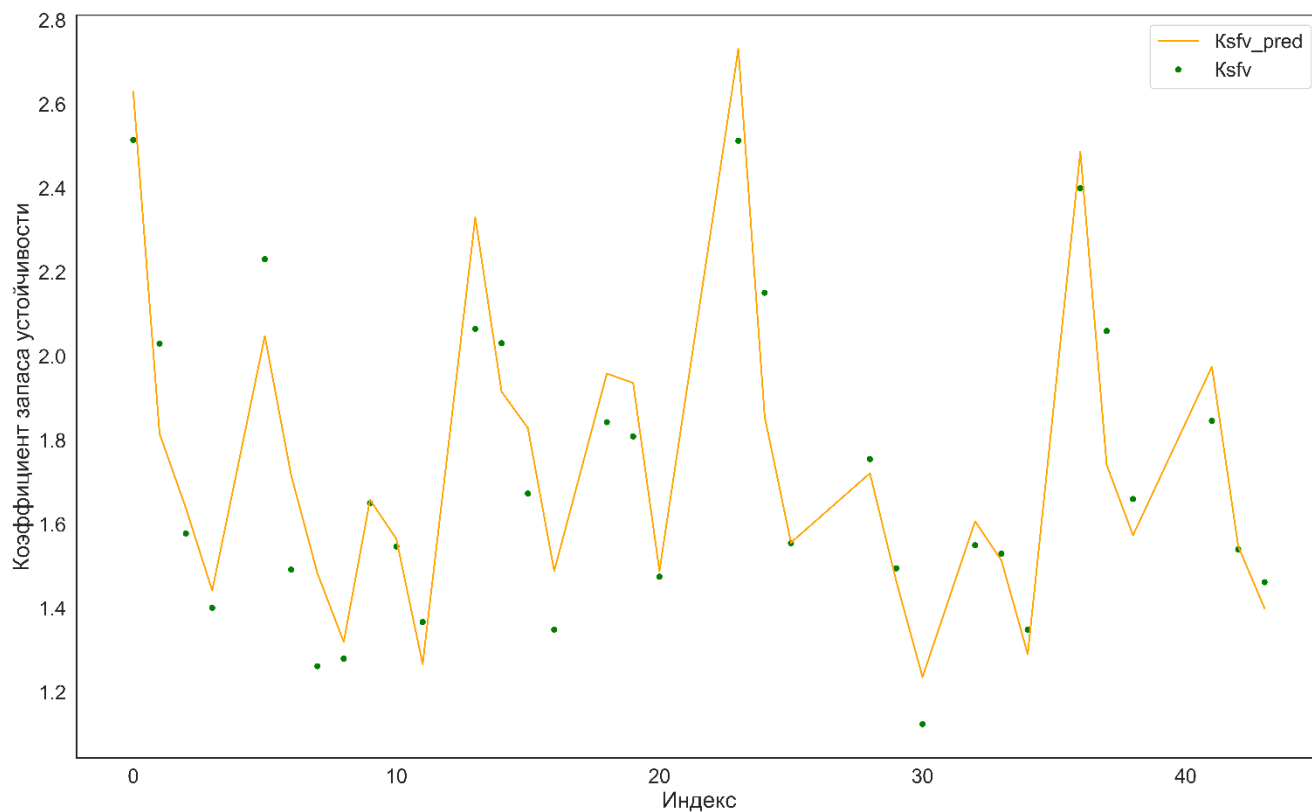


Рисунок 4.8 – Сравнительный график отображения фактических и предсказанных значений коэффициента запаса устойчивости для модели Soft Soil

Примечание: Ksfv- коэффициент запаса устойчивости, полученный с помощью численного моделирования; Ksfv_pred – коэффициент запаса устойчивости, полученный с помощью поправочного коэффициента.

Для полученных поправочных коэффициентов для каждой модели были рассчитаны регрессионные метрики, данные которых приведены в таблице 4.1.

Таблица 4.1 – Оценка точности полученных поправочных коэффициентов.

модель Кулона-Мора			
MAE	MSE	RMSE	R ²
0,069	0,007	0,086	0,921
модель Soft Soil			
MAE	MSE	RMSE	R ²
0,111	0,020	0,141	0,847

Полученные поправочные коэффициенты позволяют корректировать расчётные значения коэффициента запаса устойчивости при переходе между различными инженерно-геологическими условиями или при внедрении сухих пород слабое основание. В результате обеспечивается более высокая точность прогноза устойчивости системы. Применение

выведенных поправочных коэффициентов в рамках моделей Кулона-Мора и Soft Soil обеспечивает более достоверное отражение реальных геомеханических процессов, происходящих в теле отвала и основании, а также повышает инженерную надёжность численных оценок устойчивости.

4.3 Выводы по Главе 4

Необходимость разработки специализированного подхода к расчету устойчивости, описанная в данной главе, обусловлена ограниченной применимостью традиционных методов расчёта устойчивости отвалов в условиях наличия слабого основания.

В процессе выполненного исследования было определено три основных типа формирования поверхностей скольжения для модели Кулона-Мора в зависимости от конфигурации геотехнической системы, характеристик слабого основания и нижележащего основания: поверхность скольжения проходит через тело насыпи; поверхность скольжения проходит через насыпь и глинисто-солевые шламы – характерно при пониженных характеристиках глинисто-солевых шламов; поверхность скольжения проходит через слабое основание и выходит через дамбу – формируется, когда геотехническая система расположена на слабом основании. Определены два типа механизма образования поверхностей скольжения для модели Soft Soil. Для первого типа характерно формирование поверхности скольжения согласно общепринятой расчетной схеме при наличии слабого слоя – она может частично или полностью проходить по слабому слою. Но данный вариант применим только в том случае, если не учитывается внедрение сухих пород в слабое основание. Внедрение сухих пород в слабое основание изменяет механизм формирования поверхности скольжения, которая проходит через область внедрения сухих пород в слабое основание с последующим выходом через массив ограничивающей дамбы.

