

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение  
высшего образования «Санкт-Петербургский государственный  
архитектурно-строительный университет»  
Министерства образования и науки РФ

*На правах рукописи*

**БАШМАКОВ Иван Борисович**

**ВЛИЯНИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ СЛАБЫХ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ  
ПЫЛЕВАТО-ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ НА ОГРАЖДЕНИЯ КОТЛОВАНОВ  
С УЧЕТОМ ИЗБЫТОЧНЫХ ПОРОВЫХ ДАВЛЕНИЙ**

**Специальность: 2.1.2 - Основания и фундаменты, подземные сооружения**

Диссертация на соискание ученой степени  
кандидата технических наук

Научный руководитель:  
чл.-корр. РААСН, Заслуженный деятель науки РФ,  
доктор технических наук, профессор  
Р.А. Мангушев

Санкт-Петербург – 2025

## ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	7
Глава 1 ОПЫТ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И УСТРОЙСТВА КОТЛОВАНОВ В УСЛОВИЯХ СЛАБЫХ ГРУНТОВ И ПЛОТНОЙ ГОРОДСКОЙ ЗАСТРОЙКИ...	16
1.1.Основные принципы проектирования и устройства подземных сооружений в условиях слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов. ....	16
1.2.Особенности инженерно-геологических условий, характерных для Санкт-Петербурга. ....	17
1.3. Анализ современных методов расчёта ограждающих конструкций котлованов.....	23
1.3.1. Общие методы оценки давлений, действующих на ограждающую конструкции .....	24
1.3.2. Методы определения усилий и деформаций, возникающих в гибких ограждающих конструкциях .....	31
1.4.Учёт особенностей свойств слабых грунтов в составе методик расчёта конструкции ограждения при разработке котлована .....	41
1.5.Выводы по главе 1 .....	44
Глава 2 ВЛИЯНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ ИЗБЫТОЧНЫХ ПОРОВЫХ ДАВЛЕНИЙ НА ПРОЧНОСТЬ СЛАБЫХ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ПЫЛЕВАТО-ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ.....	45
2.1.Экспериментальные и теоретические методы оценки влияния избыточных поровых давлений на прочность пылевато-глинистых грунтов. ....	45
2.1.1. Исследования образования избыточных поровых давлений А. Скемптона .....	45
2.1.2. Метод определения коэффициента Скемптона $A_f$ на основе лабораторных испытаний. ....	49

2.1.3. Метод расчетного определения коэффициента Скемптона $A_f$ с использованием современных моделей упругопластического деформирования грунтов.....	50
2.2. Экспериментальное исследование особенностей образования избыточных поровых давлений в слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтах.....	58
2.2.1. Лабораторное определение коэффициента Скемптона $A$ при разрушении .....	58
2.2.2. Оценка зависимости коэффициента Скемптона $A$ при разрушении от показателя консистенции .....	63
2.3. Обобщение теории мгновенной прочности с учетом выявленных особенностей образования избыточных поровых давлений в слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтах. ....	66
2.3.1. Теория мгновенной прочности Ю.И. Соловьева. ....	66
2.3.2. Обобщение теории мгновенной прочности с учетом исследований А. Скемптона .....	68
2.3.3. Влияние типа напряженно-деформированного состояния грунта на образование избыточных поровых давлений в массиве грунта. ....	70
2.4. Выводы по главе 2.....	72
Глава 3 ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ ДАВЛЕНИЙ НА ОГРАЖДАЮЩУЮ КОНСТРУКЦИЮ ПРИ ПОЭТАПНОЙ РАЗРАБОТКЕ КОТЛОВАНА В УСЛОВИЯХ СЛАБЫХ ПЫЛЕВАТО-ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ . .....	74
3.1. Уравнения обобщенной теории предельного равновесия водонасыщенных грунтов и метод их численного интегрирования.....	74
3.1.1. Принятые расчетные допущения и система обозначений.....	74

3.1.2. Основная система дифференциальных уравнений обобщённой теории предельного равновесия водонасыщенного грунта в общем случае и метод ее численного интегрирования.....	76
3.1.3. Основная система дифференциальных уравнений обобщенной теории предельного равновесия водонасыщенного грунта в частном случае полностью не консолидированного основания и метод ее численного интегрирования .....	77
3.2. Расчетный метод определения активного давления слабого водонасыщенного грунта.....	78
3.2.1. Расчетная схема, допущения расчета и расчетные формулы.....	78
3.2.2. Результаты расчетов активного давления слабого водонасыщенного грунта методом характеристик.....	85
3.3. Расчетный метод определения пассивного давления слабого водонасыщенного грунта.....	92
3.4. Разработка и верификация методика задания параметров расчетной схемы при выполнении расчетов ограждения котлована методом конечных элементов в грунтовых условиях Санкт-Петербурга.....	100
3.5. Выводы по главе 3 .....	105
Глава 4 СОПОСТАВЛЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ РАСЧЕТА ПО РАЗРАБОТАННОЙ МЕТОДИКЕ С РЕЗУЛЬТАТАМИ МОНИТОРИНГА СТРОЯЩИХСЯ ОБЪЕКТОВ .....	106
4.1. Оценка НДС ограждения котлована по данным мониторинга и на основании разработанной методики на примере объекта, расположенного в условиях плотной застройки центрального района Санкт-Петербурга .....	106
4.1.1. Общая характеристика объекта исследования, зданий окружающей застройки и инженерно-геологических условий участка строительства.....	106
4.1.2. Состав системы геотехнического мониторинга на объекте и его результаты, полученные в ходе производства работ «нулевого» цикла .....	111

4.1.3. Результаты расчётного анализа геотехнической ситуации и их сравнение с результатами натурального мониторинга .....	114
4.2.Методика оценка усилий в конструкции ограждения котлована по данным инклинометрических наблюдений. ....	119
4.2.1. Разработка методики определения изгибающих моментов в ограждении котлована по результатам наблюдений .....	119
4.2.2. Учет нелинейной работы железобетонной конструкции стены в грунте при оценке натуральных величин изгибающих моментов по данным инклинометрического мониторинга.....	121
4.2.3. Результаты определения изгибающих моментов в ограждении котлована по инклинометрическим наблюдениям .....	125
4.3.Сравнение результатов расчетов ограждения котлована с данными геотехнического мониторинга в Московском районе Санкт-Петербурга .....	126
4.3.1. Рассматриваемый объект нового строительства .....	126
4.3.2. Результаты расчетного анализа геотехнической ситуации и их сравнение с результатами натурального мониторинга .....	136
4.4.Оценка влияния учета образования избыточных поровых давлений на результаты проектирования конструкций ограждения котлована .....	139
4.5. Выводы по главе 4 .....	144
ЗАКЛЮЧЕНИЕ .....	146
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	148
ПРИЛОЖЕНИЯ.....	161
ПРИЛОЖЕНИЕ 1. Акт о внедрении .....	161
ПРИЛОЖЕНИЕ 2.Уравнения обобщенной теории предельного равновесия водонасыщенных грунтов и метод их численного интегрирования.....	162
П.2.1. Принятые расчетные допущения и система обозначений .....	162

П.2.2.Основная система дифференциальных уравнений обобщённой теории предельного равновесия водонасыщенного грунта в общем случае и метод ее численного интегрирования.....	165
П.2.3.Основная система дифференциальных уравнений обобщенной теории предельного равновесия водонасыщенного грунта в частном случае полностью не консолидированного основания и метод ее численного интегрирования .....	168
ПРИЛОЖЕНИЕ 3.Таблицы для вычисления активного и пассивного давлений .....	170

## ВВЕДЕНИЕ

**Актуальность темы исследования.** В современной практике фундаментостроения одной из актуальных задач является разработка глубоких котлованов в условиях плотной городской застройки и залегания большой толщи слабых водонасыщенных грунтов. В данных условиях производство работ зачастую невозможно без применения ограждений котлована, в т.ч. с устройством распорных систем.

Процесс конструирования ограждающих конструкций неразрывно связан с выполнением соответствующих геотехнических расчетов. По результатам расчетов определяются такие величины, как коэффициент устойчивости конструкции и расчетные усилия в ограждении котлована и в распорной системе.

В современной инженерной практике используется ряд методов расчета ограждений котлованов, в частности, аналитические, полуаналитические, построенные на принципах расчета балок на упругом основании, а также численные, реализуемые с помощью метода конечных элементов в плоской и пространственной постановках. При этом результаты расчетов, полученных различными методами, показывают неудовлетворительную сходимость.

Анализ устойчивости ограждений котлованов при их разработке и развивающихся в них усилий показывает, что на ибольшее значение имеют величины активного и пассивного давлений. Эти параметры характеризуют минимально и максимально возможные давления грунта на подпорную стенку. Определение данных величин, как правило, выполняется с использованием теории предельного равновесия грунта.

При этом особое значение имеет корректная оценка прочности слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов. Среди их особенностей выделяют сравнительно низкие прочностные и деформационные характеристики и слабую фильтрационную способность. С учетом того, что разработка котлованов

открытым способом занимает сравнительно небольшие промежутки времени (не более 1-2 года), при решении этих задач, необходимо учитывать неконсолидированный характер работы таких грунтов основания.

Как правило, определение величины предельных давлений на ограждение котлована с учетом образования избыточных поровых давлений выполняют с помощью параметра удельного сопротивления грунта недренированному сдвигу. Значительным недостатком данного параметра является зависимость его величины от метода определения. Таким образом, исследование особенностей активного и пассивного давлений грунта на ограждение в случае разработки котлованов при недренированном характере работы грунтов основания с использованием эффективных прочностных параметров является актуальной темой исследования.

**Степень разработанности темы исследования.** К настоящему времени в отечественных и зарубежных исследованиях представлен ряд расчётных теорий, определяющих работу ограждающей конструкции в грунтовой среде в соответствии с теорией предельного равновесия.

Определением величин давлений грунтового массива на ограждение занимались Ш. Кулон, И.П. Прокофьев, Н.К. Снитко, Г.А. Дуброва, В. Ренкин, К. Терцаги, П.М. Цимбаревич, Н.П. Пузыревский, В.В. Соколовский, С.С. Голушкевич, Е.А. Гавращенко, М.Е. Каган, В.И. Тракало, В.А. Мейстер, И.П. Прокофьев, И.В. Яропольский, Г.П. Канканян, В.И. Швей, В.В. Синельников, Р.В. Лубенов, П.И. Яковлев и др.

Наиболее распространёнными методами расчёта гибких ограждений котлованов, в т.ч. с одним уровнем распорных креплений являются графоаналитический метод упругой линии Блюма – Ломейера и метод Якоби. Наряду с ними исследования работы ограждающих конструкций, в т.ч. на основании полевых и лабораторных экспериментов, представлены в трудах Б. Хансена, П. Роу, Г. Чеботарева, Г.Е. Лазебника, Ф. М. Шихиева, Г.А. Дубровы, Ю.М. Гончарова, Н.В. Лалетина, Н.К. Снитко, И.В. Урбана и ряда других авторов. Описание работы ограждения, основанное на методе конечных элементов, основных положениях теории сплошных сред и использовании различных моделей

грунтовой среды представлено в работах Т.А. Маликовой, А.К. Бугрова, Ю.К. Зарецкого, С.Б. Ухова, Б. Фадеева, В.Г. Федоровского, А.К. Черникова, О. Зенкевича, Y. Hashash, Clough & Tsui и ряда других учёных.

Отдельно стоит отметить особенности деформирования слабых пылевато-глинистых водонасыщенных грунтов при приложении нагрузок. В работах А.Б. Будина, С.С. Вялова С.Р. Месчана и других авторов установлено, что для них деформация с постоянной скоростью наблюдается лишь в ограниченном диапазоне напряжений. В остальных случаях характер ползучести определяется уровнем напряжений. Исследования работы оснований, сложенных данными грунтами приведены в трудах В.Н. Бронина, Р.Э. Дашко, Л.Г. Заварзина, М.С. Захарова, А.А. Каган, М.А. Лавровой, Р.А. Мангушева, К.К. Маркова, Н.Н. Соколова, С.Н. Сотникова, В.П. Сипидина, В.А. Флорина, В.М. Фурсы, А.Г. Шашкина, С.А. Яковлева, З.В. Яцкевич и др.

В 1970-е годы в рамках теории предельного равновесия грунтов (ТПРГ) сформировался отдельный раздел, посвящённый исследованию несущей способности оснований, сложенных медленно уплотняющимися водонасыщенными глинистыми грунтами. основоположниками исследований в данном направлении можно считать А.С. Строганова и Ю.И. Соловьёва, развитие их трудов представлено в работах А.М. Караулова и К.В. Королёва. Среди иностранных публикаций, посвященных вопросам предельного равновесия водонасыщенных оснований, представляют интерес работы G.T. Houlsby & C.M. Martin, C.M. Martin & E.C.J. Hazell, C.M. Martin, C.M. Martin & D.J. White, B.W. Byrne et al.

Решения и основные выводы, полученные в трудах К.В. Королёва, определяют направление текущего исследования – необходимость учета избыточных поровых давлений при расчете активного и пассивного давлений в водонасыщенных пылевато-глинистых грунтах основания.

#### **Рабочая гипотеза:**

Образования избыточных поровых давлений при отрывке котлованов в слабых пылевато-глинистых водонасыщенных грунтах приводит к существенному

изменению значений давления на их ограждение, которое необходимо учитывать в расчетах.

**Цель исследования** – разработка метода расчета давления слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов на ограждение котлована с учётом образования избыточных поровых давлений.

**Задачи исследования.** Для выполнения поставленной цели решались следующие задачи:

1. На основании анализа существующих методов расчёта ограждающих конструкций котлована обосновать необходимость учета в водонасыщенных пылевато-глинистых грунтах основания избыточных поровых давлений для оценки активного и пассивного давлений.

2. Выполнить экспериментальное и теоретическое исследование образования избыточных поровых давлений при разработке котлованов в слабых пылевато-глинистых грунтах при сложном напряженно-деформированном состоянии.

3. Разработать методику учета давлений массива слабого пылевато-глинистого грунта на конструкции ограждений котлованов при поэтапной разработке котлована.

4. Произвести оценку достоверности разработанной методики учета давлений массива слабого пылевато-глинистого грунта на конструкции ограждений котлованов на основе сопоставления результатов расчетов с результатами геотехнического мониторинга.

**Объект исследования** – слабые водонасыщенные пылевато-глинистые грунты при разработке котлованов.

**Предмет исследования** – напряженно-деформированное состояние системы «массив грунта – ограждение котлована» при поэтапной разработке котлована в условиях слабых пылевато-глинистых грунтов

**Научная новизна** диссертационной работы заключается в следующем:

1. На основании проведенных лабораторных исследований обоснована и выполнена количественная оценка величин образованных избыточных поровых

давлений в слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтах при приложении сдвиговых нагрузок.

2. Разработано и обосновано обобщение теории мгновенной прочности, учитывающее образование избыточных поровых давлений в связи с приложением сдвиговых нагрузок.

3. Предложены и решены новые задачи теории предельного равновесия грунта применительно к расчету активного и пассивного давления грунта при образовании избыточных поровых давлений в слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтах.

4. Предложена и обоснована методика задания параметров модели упругопластического деформирования грунта по модели Hardening Soil, позволяющая учитывать особенности образования избыточных поровых давлений в слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтах при выполнении конечно-элементных расчетов.

5. На основе сравнительного анализа подтверждено, что разработанная методика расчета позволяет с большей точностью выполнять расчеты напряженно-деформированного состояния системы «массив грунта – ограждение котлована» при поэтапной разработке котлована в условиях слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов.

**Теоретическая значимость работы.** Выполнена количественная оценка величин образования избыточных поровых давлений в слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтах от приложенных сдвиговых нагрузок. Предложена обобщенная теория мгновенной прочности грунтов, учитывающая образование избыточных поровых давлений при приложении сдвиговых нагрузок. На ее основе разработана система дифференциальных уравнений теории предельного равновесия слабого водонасыщенного грунта и метод ее численного интегрирования. Получены новые решения теории предельного равновесия грунта в части определения величин активного и пассивного давления грунта при образовании избыточных поровых давлений в массиве водонасыщенного пылевато-глинистого грунта.

**Практическая значимость диссертационной работы.** На основе результатов лабораторных испытаний показано, что значение мгновенной прочности, полученное по результатам расчетов с использованием эффективных прочностных параметров и шатровых моделей грунтов, может быть значительно завышено. Предложены аналитическая и численная методики, позволяющие выполнять расчет ограждений котлована с учетом особенностей образования избыточных поровых давлений в слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтах. Разработанные методики расчета давлений на ограждение котлована позволяет сократить материалоемкость конструкций ограждения котлована до 30%.

**Методология и методы исследований:**

1. Анализ литературных источников по определению активного и пассивного давления грунта, расчетам оснований с учетом образования избыточных поровых давлений, методам теории предельного равновесия грунта и теории мгновенной прочности грунта.

2. Лабораторные испытания слабых пылевато-глинистых грунтов в приборе трехосного сжатия по консолидировано-недренированной схеме.

3. Теоретические исследования на основе теорий предельного равновесия грунта и мгновенной прочности грунта.

4. Анализ результатов полевых исследований напряженно-деформированного состояния ограждений котлованов, выполненных на основе геотехнического мониторинга.

**Положения, выносимые на защиту:**

1. Результаты серии лабораторных испытаний с определением зависимости между величинами сдвиговых нагрузок на слабые водонасыщенные пылевато-глинистые грунты и образованием в них избыточных поровых давлений. Установление корреляционной зависимости между показателем консистенции грунта  $I_L$  и коэффициентом Скемптона  $A_f$ .

2. Обобщение теории мгновенной прочности Ю.И. Соловьева, учитывающее образование избыточных поровых давлений, как в результате приложения уплотняющих, так и сдвиговых нагрузок.

3. Разработанная система дифференциальных уравнений обобщённой теории предельного равновесия водонасыщенного грунта, а также полученные на ее основе решения задачи об активном и пассивном давлении грунта.

4. Методика задания характеристик слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов для использования их в упругопластической модели *Hardening soil*.

5. Сопоставление результатов расчета напряженно-деформированного состояния системы «массив грунта – ограждение котлована» в условиях залегания слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтах с данными геотехнического мониторинга.

**Область исследования** соответствует требованиям паспорта специальности 2.1.2. Основания и фундаменты, подземные сооружения, по пункту 5: «Разработка новых методов расчета, проектирования и испытаний высокоэффективных конструкций, способов и технологий устройства оснований и фундаментов в особых инженерно-геологических условиях: на слабых, насыпных, просадочных, засоленных, набухающих, закарстованных, вечномёрзлых, пучинистых и других грунтах.».

**Степень достоверности** результатов исследований и выводов диссертационной работы подтверждаются применением основных положений и моделей механики грунтов, теории пластичности, теории предельного равновесия грунта, теории мгновенной прочности грунта, методов математического анализа, обеспечиваются достаточным объемом лабораторных и натурных данных в условиях слабых глинистых грунтов. Подтверждается достаточной сходимостью аналитического и численного решений с результатами геотехнического мониторинга.

**Апробация работы.** Результаты диссертационной работы докладывались и обсуждались на следующих конференциях: Международная научно-техническая

конференция по геотехнике «Современные теоретические и практические вопросы геотехники: новые материалы, конструкции, технологии и методы расчёта» (GFAC 2021) (г. Санкт-Петербург, 27 – 29 октября 2021 г.); Национальная (всероссийская) научно-техническая конференция «Перспективы современного строительства» (Санкт-Петербург, 10 - 13 апреля 2023г.); Межвузовская научно-практическая конференция «Современные направления развития технологии, организации и экономики строительства» (Санкт-Петербург, 21 апреля 2023г.); III Всероссийская конференция с международным участием «Фундаменты глубокого заложения и проблемы геотехники территорий» (Пермь, 29-31 мая 2024 г.); Научно-техническая конференция «Современные методы проектирования, подземного строительства и реконструкции оснований и фундаментов» (Санкт-Петербург, 23-25 октября 2024 г.).

**Личный вклад автора** состоит в формулировании целей и задач исследования; разработке решения поставленных задач путем лабораторных и аналитических исследований слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов, формулировании основных положений и выводе математических формул обобщенной теории мгновенной прочности и обобщенной теории предельного равновесия водонасыщенных грунтов, разработке алгоритма численного решения задач об активном и пассивном давлении грунта с учетом разработанной теории и решении серии задач для построения аналитического решения, сопоставлении результатов расчетов с использованием предложенного метода с данными геотехнического мониторинга.

**Публикации.** Основные результаты диссертации опубликованы в 9 научных работах, в том числе 3 статьи – в изданиях, утвержденных перечнем ВАК РФ и 6 статей – в изданиях, индексируемых международными базами данных Scopus.

**Структура и объем работы.** Диссертационная работа состоит из введения, 4 глав, заключения, списка литературы, включающего 136 наименований и 3 приложения. Работа изложена на 173 страницах машинописного текста, содержит 78 рисунков и 14 таблиц.

Автор выражает глубокую признательность за участие при выборе темы исследования, за неоценимую помощь, поддержку и наставления на всех этапах подготовки диссертационной работы научному руководителю – члену-корреспонденту РААСН, Заслуженному деятелю науки РФ, доктору технических наук, профессору Рашиду Абдулловичу Мангушеву; благодарит зав. кафедрой геотехники СПбГАСУ, доктора технических наук, доцента Анатолия Ивановича Осокина, преподавателей и сотрудников кафедры за регулярное обсуждение материалов диссертации и конструктивные замечания к работе.

## **Глава 1 ОПЫТ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И УСТРОЙСТВА КОТЛОВАНОВ В УСЛОВИЯХ СЛАБЫХ ГРУНТОВ И ПЛОТНОЙ ГОРОДСКОЙ ЗАСТРОЙКИ**

### **1.1. Основные принципы проектирования и устройства подземных сооружений в условиях слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов.**

Новое строительство либо работы по реконструкции существующих зданий в настоящее время неразрывно связаны с устройством в границах участка производства работ развитого подземного пространства, в том числе в условиях залегания слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов [50; 51; 88]. За счёт его организации решаются вопросы создания дополнительных площадей, необходимых для размещения технических и торговых помещений, а также остро востребованных парковочных пространств. Таким образом, в рамках реализации проекта сегодня не стоит вопрос устройства или исключения подземного объёма из состава объекта проектирования, а достигается цель по его устройству требуемой глубины и площади в границах участка строительства. В качестве задач, которые необходимо учесть при реализации проектного решения по организации подземного пространства объекта нового строительства/реконструкции, выделим две основные:

1) создание качественной и надёжной конструкции ограждения котлована;

2) обеспечение таких перемещений этого ограждения, которые бы позволили исключить, либо снизить до предельных нормативных значений дополнительные деформации существующих зданий и сооружений окружающей застройки, расположенных в границах зоны влияния производства строительных работ.

Согласно требованиям действующей нормативной документации [17; 2; 80] значения дополнительных деформаций для существующих сохраняемых зданий и/или сооружений определяется категорией, присвоенной им на основании результатов технического обследования, конструктивным решением, а также принадлежностью к классу исторической застройки. На основании указаний документов федерального значения [2] для рядовой застройки 2 и 3 категории технического состояния, характерной для центральной части города, предельные величины дополнительных деформаций не должны превышать 0,5 – 3,0 см.

Обеспечить обозначенную величину дополнительной осадки сохраняемой застройки может качественно исполненная система ограждения котлована, обеспечивающая ограниченные, предварительно допускаемые расчётом, горизонтальные перемещения (развивающиеся, большей частью, при разработке котлована). Значение обозначенных деформаций ограждения устанавливается на этапе проектирования/расчётного обоснования принятой конструкции в зависимости от достоверности используемой методики вычислений и точности определения исходных условий геотехнической задачи (прежде всего – данных инженерно-геологических изысканий, результатов обследования существующих сохраняемых зданий окружающей застройки).

## **1.2. Особенности инженерно-геологических условий, характерных для Санкт-Петербурга.**

Одним из регионов, для которых характерной особенностью инженерно-геологических условий является залегание слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов является город Санкт-Петербург.

Результаты исследований инженерно-геологического строения и физико-механических свойств грунтов, слагающих основание в границах Санкт-Петербурга и области, в т.ч. включающие данные масштабных полевых экспериментов на испытательных полигонах при строительстве комплекса

сооружений защиты г. Ленинграда от наводнений, представлены в работах Бронина В.Н., Дашко Р.Э. [22], Заварзина Л.Г. [29; 61], Захарова М.С., Каган А.А. [36], Лавровой М.А. [42], Мангушева Р.А., Маркова К.К. [56; 57; 58], Соколова Н.Н. [71; 72], Сотникова С.Н. [78], Сипидина В.П. [67], Флорина В.А. [94; 95], Фурсы В.М. [96; 98], Шашкина А.Г. [100], Яковлева С.А. [105; 106], Яцкевич З.В. [108] и ряда других авторов – исследователей. Обобщая материалы их работ, а также используя данные карт «Геологического атласа Санкт-Петербурга» [17], можно сказать, что в составе инженерно-геологического разреза центральной части города поверх залегающих на большой глубине (180 – 240м) кристаллических пород фундамента (AR-PR) расположена мощная толща отложений осадочного чехла. Он, в свою очередь, образован нижним и верхним массивами пород (см. рис. 1.1.).

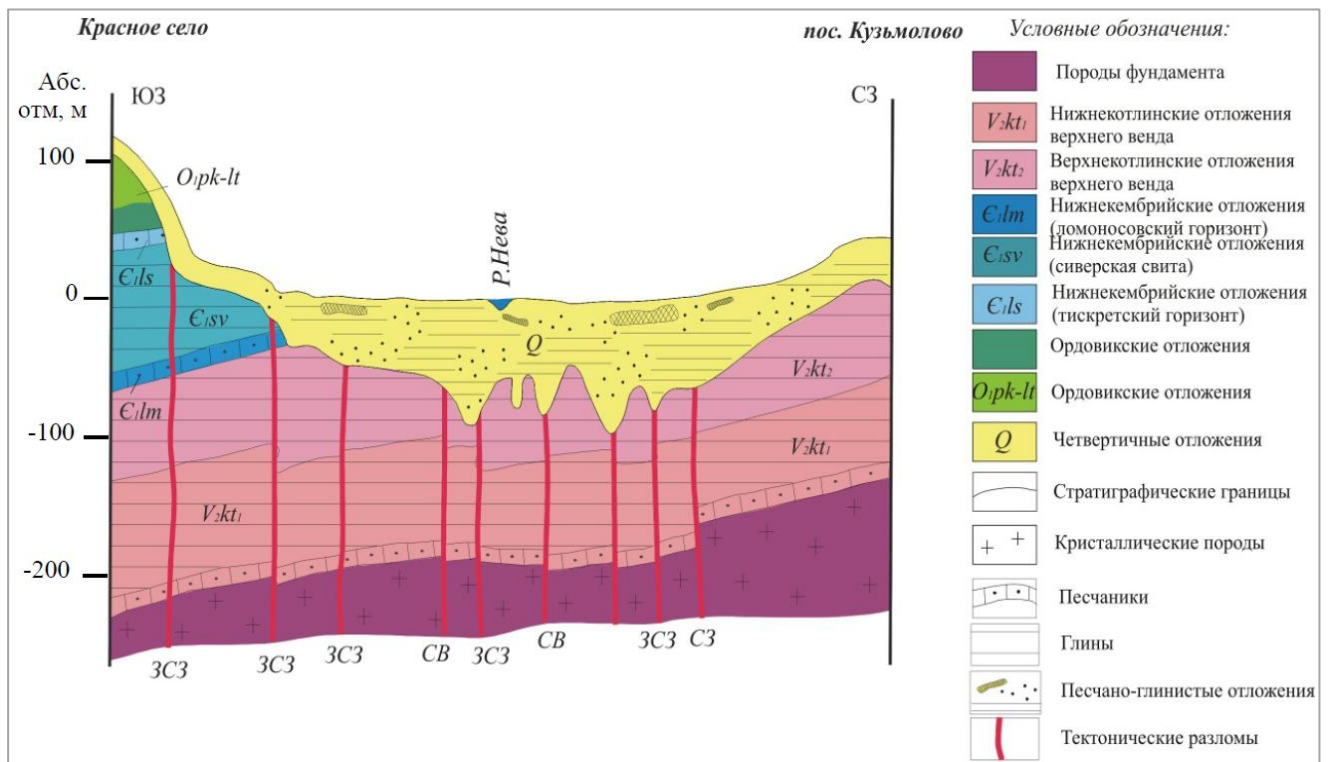


Рисунок 1.1. Схематический геолого-литологический разрез Санкт-Петербурга с элементами тектоники (по Е.К. Мельникову) [22]

Отложения, формирующие нижнюю часть чехла представляют собой коренные породы в виде песчаников нижнекотлинского горизонта ( $V_{2kt_1}$ ) и глин верхнего венда верхнекотлинского горизонта ( $V_{2kt_2}$ ) с общей мощностью от 12 – 20м до 95 – 126м (разница в мощности определяется наличием в составе

инженерно-геологического разреза палеодолин). Для данных грунтов характерны высокая степень уплотнения, низкая влажность и коэффициент пористости, что свидетельствует об их высокой прочности и малой деформативности. На основании обозначенной выше разницы в мощности и в отметках кровли отложений морены, а также в зависимости от относительно типовых инженерно-геологических условий коллективом учёных – исследователей Треста ГРИИ под руководством В.М. Фурсы в 1978г. было проведено районирование территории Ленинграда и области с выпуском «Отчёта по составлению обобщённой карты инженерно-геологического районирования территории Ленинграда и Лесопарковой зоны (для подземного строительства)» [29; 96].

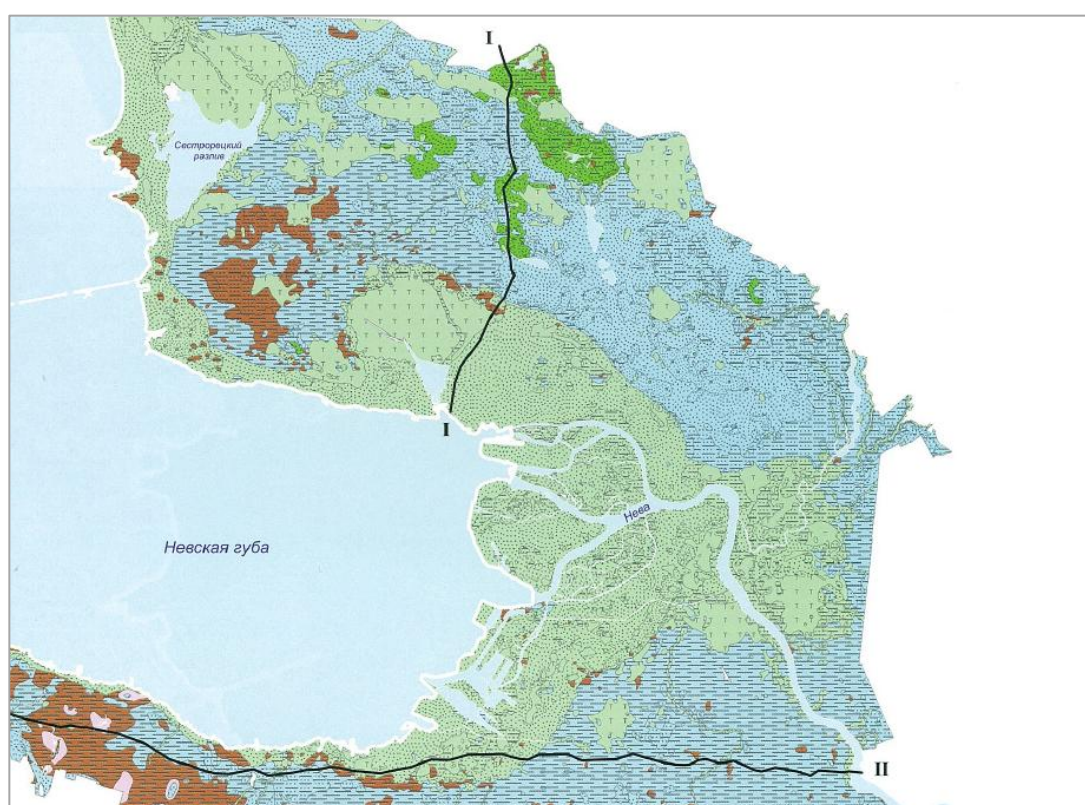


Рисунок 1.2. Инженерно-геологическая карта распространения четвертичных отложений на территории Санкт-Петербурга и области (на основании данных Геологического атласа Санкт-Петербурга) [17]. [Зелёным цветом на карте отмечена зона распространения на территории города и области слабых пылевато-глинистых грунтов].

Грунты, слагающие верхнюю часть толщи осадочного чехла (грунты надморенной толщи) образованы преимущественно слабыми водонасыщенными песчано-глинистыми отложениями четвертичного возраста (Q). В зависимости от

свойств и мощности их толщи в 1975г. Л.Г. Заварзиным было выполнено районирование и картирование территории Санкт-Петербурга и области [29].

Четвертичные отложения представляют собой наиболее молодые и наиболее слабые грунты в геологическом разрезе Санкт-Петербурга и области. Их появление определяется тремя ледниковыми, двумя межледниковыми, позднеледниковым и послеледниковым периодами. В составе толщи четвертичных отложений центральной части города можно выделить ряд характерных мощностей грунтов:

1) Непосредственно над моренными отложениями залегает сравнительно большая толща (от 5 – 6м до 30м) верхнечетвертичных озёрно-ледниковых отложений, представленных преимущественно, ленточными глинами, а также водонасыщенными супесями и суглинками текучей и текучепластичной консистенции. Данные грунты характеризуются как малопрочные и сильносжимаемые, способные проявлять тиксотропные свойства под воздействием внешних нагрузок; наличие ленточной текстуры определяет неоднородность и анизотропию их свойств.

2) Озёрно-ледниковые отложения перекрываются относительно небольшой (2 – 5м) толщиной озёрных и морских отложений, сформированных в дельте р. Невы. Они представлены водонасыщенными мелкозернистыми и пылеватыми песками, супесями, и, по причине особенностей формирования, обогащены включениями органических пород. Озёрно-морские отложения имеют низкую прочность, высокую деформативность и имеют свойство переходить в плавунное состояние под воздействием динамических и вибрационных нагрузок на основание.

3) В ряде центральных районов города поверх грунтов дельтовой толщи сохранились болотные отложения небольшой мощности (в среднем, до 1 – 2м), представленные слоями, прослоями, либо отдельными линзами торфа или заторфованных грунтов с рядом крайне отрицательных с точки зрения строительства свойств. Для данных отложений характерны высокая пористость и влажность, малая прочность и большая сжимаемость с длительной консолидацией при уплотнении; высокая гидрофильность и низкая водоотдача; склонность к

разжижению и тиксотропному разупрочнению при динамических воздействиях и пр.

4) Завершает строение инженерно-геологического разреза города в части четвертичных отложений залегающий повсеместно с отметки дневной поверхности слой техногенных образований средней мощностью 3 – 5 м.

Данные грунты были сформированы отсыпкой, а позднее, с 1960-х годов, намывом донных отложений Невской губы песчаного и супесчаного состава с включениями строительного мусора и органики; они отличаются достаточно разнородным составом и свойствами по глубине и простиранию, обладают различной сжимаемостью, могут самоуплотняться под действием собственного веса и пр.

В рамках настоящей работы основной интерес исследования представляет распространённая повсеместно в составе инженерно-геологического разреза Санкт-Петербурга толща слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов озёрно-ледниковых, а также морских и озёрных четвертичных отложений – именно в их объёме, как правило, располагаются конструкции ограждений котлованов, и именно эти грунты являются основанием фундаментов мелкого заложения зданий, особенно в исторической части застройки города.

Выделим основные особенности строения и свойств данных грунтов и определим необходимость их учёта в составе современных методов/моделей расчёта ограждающих конструкций ограждений глубоких котлованов.

Согласно исследованиям ряда авторов, в т.ч. проведённым в полевых условиях на основании результатов статического зондирования и испытаний с использованием крыльчатки, установлено, что для рассматриваемых слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов при относительно малых значениях прочностных и деформационных характеристик отсутствует рост величины сопротивления сдвигу по глубине. В результате лабораторных экспериментов для данных грунтов определены низкие значения коэффициентов фильтрации – порядка  $10^{-7} - 10^{-8}$  см/с. Учитывая их возраст и срок образования/существования, очевидным является вопрос уплотнения данных грунтов под действием

собственного веса и нагрузки от выше расположенных слоёв. Тем не менее, ожидаемого уплотнения не наблюдается.

Обозначенные особенности определяются строением порового пространства данных пылевато-глинистых отложений – в его составе присутствуют поры геля размером менее 0,001 мм (<1 мк), занятые связной водой, и капиллярные поры размером 0,001 – 0,5 мм. В результате приложения нагрузки связная вода ограничивает перемещение свободной воды в капиллярных порах, препятствуя её оттоку/фильтрации и определяя свойство пластичности данных грунтов. Таким образом, за период своего существования в данных грунтах произошло упрочнение структурных связей при сохранении объёма свободной воды в порах, а при формировании поверх них слоёв новых отложений прекратилась и дальнейшая консолидация.

Представленный анализ особенностей строения слабых пылевато-глинистых грунтов, распространённых в составе инженерно-геологического разреза центральных районов Санкт-Петербурга, позволяет сделать следующие выводы:

– Низкая водопроницаемость (коэффициент фильтрации порядка  $10^{-7}$ – $10^{-8}$  м/с) создаёт барьер для быстрого оттока поровой воды. Это приводит к замедленной консолидации – объёмные деформации развиваются крайне медленно, растягиваясь на десятилетия или даже столетия. Процесс осложняется тем, что глинистые частицы, насыщенные водой, формируют коллоидную структуру с жёсткими коагуляционными связями, дополнительно блокируя фильтрацию.

– При нагружении (например, при строительстве сооружений) слабая структурная прочность рассматриваемых грунтов, связанная с высокой дисперсностью и низкой связностью частиц, не позволяет сопротивляться сдвиговым напряжениям. В результате, большая часть их деформаций реализуется через формоизменение – необратимые сдвиги, искривления и пластическое течение без существенного изменения объёма. Этот механизм особенно критичен в условиях динамических нагрузок (вибрации транспорта, техногенные

воздействия), определяя неустойчивость данных грунтов, а также характерные для них свойства ползучести и тиксотропии.

– Указанные особенности требуют обязательного учёта особенностей свойств и строения слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов в составе применяемых в настоящее время методов и средств расчёта оснований, а также решений, связанных задачами подземного строительства в условиях устройства глубоких котлованов (учитывая ограниченное время их исполнения).

### **1.3. Анализ современных методов расчёта ограждающих конструкций котлованов**

К настоящему времени для определения давления грунта на ограждающие конструкции котлованов разработаны многочисленные расчётные теории, определяющие взаимодействие между ограждением и окружающим его грунтовым массивом. Давление, оказываемое грунтом на ограждающую конструкцию, зависит от его физико-механических свойств и степени уплотнения; от геометрической формы, материала, размеров и жесткости стены; от податливости основания, а также ряда других параметров. При этом в составе каждой из существующих теорий/методик расчёта присутствуют определённые допущения – их учёт позволяет получить искомое решение и даёт возможность математической обработки выделенных для анализа исходных данных с целью последующего вывода аналитического, либо численного решения задачи по расчёту ограждающей конструкции.

### 1.3.1. Общие методы оценки давлений, действующих на ограждающую конструкций

*Теория давлений Кулона.* Впервые теория, определяющая давление грунта на ограждающую конструкцию, была выведена Ш. Кулоном в 1773г. с учётом ряда следующих допущений:

- реальный грунт, оказывающий давление на ограждение, заменяется идеальным сыпучим телом в виде призмы  $ABC$ , которое может воспринимать сжимающие и сдвигающие усилия, но лишено сцепления (см. рис. 1.3);

- давление на ограждение определяется не в состоянии покоя, а в тот момент, когда оно в результате действия давления от грунтового массива начинает перемещаться в сторону котлована по наклонной плоскости  $BC$ , однако эти перемещения еще бесконечно малы, т.е. находятся в состоянии предельного равновесия;

- сдвигающая призма обрушения принимается в виде абсолютно твердого тела, что позволяет заменить действующие на нее объёмные и поверхностные силы по плоскостям скольжения их равнодействующими ( $G$  – собственный вес призмы обрушения,  $R$  – равнодействующая, возникающая по перпендикуляру к плоскости обрушения  $BC$ ,  $E$  – давление, действующее по задней плоскости ограждающей конструкции).

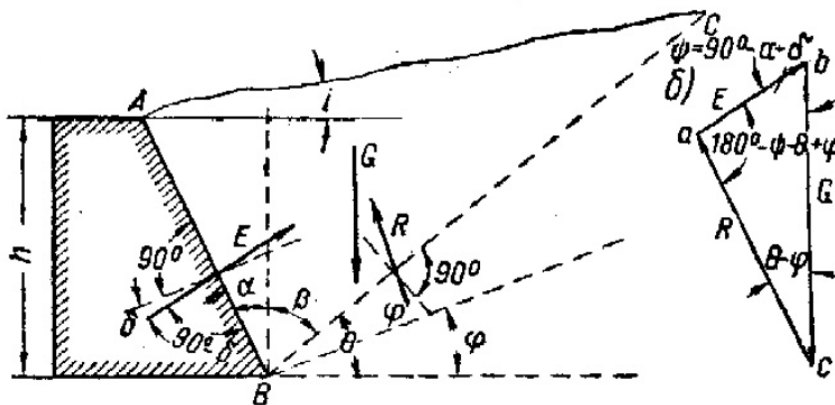


Рисунок 1.3. Расчётная схема к задаче по расчёту ограждающих конструкций на основании теории Кулона.

По мере сползания призмы обрушения образуется трение массива сыпучего грунта об ограждающую конструкцию и происходит отклонение от нормали реакции  $E$  на величину угла  $\delta$ , а реакции  $R$  – на угол  $\varphi$ . Из условия равновесия системы сил  $R$ ,  $E$  и  $G$  с учётом обозначенных выше процессов Кулоном было получено уравнение по определению равнодействующей давления грунта на ограждающую конструкцию:

$$E = G \cdot \frac{\sin(\theta - \varphi')}{\sin(\frac{\pi}{2} + \alpha + \delta + \varphi' - \theta)}, \quad (1.1)$$

где  $\alpha$  – угол, образуемый задней гранью ограждения и вертикальной плоскостью.

При расчете в рамках теории Кулона пассивного давления исследуется предельное равновесие грунтовой призмы, смещающейся по плоскости  $BC$ , при этом направление силы трения на плоскости сдвига противоположно случаю активного давления.

Развитие классической теории Кулона по определению давления грунта на ограждающие конструкции связано с исследованиями таких ученых, как И.П. Прокофьев [63], Н.К. Снитко [70], Г.А. Дуброва [25; 26]. Однако данные методы расчёта обладают существенным недостатком – они позволяют определить только равнодействующую силу давления грунта; при этом предполагается, что она линейно возрастает с увеличением глубины.

*Теория по определению давления грунта на ограждение В. Ренкина.* Аналогично Кулону, методика, разработанная В. Ренкиным в 1859 г., также основана на применении теории предельного равновесия призмы обрушения, включающей в свой состав массив грунта, расположенный за границей ограждающей конструкции. Однако в её составе предполагается, что поверхность грунтового массива является горизонтальной, ограждающая конструкция является вертикальной и абсолютно гладкой, что свидетельствует об отсутствии сил трения и касательных напряжений между ограждением и расположенным вдоль его внутренней поверхности грунтом. Линии скольжения в таком случае будут являться плоскими.