Предложены и получены поправочные коэффициенты для моделей Кулона-Мора и Soft Soil, позволяющие количественно учитывать эффект внедрения при оценке коэффициента запаса устойчивости. Поправочные коэффициенты корректирует результаты, полученные по стандартным методикам. Предлагаемый подход основан на аппроксимации расчётных данных с применением логарифмической регрессии, что обеспечивает более точное представление взаимосвязи между величиной коэффициента и совокупностью определяющих факторов – глубиной слабого основания, углом залегания геотехнической системы и уровнем внешней нагрузки. Преимущество мультипликативной формы выражения коэффициента заключается в её способности учитывать нелинейное влияние параметров. Точность полученных аппроксимаций была оценена с помощью регрессионных метрик и составила: для поправочного коэффициента

для модели Кулона-Мора $RMSE = 0,086$, $R^2 = 0,921$; для поправочного коэффициента для модели Soft Soil $RMSE = 0,141$, $R^2 = 0,847$.

Применение данных коэффициентов способствует повышению точности прогноза устойчивости геотехнической системы за счёт учёта специфики взаимодействия элементов системы и адаптации расчётной модели к изменяющимся условиям её формирования.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В диссертационной работе представлены результаты решения актуальной задачи повышения геомеханической безопасности отработанных шламохранилищ при формировании отвальной массы, за счет совершенствования прогнозирования напряженно-деформированного состояния и оценки устойчивости геотехнических систем с учетом внедрения сухих пород в глинисто-солевые шламы. Полученные решения позволяют повысить надёжность и безопасность эксплуатации объектов складирования отходов горной промышленности, а также обеспечить долгосрочную их эксплуатацию.

По результатам выполнения диссертационной работы сделаны следующие выводы и рекомендации:

1. На основании проведенных лабораторных исследований было установлено, что глинисто-солевые шламы обладают рядом особенностей, включая низкие значения прочности и сцепления, а также высокую сжимаемость, что предопределяет деформационное поведение геотехнических систем, основанием которых является исследуемый материал.

2. Полученные экспериментальные данные позволили установить прямую линейную зависимость между сопротивлением недренированному сдвигу и плотностью грунта, а также логарифмическую зависимость между плотностью грунта и уровнем нагружения. Установленные закономерности представлены в виде аналитических выражений, что обеспечивает возможность их практического применения в инженерных расчётах.

3. Разработана методика прогноза напряженно-деформированного состояния системы «слабое основание - отвальная масса» на основании численного моделирования. Обоснованы теоретические положения прогноза численного моделирования прогноза напряженно-деформированного состояния рассматриваемой геотехнической системы при внедрении сухих пород в слабое основание с применением метода связный Лагранж-Эйлера (CEL).

4. Установлено, что численное моделирование прогноза деформирования слабого основания под нагрузкой от отсыпаемых сухих пород следует разделять на два этапа. Первый этап деформирования характеризуется внедрением сухих пород в слабое основание, деформирование которого определяется вязко-пластической моделью, при неизменном или незначительно изменяющемся объёме. Второй этап охватывает деформацию основания вследствие консолидационных процессов.

5. Устойчивость геотехнических систем на основаниях, представленных глинисто-солевыми шламами, зависит от их геометрической конфигурации, физико-механических характеристик, свойств подстилающего основания и величины приложенных внешних нагрузок.

В частности, наклонная конфигурация слабого основания, наличие слабого подстилающего слоя и увеличение мощности глинисто-солевых шламов приводят к снижению коэффициента запаса устойчивости, усиливая действие касательных напряжений и способствуя образованию различных механизмов поверхностей скольжения. Внедрение сухих пород в слабое основание обеспечивает повышение устойчивости системы «слабое основание - отвальная масса».

6. Разработана методика расчета устойчивости, которая базируется на введении поправочного коэффициента, что позволяет использовать традиционные методы расчета с включением данной поправки.

Перспективным направлением дальнейших исследований, развивающих выполненные в диссертационной работе исследования, является углублённое изучение закономерностей взаимодействия сыпучих материалов с основанием, представленным глинисто-солевыми шламами, с акцентом на процессы внедрения пород и их влияние на напряжённо-деформированное состояние геотехнической системы, а также влияния переменных нагрузок и циклического воздействия на поведение геотехнической системы, что имеет особую актуальность для условий эксплуатации объектов на слабых основаниях, подверженных динамическим нагрузкам.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Абелев, М. Ю. Слабые водонасыщенные глинистые грунты как основания сооружений / М.Ю. Абелев – М.: Стройиздат, 1973. – 145 с.
2. Абелев, М. Ю. Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах / М. Ю. Абелев – М.: Стройиздат – 1983. – 248 с.
3. Амарян, Л. С. Свойства слабых грунтов и методы их изучения / Л.С. Амарян – Недра, 1990. – 224 с.
4. Беляев, Г. Н. Гранулирование глинисто-солевых шламов - отхода производства калийных удобрений / Г. Н. Беляев, В. Л. Долганов, С. Х. Загидуллин, Ю.И. Хвастухин, Б.Е. Шенфельд // Научно-технический вестник Поволжья. – 2012. – № 2. – С. 105-111.
5. Борзаковский, Б. А. Опыт размещения глинисто-солевых шламов на калийных рудниках Верхнекамского месторождения / Б. А. Борзаковский, М. И. Русаков, А. В. Шилов // Известия высших учебных заведений. Горный журнал. – 2009. – № 6. – С. 7-12.
6. Борзаковский, Б. А. Развитие технологий размещения глинисто-солевого шлама в выработанном пространстве калийных рудников / Б. А. Борзаковский, М. И. Русаков, Н. М. Качурин // Горный журнал. – 2016. – №. 10. – С. 61-64.
7. Галкин, А. Н. Техногенные грунты / А.Н. Галкин, А.Ф. Акулевич, А.И. Павловский, О.И. Галезник – Минск: Вышэйшая школа, 2020. – 192 с.
8. Гольдштейн, М.Н. Механические свойства грунтов / М.Н. Гольдштейн. – М., Стройиздат, 1970. – 369 с.
9. ГОСТ 12248.1-2020 Грунты. Определение характеристик прочности методом одноплоскостного среза. Soils. Determination of strength parameters by shear strength testing. – Введ. 01.06.2021. – Москва, Стандартинформ – 2020.
10. ГОСТ 12248.4-2020 Грунты. Определение характеристик деформируемости методом компрессионного сжатия. Soils. Determination of deformation parameters by compression testing. – Введ. 01.06.2021. – Москва, Стандартинформ – 2020.
11. ГОСТ 12536-2014 Грунты. Методы лабораторного определения гранулометрического (зернового) и микроагрегатного состава. Soils. Methods of laboratory granulometric (grain-size) and microaggregate distribution. – Введ. 01.07.2015. – Москва, Стандартинформ – 2019.
12. ГОСТ 20276.5-2020 Грунты. Метод вращательного среза. Soils. Method of rotational cut. – Введ. 01.01.2021. – Москва, Стандартинформ – 2020.