При выводе расчётного обоснования теории Ренкина используется зависимость Кулона – Мора о соотношении главных напряжений в элементарном образце грунта, расположенном непосредственно на контактной поверхности с ограждающей конструкцией. В таком случае при движении стенки в сторону котлована, по теории Ренкина, на ограждение действует активное давление грунта, определяемое соотношением:

$$\sigma_a = (\gamma \cdot z + q) \cdot K_a - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a}, \quad (1.2)$$

где  $\gamma$  – удельный вес массива грунта;

$z$  – глубина относительно уровня дневной поверхности, на которой происходит вычисление активного давления;

$q$  – величина нагрузки, действующей по поверхности грунтового массива;

$c'$  – удельное сцепление грунта, кПа;

$K_a$  – коэффициент активного давления грунта, определяемый исходя из выражения:

$$K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right). \quad (1.3)$$

С противоположной стороны, при движении ограждающей конструкции в сторону грунтового массива, на неё начинает оказывать воздействие пассивное давление, условие предельного равновесия в таком случае может быть записано в следующем виде:

$$\sigma_p = (\gamma \cdot z + q) \cdot K_p + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_p}, \quad (1.4)$$

где величина  $K_p$  – представляет собой коэффициент пассивного давления грунта, определяемый выражением:

$$K_p = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right). \quad (1.5)$$

В 1919 г. были опубликованы результаты экспериментальных исследований К. Терцаги, посвященные анализу сил, действующих на ограждающие конструкции котлованов [86]. В рамках исследований давления грунта на подпорные стенки Терцаги изучал влияние величины и направления смещения стен, их

деформирования на перераспределение бокового давления. Учёный выявил влияние послойного уплотнения засыпки на величину давления, определил факторы, оказывающие влияние на величину коэффициента бокового давления, а также предложил схемы расчёта давления с учётом уплотнения засыпки.

*Теория Г.А. Спальвинга.* Отдельно стоит выделить метод определения давлений от грунта на ограждающую конструкцию котлована Г.А. Спальвинга (1929г.), в составе которого вместо теории предельного равновесия на контакте частиц рассматривается их внутреннее объемное равновесие с учётом сопротивления сдвигу, характеризуемое «углом упругого равновесия» [80]. Хотя в 1930 – 1940 е годы П.М. Цимбаревич успешно адаптировал данную теорию для связных горных пород, её применение к сыпучим материалам осталось ограниченным.

*Теория Н.П. Пузыревского.* В 1929г. посредством использования теории предельного равновесия Н.П. Пузыревским были выведены формулы для определения величин активного давления и давления покоя грунта для случая вертикальной ограждающей конструкции при горизонтальной поверхности засыпки:

$$Q_0 = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\pi}{2} \cdot \sin(\varphi')}, \quad (1.6)$$

$$Q_a = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \cdot \frac{2}{n^2}$$

где величина  $n$  определяется посредством решения выражения:

$$\sin(\varphi') = \frac{n}{2} \cdot \cot\left(\frac{\pi \cdot n}{4}\right). \quad (1.7)$$

Обозначенные решения получены из двух дифференциальных уравнений равновесия сплошной среды для случая плоской задачи с учётом обязательного выполнения условия о том, что касательное напряжение в любой точке массива сыпучего грунта зависит от угловой координаты, определяющей положение данной точки относительно начала координат.

*Теория давления грунта В.В. Соколовского* [73; 74]. Разработанный в 1939г. метод В.В. Соколовского внёс значительное развитие в теории определения давлений грунта на ограждающие конструкции, сформированные на основании применения принципов предельного равновесия. Предлагаемый им метод также построен на теории предельного равновесия грунта, но является наиболее строгим и общим. Автор рассматривает грунтовый массив как сплошную связную или несвязную сыпучую среду, обладающую внутренним трением и сцеплением. Под влиянием перемещения ограждающей конструкции данная среда в пределах некоторой поверхности скольжения переходит в предельное напряжённое состояние, определяемое уравнением:

$$(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4 \cdot \tau_{xz}^2 = \sin^2(\varphi') \cdot \left( \sigma_z + \sigma_x + \frac{2 \cdot c'}{\tan(\varphi')} \right)^2. \quad (1.8)$$

Поскольку грунтовый массив, ограниченный поверхностью скольжения и находящийся в предельном напряжённом состоянии, также характеризуется состоянием равновесия, для него могут быть использованы дифференциальные уравнения равновесия плоской задачи сплошной среды:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} &= \gamma \\ \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} &= 0 \end{aligned}, \quad (1.9)$$

где  $\sigma_x$ ,  $\sigma_z$  и  $\tau_{xz} = \tau_{zx}$  – составляющие полного напряжения по направлению координатных осей  $z$  и  $x$ ;  $\gamma$  – объёмный вес грунта.

При этом предполагается, что весь грунт, расположенный за ограждением, переходит в активное предельное состояние, а весь массив, удерживающий стенку со стороны котлована – в предельное пассивное состояние.

Далее метод Соколовского предполагает совместное решение представленных выше уравнений, предварительно приведённых к канонической форме с последующим определением положения возникающих в грунте линий скольжения криволинейной формы. Для частного случая, определяемого прямолинейной гранью ограждающей конструкции и горизонтальной

поверхностью окружающего массива сыпучего грунта, автором были составлены таблицы для нахождения нормальной и касательной составляющих активного давления грунта. Для общего случая задачи, характеризуемого сложными очертаниями поверхности и напластованиями грунтов, слагающих разрез, применение метода Соколовского является весьма затруднительным в связи с необходимостью проведения сложных математических преобразований.

*Способ С.С. Голушкевича.* В работах С.С. Голушкевича 1950 – 1960 годов представлено уточнение теории Кулона в части определения величин давления грунта на ограждающие конструкции в виде крутых подпорных стен [18]. Вместо отдельной плоскости скольжения автор вводит понятие поверхности скольжения, включающей в свой состав две плоскости и вставку между ними в виде цилиндрической поверхности с производящей по логарифмической спирали. При этом призма обрушения разделяется на 3 области: 1 – область наименьших напряжений, 2 – особую область и 3 – область наибольших напряжений. Условия равновесия призмы обрушения определяются обеспечением замкнутости многоугольника действующих на неё сил (рис. 1.4), а искомая сила активного давления грунта является равной силе  $Q^*$ , но направлена в обратную ей сторону.

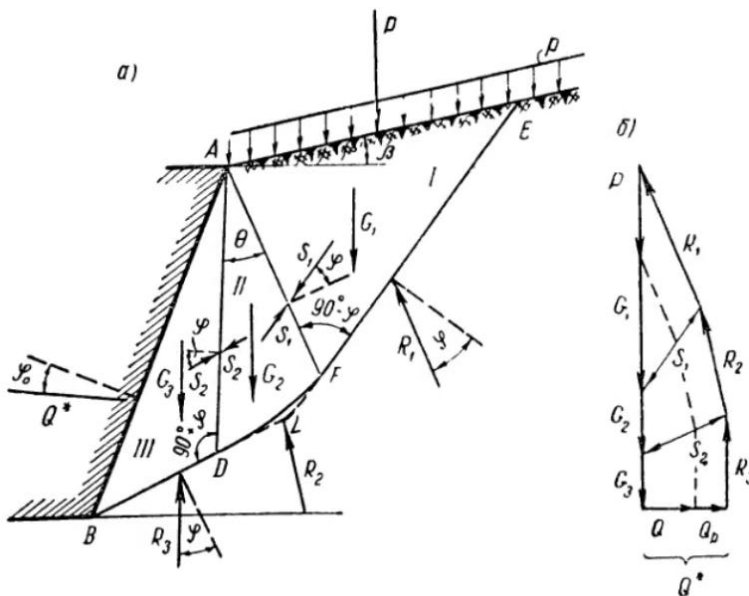


Рисунок 1.4. Расчётная схема к задаче по расчёту ограждающих конструкций на основании способа С.С. Голушкевича.

Теория Е. А. Гаврашенко и М.Е. Кагана. На основании исследований Янсена, Е.А. Гаврашенко вывел дифференциальное уравнение по определению нормального давления на ограждающую конструкцию котлована, возникающего в границах бесконечно тонкого (элементарного) слоя призмы обрушения под действием его собственного веса, а также приложенных к его граням давлений и сил трения (рис. 1.5):

$$\sigma = \frac{\gamma \cdot z_1}{\nu} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{z_1}{h} \right)^\nu \right] \cdot (\nu + 2) \cdot \cos(\alpha \cdot \lambda), \quad (1.10)$$

где  $\lambda$  – коэффициент активного давления грунта по теории Кулона;  $\nu$  – параметр, определяемый опытным путём.

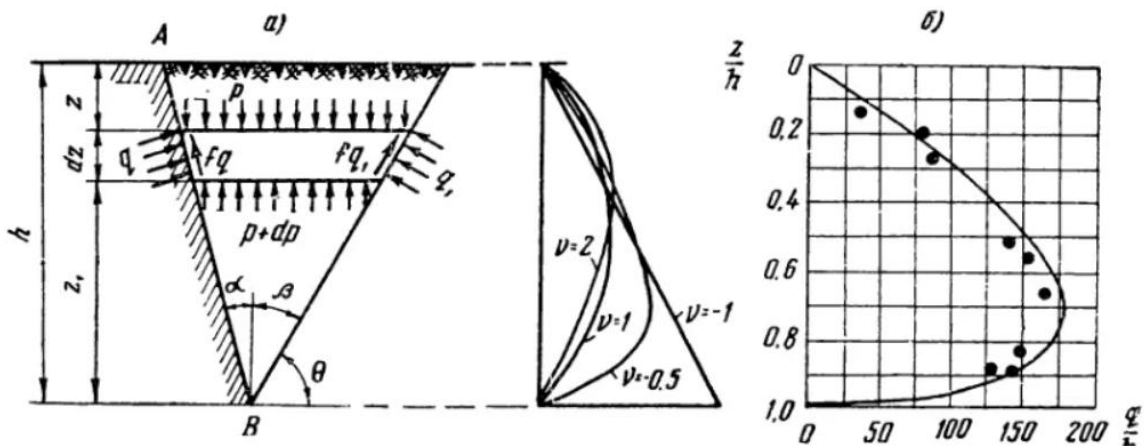


Рисунок 1.5. Расчётная схема к задаче по расчёту ограждающих конструкций на основании теории Е. А. Гаврашенко.

Ввиду отсутствия достаточного количества экспериментальных данных для параметра  $\nu$ , а также отсутствие учёта уравнения моментов для сил, действующих на выделенный элементарный слой, теория Е. А. Гаврашенко не получила широкого развития.

В 1960г. М.Е. Каган развил теорию Е.А. Гаврашенко. Посредством решения всех трёх дифференциальных уравнений равновесия системы, он получил формулу по определению горизонтального давления, действующего на вертикальную ограждающую конструкцию на некоторой глубине  $z$  относительно уровня поверхности:

$$\sigma = \frac{\xi_k \cdot \gamma \cdot h}{1-A} \cdot \left(1 - \frac{z}{h}\right) \cdot \left[ \left(1 - \frac{z}{h}\right)^{A-1} - 1 \right], \quad (1.11)$$

где  $\xi_k$  – величина отношения между горизонтальным и вертикальным давлениями, действующими на ограждающую конструкцию (для каждого конкретного грунта принимается величиной постоянной);  $A$  – параметр, определяемый соотношением угла внутреннего трения грунта и углом его трения об ограждение.

*Теория В.И. Тракало* Оригинальный подход к расчёту давления сыпучих сред на ограждающую конструкцию предложил В.И. Тракало (1962г.) [87]. Согласно его модели, давление на подпорные конструкции описывалось законом распределения нагрузки от вышележащих слоёв к нижележащим. Однако выведенные автором формулы для напряжений оказались несовместимыми с дифференциальными уравнениями статического равновесия.

Помимо выше представленных авторов, вопросами исследования величин давлений на ограждающие конструкции также занимались В. Феллениус, Резаль, Како, Хансен, В.А. Мейстер, И.П. Прокофьев, И.В. Яропольский, Г.П. Канканян [107] (1936г.), В.И. Швей (1938 – 1939гг.), В.В. Синельников, Р.В. Лубенов, П.И. Яковлев (1962г.) и др.

### **1.3.2. Методы определения усилий и деформаций, возникающих в гибких ограждающих конструкциях**

Представленные выше теории по определению величин давлений, оказываемых на ограждающие конструкции котлованов, легли в основу методов их расчёта.

Наиболее распространёнными методами расчёта гибких ограждений котлованов, в т.ч. с одним уровнем распорных креплений являются 1 – графоаналитический метод упругой линии Блюма – Ломейера и 2 – метод Якоби.

Графоаналитический подход, известный как метод упругой линии Блюма-Ломейера (1930г.), моделирует поведение гибкой подпорной стенки, жёстко закреплённой в нижней части [5]. В его составе используется предположение о линейном возрастании с глубиной интенсивности действующих на ограждение активного и пассивного давлений, при этом давления в пассивной зоне учитывает влияние трения грунта о стенку посредством учёта поправочного коэффициента, определяемого по специальным нормативным таблицам. Под воздействием массива грунта при откопке котлована на участке между его дном и точкой перегиба  $O$  стенка смещается влево, что приводит к возникновению в грунте сопротивления, уравнивающего систему. Дополнительное упрощение метода заключается в моделировании обратного сопротивления грунта с тыльной стороны стены ниже точки  $O$  в виде сосредоточенного усилия, приложенного в точке поворота конструкции. Это явление обуславливает формирование в ограждающей конструкции знакопеременной эпюры изгибающих моментов (рис. 1.6 а).

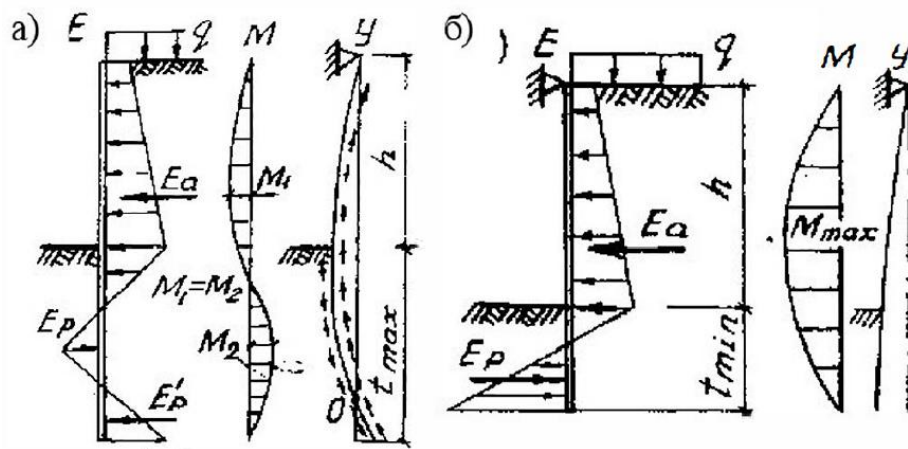


Рисунок 1.6. Расчётная схема к задаче по расчёту ограждающих конструкций на основании метода Блюма – Ломейера (а) и Якоби (б).

Метод Якоби (1846г.) реализует схему частичного закрепления стенки [104]. Глубина заделки конструкции определяется из условия равенства нулю суммы моментов, создаваемых активным и пассивным давлением грунта, относительно точки крепления анкера. Эпюра изгибающих моментов в стенке при таком подходе имеет однозначное распределение (рис. 1.6 б).

Метод расчёта гибких заанкеренных ограждающих конструкций, предложенный Б. Хансеном [110; 111], основан на исследовании предельного

равновесия конструкции, при котором в ограждении формируется пластический шарнир. Важным элементом метода является требование кинематической согласованности деформаций грунтового массива и стенки. При этом в ходе изучения смещений грунта засыпки Хансен отмечает возникновение в его объёме зон с разрывами деформаций. Таким образом при существенных изгибных перемещениях стенки в предельное состояние переходит не весь массив засыпки, а ограниченная область грунта.

Экспериментальное изучение взаимодействия гибкой ограждающей конструкции с грунтовым основанием представлено в работах П. Роу (1952г.) [129; 128]. На основании измерения величин изгибающих моментов и усилий в анкерных конструкциях автором было определено криволинейное очертание эпюры давлений, а также установлено, что величины давлений, действующих на ограждающую конструкцию в центральной части стенки, оказываются ниже расчетных показателей, полученных по методу Ренкина-Кулона, тогда как в области анкерных креплений наблюдается их превышение. Следует отметить, что в рамках данных испытаний анализ распределения по высоте ограждающей конструкции величины пассивного давления грунта не выполнялся.

В рамках лабораторных исследований Г. Чеботарева (1951г.) [134] исследовался вопрос поведения гибких заанкеренных ограждающих конструкций, взаимодействующих с песчаным грунтом. На основании измерения напряжений вдоль контактных поверхностей автором сделан вывод о взаимозависимости напряжений, возникающих в гибкой стенке, и величины трения о неё окружающего грунтового массива, а также предложен метод расчёта, при котором ограждение моделируется в виде балки с точками опоры в зоне анкерного крепления и у основания. В соответствии с результатами исследований Чеботарева, общее уравнение для вычисления интенсивности активного давления несвязной грунтовой среды на ограждение имеет вид:

$$p = \frac{1}{3} \cdot \gamma \cdot h_i \cdot v_i \cdot \left( 1 - \frac{h_a}{h \cdot v} \right) + \frac{1}{4} \cdot q_0, \quad (1.12)$$

где  $\gamma$  – удельный вес грунта;  $h_i$  – расстояние от верха ограждающей конструкции до рассматриваемой отметки слоя;  $\nu_i$  – коэффициент, учитывающий влияние трения грунта об ограждающую конструкцию (по Чеботарёву принимается равным 0,9);  $h_a$  – расстояние от верха ограждения до уровня устройства распорного уровня;  $\nu$  – коэффициент, учитывающий влияние капиллярных сил и наличие пассивного сопротивления над уровнем анкеров по Чеботарёву принимается равным 3,5);  $q_0$  – временная равномерно распределенная нагрузка, приложенная к поверхности грунтового основания.

Для грунтового основания, сложенного слабыми глинистыми грунтами, автором предложен аналогичный подход к расчёту ограждающих конструкций при условии определения величины активного давления с коэффициентом 0,5.

На основании проведения ряда лабораторных экспериментов Г.Е. Лазебник в 1954 г. установил влияние относительной жёсткости ограждения на величину возникающего в его конструкции изгибающего момента [44; 45; 43; 46]. С учетом обозначенной взаимозависимости, а также факта трения грунта о стенку в активной и пассивной зонах, автором была разработана последовательная методика расчёта гибких ограждений котлованов с одним ярусом раскрепления, устраиваемых в несвязных грунтах.

Ф. М. Шихиев экспериментально исследовал гибкие заанкеренные стены и разработал метод их расчета, основанный на решении трехзональной задачи с дифференциальными уравнениями [101; 102; 103]. Он установил, что при прогибе стенки эпюра пассивного давления грунта становится криволинейной: увеличивается у опоры и снижается в средней и нижней частях, а её суммарное значение меньше, чем по теории Ренкина-Кулона. Наблюдаемые анкерные усилия при этом оказались ниже расчетных по методу Блюма-Ломейера. Из-за сложности графоаналитического подхода с последовательными приближениями метод Шихиева не получил широкого применения.

В период с 1957г. по 1959г. под руководством Г.А. Дубровы была реализована серия лабораторных экспериментов по определению давления грунта на ограждающую конструкцию с одним ярусом раскрепления [25; 26]. На

основании результатов исследования автором предложен метод расчёта гибких подпорных стен с учётом перераспределения полученных эмпирическим путём величин оказываемых на них давлений.

На основании метода Г.А. Дубровы смещения стенки приводят к изменению распределения давления грунта только в зоне между анкером и точкой максимального смещения, расположенной приблизительно в точке О — середине высоты стенки на участке от анкера до дна котлована ( $h_{св}$ ).

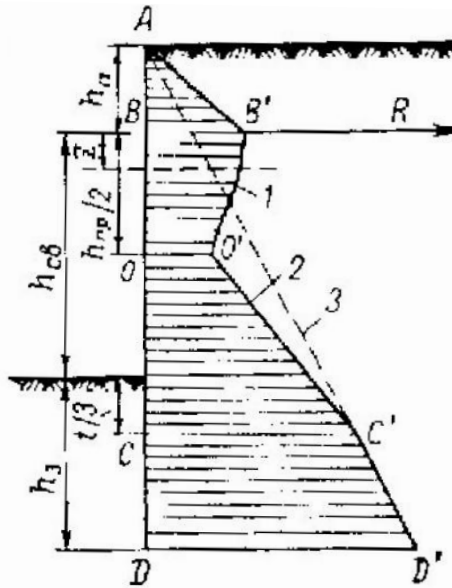


Рисунок 1.7. Расчётная схема по определению давления грунта на основании метода Г.А. Дубровы [участок 1 – давление определяется по формуле, предложенной автором; участок 2 – переходное давление; участок 3 – давление, определяемое по Ренкину – Кулону].

Согласно утверждению Дубровы, перемещение стенки на участке АО можно интерпретировать как вращение вокруг анкерного крепления. В этом случае давление определяется формулой:

$$\sigma_a = \gamma \cdot z \cdot \tan^2(u) + \frac{\gamma \cdot z^2 \cdot \varphi}{h} \tan(u) \cdot (1 + \tan^2(u)), \quad (1.13)$$

где  $\varphi$  – угол внутреннего трения грунта;  $h$  – высота ограждающей конструкции;  $z$  – расстояния от уровня поверхности до расчётного сечения;  $u = 45^\circ + \frac{\varphi}{2} + \varphi z/h$ .

Ниже точки О наблюдаются перемещения, определяемые методом Кулона. Переход от верхней эпюры (построенной с учётом перераспределения напряжений) к нижней эпюре Кулона выполняется через прямолинейный участок О'С. При этом

точка С располагается на расстоянии, равном  $\frac{2}{3}t$  от нижней границы эпюры давления, где  $t$  – параметр, определяющий масштаб зоны перехода.

Полевые экспериментальные исследования Ю.М. Гончарова (1959г.) заключались в измерении давления грунта и деформаций ограждающей конструкции при различной глубине её заделки [19; 20; 21]. На их основании автором было установлено, что в пролёте ограждения давление грунта снижается, а у анкера и на участке заделки – возрастает. Итогом экспериментов явился разработанный Гончаровым метод расчёта заанкеренных стенок, определяемый предположением о распределении давления грунта на ограждение по закону квадратичной параболы.

Представленные выше методы расчёта основаны на полной реализации величин активного и пассивного давлений, действующих на ограждающую конструкцию в толще сыпучего грунта. При этом предполагается, что давление массива на гибкую стенку напрямую зависит от характера и величины её смещений. Однако, данная ситуация может иметь место только при достаточно больших перемещениях ограждения и на практике является редко реализуемой. Фактические деформации ограждающих конструкций в допредельной стадии являются более сложными.

Дальнейшее развитие методов расчёта конструкций, взаимодействующих с грунтом, было связано с решениями теории упругости и исследованием взаимодействия грунта и конструкции посредством учёта коэффициента постели.

Наиболее простой подход, учитывающий изменение давления при смещении стенки, описывает её работу в упругой стадии и базируется на решении контактной задачи Фусса-Винклера. В составе её решения грунт представляется совокупностью расположенных на абсолютно жёстком основании независимых пружин, деформация каждой из которых является прямо пропорциональной приложенной нагрузке. При этом жёсткость грунта в условиях локального нагружения определяется величиной постоянного или переменного коэффициента постели. Данный подход к расчёту ограждающих конструкций котлованов был

реализован в работах Дубровы Г.А., Лалетина Н.В., Снитко Н.К. [70], Урбана И.В. и ряда других авторов – исследователей.

В 1970-е годы Т.А. Маликовой [48] была предложена теория расчёта ограждающих конструкций котлованов, основанная на использовании метода Б.А. Жемочкина [28]. Вместо моделирования балки на упругой полуплоскости автором используется схема балки, опирающейся на дискретные опоры, количество которых определяется в зависимости от необходимой точности расчёта. При действии равномерно распределённой нагрузки перемещения границ упругой четверти плоскости определяются путём интегрирования выражений для перемещений, вызванных единичными внешними силами и действующими в пределах зоны распределения данной нагрузки, с последующим умножением результата на её интенсивность.

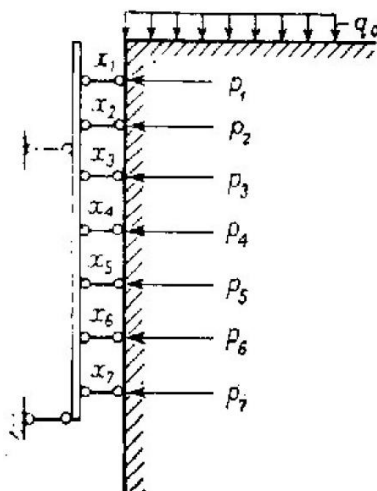


Рисунок 1.8. Схема для расчёта ограждающих конструкций котлованов по методу Т.А. Маликовой.

Сложность аналитических решений задач взаимодействия системы «ограждающая конструкция – грунтовой массив», разработанных в рамках теории упругости, а также фактическая многослойность грунтового основания, определили следующий этап развития данной области науки. В качестве основного инструмента анализа работы ограждения под нагрузкой стали использоваться численные итерационные расчёты, основанные на методе конечных элементов, основных положениях теории сплошных сред и использовании различных моделей грунтовой среды. Исследования в данном направлении представлены в работах

А.К. Бугрова [6; 7; 8], Ю.К. Зарецкого [30; 31; 32], С.Б. Ухова [89], А.Б. Фадеева [90; 91], В.Г. Федоровского [92; 93], А.К. Черникова [97], О. Зенкевича [33; 34], Л. Сегерлинда [66] и ряда других учёных.

Расчёт ограждающих конструкций котлованов требует учёта сложного поведения грунтов, что достигается применением упругопластических моделей. Эти модели сочетают в своём составе реализацию принципа упругих (обратимых) деформаций и пластических (необратимых), обеспечивая высокую точность прогнозирования напряжённо-деформированного состояния. Выбор конкретной модели зависит от типа грунта, геометрических параметров котлована и условий нагружения.

В работе Y. Hashash с целью моделирования работы ограждения при разработке котлована в бостонских глинах использовалась авторская упругопластическая модель грунтовой среды MIT-E3, близкая по своей структуре к классической модели Cam Clay. В рамках исследований Clough & Tsui [115; 135] использовалась упругопластическая модель, разработанная на основании деформационной теории пластичности. В её составе связь между деформациями и напряжениями при работе подпорной конструкции была описана гиперболической зависимостью.

Широкое распространение при выполнении геотехнических расчётов ограждающих конструкций котлованов получила модель Hardening Soil (HSM). Она сочетает в своём составе элементы деформационной теории пластичности (учёт накопления пластических деформаций) и теории пластического течения (зависимость от траектории нагружения), что позволяет учитывать изменение жёсткости грунта в зависимости от уровня деформаций, а также разделять поведение системы при разгрузке и повторном нагружении. Благодаря данной структуре HSM демонстрирует высокую гибкость при интерпретации данных лабораторных испытаний (например, трёхосного сжатия), особенно в условиях распространения песчаных и глинистых грунтов с выраженным упрочнением.

В отечественной и зарубежной практике геотехнического проектирования на настоящий момент существует большое множество расчётных программных

комплексов. Выбор того или иного из них определяется наличием программы у пользователя, основными параметрами решаемой задачи, правильно подобранной моделью грунтового основания и, как следствие, точностью её описания: Cam Clay и MIT-E3 актуальны для глин, гиперболические модели — для анализа нелинейного поведения, HSM — для комплексных условий с учётом истории нагружения.

В различных регионах мира грунты, слагающие инженерно-геологический разрез, обладают индивидуальными особенностями, свойствами. Использование различных моделей грунтового массива без адаптации к условиям конкретной задачи может привести к существенно различающимся результатам расчетов. В качестве примера можно представить исследование Wong I. H. [136] – при одинаковых исходных данных (котлован 16,6 м с тремя распорками, песок до 60 м) расчеты перемещений конструкции ограждения, выполненные различными организациями, показали разброс от 17 до 68 мм (рис. 1.9).

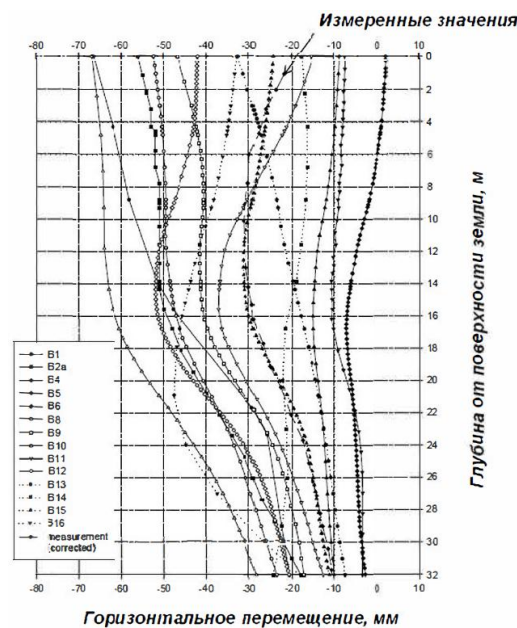


Рисунок 1.9. Сравнительные результаты расчёта ограждающей конструкции котлована, реализованные в различных моделях грунтового основания и программных комплексах.

Учитывая территориальную принадлежность расчётных программных комплексов в части более точного описания свойств грунтов своего региона, важно корректно применять разработанные модели для решения задач в других

грунтовых условиях. Особым образом это касается задач строительства зданий и сооружений в условиях специфических грунтов.

Как отмечалось в составе раздела 1.2 настоящей диссертационной работы, для специфических слабых пылевато-глинистых водонасыщенных отложений, в т. ч. распространённых в границах Санкт-Петербурга и Ленинградской области, характерными особенностями являются низкая структурная прочность и выраженная сдвиговая ползучесть. В работах А.Я. Будина [9; 10; 11; 12; 13; 14], С.С. Вялова [16] С.Р. Месчана [59] и других авторов – исследователей, в том числе основанных на экспериментальных наблюдениях, установлено, что для данных грунтов деформация с постоянной скоростью наблюдается лишь в ограниченном диапазоне напряжений. В остальных случаях характер ползучести определяется уровнем напряжений: при высоких напряжениях процесс носит незатухающий характер (деформация прогрессирует неограниченно), а при умеренных — затухающий (скорость деформации снижается со временем). Кроме того, скорость деформации зависит не только от величины напряжения, но и от времени. В сравнении с общим сроком эксплуатации сооружения разработка котлована в составе работ «нулевого» цикла представляет собой ограниченный по времени процесс. В таком случае изменение напряженно-деформированного состояния грунтового массива, вызванное работой ограждающей конструкции котлована, может рассматриваться без учёта особенностей консолидации основания.

При расчётах ограждающих конструкций котлована обозначенные особенности слабых пылевато-глинистых водонасыщенных грунтов требуют обязательного учёта, определяя характер изменения напряженно-деформированного состояния грунтового массива и, как следствие, выбор конструктивного решения при геотехническом проектировании.

#### **1.4. Учёт особенностей свойств слабых грунтов в составе методик расчёта конструкции ограждения при разработке котлована**

Как было отмечено выше (см. п. 1.3) при расчетах ограждений котлованов ключевое значение имеют величины активного и пассивного давлений грунта. Среди множества различных методов расчета данных параметров наиболее строгим является метод теории предельного равновесия грунта.

В 1970-е годы в рамках теории предельного равновесия грунтов (ТПРГ) сформировался отдельный раздел, посвящённый исследованию несущей способности оснований, сложенных медленно уплотняющимися водонасыщенными глинистыми грунтами. С позиции общих уравнений ТПРГ такие задачи относятся к частному случаю неоднородной среды, поскольку водонасыщенные пылевато-глинистые грунты обладают рядом обозначенных выше особенностей, связанных с моделированием их прочности и поведением под нагрузкой.

В качестве первого строго решения теории предельного равновесия основания, сложенного пылевато-глинистыми водонасыщенными грунтами, стоит рассмотреть задачу А.С. Строганова (1974г.) [81; 82; 83] о штампе, приложенном к слою грунта, обладающего нулевым трением и удельным сцеплением, линейно возрастающим с глубиной, при условии наличия в его основании жесткого подстилающего слоя. В рамках данной работы была выдвинута гипотеза о том, что при мгновенном нагружении водонасыщенного основания вся внешняя нагрузка воспринимается не скелетом грунта, а поровой водой. Позднее, в 1976 – 1977 годах, в соавторстве с Ю.И. Соловьёвым, А.С. Строганов отказался от обозначенной выше гипотезы. Авторы ввели понятие коэффициента порового давления и определили его взаимосвязь с величиной мгновенной прочности водонасыщенного глинистого грунта. Иначе говоря, удалось определить мгновенную прочность грунта в зависимости от степени распределения разрушающей нагрузки между поровым

давлением и эффективным напряжением. Эти результаты были объединены Ю.И. Соловьёвым в теорию мгновенной прочности (ТМП) консолидирующихся грунтов [75; 76]. Согласно ей, условие прочности водонасыщенного грунта в полных напряжениях имеет следующий вид:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = (\sigma_1 + \sigma_3 + 2 \cdot k \cdot \cot(\rho)) \cdot \sin(\rho) \quad (1.14)$$

где  $\rho$  и  $k$  – параметры мгновенной прочности грунта, определяемые из выражений:

$$\sin(\rho) = (1 - \beta) \cdot \sin(\varphi) \quad (1.15)$$

$$k \cdot \cos(\rho) = (\beta \cdot \sigma'_0 + c \cdot \cot(\varphi)) \cdot \sin(\varphi) \quad (1.16)$$

В данных выражениях  $\beta$  представляет собой коэффициент мгновенного порового давления, а  $\sigma'_0$  – среднее значение эффективного напряжения в конкретной точке, достигнутое к моменту передачи на грунт предельной нагрузки.

Таким образом вариант ТМП Соловьёва позволяет оценить несущую способность оснований, сложенных водонасыщенными пылевато-глинистыми грунтами при условии полного завершения консолидации от предыдущего этапа нагружения, когда эффективное напряжение  $\sigma'_0$  равно общему напряжению  $\sigma_0$ , а поровое давление  $u_0=0$ .

Благодаря сформулированной ТМП Соловьёву также удалось решить задачу ТПРГ о несущей способности водонасыщенного основания ленточного фундамента по схеме Прандтля [79; 77] – автором учтены величина предварительного уплотнения основания, а также зависимость предельного давления от времени приложения нагрузки и степени консолидации, достигнутой к моменту приложения разрушающей нагрузки.

Решения теории мгновенной прочности, выведенные Ю.И. Соловьёвым, нашли развитие в исследованиях К.В. Королёва для случая незавершенной консолидации основания, когда к моменту приложения предельной нагрузки в массиве грунта сохраняется остаточное поровое давление [40]. Автором установлено, что присутствие избыточного порового давления в водонасыщенных пылевато-глинистых грунтах приводит к снижению их прочностных

характеристик. Для описания предельного равновесия грунта в условиях остаточного порового давления К.В. Королёвым разработана каноническая система уравнений – для её решения предложен метод численного интегрирования, позволяющий аппроксимировать распределение напряжений и деформаций в грунтовом массиве. Также в рамках исследований по данному направлению автором предложена модификация уравнений ТПРГ для учёта фильтрационных сил, возникающих при движении воды через поры грунта, что позволяет анализировать деформации грунтового массива в зависимости от изменения гидравлических условий участка.

Среди иностранных публикаций, посвященных вопросам предельного равновесия водонасыщенных оснований, интерес представляют работы Оксфордской инженерной школы – труды G.T. Houlsby & C.M. Martin [117], C.M. Martin & E.C.J. Hazell [121], C.M. Martin [123], C.M. Martin & D.J. White [122], V.W. Byrne et al. [113].

Решения и основные выводы, полученные в трудах К.В. Королёва, определяют направление текущего исследования – необходимость учета избыточных поровых давлений при расчете активного и пассивного давлений в водонасыщенных пылевато-глинистых грунтах основания.

## 1.5. Выводы по главе 1

1. Отличительной особенностью инженерно-геологического строения центральной части Санкт-Петербурга является наличие мощной толщи слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов с характерными особенностями строения и свойств. Обладая низкими значениями структурной прочности и коэффициентов фильтрации, данные грунты при изменении напряжённо-деформированного состояния системы и нагружении не проявляют значительных объёмных деформаций, при этом для них характерны явления ползучести при длительном нагружении и тиксотропии при воздействии динамических нагрузок. Обозначенные особенности слабых пылевато-глинистых отложений требуют их обязательного учёта при решении основных задач механики грунтов, связанных с расчётом ограждающих конструкций глубоких котлованов при их разработке.

2. В настоящее время в России и за рубежом разработано большое число методов расчёта конструкций ограждений котлованов, основанных, большей частью, на решении задач предельного равновесия. Их сравнение, особым образом для грунтового основания, сложенного слабыми водонасыщенными глинистыми грунтами при одинаковых начальных условиях приводит не только к большому разбросу результатов между отдельными методиками, но и демонстрирует различия между ними и данными натурных наблюдений.

3. В настоящее время развитие теории предельного равновесия применительно к слабым водонасыщенным глинистым грунтам не нашло широкого развития в действующих методиках расчёта ограждающих конструкций котлованов.

4. На основании анализа существующих методов расчёта ограждающих конструкций котлована актуальной является задача учета в их составе избыточных поровых давлений, образование которых характерно для территорий, сложенных слабыми водонасыщенными грунтами, в частности, для Санкт-Петербурга и области.

## **Глава 2 ВЛИЯНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ ИЗБЫТОЧНЫХ ПОРОВЫХ ДАВЛЕНИЙ НА ПРОЧНОСТЬ СЛАБЫХ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ПЫЛЕВАТО-ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ**

### **2.1. Экспериментальные и теоретические методы оценки влияния избыточных поровых давлений на прочность пылевато-глинистых грунтов**

#### **2.1.1. Исследования образования избыточных поровых давлений А. Скемптона**

По результатам многочисленных исследований слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов, приведенных в работах Р.Э. Дашко [23], Денисова Н.Я. [24], В.П. Спицина [67] и других исследователей известно, что им свойственны:

- низкие коэффициенты фильтрации;
- низкие прочностные и деформационные характеристики;
- увеличение прочности при продолжительном действии нагрузки.

Учитывая, что срок производства работ по устройству подземных частей зданий, как правило, не превышает 1-3 лет [99], низкая фильтрующая способность рассматриваемых грунтов обуславливает их неконсолидированный характер работы [109]. Следовательно, для корректной оценки их поведения необходим учет возникновения избыточных поровых давлений при изменении напряженно-деформированного состояния.

При разработке котлованов под защитой ограждающих конструкций массив грунта воспринимает главным образом девиаторные нагрузки [39], в связи с чем особую важность в решении данной задачи имеет закон прочности при возникновении избыточных поровых давлений.

Одним из наиболее значимых исследований в части влияния образования избыточных поровых давлений на прочность глинистых грунтов являются работы А. Скемптона [131]. В рамках его исследования выполнялись испытания глинистых грунтов в условиях консолидировано-недренированных трехосных испытаний. В их составе измерялись давления в поровой жидкости образцов. По результатам выполненных испытаний была предложена следующая формула по определению величины избыточных поровых давлений, возникающих в слабых глинистых грунтах при приложении сложной нагрузки:

$$\Delta u = B \cdot (\Delta \sigma_3 + A \cdot (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)) \quad (2.1)$$

где:  $\Delta u$  - избыточные поровые давления, кПа;

$\Delta \sigma_1, \Delta \sigma_3$  - главные полные напряжения в образце грунта, кПа;

$B$  – коэффициент, отвечающий за развитие избыточных поровых давлений при действии уплотняющих нагрузок;

$A$  – коэффициент, отвечающий за развитие избыточных поровых давлений при действии девиаторных (формоизменяющих) нагрузок.

Данная концепция базируется на 2-х возможных видах загрузки образца грунта в приборе 3-х осного сжатия: всестороннее обжатие ( $\Delta \sigma_3 = \Delta \sigma_2 = \Delta \sigma_1$ ) и девиаторное нагружение ( $\Delta \sigma_3 = \Delta \sigma_2 = 0; \Delta \sigma_1 \neq 0$ ).

Рассматривая случай всестороннего обжатия выражение (2.1) сводится к:

$$\Delta u = B \cdot (\Delta \sigma_3 + A \cdot (\Delta \sigma_3 - \Delta \sigma_3)) = B \cdot \Delta \sigma_3 \quad (2.2)$$

В данном случае приращение всех главных компонент напряжения равны друг другу, в связи с чем приращение среднего напряжения  $\Delta \sigma = \frac{\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3}{3}$  численно равняется приращению  $\Delta \sigma_3$ . Таким образом выражение (2.1) может быть преобразовано как:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma} \quad (2.3)$$

В теории мгновенной прочности Ю.И. Соловьева для оценки образования поровых давлений применяется коэффициент консолидации  $\beta$  [75], определение

которого выполняется по идентичному формуле (2.3) выражению. Соответственно, коэффициент Скемптона  $B$  полностью аналогичен коэффициенту консолидации  $\beta$ .

Рассматривая случай девиаторного нагружения выражение (2.1) сводится к:

$$\Delta u = A \cdot B \cdot \Delta \sigma_1 \quad (2.4)$$

Учитывая, что в данном случае  $\Delta \sigma = \frac{\Delta \sigma_1}{3}$ , из закона мгновенной прочности получим:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma} = \frac{A \cdot B \cdot \Delta \sigma_1}{\frac{\Delta \sigma_1}{3}} = 3 \cdot A \cdot B; \quad A = \frac{1}{3} \quad (2.5)$$

Приняв систему обозначений  $\Delta q = \Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3$ ,  $\Delta p = \frac{\Delta \sigma_1 + 2\Delta \sigma_3}{3}$ ,  $\Delta p' = \frac{\Delta \sigma'_1 + 2\Delta \sigma'_3}{3}$  получим:

$$\Delta p' = \Delta p - \Delta u; \quad \Delta p = \frac{\Delta q}{3}; \quad \Delta \sigma_3 = \Delta p - \frac{\Delta q}{3} \quad (2.6)$$

$$\Delta u = B \cdot \Delta p + B \cdot (A - 1/3) \cdot \Delta q \quad (2.7)$$

$$\Delta p' = \Delta p \cdot (1 - B) - B \cdot (A - 1/3) \cdot \Delta q \quad (2.8)$$

Таким образом, при  $B = 1$  и  $A = 1/3$ ,  $\Delta p' = 0$ . То есть траектория консолидировано-недренированного испытания в эффективных параметрах в приборе трехосного сжатия представляет из себя вертикальную линию, приведенную на рис. 2.1.

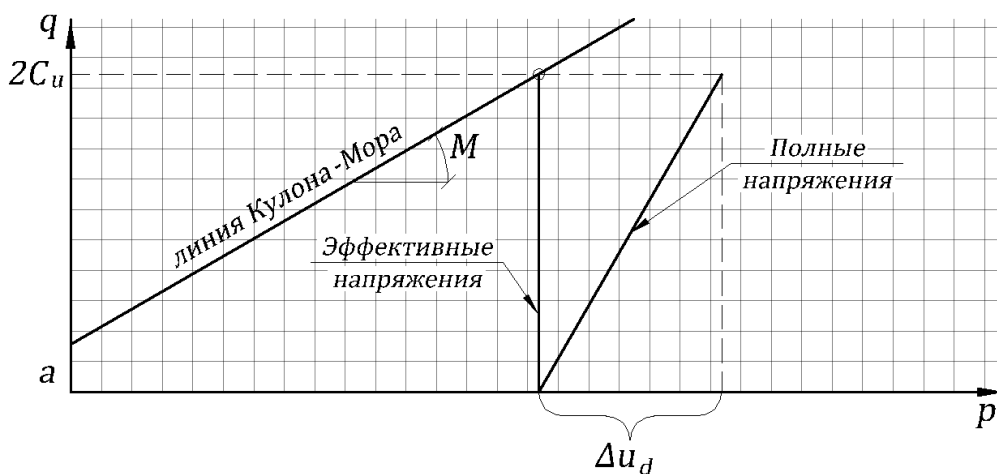


Рисунок 2.1. Траектории КН трехосного испытания в полных и эффективных напряжениях исходя из закона мгновенной прочности Ю.И. Соловьева.