13. ГОСТ 5180-2015 Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик. Soils. Laboratory methods for determination of physical characteristics. – Введ. 01.04.2016. – Москва, Стандартинформ – 2019.
14. Дашко, Р. Э. Инженерно-геологический анализ и оценка водонасыщенных глинистых пород как основания сооружений / Р. Э. Дашко – СПб: Институт «ПИ Георекострукция. 2015. – 383 с.
15. Демин, А. М. Напряженное состояние и устойчивость отвалов в карьерах / А.М. Демин, О. И. Шушкина – Москва, Недра, 1978. – 159 с.
16. Иваникова, Н. П. Исследование гранулометрического состава и физико-механических свойств засоленных грунтов: метод. указания / СПбГУ, Санкт-Петербург, 1997 – 24 с.
17. Исследование процессов уплотнения большой толщи водонасыщенных глинистых грунтов при строительстве уникальных сооружений / М. Ю. Абелев, И. В. Аверин, Д. Ю. Чунюк, О. В. Коптева // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2018. – № 5. – С. 19-24.
18. Карасев, М. А. Анализ моделей прогноза напряженно-деформированного состояния техногенных грунтов низкой прочности / М. А. Карасев, Г. Б. Поспехов, **Т. С. Астапенко**, В. С. Шишкина // Горный информационно-аналитический бюллетень. – 2023. – № 11. – С. 49–69. DOI: 10.25018/0236_1493_2023_11_0_49.
19. Карасев, М. А. Лабораторные исследования механических характеристик грунтов низкой прочности как элемента объекта складирования отходов промышленного обогащения / М. А. Карасев, **Т.С. Астапенко** // Известия Тульского государственного университета. Науки о Земле. – 2024. – № 4. – С. 500-511.
20. Карасев, М. А. Лабораторные исследования развития деформаций при формировании насыпей на грунтах низкой прочности / М. А. Карасев, **Т.С. Астапенко** // Транспортное, горное и строительное машиностроение: наука и производство. – 2024. – № 29. – С. 104-109. – DOI 10.26160/2658-3305-2024-29-104-109.
21. Кутепов, Ю. И. Закономерности формирования порового давления при гидроотвалообразовании и отсыпке сухих отвалов / Ю. И. Кутепов, Н. А. Кутепова // Горный информационно-аналитический бюллетень. – 2008. – № 11. – С. 212-220.
22. Малюшицкий, Ю. Н. Устойчивость насыпей-отвалов (Центробежное моделирование) / Ю.Н. Малюшицкий – К: Будивелиник, 1975 – 176 с.
23. Методические указания по определению параметров бортов и уступов карьеров, разрезов и откосов отвалов/ Рыльникова М.В., Алексеев А.Б., Есина Е.Н., Зотеев О.В., Ливинский И.С., Макаров А.Б., Павлович А.А., Перепелицын А.И., Спирин В.И., Трубецкой Н.К., Харитонов А.А., Яницкий Е.Б. – М.: ИПКОН РАН, 2022. – 80 с.

24. Сабилов, Д. О. Способы обращения с твердыми отходами калийной отрасли / Д. О. Сабилов, Е. В. Калинина // Экология и научно-технический прогресс. Урбанистика. – 2016. – Т. 1. – С. 16-22.
25. Свидетельство о государственной регистрации базы данных № 2023621969. База данных физико-механических свойств отходов калийного производства. Заявка № 2023621637: заявл. 05.06.2023: опубл. 16.06.2023 / **Астапенко Т.С.**, Карасев М.А., Бойков А.В.; заявитель федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Санкт-Петербургский горный университет».
26. Смычник, А. Д. Геоэкология калийного производства / А.Д. Смычник, Б.А. Богатов. – Мн: ЗАО «Юнипак», 2005 – 204 с.
27. Фисенко, Г. Л. Правила обеспечения устойчивости откосов на угольных разрезах / Г.Л. Фисенко, Т.К. Пустовойтова, А.М. Мочалов [и др.] – СПб., 1998. – 208 с.
28. Фисенко, Г. Л. Устойчивость бортов карьеров и отвалов / Г.Л. Фисенко. – М.: Недра, 1965. – 380 с.
29. Abderrahmane, T. H. Review of slope stability Assessment / T. H. Abderrahmane – LAP Lambert Academic Publishing, 2017. – 46 p.
30. Al-Dawoodi, B. A. Numerical Modeling of Shallow Foundation Behavior Using Soft Soil Model / B. A. Al-Dawoodi, M. Q. Waheed, F. H. Rahil // IOP Conference Series: Earth and Environmental Science. – IOP Publishing, 2022. – Vol. 961. – №. 1. – P. 012057.
31. Almeida, M. S. S. Geotechnical parameters of very soft clays from CPTu / M. S. S. de Almeida, M. E. S. Marques, M. Baroni // 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach, CA, USA, May 2010 – 2010.
32. Ambassa, Z. Assessment of stiffness and strength parameters for the soft soil Model of clays of Cameroon / Z. Ambassa, J. C. Amba //Advances in Civil Engineering. – 2020. – Vol. 2020. – №. 1. – P. 8877367.
33. Amouzou, G. Y. Numerical algorithms for elastoplasticity: Finite elements code development and implementation of the mohr–coulomb law / G. Y. Amouzou, A. Soulaïmani //Applied Sciences. – 2021. – Vol. 11. – №. 10. – P. 4637.
34. Anandarajah, A. The Drucker–Prager model and its integration / A. Anandarajah // Computational Methods in Elasticity and Plasticity: Solids and Porous Media. – 2010. – P. 513-560.
35. Bardenhagen, S. G. The material-point method for granular materials / S. G. Bardenhagen, J. U. Brackbill, D. Sulsky // Computer methods in applied mechanics and engineering. – 2000. – Vol. 187. – №. 3-4. – pp. 529-541. DOI: 10.1016/S0045-7825(99)00338-2.