В тоже время, по результатам выполненной серии испытаний А. Скемптоном было получено, что значение коэффициента  $A$  может быть различным на протяжении испытания. С точки зрения оценки влияния недренированного поведения на прочность глинистого грунта наибольшее значение приобретает значение данного коэффициента при разрушении, обозначаемое как  $A_f$ . По результатам испытаний данный коэффициент может изменяться в диапазоне от  $-0,5$  до  $1,5$  и являться отдельным параметром грунта. Результаты лабораторного определения параметра  $A_f$ , выполненного А. Скемптоном, для различных типов глинистых грунтов представлены в таблице 2.1.

1. Таблица 2.1. Результаты лабораторного определения параметра  $A_f$  А. Скемптоном [131].

Тип глинистого грунта	Значение коэффициента $A_f$
Тиксотропные глины	0,75 – 1,5
Нормально уплотненные глины	0,5 – 1
Суглинки	0,25 – 0,75
Незначительно переуплотненные глины	0 – 0,5
Гравелисто-глинистые грунты	-0,25 – 0,25
Значительно переуплотненные глины	-0,5 – 0

В связи с тем, что параметр  $A_f$  оказывает существенное влияние на недренированную прочность грунта, необходимо выполнить лабораторное определение значений данного параметра для слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов.

### 2.1.2. Метод определения коэффициента Скемптона $A_f$ на основе лабораторных испытаний

Лабораторное определение значения данного параметра для глинистых грунтов выполняется на основании результатов трехосных консолидировано-недренированных испытаний.

Преобразовав выражение (2.1) получим:

$$A_f = \frac{\frac{\Delta u}{B} - \Delta \sigma_3}{\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3}. \quad (2.9)$$

При этом предполагается, что значения  $\Delta \sigma_1$ ,  $\Delta \sigma_3$  и  $\Delta u$  фиксируются при проведении испытания. Соответственно сложность представляет исключительно оценка параметра  $B$ .

С учетом того обстоятельства, что при выполнении практических расчетов напряженно-деформированного состояния массива грунта коэффициент консолидации в начальный момент времени принимается примерно равным единице [84], в связи со сложностью учета данного фактора в иной постановке, введем аналогичное допущение и при определении параметра  $A_f$ .

Также необходимо отметить, что в абсолютном большинстве случаев испытание проводится при постоянном боковом обжатии, то есть  $\Delta \sigma_3 = 0$ . Соответственно выражение (2.9) примет вид:

$$A_f = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_1}. \quad (2.10)$$

Данный подход обладает одним существенным недостатком: определение образовавшихся за время испытания избыточных поровых давлений с достаточной точностью не всегда представляется возможным. В качестве альтернативного подхода, определим коэффициент Скемптона  $A_f$  посредством реализации следующей последовательности действий: для грунта предварительно выполняется серия трехосных испытаний в консолидировано-дренированной постановке, по их

результатам определяются эффективные прочностные параметры  $(c', \varphi')$ , после чего на основе результатов консолидировано-недренированных испытаний определяется значение  $A_f$  с использованием ниже выведенной зависимости.

Для выполнения преобразований зададимся законом Кулона-Мора [35]:

$$\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3 + 2 \cdot c' \cdot \cot(\varphi')} = \sin(\varphi'). \quad (2.11)$$

Введем следующие преобразования:

- 1)  $\sigma'_1 - \sigma'_3 = \sigma_1 - \sigma_3 = \Delta\sigma_1$
- 2)  $\Delta u = A_f \cdot \Delta\sigma_1$
- 3)  $\sigma'_1 + \sigma'_3 = \sigma_1 + \sigma_3 - 2 \cdot \Delta u = \Delta\sigma_1 \cdot (1 - 2 \cdot A_f) + 2 \cdot \sigma_3$

Тогда выражение (2.11) примет вид:

$$\frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\sigma_1 \cdot (1 - 2 \cdot A_f) + 2 \cdot \sigma_3 + 2 \cdot c' \cdot \cot(\varphi')} = \sin(\varphi'), \quad (2.12)$$

откуда, путем простейших математических преобразований, может быть получено:

$$A_f = \frac{\sigma_3 + c' \cdot \cot(\varphi')}{\Delta\sigma_1} - \frac{1 - \sin(\varphi')}{2 \cdot \sin(\varphi')}. \quad (2.13)$$

### **2.1.3. Метод расчетного определения коэффициента Скемптона $A_f$ с использованием современных моделей упругопластического деформирования грунтов**

Рассматривая недренированную работу массива грунта с точки зрения теории упругости параметр  $A_f$  определяется аналитически. В соответствии с законом Гука объемная деформация вычисляется по формуле:

$$\varepsilon_v = \frac{1 - 2 \cdot \nu}{E} \cdot (\Delta\sigma'_1 + \Delta\sigma'_2 + \Delta\sigma'_3). \quad (2.14)$$

Для дальнейших преобразований примем следующие допущения:

- 1) В условиях трехосного сжатия  $\Delta\sigma'_2 = \Delta\sigma'_3$ ;

2) Рассматривается случай полностью недренированного поведения грунта, т.е.  $\varepsilon_v = 0$ ,  $B=1$ ;

3) Для всех компонент напряжений выполняется закон Терцаги [68]

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u$$

В таком случае выражения (2.1) и (2.14) могут быть сведены в следующую систему уравнений:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_1 + 2 \cdot \Delta\sigma_3 - 3 \cdot \Delta u &= 0 \\ \Delta u - \Delta\sigma_3 &= A_f \cdot (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \end{aligned} \quad (2.15)$$

Из чего путем простейших математических преобразований следует, что:

$$A_f = \frac{1}{3}. \quad (2.16)$$

Данное значение коэффициента образования избыточных поровых давлений при приложении сдвиговых усилий полностью соответствует выражению (2.5). Полученное значение коэффициента обусловлено допущением об абсолютно упругой работе массива грунта в допредельной стадии работы.

Существующие данные испытаний грунтов на одноосное сжатие показывают, что процесс их уплотнения включает как упругие, так и пластические деформации [64].

В связи с этим целесообразно рассмотреть, каким образом учет упругопластического упрочнения грунтов основания влияет на результаты численного определения параметра  $A_f$ .

В современной практике выполнения численных геотехнических расчетов наибольшее распространение получили такие модели грунтового основания, как Modify Cam Clay, Soft Soil и Hardening Soil. Учет недренированного характера их работы выполняется с помощью типа дренированного поведения «Undrained A». Сущность расчета сводится к добавлению к матрице жесткости грунта матрицы жесткости несжимаемой жидкости [49]. Таким образом, данный тип расчета выполняется в условиях исключения объемных деформаций.

Для оценки сходимости результатов расчета с использованием различных моделей грунтового основания было выполнено численное моделирование

консолидированно-недренированного трехосного испытания грунта с использованием различных моделей грунтового основания [120]. Параметры моделей, введенные в расчет, приведены в таблице 2.2. Необходимо отметить, что модель Modify Cam Clay не имеет параметра прочности, эквивалентного удельному сцеплению. В связи с этим, для корректности сравнения, для всех моделей рассматривалась удельное сцепление равное 0.

Таблица 2.2. Расчетные параметры различных моделей грунта

Модель	Параметры прочности	Параметры деформируемости
Mohr-Coulomb	$\phi' = 30^\circ, c' = 0$	$E' = 30000kPa$
Modified Cam Clay	$M = 1.2$	$\lambda = 0.005, \kappa = 0.0018$
Soft Soil	$\phi' = 30^\circ, c' = 0$	$\lambda^* = 0.0034, \kappa^* = 0.0012$
Hardening Soil	$\phi' = 30^\circ, c' = 0$	$E_{oed}^{ref} = 30000kPa, E_{50}^{ref} = 30000kPa, E_{ur}^{ref} = 150000kPa$ $m = 0.5, p_{ref} = 100kPa$

Полученные по результатам численного моделирования для различных математических моделей поведения грунта значения предельного сопротивления грунта девиаторному нагружению и коэффициента Скемптона сведены в таблицу 2.3.

Таблица 2.3. Результаты численного моделирования КН трехосных испытаний с использованием различных моделей грунта.

Модель	Предельный девиатор нагружения $q_{max}$ , кПа	Коэффициент Скемптона $A_f$
Mohr-Coulomb	120	0.33
Modified Cam Clay	77.2	0.8
Soft Soil	87.5	0.64
Hardening Soil	95.3	0.55

Полученные результаты в графической форме представлены на рис. 2.2.

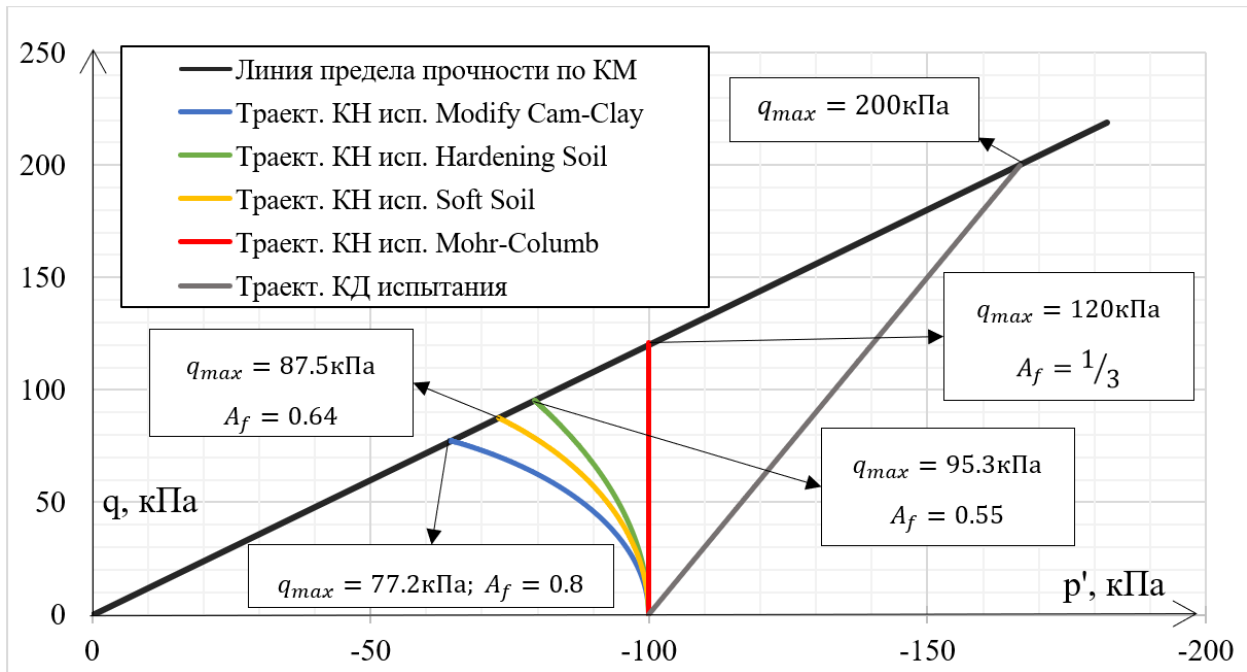


Рисунок 2.2. Сводный график численного моделирования консолидированно-недренированных трехосных испытаний с использованием различных моделей грунта.

Полученные результаты численного моделирования показывают, что процесс образования избыточных поровых давлений при приложении сдвиговых усилий для наиболее распространенных моделей происходит различным образом. Для выделения факторов, оказывающих влияние на конечное расчетное значение параметра  $A_f$ , целесообразно рассмотреть принципы математического описания данного процесса.

Рассмотренные выше модели грунтового основания применяют шатровые поверхности упрочнения для описания процесса упругопластического уплотнения [100]. Так как данный метод строится на едином принципе, рассмотрим модель Modify Cam-Clay, так как ее математическая формулировка является наиболее компактной.

Модель Modified Cam Clay была разработана на основе модели Cam Clay J. Burland [112; 126]. Обе модели являются следствием механики грунтов критического состояния, основой которой служит предположение о том, что грунты непрерывно деформируются под нагрузкой до наступления критического состояния, когда грунт начинает вести себя как жидкость с постоянным углом

внутреннего трения и постоянным коэффициентом пористости. Cam Clay послужила основой для дальнейших модификаций шатровых моделей.

Основной концепцией модели является логарифмическая зависимость между средним эффективным напряжением и коэффициентом пористости, а также введенная поверхность текучести, ограничивающая упругое деформирование грунта.

Графическое отображение изменения поверхности нагружения при изменении коэффициента пористости в координатах  $f(q, p', e)$ , полученное автором в ПК «MathCAD 15», представлено на рис. 2.3.

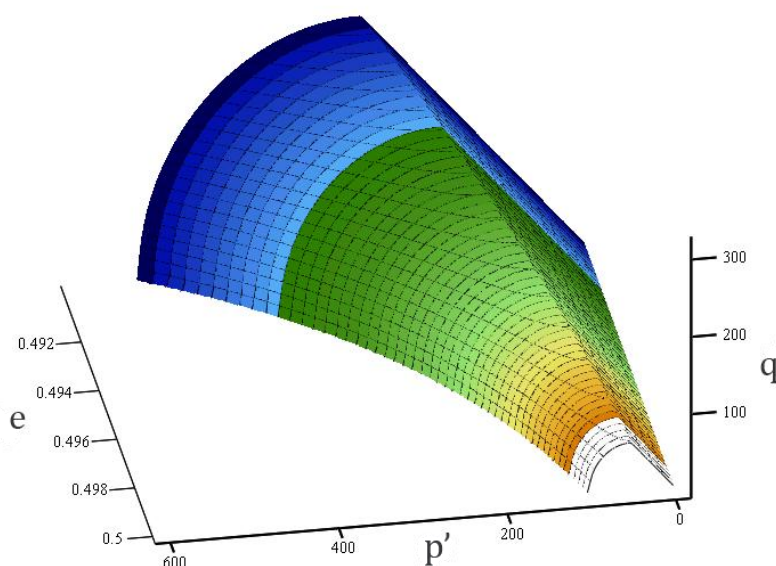


Рисунок 2.3. Поверхность нагружения модели Modified Cam Clay

Объемные деформации массива грунта можно разложить на две составляющих:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_v^e + \varepsilon_v^p. \quad (2.17)$$

где  $\varepsilon_v^e$  – упругая составляющая объемных деформаций;

$\varepsilon_v^p$  – пластическая составляющая объемных деформаций.

При консолидированно-недренированном испытании справедливо:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_v^e + \varepsilon_v^p \cong 0. \quad (2.18)$$

Изолинию равных пластических объемных деформаций в соответствии с концепцией критического состояния (CSSM – механика грунтов критического состояния) можно представить как поверхность нагружения или «шатер»

(поверхность, ограничивающая зону квазиупругого состояния при нагружении) [62].

Для определения траектории эффективных напряжений «шатровой» модели необходимо получить точку пересечения траектории с линией критического состояния. Для этого выполним следующие математические преобразования.

Запишем уравнение шатровой поверхности нагружения:

$$\left(\frac{q}{M \cdot p'}\right)^2 - \frac{P_p}{p'} + 1 = 0. \quad (2.19)$$

Поверхность разрушения Кулона-Мора представлена уравнением:

$$q = M \cdot p'. \quad (2.20)$$

Используя выражения (2.19) и (2.20) найдем точку пересечения «шатра» и поверхности разрушения:

$$\left(\frac{M \cdot p'}{M \cdot p'}\right)^2 - \frac{P_p}{p'} + 1 = 0 \rightarrow p_p = 2 \cdot p_f', \quad (2.21)$$

где  $p_f'$  - среднее эффективное напряжение при разрушении.

Для нахождения траектории недренированного девиаторного нагружения распишем слагаемые в уравнении. Упругую составляющую запишем как:

$$\varepsilon_v^e = \kappa^* \cdot \ln\left(\frac{p'}{p_0}\right), \quad (2.22)$$

где  $p_0$  – среднее эффективное напряжение в природном состоянии.

$\kappa^*$  - модифицированный коэффициент рекомпрессии:

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{1 + e_0}, \quad (2.23)$$

где  $\kappa$  - модифицированный коэффициент рекомпрессии;

$e_0$  – коэффициент пористости грунта в природном состоянии.

Пластическая составляющая представляется как разность между общей деформацией и упругой деформацией:

$$\varepsilon_v^p = (\lambda^* - \kappa^*) \cdot \ln\left(\frac{P_p}{p_0}\right), \quad (2.24)$$

где  $p_p$  - давление предуплотнения;

$\lambda^*$  - модифицированный коэффициент компрессии:

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1 + e_0}, \quad (2.25)$$

где  $\lambda$  - модифицированный коэффициент компрессии.

Тогда выражение (2.18) можно представить в виде:

$$\kappa \cdot \ln\left(\frac{p'}{p_0}\right) = -(\lambda - \kappa) \cdot \ln\left(\frac{p_p}{p_0}\right). \quad (2.26)$$

Подставив выражение (2.21) в выражение (2.26) и выразив  $p_f$ , получим следующую зависимость:

$$p_f = 2^{\frac{\kappa - \lambda}{\lambda}} \cdot p_0. \quad (2.27)$$

Значение предельного девиатора напряжений можно представить как:

$$q_f = \frac{S_u}{2} = M \cdot p_f = M \cdot 2^{\frac{\kappa - \lambda}{\lambda}} \cdot p_0. \quad (2.28)$$

Важно отметить, что, в связи с особенностями построения недренированной траектории загрузки, формулы (2.27) и (2.28) применимы и к иным видам напряженно-деформированного состояния грунта.

Значение коэффициента Скемптона при разрушении  $A_f$  можно определить по следующей зависимости:

$$A_f = \frac{\Delta u_d}{\Delta q} = \frac{p_p + \frac{q_f}{3} - p_f}{q_f - 0} = \frac{p_p + \frac{M \cdot 2^{\frac{\kappa - \lambda}{\lambda}} \cdot p_0 - 2^{\frac{\kappa - \lambda}{\lambda}} \cdot p_0}{3}}{M \cdot 2^{\frac{\kappa - \lambda}{\lambda}} \cdot p_0} = \frac{1}{3} + \frac{1}{M} \cdot (2^{\frac{\lambda - \kappa}{\lambda}} - 1). \quad (2.29)$$

В соответствии с полученными формулами при использовании моделей с шатровыми поверхностями упрочнения значение  $A_f$  зависит от пропорции между модулем деформации и модулем упругости, параметров прочности и непосредственно математического описания шатровой поверхности. Очевидно, что при использовании данного принципа описания недренированной прочности коэффициент  $A_f$  не может быть скорректирован в соответствии с результатами лабораторных испытаний.

Таким образом, расчетная недренированная прочность грунтов основания, определенная на основе эффективных прочностных параметров в современных моделях упругопластического деформирования, определяется в соответствии с заложенными в них эмпирическими зависимостями. При этом, как было показано выше, различные нелинейные модели грунта показывают неудовлетворительную сходимость в результатах определения недренированной прочности. В связи с этим применимость моделей для подобных расчетов должна выполняться по средствам сопоставления результатов численного моделирования испытания с реальным испытанием грунта. Для проверки данного явления выполним серию лабораторных исследований по определению параметра прочности  $A_f$ .

## 2.2. Экспериментальное исследование особенностей образования избыточных поровых давлений в слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтах

### 2.2.1. Лабораторное определение коэффициента Скемптона $A$ при разрушении

Лабораторные исследования параметра прочности  $A_f$  осуществлялись с использованием приборов для осесимметричного трехосного сжатия, оснащенных рабочей камерой типа Б, которая обеспечивает жесткую фиксацию штампа к нагрузочной раме, что, в свою очередь, позволяет проводить как изотропные, так и анизотропные стадии консолидации и реконсолидации глинистого грунта. Общий вид данного прибора представлен на рис. 2.4.



Рисунок 2.4. Прибор трехосного сжатия

Для испытаний использовались образцы, приготовленные из монолитов слабых глинистых озерно-ледниковых отложений верхнего плейстоцена (lg III).

Монолиты были отобраны в городе Санкт-Петербург в ходе инженерно-геологических изысканий на площадках строительства.

Подготовка образцов включала формирование цилиндрического образца для прибора трехосного сжатия методом режущего кольца. Размеры образцов составляют  $\varnothing 38h76$  мм и  $\varnothing 50h100$  мм. На торцы образца прикрепляется фильтровальная бумага. Затем выполнялось водонасыщение образцов в вакуумной камере при пониженном давлении. После этого образец грунта аккуратно устанавливается на нижний штамп камеры.

Общий вид подготовленного образца после испытания представлен на рис. 2.5.

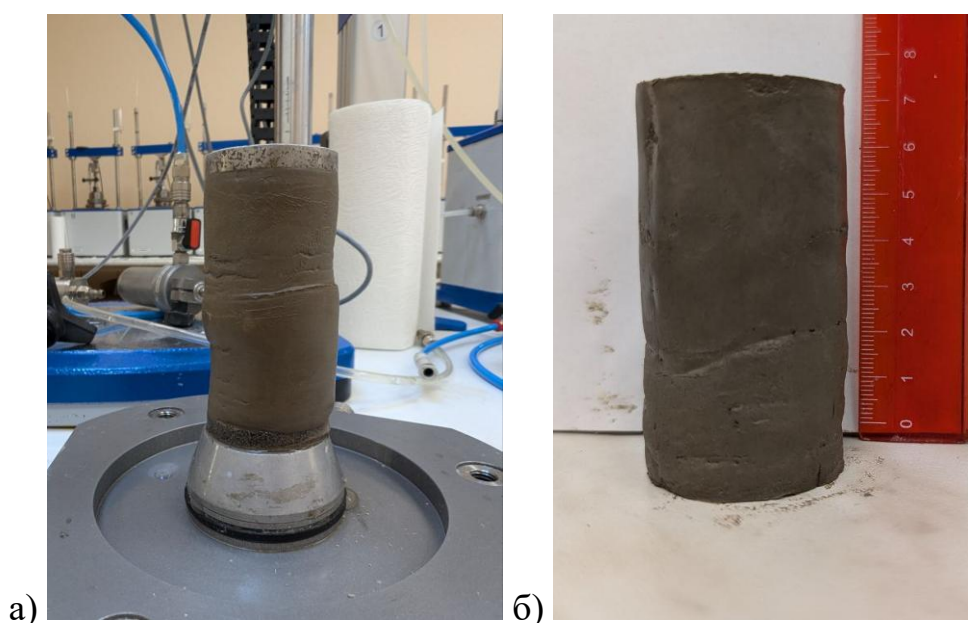


Рисунок 2.5. Образцы грунта после: а) консолидированно-дренированного и б) консолидированно-недренированного трехосного испытания

Процесс испытаний состоит из трех последовательных стадий: реконсолидации образца методом восстановления фазового состава (при необходимости также выполняется водонасыщение противодавлением), консолидация давлением, равным природным эффективным напряжениям или природным и дополнительным от внешней нагрузки, девиаторное нагружение образца при постоянном боковом давлении обжатия при постоянной скорости деформирования до 15% осевой деформации. Процесс реконсолидации образцов проводился при бытовом давлении с использованием метода восстановления

фазового состава (ВФС) грунта, предусматривающего изотропное недренированное нагружение до значения коэффициента порового давления Скемптона  $B \geq 0.96$ . Коэффициент порового давления определяется как приращение порового давления к приращению всестороннего давления на ступени нагружения  $B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3}$ . Во время испытаний осуществлялось измерение порового давления на всех стадиях нагружения.

Испытания проводились по консолидированно-дренированной (КД) и консолидированно-недренированной (КН) схемам при трех различных уровнях давления консолидации для каждой схемы. Консолидированно-дренированная схема предполагает девиаторное нагружение образца при открытых дренажах с возможностью оттока поровой жидкости из образца при деформировании. В консолидированно-недренированных испытаниях объем поровой жидкости на стадии девиаторного нагружения остается постоянным, что обеспечивается системой противодействия.

В рамках настоящего исследования было выполнено 6 трехосных испытания образцов слабых глинистых грунтов озерно-ледникового происхождения.

Физические характеристики образцов представлены в таблице 2.4.

Таблица 2.4. Физические характеристики отобранных монолитов грунта

Наименование грунта	Плотность, г/см <sup>3</sup>	Природная влажность, %	К-т пористости, д.ед.	Число пластичности	Показатель текучести
Суглинки тяжелые пылеватые текучие, ленточные	1.81	40.8	1.124	0.160	1.0

Обработку результатов трехосных испытаний при определении параметров прочности удобно представлять в виде траекторий напряжений. Представим полученные траектории эффективных напряжений на стадии девиаторного нагружения для образцов из одного монолита грунта на рис. 2.6. Диаграммы деформирования образцов на стадии девиаторного нагружения представлены на рис. 2.7.

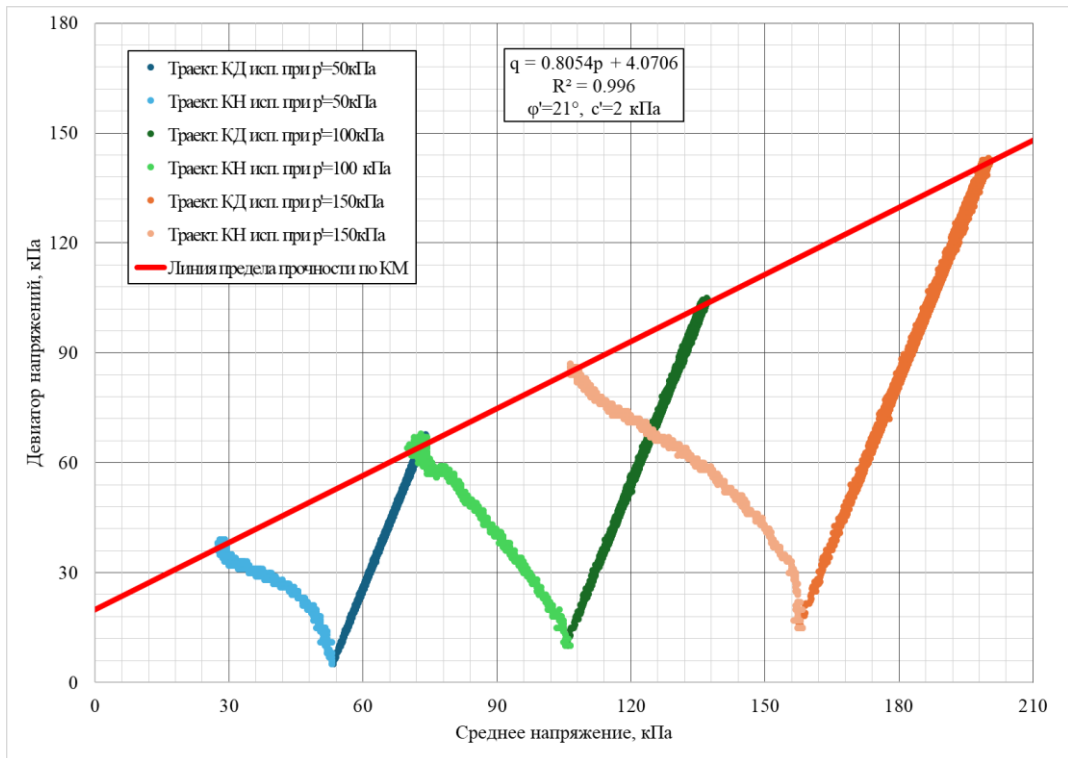


Рисунок 2.6. Траектории эффективных напряжений образцов при консолидированно-дренированных (КД) и консолидированно-недренированных (КН) трехосных испытаниях. Примечание: в легенде КД и КН – тип испытания; 50, 100 и 150 – давления бокового обжатия

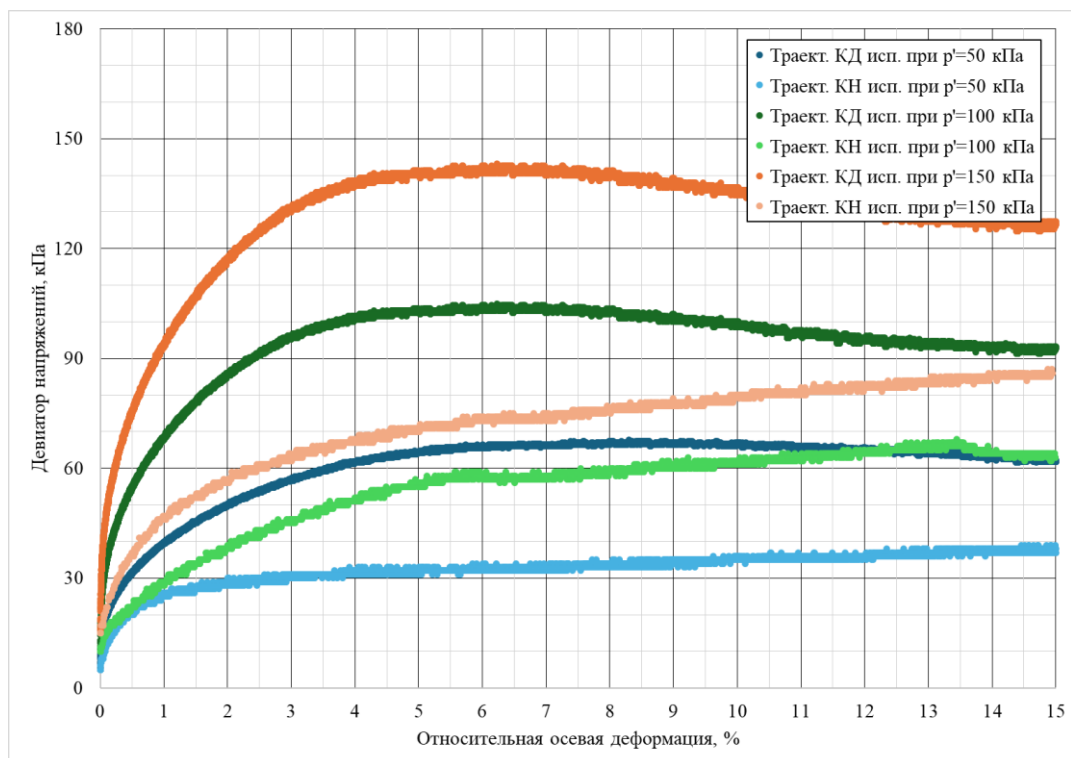


Рисунок 2.7. Диаграмма деформирования образцов при консолидированно-дренированных (КД) и консолидированно-недренированных (КН) трехосных испытаниях. Примечание: в легенде КД и КН – тип испытания; 50, 100 и 150 – давления бокового обжатия

Траектории эффективных напряжений при консолидированно-недренированных испытаниях имеют тенденцию к снижению средних эффективных напряжений при девиаторном нагружении. Снижение может быть вызвано процессами контракции, вызывающими рост избыточных поровых давлений. В целом траектория эффективных напряжений хорошо повторяет шатровую поверхность текучести, что хорошо согласуется с ранее сделанными математическими выкладками.

Представим вычисленные значения коэффициента  $A_f$  для трех давлений бокового обжатия в табл. 2.5.

Таблица 2.5. Вычисленные значения коэффициента  $A_f$  для лабораторных испытаний

Давление бокового обжатия, кПа	Среднее эффективное напряжение при разрушении по КН схеме, кПа	Среднее полное напряжение при разрушении по КН схеме, кПа	Девиатор напряжений при разрушении по КН схеме, кПа	Вычисленные значения к-та $A_f$ , д.ед.	Среднее значение к-та $A_f$ , д.ед.
50	28	65	36	1.02	0.91
100	70	123	64	0.83	
150	106	181	84	0.88	

Отметим, что среднее значение коэффициента Скемптона  $A_f$  соотносится с показателем текучести  $I_L$ , вычисленным в ходе определения физических характеристик образцов. Данную зависимость необходимо подтвердить на основании обработки большого объема лабораторных консолидированно-недренированных испытаний озерно-ледниковых отложений с площадок города Санкт-Петербург.

На основании анализа рис. 2.6 можно отметить, что точки разрушения  $q_f(p_f)$  образцов при консолидированно-дренированных и консолидированно-недренированных испытаниях имеют незначительный разброс вдоль линии предела прочности Кулона-Мора. Параметры критерия прочности Кулона-Мора, определенные в ходе обработки лабораторных испытаний:

- эффективный угол внутреннего трения  $\varphi' = 21^\circ$ ;
- эффективное сцепление  $c' = 2\text{кПа}$ .

Хорошая корреляция между результатами дренированных и недренированных испытаний по определению прочностных параметров по критерию Кулона-Мора позволяет подтвердить тезис о том, что эффективные параметры прочности можно определять, используя только результаты дренированных испытаний. Методика проведения консолидированно-недренированных испытаний обладает рядом сложностей по сравнению с консолидированно-дренированными:

- в консолидированно-недренированных испытаниях принципиально качественно проводить водонасыщение грунтов, что включает водонасыщение в вакуумной камере, реконсолидацию методом ВФС, водонасыщение противодавлением для получения корректных значений порового давления на стадии девиаторного нагружения. Эти процедуры занимают до 30% времени испытания;
- проведение консолидированно-недренированных испытаний требует наличия датчика порового давления и системы противодавления подсоединенных к поровому пространству образца.

В связи с перечисленными сложностями возможность определять параметры прочности на основании только дренированных испытаний позволяет значительно сократить время и сложность лабораторных испытаний слабых глинистых грунтов.

### **2.2.2. Оценка зависимости коэффициента Скемптона $A$ при разрушении от показателя консистенции**

Для предварительной оценки применимости математической модели для описания процесса деформирования грунта удобно пользоваться корреляционной зависимостью на основе легко определяемого характерного параметра глинистого грунта.

Для получения корреляционной зависимости важно выбрать параметр не являющийся зависимым от других, но при этом не расчетным образом связанный с искомым.

Для недренированной прочности существует ряд зависимостей на основе коэффициента переуплотнения  $OCR$ , параметров сжимаемости грунтов  $C_c$ ,  $C_s$ , числа пластичности  $I_p$ , предела текучести ( $LL$ ), природной влажности  $w$  и других параметров [15; 114]. В некоторых исследованиях [126] отмечается, что предел пластичности  $PL$ , коэффициенты сжимаемости и активность глинистых грунтов являются зависимыми параметрами от предела текучести, тогда как сам предел текучести определяется фракцией глинистых грунтов, то есть зависит от поверхностной активности частиц. Зависимость параметра  $A_f$  от консистенции грунта также косвенно отмечается в исследованиях А. Скемптона и в проведенных лабораторных испытаниях.

Для оценки параметра  $A_f$  будем применять показатель текучести грунта  $I_L$ .

Для получения корреляционной зависимости между параметром  $A_f$  и показателем текучести грунта  $I_L$  выполним обработку базы трехосных консолидированно-недренированных испытаний озерно-ледниковых отложений. База испытаний собрана на основе инженерных изысканий различных организаций, проводимых при строительстве объектов в Санкт-Петербурге. В состав базы входит 125 испытаний слабых пылевато-глинистых грунтов.

В качестве результатов лабораторных испытаний получены графики вида « $q - p'$ » с фиксацией порового давления  $u_f$ , эффективного среднего напряжения  $p'_f$  и девиатора  $q_f$  при разрушении, а также физические свойства грунтов (характерные влажности). Таблица с результатами представлена в Приложении А.

По результатам обработки с помощью регрессионного анализа точечных значение коэффициента Скемптона  $A_f$  и показателя текучести  $I_L$  методом наименьших квадратов получена линейная зависимость вида:

$$A_f = 0.9439 \cdot I_L. \quad (2.30)$$

Точечные результаты лабораторных испытаний и описывающая их функция регрессии представлены на рис. 2.7.

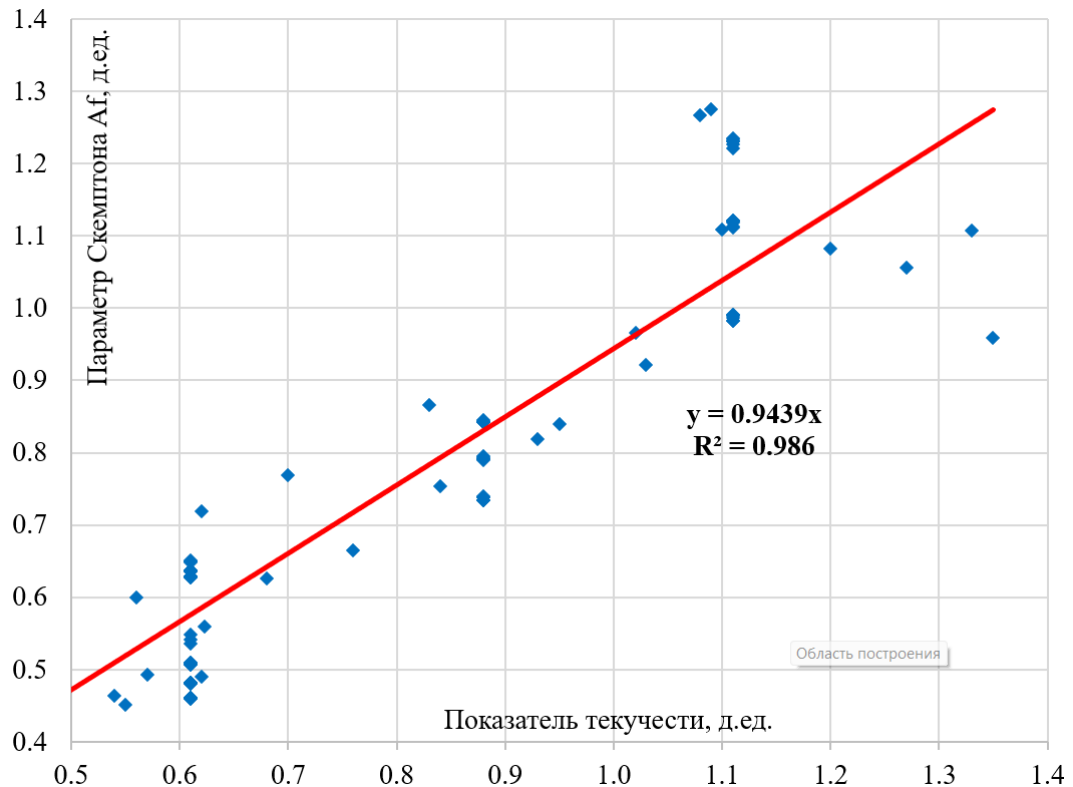


Рисунок 2.7. Зависимость коэффициента Скемптона  $A_f$  от показателя текучести грунта  $I_L$

С учетом близкой к 1 величины достоверности аппроксимации  $R^2 = 0.986$  можно говорить о линейном характере зависимости между параметром Скемптона  $A_f$  и показателем текучести  $I_L$ . Также это говорит о значительном снижении прочности грунтов текучей консистенции за счет образования избыточных поровых давлений при работе в недренированном режиме, что необходимо учитывать при расчетах оснований, сложенных слабыми водонасыщенными глинистыми грунтами.

### **2.3. Обобщение теории мгновенной прочности с учетом выявленных особенностей образования избыточных поровых давлений в слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтах**

Коэффициенты активного и пассивного давления можно представить как определяющую величину в соотношении между контактным давлением на границе «грунт-ограждающая конструкция» и смещением ограждения [124].

В рамках расчетного анализа ограждения котлованов одним из наиболее значимых расчетных факторов являются величины активного и пассивного давлений. Наиболее точное теоретическое решение задачи об их определении предложено В.В. Соколовским в рамках теории предельного равновесия грунтов (ТПРГ) [74]. В дальнейшем, К.В. Королевым предложен метод совместного использования численного метода ТПРГ и законов теории предельного равновесия грунта [41], что обеспечивает возможность решения задачи об активном и пассивном давлении грунта при возникновении избыточных поровых давлений, что является особенно актуальным при описании работы слабых глинистых грунтов, распространённых в границах центральной части Санкт-Петербурга и его окрестностей, в процессе разработки котлована.

#### **2.3.1. Теория мгновенной прочности Ю.И. Соловьева**

Теория мгновенной прочности (ТМП), предложенная Ю.И. Соловьевым [75], строится на 3-х основных теоретических предпосылках:

1) Законе Кулона-Мора (2.31), который можно записать в следующем виде:

$$\tau = \sigma' \cdot \sin(\varphi') + c' \cdot \cos(\varphi'), \quad (2.31)$$

где  $\sigma' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}$  - среднее эффективное напряжение в грунте, кПа;

$\tau = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$  - максимальное касательное напряжение в грунте, кПа.

2) Законе Терцаги (2.32):

$$\sigma = \sigma' + u, \quad (2.32)$$

где,  $\sigma$  - любая составляющая полных нормальных напряжений в массиве грунта, кПа;  $\sigma'$  - соответствующая компонента эффективных нормальных напряжений, кПа;  $u$  - поровое давление в массиве грунта, кПа.

3) Коэффициенте мгновенного порового давления  $\beta$  (2.33):

$$\beta = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma}. \quad (2.33)$$

Для вывода системы уравнений ТМП также вводится обозначение (2.34):

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = \sigma' + u, \quad (2.34)$$

где,  $\sigma$  - среднее полное напряжение в грунте, кПа

После чего выражение (2.31) может быть записано в следующем виде:

$$\tau = (\sigma - u) \cdot \sin(\varphi') + c' \cdot \cos(\varphi'). \quad (2.35)$$

За счет ряда математических преобразований выражение (2.35) может быть представлено как:

$$\tau = \sigma \cdot \sin(\rho) + \kappa \cdot \cos(\rho), \quad (2.36)$$

где,  $\rho$  и  $\kappa$  - параметры мгновенной прочности консолидирующейся среды, определяемые в соответствии с выражениями (2.37) и (2.38).

$$\sin(\rho) = (1 - \beta) \cdot \sin(\varphi'), \quad (2.37)$$

$$\kappa = \frac{1}{\cos(\rho)} (\sigma'_0 \cdot \beta \cdot \sin(\varphi') + c' \cos(\varphi')), \quad (2.38)$$

где,  $\sigma'_0$  - начальное среднее эффективное напряжение в грунте, соответствующее НДС грунта до начала разработки котлована, кПа

Важными частными случаями ТМП являются значения  $\beta = 0$  и  $\beta = 1$ . В первом случае закон прочности грунта сводится в классическом закону Кулона-Мора, в связи с чем активное и пассивное давление могут быть определены с помощью

стандартных формул, приведенных в [74]. Во втором случае выражения (2.36)-(2.38) примут вид:

$$\tau = \kappa = c_u^*, \quad (2.39)$$

$$\rho = 0, \quad (2.40)$$

$$c_u^* = \sigma'_0 \cdot \sin(\varphi') + c' \cos(\varphi'). \quad (2.41)$$

### 2.3.2. Обобщение теории мгновенной прочности с учетом исследований А. Скемптона

В соответствии с теорией А. Скемптона образование избыточного порового давления происходит различным образом от изменения средних напряжений в массиве грунта и от приложения девиаторных нагрузок. В связи с тем, что теория Скемптона базируется главным образом на трехосных испытаниях образцов грунта, а в рамках ТПРГ и ТМП рассматривается плоское деформированное состояние, введем модифицированный закон теории мгновенной прочности:

$$\Delta u = \alpha \cdot \beta \cdot \Delta \tau + \beta \cdot \Delta \sigma_3, \quad (2.42)$$

где:  $\beta$  – то же, что и в ТМП;  $\alpha$  – коэффициент, учитывающий особенности образования избыточных поровых давлений при девиаторном нагружении (соответствует классической ТМП при  $\alpha = 1$ ).

При этом можно представить  $\Delta \sigma_3$  в виде:

$$\Delta \sigma_3 = \frac{\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_3}{2} - \frac{\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3}{2} = \Delta \sigma - \Delta \tau. \quad (2.43)$$

Подставив (2.43) в (2.42) получим:

$$\Delta u = (\alpha - 1) \cdot \beta \cdot \Delta \tau + \beta \cdot \Delta \sigma. \quad (2.44)$$

Выражение (2.44) может быть представлено в каноничном виде:

$$\beta = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma + (\alpha - 1) \cdot \Delta \tau}. \quad (2.45)$$

Как видно из выражения (2.45), при коэффициенте  $\alpha = 1$  уравнение соответствует решению Ю.И. Соловьева.