36. Bello, A. A. Evaluation of plasticity and consolidation characteristics of migmatite–gneiss-derived laterite soils / A. A. Bello, J. O. Owoseni, I. O. Fatoyinbo // *SN Applied Sciences* – 2019. – Vol. 1. – P. 1-11. – DOI: 10.1007/s42452-019-0859-8.
37. Beuth, L. Large deformation analysis using a quasi-static material point method / L. Beuth, T. Benz, P. A. Vermeer, Z. Wieckowski // *Journal of Theoretical and Applied Mechanics*. – 2008. – Vol. 38. – №. 1-2. – P. 45-60.
38. Bishop, A. W. The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Earth Slopes / A. W. Bishop // *Geotechnique*. – 1955. – Vol. 5. – №. 1. – pp. 7-17.
39. Bui, H. H. Smoothed particle hydrodynamics for soil mechanics / H.H. Bui // *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, 2006. – pp.275-281.
40. Cai, G. Application of piezocone to evaluate consolidation and permeability properties of Taihu lacustrine clay deposits / G. Cai, S. Liu, L. Tong, G. Du, A. J. Puppala // *The 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT*. – 2007. – Vol. 102. – P. 137-144.
41. Cardoso, A. Numerical methods in geotechnical engineering. / A. Cardoso, J. Borges, P. Costa, A. Gomes, J. Marques, C. Vieira // *Numerical Methods in Geotechnical Engineering IX. Proceedings of the 9th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE 2018)*. 2018, Porto, Portugal, CRC Press, 2018. DOI: 10.1201/9781351003629.
42. Chai, J. C. Some techniques for finite element analysis of embankments on soft ground / J. C. Chai, D. T. Bergado // *Canadian Geotechnical Journal*. – 1993. – Vol. 30. – №. 4. – pp. 710-719.
43. Chai, J. Simulation of the progressive failure of an embankment on soft soil / J. Chai, J. P. Carter // *Computers and Geotechnics*. – 2009. – Vol. 36. – №. 6. – pp. 1024-1038.
44. Chang, Y. L. Slope stability analysis using strength reduction technique / Y. L. Chang, T. K. Huang // *Journal of the Chinese Institute of Engineers*. – 2005. – Vol. 28. – №. 2. – pp. 231-240.
45. Cheng, Y. M. Two-dimensional slope stability analysis by limit equilibrium and strength reduction methods / Y. M. Cheng, T. Lansivaara, W. B. Wei // *Computers and geotechnics*. – 2007. – Vol. 34. – №. 3. – pp. 137-150.
46. Davis, E. H. A non-linear theory of consolidation / E. H. Davis, G. P. Raymond // *Geotechnique*. – 1965. – Vol. 15. – №. 2. – P. 161-173.
47. Dawson, E.M. Slope stability analysis by strength reduction / E. M. Dawson, W.H. Roth, A. Drescher // *Geotechnique* – 1999. – Vol. 49. – № 6. – pp. 835-840.
48. den Haan, E. Deformation and strength of embankments on soft Dutch soil / E. den Haan, A. Feddema // *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering*. – 2013. – Vol. 166. – №. 3. – pp. 239-252.