Подставив в (2.35) выражение (2.44) получим:

$$\tau = (\sigma'_0 + (1 - \beta) \cdot \Delta\sigma - \Delta\tau \cdot (\alpha - 1) \cdot \beta) \cdot \sin(\varphi') + c' \cdot \cos(\varphi'). \quad (2.46)$$

Дальнейший вывод сводится к приведению выражения (2.46) к виду выражения (2.36).

Важно отметить, что в данном случае на результат расчета оказывает влияние максимальное значение касательных напряжений в массиве грунта в исходном состоянии. Для оценки данного параметра используется стандартный параметр  $K_0 = 1 - \sin(\varphi')$ .

С помощью ряда простейших математических преобразований выражение (2.46) может быть представлено как:

$$\tau = \sigma \frac{(1 - \beta) \cdot \sin(\varphi')}{1 + (\alpha - 1) \cdot \beta \cdot \sin(\varphi')} + \frac{\sigma'_0 \cdot \beta \cdot \sin(\varphi') \cdot (1 + (\alpha - 1) \cdot \frac{1 - K_0}{1 + K_0}) + c' \cdot \cos(\varphi')}{1 + (\alpha - 1) \cdot \beta \cdot \sin(\varphi')} \quad (2.47)$$

Для удобства записи, введем следующие обозначения:

$$A = \frac{1}{1 + (\alpha - 1) \cdot \beta \cdot \sin(\varphi')} \quad (2.48)$$

$$B = 1 + (\alpha - 1) \cdot \frac{1 - K_0}{1 + K_0} \quad (2.49)$$

Тогда, параметры мгновенной прочности консолидирующегося основания  $\rho$  и  $\kappa$  могут быть определены как:

$$\sin(\rho) = A \cdot (1 - \beta) \cdot \sin(\varphi') \quad (2.50)$$

$$\kappa = \frac{A}{\cos(\rho)} (\sigma'_0 \cdot \beta \cdot \sin(\varphi') \cdot B + c' \cos(\varphi')) \quad (2.51)$$

А для частного случая  $\beta = 1$ :

$$\rho = 0 \quad (2.52)$$

$$c_u^* = A \cdot (B \cdot \sigma'_0 \cdot \sin(\varphi') + c' \cos(\varphi')) \quad (2.53)$$

Данное обобщение теории мгновенной прочности позволяет расширить ее решения для различных случаев значения коэффициента Скемптона  $A_f$ . Такое обобщение является необходимой в связи с тем, что по результатам анализа, приведенного в разделе 2.1.1, классическая ТМП соответствует значения

коэффициента  $A_f = 1/3$ , в то время как для слабых пылевато-глинистых грунтов характерны более высокие значения данного коэффициента по результатам лабораторных испытаний, приведенных в разделе 2.2.

### 2.3.3. Влияние типа напряженно-деформированного состояния грунта на образование избыточных поровых давлений в массиве грунта

В данной работе рассматривается работа ограждения котлована в условиях плоско-деформированной расчетной схемы. Условия плоской деформации достаточно существенно отличаются от условий испытания грунта в приборе трехосного сжатия. Основным различием является то обстоятельство, что в условиях плоской деформации исключены деформации из рассматриваемой плоскости (что следует из определения), в то время как для условий трехосного сжатия имеют место деформации сразу в трех направлениях. Таким образом, отдельную задачу представляет из себя переход от коэффициента Скемптона  $A_f$ , определяемому в рамках трехосных испытаний, к предложенному коэффициенту  $\alpha$ , применяемому для расчетов в условиях плоской деформации. Данное обстоятельство проиллюстрировано на рис. 2.8.

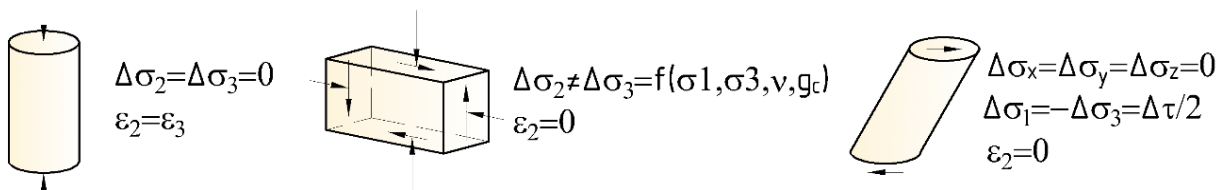


Рисунок 2.8. Условия деформирования грунта при трехосных испытаниях, при деформировании ограждения котлована и при условии простого сдвига.

Прямое определение коэффициента  $\alpha$  возможно при испытании в приборе простого сдвига (DSS), однако приборы данного типа не получили широкого распространения на территории Российской Федерации, в связи с чем

целесообразна разработка расчетного метода перехода от коэффициента Скемптона  $A_f$  к предложенному коэффициенту.

Для условий трехосного испытания коэффициент  $A_f$  может быть рассчитан в соответствии с формулой (2.29)

Условия простого сдвига предполагают непосредственное приложение на образец грунта сдвиговых нагрузок  $\tau$ . Таким образом, приращение инвариант напряжений для условий недренированного поведения могут быть представлены в виде:

$$\Delta p = 0 \quad (2.54)$$

$$\Delta p' \neq 0 \quad (2.55)$$

$$\Delta q = \sqrt{3} \cdot \Delta \tau \quad (2.56)$$

Приняв допущение, что уплотнение грунта происходило изотропно, получим, что в рамках данного испытания справедливо  $q_f = \Delta q$ . С учетом данного выражения, подставив (2.56) в (2.20) получим:

$$p'_f = \frac{q_f}{M} = \frac{\sqrt{3} \cdot \Delta \tau}{M} \quad (2.57)$$

Исходя из закона Терцаги (2.32) и условий (2.54)-(2.55) получим условие:

$$\Delta u = -\Delta p' = p'_0 - p'_f = p'_0 - \frac{\sqrt{3} \cdot \Delta \tau}{M} \quad (2.58)$$

Подставив в выражение (2.58) формулу (2.44) с учетом  $\Delta \sigma = 0$  и  $\beta = 0$  получим:

$$\alpha = \frac{p'_0}{\Delta \tau} - \frac{\sqrt{3}}{M} + 1 \quad (2.59)$$

Воспользовавшись выражением (2.28) и (2.56) получим:

$$\alpha = \frac{\sqrt{3}}{M \cdot 2^{\frac{\kappa-\lambda}{\lambda}}} - \frac{\sqrt{3}}{M} + 1 = \frac{\sqrt{3}}{M} (2^{\frac{\lambda-\kappa}{\lambda}} - 1) + 1 \quad (2.60)$$

Подставив в выражение (2.60) формулу (2.29) получим:

$$\alpha = \sqrt{3} \cdot (A_f - \frac{1}{3}) + 1 \quad (2.61)$$

Таким образом, предложенная формула (2.61) соответствует в том числе и условиям упругости при которых  $A_f = 1/3$  и  $\alpha = 1$ . Применение данной формулы позволяет получить параметр  $\alpha$  для выполнения расчетов по формулам (2.48) и (2.49) с помощью корреляционной зависимости, приведенной в разделе 2.2.

## 2.4. Выводы по главе 2

1. В результате проведенных экспериментальных и теоретических исследований установлено, что формирование избыточного порового давления в слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтах обусловлено не только действием уплотняющих, но и сдвиговых нагрузок, что оказывает существенное влияние на их прочность.

2. Оценка недренированной прочности через эффективные прочностные параметры на основе современных шатровых моделей упругопластического деформирования не позволяет получить удовлетворительную сходимость с результатами лабораторных трехосных КН испытаний слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов.

3. В ходе исследований выявлена и количественно оценена корреляционная связь между коэффициентом Скемптона ( $A_f$ ) и показателем консистенции ( $I_L$ ). Полученная зависимость позволяет прогнозировать величину избыточных поровых давлений, вызванных приложением сдвиговых нагрузок, на основе стандартных параметров слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов.

4. Разработано обобщение теории мгновенной прочности грунта (ТМП), учитывающее возможность образования избыточных поровых давлений в связи с приложением сдвиговых нагрузок. Для учета данного фактора введен коэффициент  $\alpha$ . Предложен метод вычисления, разработанного коэффициент  $\alpha$  на основе

значения коэффициента Скемптона  $A_f$ , определяемого по результатам трехосных КН испытаний или на основе предложенной корреляционной зависимости.

### **Глава 3 ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ ДАВЛЕНИЙ НАОГРАЖДАЮЩУЮ КОНСТРУКЦИЮ ПРИ ПОЭТАПНОЙ РАЗРАБОТКЕ КОТЛОВАНА В УСЛОВИЯХ СЛАБЫХ ПЫЛЕВАТО- ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ**

#### **3.1. Уравнения обобщенной теории предельного равновесия водонасыщенных грунтов и метод их численного интегрирования**

При расчетах ограждений котлованов ключевое значение имеют величины активного и пассивного давлений грунта [69]. Среди множества различных методов расчета данных параметров теоретически наиболее строгим является метод теории предельного равновесия грунта [70].

Для возможности применения предложенной модификации теории мгновенной прочности при расчетах предельных давлений грунта на стенку ограждений котлована необходимо вывести систему дифференциальных уравнений обобщенной теории предельного равновесия водонасыщенного грунта, подчиняющихся выражению (2.42).

##### **3.1.1. Принятые расчетные допущения и система обозначений**

Соответственно, система дифференциальных уравнений теории предельного равновесия для условий плоской деформации примет вид:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = 0 \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = \gamma \\ \tau = \sigma \cdot \sin(\rho) + \kappa(z) \cdot \cos(\rho) \end{array} \right. , \quad (3.1)$$

$$\tau = \bar{\sigma} \cdot \sin(\rho), \quad (3.2)$$

где  $\bar{\sigma} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \kappa \cdot \cot(\rho)$  - приведенное полное среднее напряжение.

Отдельно необходимо рассматривать частный случай, при котором коэффициент консолидации  $\beta = 1$ . В таком случае основание рассматривается как неоднородная идеально-вязкая среда [37].

Тогда система дифференциальных уравнений теории предельного равновесия упрощается до:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = 0 \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = \gamma, \\ \tau = c_u(z) \end{array} \right. \quad (3.3)$$

где  $c_u(z) = A \cdot (\sigma'_0(z) \cdot \sin(\varphi') \cdot B + c' \cos(\varphi'))$ .

В таком случае, эффективные напряжения и избыточные поровые давления могут быть найдены как:

$$\Delta u = \Delta \sigma + (\alpha - 1) \cdot \Delta \tau$$

$$\Delta \sigma = \sigma - \sigma'_0 \quad ; \quad (3.4)$$

$$\Delta \tau = c_u - \tau_0$$

$$\Delta u = \sigma + (\alpha - 1) \cdot c_u - \sigma'_0 \cdot B. \quad (3.5)$$

### 3.1.2. Основная система дифференциальных уравнений обобщённой теории предельного равновесия водонасыщенного грунта в общем случае и метод ее численного интегрирования

Преобразования системы дифференциальных уравнений (3.1) с учетом приведенной системы обозначений было выполнено Королевым К.В. [40]. В общем случае она примет вид:

$$\begin{cases} dx = dz \cdot (\lambda \pm \mu), \\ d\bar{\sigma} \pm 2 \cdot \bar{\sigma} \cdot \tan(\rho) \cdot d\lambda = (\gamma_{sb} + \frac{\partial \kappa}{\partial z} \cdot \cot(\rho)) \cdot (dz \mp dx \cdot \tan(\rho)). \end{cases} \quad (3.6)$$

В рассматриваемой системе дифференциальных уравнений, по сравнению со случаем, изложенным в работе К.В. Королева, несколько иначе будет определяться частная производная от недренированного сцепления.

Тогда система дифференциальных уравнений примет вид:

$$\begin{cases} dx = dz \cdot (\lambda \pm \mu), \\ d\bar{\sigma} \pm 2 \cdot \bar{\sigma} \cdot \tan(\rho) \cdot d\lambda = \gamma_{sb} \cdot (1 + K \cdot \frac{\beta}{1 - \beta}) \cdot (dz \mp dx \cdot \tan(\rho)) \end{cases} \quad (3.7)$$

Для применения полученной системы дифференциальных уравнений в практических задачах необходимо выполнить ее разложение методом конечных разностей.

Полученные из (3.7) дифференциальные уравнения для 2-х характеристических кривых и алгоритм их решения приведён в п. П.2.2. Приложения 2. При этом решение выполняется итерационно, в первой итерации принимается:

$$\lambda_1^* = \lambda_1; \bar{\sigma}_1^* = \bar{\sigma}_1; \lambda_2^* = \lambda_2; \bar{\sigma}_2^* = \bar{\sigma}_2. \quad (3.8)$$

После чего, до получения сходимости, на каждой итерации значения данных параметров пересчитываются.

### 3.1.3. Основная система дифференциальных уравнений обобщенной теории предельного равновесия водонасыщенного грунта в частном случае полностью не консолидированного основания и метод ее численного интегрирования

В работе Королева К.В. [40] также рассмотрено преобразование следующей системы дифференциальных уравнений:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x \\ \sigma_z \end{aligned} \right\} = \sigma \mp c_u \cdot \cos(2\lambda) \quad (3.9)$$

$$\tau_{xz} = c_u \cdot \sin(2\lambda)$$

Необходимо отметить, что в данном случае имеются существенные отличия от выражения (3.6), так как рассматривается среднее полное напряжение  $\sigma$ , а не приведенное полное среднее напряжение  $\bar{\sigma}$ .

$$\left\{ \begin{aligned} dx &= dz \cdot \tan\left(\lambda \pm \frac{\pi}{4}\right) \\ d\sigma \pm 2 \cdot c_u(z) \cdot d\lambda &= \gamma_{sb} \cdot dz \mp \frac{\partial c_u(z)}{\partial z} \cdot dx \end{aligned} \right. \quad (3.10)$$

После нахождения частной производной от удельного сопротивления недренированному сдвигу по глубине и её подстановки в рассматриваемое выражение система дифференциальных уравнений (3.10) примет вид:

$$\left\{ \begin{aligned} dx &= dz \cdot \tan\left(\lambda \pm \frac{\pi}{4}\right) \\ d\sigma \pm 2 \cdot c_u(z) \cdot d\lambda &= \gamma_{sb} \cdot (dz \mp C \cdot K \cdot dx) \end{aligned} \right. \quad (3.11)$$

Соответственно, в результате разложения полученной системы дифференциальных уравнений с помощью метода конечных разностей решение будет находиться с помощью алгоритма, приведённого в п. П.2.3. Приложения 2.

### 3.2. Расчетный метод определения активного давления слабого водонасыщенного грунта

#### 3.2.1. Расчетная схема, допущения расчета и расчетные формулы

Решение задачи о действии активного давления грунта на ограждения котлована в соответствии с решениями метода характеристик теории предельного равновесия грунта выполняется с применением расчетной схемы, приведенной на рис. 3.1.

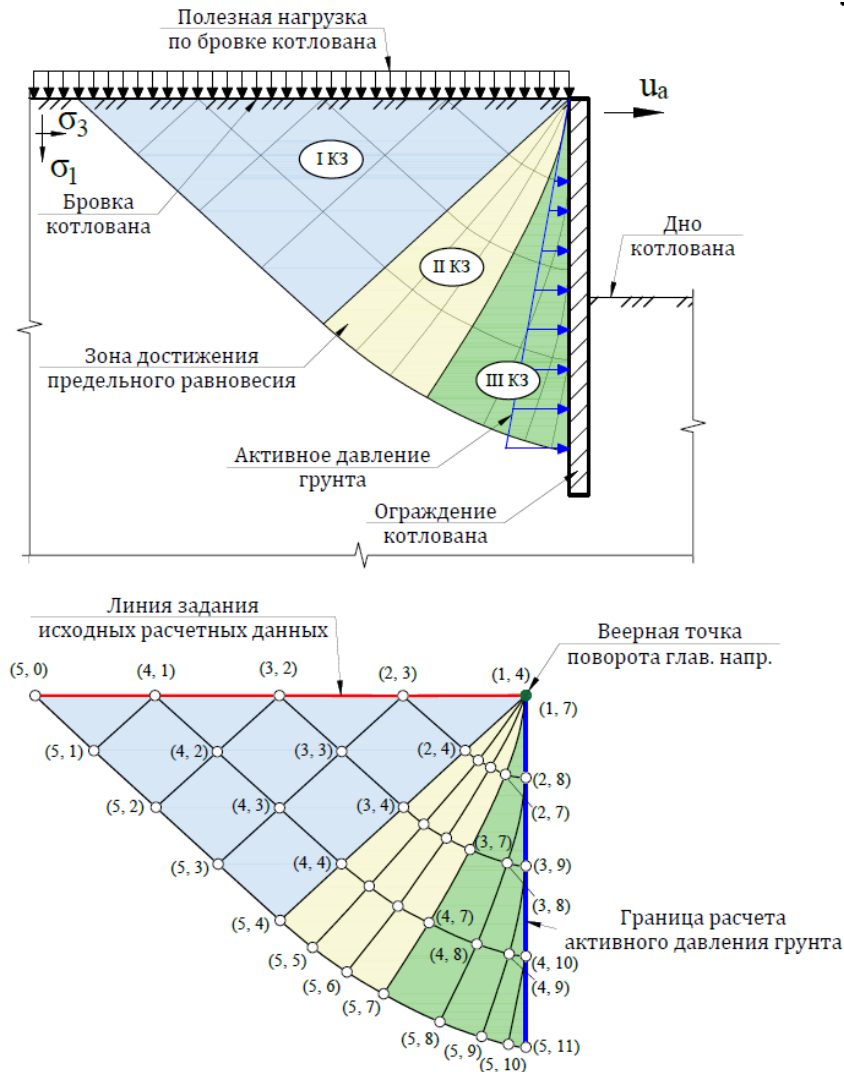
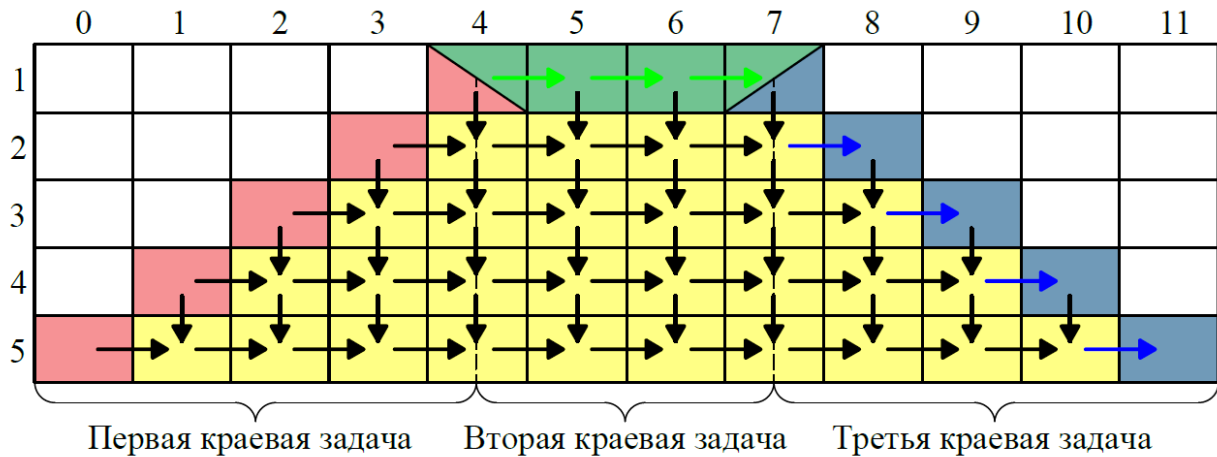


Рисунок 3.1. Расчетная схема для определения активного давления грунта на ограждение котлована.

Схема последовательности выполнения расчетов по представленной расчетной схеме представлена на рис. 3.2.



Условные обозначения:

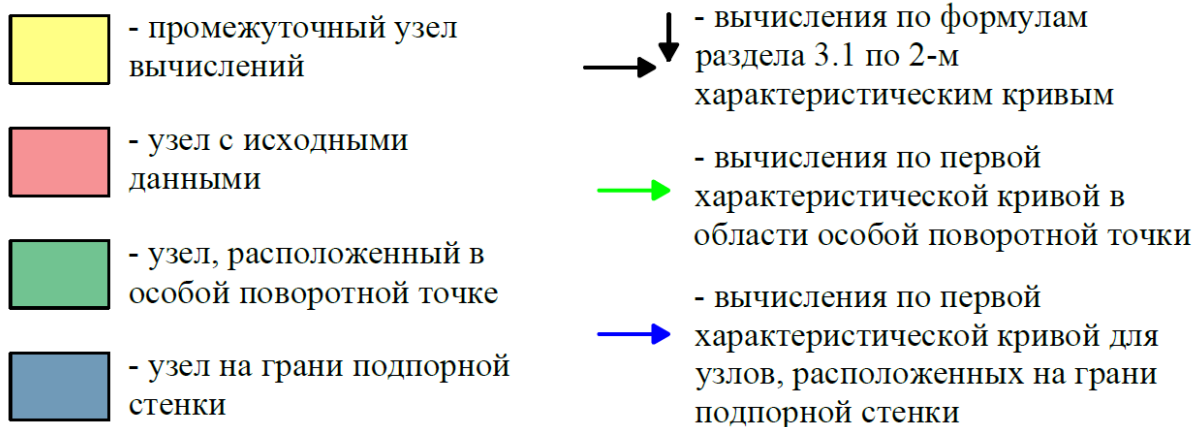


Рисунок 3.2. Схема последовательности и типов вычислений при решении задачи об активном давлении методом характеристик теории предельного равновесия грунта.