49. Dong, X. A smoothed particle hydrodynamics (SPH) model for simulating surface erosion by impacts of foreign particles / X. Dong, G. Liu, Z. L. Li, W. Zeng // Tribol Int. 2016. – Vol. 95– pp. 267- 278. DOI: 10.1016/j.triboint.2015.11.038.
50. Duncan, J. M. Nonlinear analysis of stress and strain in soils / J. M. Duncan, C. Y. Chang// Journal of the soil mechanics and foundations division. – 1970. – Vol. 96. – №. 5. – P. 1629-1653.
51. Eskandari, F. State Parameter Modified Drucker-Prager Cap Model / F. Eskandari, R. Phillips, B. A. Hawlader // Canadian Geotechnical Conference. – 2010. – pp. 288-295.
52. Farias Dias, A. B. Numerical simulation of embankment construction on soft soil: a case / A. B. de Farias Dias, T. A. da Silva, I. F. Gomes, S. R. D. M. Ferreira // Geotechnical and Geological Engineering. – 2022. – Vol. 40. – №. 10. – pp. 5181-5204.
53. Fern, J. The material point method for geotechnical engineering: a practical guide / J. Fern, A. Rohe, K. Soga, – CRC Press, 2019.
54. Gabrys, K. Numerical modelling of a test embankment on soft ground / K. Gabrys // Challenges of Modern Technology. – 2012. – Vol. 3. – №. 2. – pp. 37-43.
55. Ghareh, S. The Effect of Water's Cations on the Consolidation Settlement Process of Clay with Kaolinite / S. Ghareh, S. Kazemian, A.S. Mehr // Materials Today: Proceedings – 2018. – Vol. 5. – №. 1. – P. 214-219. – DOI: 10.1016/j.matpr.2017.11.074.
56. Harshit, V. A study on the behaviour of soft clay under embankment loading / V. Harshit, S. Abhiviek // IOP Conference Series: Earth and Environmental Science. – IOP Publishing, 2024. – Vol. 1326. – №. 1. – P. 012120. DOI:10.1088/1755-1315/1326/1/012120.
57. Hu, B. Properties of R^2 statistics for logistic regression /B. Hu, M.Palta, J.Shao // Statistics in medicine. – 2006. – Vol. 25. – №. 8. – pp. 1383-1395.
58. Hu, Y. A practical numerical approach for large deformation problems in soil / Y. Hu, M. F. Randolph // International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. – 1998. – Vol. 22. – №. 5. – P. 327-350.
59. Jiang, N. Influence of structure and liquid limit on the secondary compressibility of soft soils / N. Jiang, C. Wang, Q. Wu, S. Li // Journal of Marine Science and Engineering. – 2020. – Vol. 8. – №. 9. – P. 627. DOI: 10.3390/jmse8090627.
60. Karasev, M. Assessment of the influence of formation conditions of embankments and spoil heaps on their stability when dumped on clay-salt slurries / M. Karasev, **T. Astapenka** // Eng. – 2024. – Vol. 6. – №. 1. – P. 2. DOI 10.3390/eng6010002.
61. Ko, J. Application of a Coupled Eulerian-Lagrangian technique on constructability problems of site on very soft soil / J. Ko, S. Jeong, J. Kim //Applied sciences. – 2017. – Vol. 7. – №. 10. – P. 1080. – DOI: 10.3390/app7101080.

62. K ksoy, O. Multiresponse robust design: Mean square error (MSE) criterion/ K ksoy O.// *Applied Mathematics and Computation*. – 2006. – Vol. 175. – №. 2. – pp. 1716-1729.
63. Konkol, J. Numerical solutions for large deformation problems in geotechnical engineering / J. Konkol // *PhD Interdiscip. J.* – 2014. – Vol. 3. – №. 1. – pp. 49-55.
64. Kumar, V. Rock slope stability charts based on limit equilibrium method incorporating Generalized Hoek–Brown strength criterion for static and seismic conditions / V. Kumar, A. Burman, N. Himanshu, B. Gordan // *Environmental Earth Sciences*. – 2021. – Vol. 80. – №. 6. – P. 212. DOI: 10.1007/s12665-021-09498-6.
65. Leroueil, S. Embankments over soft soil and peat / S. Leroueil, R. K. Rowe // *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Handbook*. – Boston, MA: Springer US, 2001. – pp. 463-499.
66. Li, L. C. Numerical analysis of slope stability based on the gravity increase method / L. C. Li, C. A. Tang, W. C. Zhu, Z. Z. Liang // *Computers and Geotechnics*. – 2009. – Vol. 36. – №. 7. – pp. 1246-1258.
67. Li, X. Extension of Mohr-Coulomb model into state dependent softening of sand and its application in large deformation analysis / X. Li, Y. Hu, D. White // *Constitutive Modeling of Geomaterials: Advances and New Applications*. – Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg, – 2013. – P. 583-591.
68. Lim, K. Slope-stability assessments using finite-element limit-analysis methods / K. Lim, A. J. Li, A. Schmid, A. V. Lyamin, // *International Journal of Geomechanics*. – 2017. – Vol. 17. – №. 2. – P. 06016017. DOI: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000715.
69. Liu, G. Model test on bearing capacity characteristics of heat exchanger piles in saturated clays / G. Liu, Q. Xie, G. Fan, F. Qian, C. Qi. // *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2017. – Vol. 36 – №10. – pp. 2535–2543.
70. Liu, S. A decoupled Arbitrary Lagrangian-Eulerian method for large deformation analysis of saturated sand / S. Liu, X. Tang, J. Li // *Soils and Foundations*. – 2022. – Vol. 62. – №. 2. – P. 101110. DOI: 10.1016/j.sandf.2022.101110.
71. Liu, S. Y. Slope stability analysis using the limit equilibrium method and two finite element methods / S. Y. Liu, L. T. Shao, H. J. Li // *Computers and Geotechnics*. – 2015. – Vol. 63. – pp. 291-298. DOI: 10.1016/j.compgeo.2014.10.008.
72. MacFarlane, I. C. Engineering characteristics of peat / I. C. MacFarlane – *Muskeg engineering handbook*, – 1969. – P. 78-126.
73. Mansour, Z. S. Traditional methods vs. finite difference method for computing safety factors of slope stability / Z. S. Mansour, B. Kalantari // *Electron. J. Geotech. Eng.* – 2011. – Vol. 16. – pp. 1119-1130.

74. Márcio de Souza, S. A. Design and performance of embankments on very soft soils / S. A. Márcio de Souza, M. E. S. Marques // CRC Press, 2013. – p. 227.
75. Matsui, T. Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique / T. Matsui, K. San // Soils and Foundations – 1992. – Vol. 32. – pp. 59-70.
76. Matthews, C. Slope stability analysis–limit equilibrium or the finite element method / C. Matthews, Z. Farook, P. Helm // Ground Engineering. – 2014. – Vol. 48. – №. 5. – pp. 22-28.
77. Mei, Y. Deformation law of the diaphragm wall during deep foundation pit construction on lake and sea soft soil in the Yangtze River Delta / Y. Mei, D. Zhou, X. Wang, L. Zhao, J. Shen, S. Zhang, Y. Liu //Advances in Civil Engineering. – 2021. – Vol. 2021. – №. 1. – P. 6682921. DOI: 10.1155/2021/6682921.
78. Mesri, G. Theory of consolidation for clays / G. Mesri, A. Rokhsar // Journal of the Geotechnical Engineering Division. – 1974. – Vol. 100. – №. 8. – pp. 889-904.
79. Michalowski, R. L. Stability assessment of slopes with cracks using limit analysis / R. L. Michalowski // Canadian Geotechnical Journal. – 2013. – Vol. 50. – №. 10. – pp. 1011-1021. DOI: 10.1139/cgj-2012-0448.
80. Mirsayapov, I. T. Deformation of clay soils under regime long-term static loading / I. T. Mirsayapov, I. V. Koroleva //17th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ECSMGE 2019-Proceedings. – 2019.
81. Moayedi, H. Two novel predictive networks for slope stability analysis using a combination of genetic programming and artificial neural network techniques / H. Moayedi // Proceedings of the International Conference on Innovations for Sustainable and Responsible Mining: ISRM 2020-Volume 1. – Cham: Springer International Publishing, 2020. – pp. 91-108. DOI: 10.1007/978-3-030-60839-2_6.
82. Monaghan, J. J. Smoothed particle hydrodynamics / J. J. Monaghan // Reports on progress in physics. – 2005. – Vol. 68. – №. 8. – P. 1703.
83. Monaghan, J. J. Smoothed particle hydrodynamics and its diverse applications / J. J. Monaghan // Annual Review of Fluid Mechanics. – 2012. – Vol. 44. – №. 1. – P. 323-346.
84. Moresi, L. A Lagrangian integration point finite element method for large deformation modeling of viscoelastic geomaterials / L. Moresi, F. Dufour, H. B. Mühlhaus //Journal of computational physics. – 2003. – Vol. 184. – №. 2. – pp. 476-497. DOI: 10.1016/S0021-9991(02)00031-1.
85. Morgenstern, N. R. The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces / N.R. Morgenstern, V.E. Price // Geotechnique. – 1965. – Vol. 15. – №. 1. – pp. 70-93.
86. Nelson, J. D. Foundation engineering for expansive soils / J. D. Nelson, K. C. Chao, D. D. Overton, E. J. Nelson – John Wiley & Sons. – 2015. – 405 p.

87. Oliveira, H. M. Embankments over soft clay deposits: contribution of basal reinforcement and surface sand layer to stability / H. M. Oliveira, M. Ehrlich, M. S. S. Almeida // *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*. – 2010. – Vol. 136. – №. 1. – pp. 260-264.
88. Oliveira, P. J. V. Numerical analysis of an embankment on soft soils considering large displacements / P. J. V. Oliveira, L. J. L. Lemos // *Computers and Geotechnics*. – 2011. – Vol. 38. – №. 1. – P. 88-93. – DOI: 10.1016/j.compgeo.2010.08.005.
89. Qi, L. Analysis of the structure suffered submarine landslides using SPH and CEL methods / L. Qi, Z. Liu, H. Xu, H. Deng, C. Li // *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*. – IOP Publishing, 2018. – Vol. 171. – №. 1. – P. 012003.
90. Qiu, G. Application of a Coupled Eulerian–Lagrangian approach on geomechanical problems involving large deformations / G. Qiu, S. Henke, J. Grabe // *Computers and Geotechnics*. – 2011. – Vol. 38. – №. 1. – P. 30-39. – DOI: 10.1016/j.compgeo.2010.09.002.
91. Qiu, G. Applications of Coupled Eulerian-Lagrangian method to geotechnical problems with large deformations / G. Qiu, S. Henke, J. Grabe // *Proceeding of SIMULIA customer conference*. – 2009. – pp. 420-435.
92. Rakić, D. Embankment dam stability analysis using FEM / D. Rakić, M. Živković, S. Vulović, D. Divac, R. Slavković, N. Milivojević // *3rd South-East European Conference on Computational Mechanics*. – 2013. – pp. 12-14.
93. Rauche, H. Die Kaliindustrie im 21. Jahrhundert: Stand der Technik bei der Rohstoffgewinnung und der Rohstoffaufbereitung sowie bei der Entsorgung der dabei anfallenden Rückstände / H. Rauche – Springer-Verlag, 2015. – 580 p. – DOI: 10.1007/978-3-662-46834-0.
94. Rawat, S. Analysis of a nailed soil slope using limit equilibrium and finite element methods / S. Rawat, A. K. Gupta // *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*. – 2016. – Vol. 2. – pp. 1-23. DOI: 10.1007/s40891-016-0076-0.
95. Resende, L. Formulation of Drucker-Prager cap model / L. Resende, J. B. Martin // *Journal of Engineering Mechanics*. – 1985. – Vol. 111. – №. 7. – pp. 855-881.
96. Salmi, E. F. Slope stability assessment using both empirical and numerical methods: a case study / E. F. Salmi, S. Hosseinzadeh // *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*. – 2015. – Vol. 74. – pp. 13-25.
97. Saramito, P. A new elastoviscoplastic model based on the Herschel–Bulkley viscoplastic model / P. Saramito // *Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics*. – 2009. – Vol. 158. – № 1-3. – pp. 154-161. – DOI: 10.1016/j.jnnfm.2008.12.001.
98. Schiffman, R. L. An analysis of consolidation theories / R. L. Schiffman, A. T. F. Chen, J. C. Jordan // *Journal of the soil mechanics and foundations division*. – 1969. – Vol. 95. – №. 1. – pp. 285-312.

99. Soga, K. Trends in large-deformation analysis of landslide mass movements with particular emphasis on the material point method / K. Soga, E. Alonso, A. Yerro, K. Kumar, S. Bandara // *Géotechnique*. – 2016. – Vol. 66. – №. 3. – P. 248-273.
100. Spencer, E. A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Interslice Forces / E. Spencer // *Geotechnique*. – 1967. – Vol. 17. – №. 1. – pp. 11-26.
101. Staszewska, K. Modelling the time-dependent behaviour of soft soils / K. Staszewska, M. Cudny // *Studia Geotechnica et Mechanica*. – 2020. – Vol. 42. – №. 2. – P. 1-14.
102. Staubach, P. MPM vs. CEL: Numerical modelling of penetration processes / P. Staubach, M. Martinelli // *Symposium on Energy Geotechnics*. – 2023. – P. 1-2. – DOI: 10.59490/seg.2023.600.
103. Suman, S. Slope stability analysis using artificial intelligence techniques / S. Suman, S. Z. Khan, S. K. Das, S. K. Chand // *Natural Hazards*. – 2016. – Vol. 84. – pp. 727-748. DOI: 10.1007/s11069-016-2454-2.
104. Sun, H. Microstructure investigation of soft clay subjected to triaxial loading / Sun H., Hou M., Chen C., Ge, X. / H. Sun, M. Hou, C. Chen, X. Ge // *Engineering Geology*. – 2020. – Vol. 274. – P. 105735. DOI: 10.1016/j.enggeo.2020.105735.
105. Tan, T. S. Shear strength of very soft clay-sand mixtures / T. S. Tan, T. C. Goh, G. P. Karunaratne, S. L. Lee // *Geotechnical Testing Journal*. – 1994. – Vol. 17. – №. 1. – pp. 27-34.
106. Terzaghi, K. Theoretical soil mechanics / K. Terzaghi – John Wiley, 1943. – p. 510.
107. Tsuji, S. Back analysis of Mohr-Coulomb strength parameters for embankment control on soft clay deposit / S. Tsuji, K. Arai // *Doboku Gakkai Ronbunshu*. – 2004. – Vol 778. – P. 163-172. – DOI: 10.2208/jscej.2004.778_163.
108. Ullah, S. A brief review of the slope stability analysis methods / S. Ullah, M. U. Khan, G. Rehman // *Geological Behavior*. – 2020. – Vol. 4 – pp. 73-77. DOI: 10.26480/gbr.02.2020.73.77.
109. Varga, G. Soil models: safety factors and settlements / G. Varga, Z. Czap // *Periodica Polytechnica Civil Engineering*. – 2004. – Vol. 48. – №. 1-2. – pp. 53-63.
110. Vermeer, P. A. A soft soil model that accounts for creep / P. A. Vermeer, H. P. Neher // *Beyond 2000 in computational geotechnics*. – Routledge, 2019. – pp. 249-261.
111. Waheed, M. Q. Using soft soil models in geotechnical engineering: a review paper / M. Q. Waheed, N. M. Asmael // *E3S Web of Conferences*. – EDP Sciences, 2024. – Vol. 531. – P. 04018.
112. Wang, D. Large deformation finite element analyses in geotechnical engineering / D. Wang, B. Bienen, M. Nazem, Y. Tian, J. Zheng, T. Pucker, M. F. Randolph // *Computers and geotechnics*. – 2015. – Vol. 65. – pp. 104-114.
113. Wang, Y. Experimental investigation on deformation and failure mechanism of waste dump with partial-weak basement / Y. Wang, Y. Zhang, X. Liu, B. Pang, Z. Luo // *Geomechanics and*

Geophysics for Geo-Energy and Geo-Resources. – 2023. – Vol. 9. – №. 1. – P. 144. DOI: 10.1007/s40948-023-00680-7.

114. Więckowski, Z. The material point method in large strain engineering problems / Z. Więckowski // Computer methods in applied mechanics and engineering. – 2004. – Vol. 193. – №. 39-41. – pp. 4417-4438.

115. Willmott, C. J. Advantages of the mean absolute error (MAE) over the root mean square error (RMSE) in assessing average model performance / C. J. Willmott, K. Matsuura // Climate research. – 2005. – Vol. 30. – №. 1. – pp. 79-82.

116. Yi, J. T. Eulerian finite element analysis of excess pore pressure generated by spudcan installation into soft clay / J. T. Yi, F. H. Lee, S. H. Goh, X. Y. Zhang, J. F. Wu // Computers and Geotechnics. – 2012. – Vol. 42. – pp. 157-170. DOI: 10.1016/j.compgeo.2012.01.006.

117. Yoneda, J. Consolidation and hardening behavior of hydrate-bearing pressure-core sediments recovered from the Krishna–Godavari Basin, offshore India / J. Yoneda, M. Oshima, M. Kida // Marine and Petroleum Geology – 2019. – Vol. 108. – P. 512-523. – DOI: 10.1016/j.marpetgeo.2018.09.021.

118. Yu, M. H. Material Models in Computational Plasticity / M. H. Yu, J. C. Li, M. H. Yu, J. C. Li // Computational Plasticity: With Emphasis on the Application of the Unified Strength Theory. – 2012. – P. 53-79. DOI: 10.1007/978-3-642-24590-9_3.

119. Zhan, Z. Q. MPM formulations for the coupled thermo-hydro-mechanical behaviour of saturated and unsaturated soils / Z. Q. Zhan, C. Zhou, C.Q. Liu, J. T. Du // Computers and Geotechnics. – 2024. – Vol. 170. – P. 106313. DOI: 10.1016/j.compgeo.2024.106313.

120. Zhang, L. B. A novel approach for simulation of soil-tool interaction based on an arbitrary Lagrangian-Eulerian description / L. B. Zhang, Z. X. Cai, H. F. Liu // Soil and Tillage Research, 2018. – Vol. 178 – p. 41-49. DOI: 10.1016/j.still.2017.12.011.

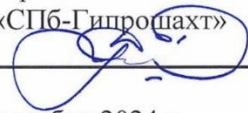
121. Zhang, L. Coupled Eulerian-Lagrangian finite element method for simulating soil-tool interaction / L. Zhang, Z. Cai, L. Wang, R. Zhang // Biosystems Engineering. – 2018. – Vol. 175. – P. 96-105. – DOI: 10.1016/j.biosystemseng.2018.09.003.

122. Zhao, C. G. Fundamentals of soil mechanics / C. G. Zhao, B. Bai, Y. X. Wang – Tsinghua University Press: Beijing, China; Beijing Jiaotong University Press: Beijing, China, 2004. – 2004.

123. Zheng, H. Slope stability analysis based on elasto-plastic finite element method / H. Zheng, D. F. Liu, C. G. Li // International Journal for Numerical Methods in Engineering. – 2005. – Vol. 64. – №. 14. – pp. 1871-1888.

ПРИЛОЖЕНИЕ А**Акт внедрения****Утверждаю**

Директор по проектированию
горных работ
ООО «СПб-Гипрошахт»



Д.В. Климов

«10» декабря 2024 г.**АКТ**

о внедрении результатов кандидатской диссертации

Астапенко Татьяны Сергеевны

по научной специальности 2.8.6 – Геомеханика, разрушение горных пород,
рудничная аэрогазодинамика и горная теплофизика.

Комиссия в составе:

Председатель:

Донской Владимир Алексеевич – главный инженер проектов

Члены комиссии:

1. Мирончук Дмитрий Петрович – начальник центра гидрогеомеханики и шахтного строительства;
2. Аврамова Нина Сергеевна – начальник отдела открытых работ, к.т.н.

составили настоящий акт о том, что результаты диссертации на тему «Геомеханический прогноз формирования напряженно-деформированного состояния и оценка устойчивости отработанных шламохранилищ при формировании отвальной массы», представленной на соискание ученой степени кандидата наук, использованы в деятельности ООО «СПб - Гипрошахт» при разработке проекта организации складирования соляных отходов обогащения руды, получаемых при разработке соляных месторождений. В проекте обоснование параметров шламохранилища выполнено на основании представленной в диссертационной работе методики оценки устойчивости отвалов, складированных на отходы шламового производства, а также ряда практических рекомендаций.

Использование указанных результатов позволяет повысить точность оценки устойчивости отвалов, а также разработать рекомендации по технологии складирования отходов обогащения калийного производства на грунты низкой прочности и мероприятия по повышению геомеханической безопасности и рациональности использования земельных ресурсов.

Председатель комиссии

Главный инженер проектов



/Донской В.А./

Члены комиссии:Начальник центра
гидрогеомеханики и шахтного
строительства

/Мирончук Д.П./

Начальник отдела открытых
работ, к.т.н.

/Авраамова Н.С./

ПРИЛОЖЕНИЕ Б

Свидетельство о государственной регистрации базы данных

РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ



СВИДЕТЕЛЬСТВО

о государственной регистрации базы данных

№ 2023621969

**База данных физико-механических свойств отходов
калийного производства**

Правообладатель: *федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования
«Санкт-Петербургский горный университет» (RU)*

Авторы: *Астапенко Татьяна Сергеевна (RU), Карасев
Максим Анатольевич (RU), Бойков Алексей Викторович
(RU)*



Заявка № 2023621637

Дата поступления 05 июня 2023 г.

Дата государственной регистрации

в Реестре баз данных 16 июня 2023 г.

*Руководитель Федеральной службы
по интеллектуальной собственности*

ДОКУМЕНТ ПОДПИСАН ЭЛЕКТРОННОЙ ПОДПИСЬЮ
Сертификат 429b6a0fe3853164baf96f83b73b4aa7
Владелец **Зубов Юрий Сергеевич**
Действителен с 10.05.2023 по 02.08.2024

Ю.С. Зубов

РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ

**RU2023621969**

**ФЕДЕРАЛЬНАЯ СЛУЖБА
ПО ИНТЕЛЛЕКТУАЛЬНОЙ СОБСТВЕННОСТИ
ГОСУДАРСТВЕННАЯ РЕГИСТРАЦИЯ БАЗЫ ДАННЫХ, ОХРАНЯЕМОЙ
АВТОРСКИМИ ПРАВАМИ**

Номер регистрации (свидетельства):

2023621969

Дата регистрации: 16.06.2023

Номер и дата поступления заявки:

2023621637 05.06.2023

Дата публикации и номер бюллетеня:

16.06.2023 Бюл. № 6

Автор(ы):

Астапенко Татьяна Сергеевна (RU),

Карасев Максим Анатольевич (RU),

Бойков Алексей Викторович (RU)

Правообладатель(и):

федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего
образования «Санкт-Петербургский горный
университет» (RU)

Название базы данных:

База данных физико-механических свойств отходов калийного производства

Реферат:

База данных может быть использована на предприятиях минерально-сырьевого комплекса для задач численного моделирования и для проведения научных исследований в области изучения физико-механических свойств отходов калийного производства, а также на занятиях по дисциплине «Геология» у следующей специальности: 21.05.04 «Горное дело» (специалитет) специализация «Строительство горных предприятий и подземных сооружений». База данных предназначена для получения параметров физико-механических свойств отходов обогащения калийных руд, представленных галитовыми отходами и глинисто-солевыми шламами, необходимыми для построения как геологических, так и геомеханических моделей. База данных содержит следующие параметры: название техногенного грунта; глубина опробования; характеристику гранулометрического состава; характеристику химического состава; параметры прочности. Тип ЭВМ: IBM PC-совмест. ПК; ОС: Windows XP/Vista/7/8/10.

Вид и версия системы управления базой данных: SQLite

Объем базы данных: 88 КБ