Таким образом, для выполнения расчета активного давления необходимо также вывести расчетные формулы для 3-х типов узлов:

- 1) для узлов, по которым задаются исходные данные расчета;
- 2) для узлов в пределах особой поворотной точки;
- 3) для узлов, расположенных на грани подпорной стенки.

Прежде, чем приводить дальнейшие математические преобразования, необходимо отдельно выделить расчетные допущения, в рамках которых они будут выполняться:

1. Так как в данном случае рассматриваются подпорные сооружения, устраиваемые с поверхности грунта, целесообразно рассматривать исключительно

вариант с вертикальной поверхностью грани, для которой выполняется вычисление активного давления.

2. Поверхность бровки котлована в данной работе принимается горизонтальной.

3. При выполнении расчетов в указанной постановке удобно назначать систему координат  $Oxz$  таким образом, чтобы точка  $O$  находилась в точке пересечения бровки и ограждения котлована. Таким образом, бровке котлована будет соответствовать координата  $z = 0$ , а грани стенки – координата  $x = 0$ .

Ниже приводятся необходимые преобразования для выполнения расчета в соответствии с рисунками 9 и 10.

**Условия для узлов с исходными данными:**

В первую очередь, для выполнения расчетов необходимо задаться кратностью разбиения рассматриваемого участка  $N$ . Таким образом, результатом решения первой краевой задачи будет матрица размерностью  $N \times N$ .

Так как все узлы с исходными данными располагаются на второстепенной диагонали, то для рассматриваемых узлов будут назначаться индексы  $i, N+1-i$ , где значения  $i$  принимаются в диапазоне от 1 до  $N$ .

Рассматриваемые узлы располагаются по бровке котлована. Соответственно для них необходимо определить значения параметров  $x$ ,  $z$ ,  $\lambda$  и  $\bar{\sigma}$ .

Как указывалось выше, в рассматриваемом случае для всех узлов:

$$z_{i,N+1-i} = 0. \quad (3.12)$$

Для назначения параметра  $x$  необходимо определить рассматриваемую длину участка бровки котлована  $L$ . Соответственно, координата самой дальней точки будет вычисляться как  $x_{N,1} = -L$ . Соответственно, общая формула для координат узлов может быть представлена как:

$$x_{i,N+1-i} = -L \cdot \frac{i-1}{N-1} \quad (3.13)$$

В соответствии с расчетной схемой, приведенной на рисунке 9, в данном случае направление напряжения  $\sigma_1$  совпадает с осью  $z$ , в связи с чем:

$$\lambda_{i,N+1-i} = 0. \quad (3.14)$$

Условие для задачи об активном давлении:

$$\sigma_1 = q. \quad (3.15)$$

Исходя из закона прочности (2.36):

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} &= \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \cdot \sin(\rho) + \kappa(z) \cdot \cos(\rho) \\ \sigma_3 &= \sigma_1 \cdot \frac{1 - \sin(\rho)}{1 + \sin(\rho)} - 2 \cdot \kappa(z) \cdot \frac{\cos(\rho)}{1 + \sin(\rho)} \end{aligned} \quad (3.16)$$

Тогда начальное условие по напряжениям в соответствии с выражением (3.2):

$$\bar{\sigma}_{i,N+1-i} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \kappa(z) \cdot \cot(\rho) = \frac{q + \kappa(z) \cdot \cot(\rho)}{1 + \sin(\rho)} \quad (3.17)$$

Соответственно, формирование исходных условий для расчета выполняется по формулам (3.12), (3.13), (3.14) и (3.17).

#### **Условия для узлов в особой поворотной точке:**

Важным условием для данных узлов является то, что геометрически все узлы расположены в одной точке. Таким образом для них будут корректны следующие выражения:

$$x = const; \quad z = const; \quad (3.18)$$

$$dx = dz = 0. \quad (3.19)$$

Отдельно отметим, что размерность решения второй краевой задачи задается при решении произвольно. Обозначим кратность разбиения как  $N_V$ . Для сокращения дальнейших записей будем обозначать искомые значения только по первой характеристической кривой. Тогда решение будет строиться для  $N_V$  узлов, обозначаемых индексом  $j$ . В примере, приведенном на рис. 10  $N_V = 4$ , узел (1, 4) будет соответствовать индексу  $j = 1$ , а с номером (1, 7) -  $j = N_V$ .

С учетом принятых допущений метода по системе координат, для данных узлов будет справедливо:

$$x_j = z_j = 0 \quad (3.20)$$

Принципиальное значение носит угол наклона главных площадок на контакте с ограждающей конструкцией  $\lambda_c$ .

С учетом того, что поверхность стенки принята вертикальной, вычисление данного угла выполняется по формулам (3.21) для активного давления.

$$\lambda_c = \beta_1, \text{ где } \beta_1 = \frac{1}{2} \cdot (\Omega - \delta), \sin(\Omega) = \frac{\sin(\delta)}{\sin(\varphi)}. \quad (3.21)$$

Расчетная схема для учета контактной прочности приведена на рис. 3.3. Формулы (3.21) выводятся геометрически в соответствии с рис. 3.3в.

В основу теории о наличии контактного трения положена гипотеза о наличии эффективных нормальных напряжений на контакте с ограждающей конструкцией. Ниже будет представлено расчетное обоснование данной гипотезы.

Соответственно, значение угла наклона главных площадок напряжений в рассматриваемых узлах будет изменяться линейно от значения 0 (для узла с индексом  $j = 1$ , в соответствии с выражением (3.14)) до значения  $\lambda_c$  (для узла с индексом  $j = N_V$ ). Таким образом, выражение для вычисления  $\lambda_j$  будет иметь вид:

$$\lambda_j = \lambda_c \cdot \frac{j-1}{N_V-1}. \quad (3.22)$$

С учетом (3.19), система дифференциальных уравнений (3.7) сократится до одного уравнения, которое примет вид:

$$d\bar{\sigma} \pm 2 \cdot \bar{\sigma} \cdot \tan(\rho) \cdot d\lambda = 0 \quad (3.23)$$

Выражение (3.23) представляет из себя простейшее дифференциальное уравнение первого порядка, решением которого будет:

$$\bar{\sigma} = \bar{\sigma}_1 \cdot e^{-2 \cdot \tan(\rho) \cdot (\lambda_j - \lambda_1)} \quad (3.24)$$

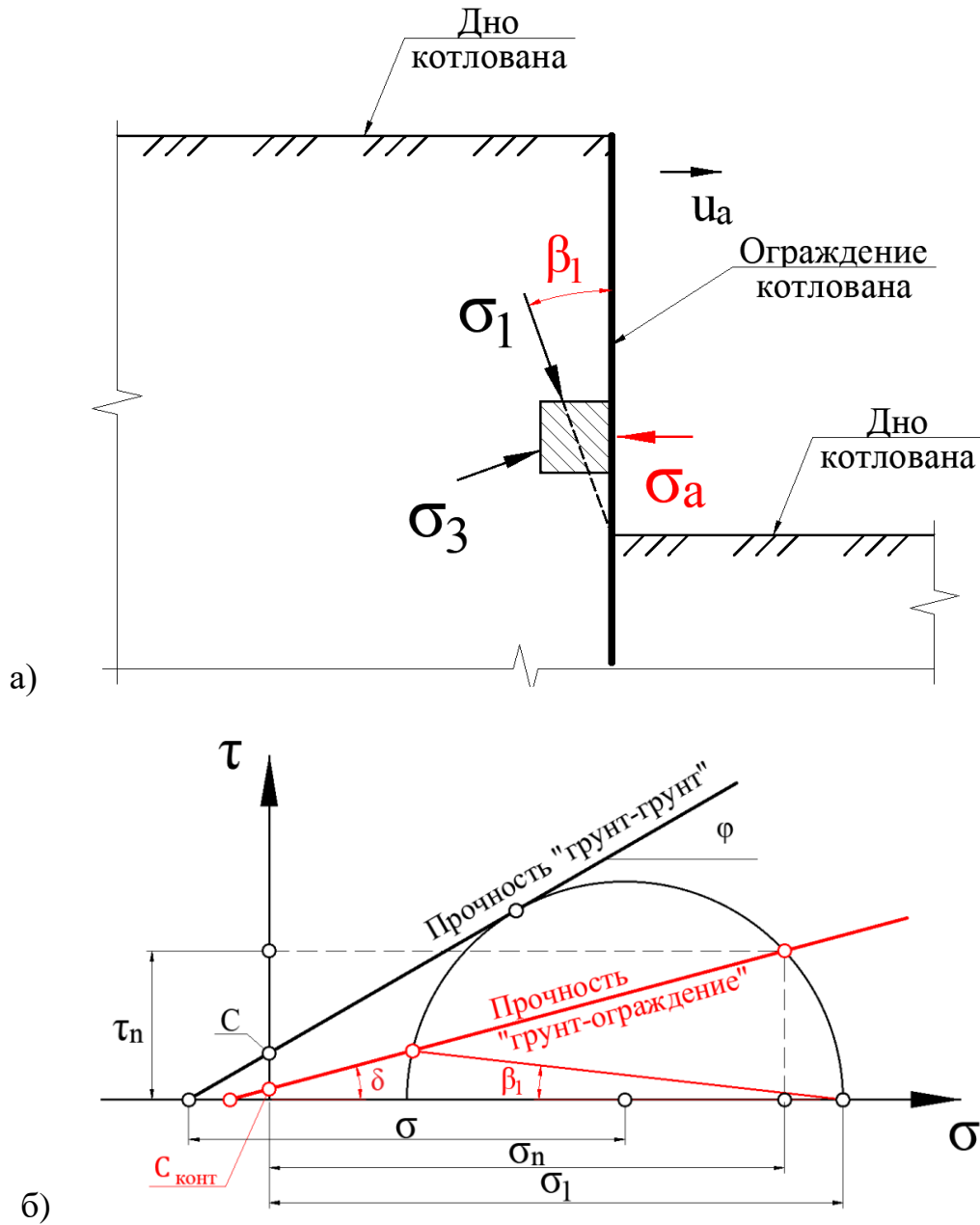


Рисунок 3.3. Схема к расчету угла наклона главных площадок напряжений на контакте «грунт-ограждение». а) принципиальная схема для активного давления; б) принципиальная схема для пассивного давления; в) искомые углы в пространстве кругов Мора.

### Условие на поверхности стенки:

Результатом решения третьей краевой задачи является квадратная матрица размерностью  $N \times N$ . Грани поверхности стенки соответствуют узлы, расположенные на главной диагонали матрицы. Соответственно, в качестве искомых значений будут рассматриваться значения с индексами  $k, k$ , где значения  $k$  принимаются в диапазоне от 1 до  $N$ .

В качестве условий по границе заведомо известно, что:

- 1) Угол поворота главных площадок напряжений по контакту «грунт-ограждение» по отношению к оси  $z$  вычисляется по формуле (3.21);
- 2) Координата  $x$  рассматриваемого узла в соответствии с принятой системой обозначений:

$$x_{k,k} = 0. \quad (3.25)$$

Тогда система конечно-разностных уравнений для первой характеристической кривой (п.2.20) примет вид:

$$\left\{ \begin{array}{l} -x_{k,k-1} = (z_{k,k} - z_{k,k-1}) \cdot \tan\left(\frac{\lambda_c + \lambda_{k,k-1}}{2} + \mu\right), \\ \overline{\sigma_{k,k}} - \overline{\sigma_{k,k-1}} + (\overline{\sigma_{k,k}} + \overline{\sigma_{k,k-1}}) \cdot \tan(\rho) \cdot (\lambda_c - \lambda_{k,k-1}) = \gamma_{sb} \cdot \left(1 + K \cdot \frac{\beta}{1-\beta}\right) \cdot (z - z_{k,k-1} + x_{k,k-1} \cdot \tan(\rho)) \end{array} \right. \quad (3.26)$$

По результатам преобразования системы уравнений (3.26) получим следующий метод решения по расчетной грани:

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_{k,k} = \lambda_c \\ z_{k,k} = z_{k,k-1} - x_{k,k-1} \cdot \cot\left(\frac{\lambda_c + \lambda_{k,k-1}}{2} + \mu\right) \\ x_{k,k} = 0 \\ \overline{\sigma_{k,k}} = \frac{\gamma_{sb} \cdot \left(1 + K \cdot \frac{\beta}{1-\beta}\right) \cdot (z_{k,k} - z_{k,k-1} + x_{k,k-1}) \cdot \tan(\rho) + \overline{\sigma_{k,k-1}} \cdot (1 - \tan(\rho)) \cdot (\lambda_c - \lambda_{k,k-1})}{1 + \tan(\rho) \cdot (\lambda_c - \lambda_{k,k-1})} \end{array} \right. \quad (3.27)$$

### Решения для случая $\beta=1$ :

В данном случае выражения для величин средних напряжений будут выполняться иначе. Принципы получения уравнений будут аналогичны приведенным выше, в связи с чем приводится только результат преобразований.

Выражение (3.17) для построения исходных данных расчета примет вид:

$$\sigma_{i,N+1-i} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = q - c_u(z). \quad (3.28)$$

Выражение (3.24) для вычисления напряжений будет иметь вид:

$$\sigma_j = \sigma_1 - 2 \cdot c_u(z) \cdot \lambda_j \quad (3.29)$$

Последнее уравнение системы (3.27) примет вид:

$$\sigma_{k,k} = \sigma_{k,k-1} + \gamma_{sb} \cdot (z_{k,k} - z_{k,k-1} + C \cdot K \cdot x_{k,k-1}) - 2 \cdot c_u(z) \cdot (\lambda_c - \lambda_{k,k-1}) \quad (3.30)$$

Приведенные выражения позволяют провести вычисления для всех рассматриваемых случаев.

### 3.2.2. Результаты расчетов активного давления слабого водонасыщенного грунта методом характеристик

В соответствии с приведенным выше алгоритмом были выполнены расчеты величин активного давления грунта для ряда задач. На рисунках 3.4-3.7 приведены характерные результаты расчетов задачи об активном давлении при  $\beta = 1$  и  $\alpha = 3$ .

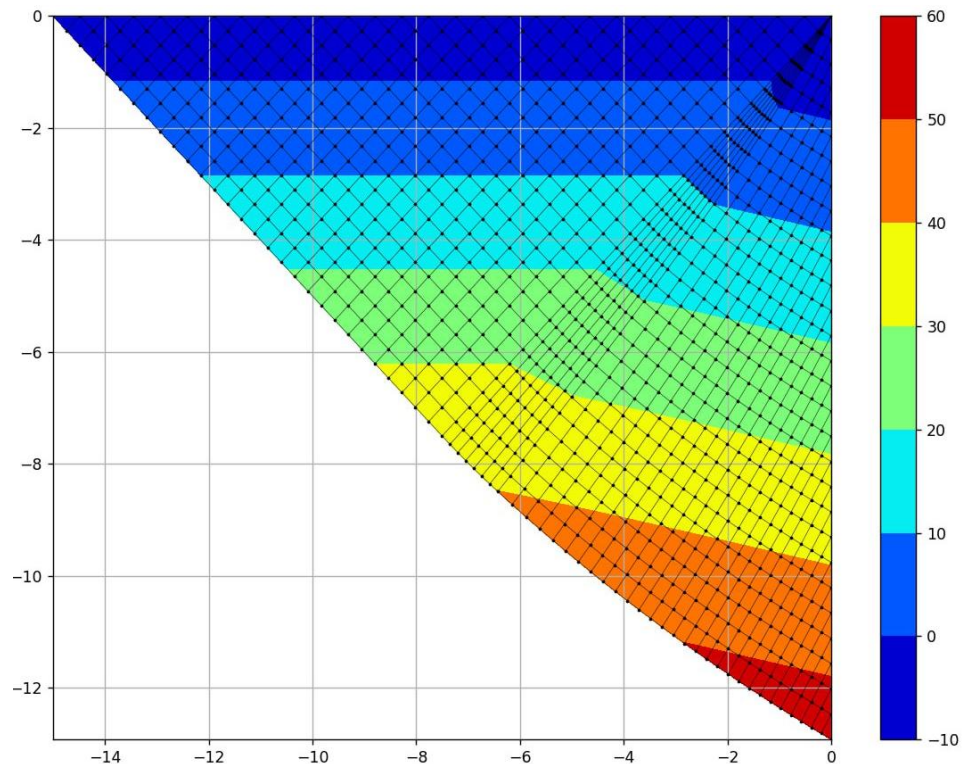


Рисунок 3.4. Изополя полных горизонтальных напряжений по результатам решения задачи об активном давлении методом характеристик.

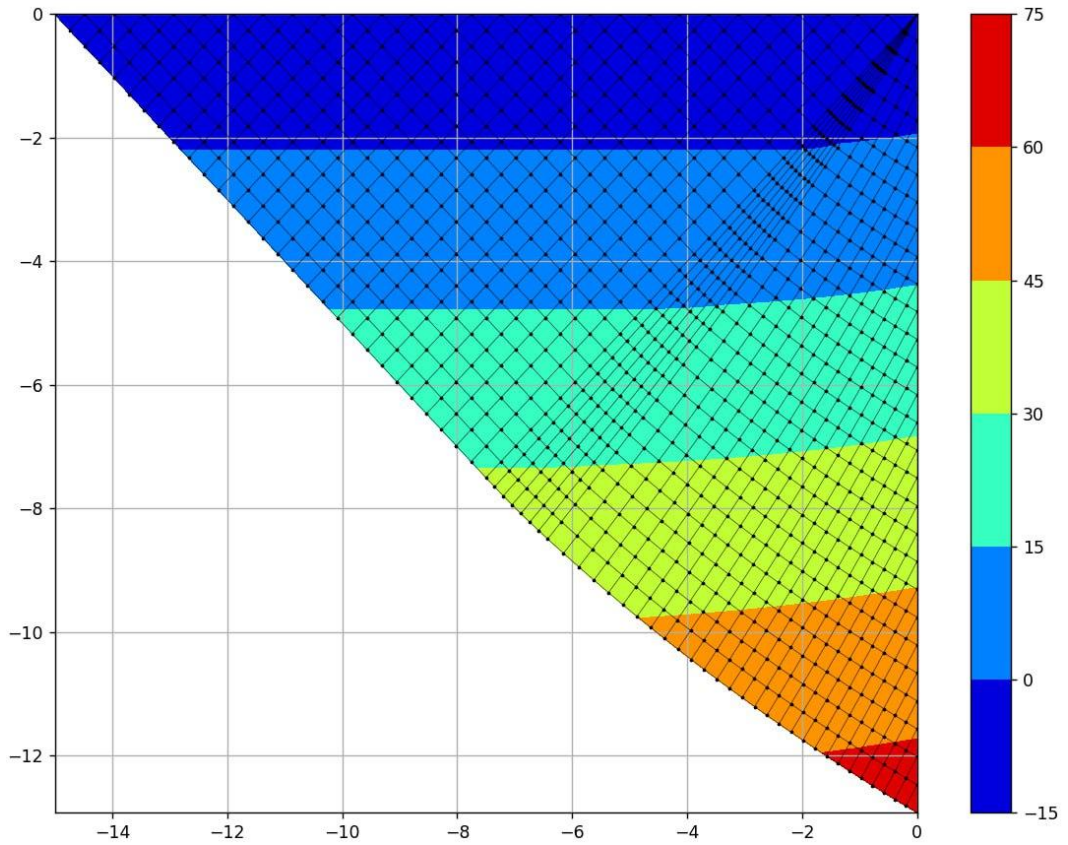


Рисунок 3.5. Изополя эффективных горизонтальных напряжений по результатам решения задачи об активном давлении методом характеристик.

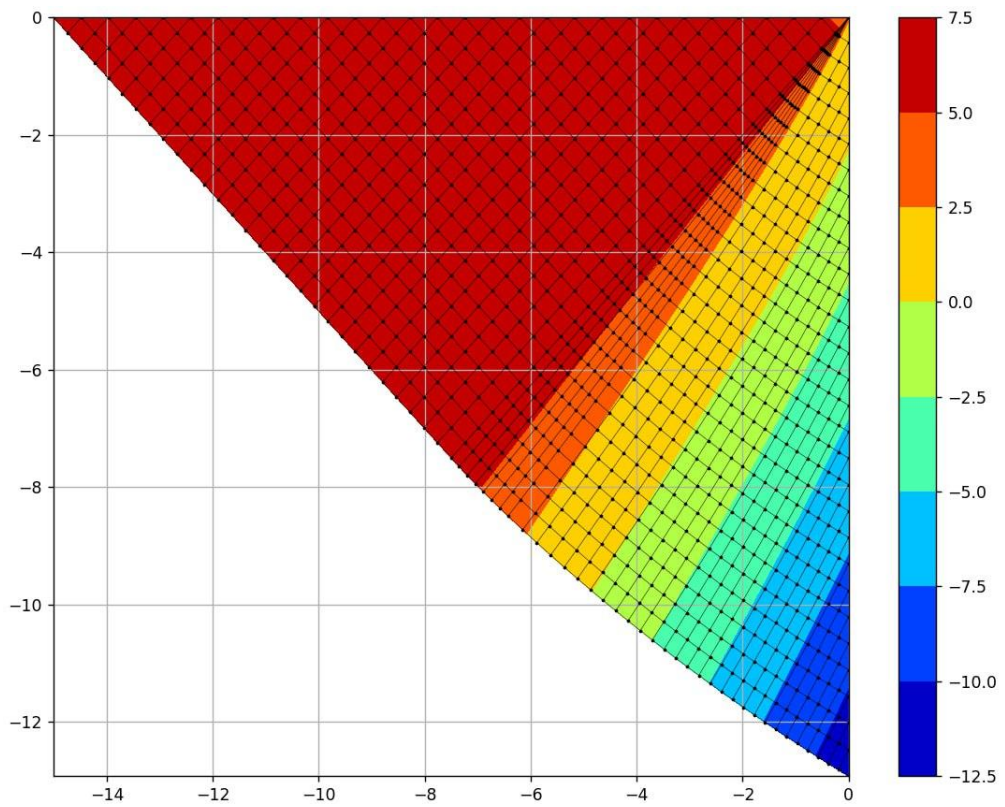


Рисунок 3.6. Изополя избыточных поровых давлений по результатам решения задачи об активном давлении методом характеристик.

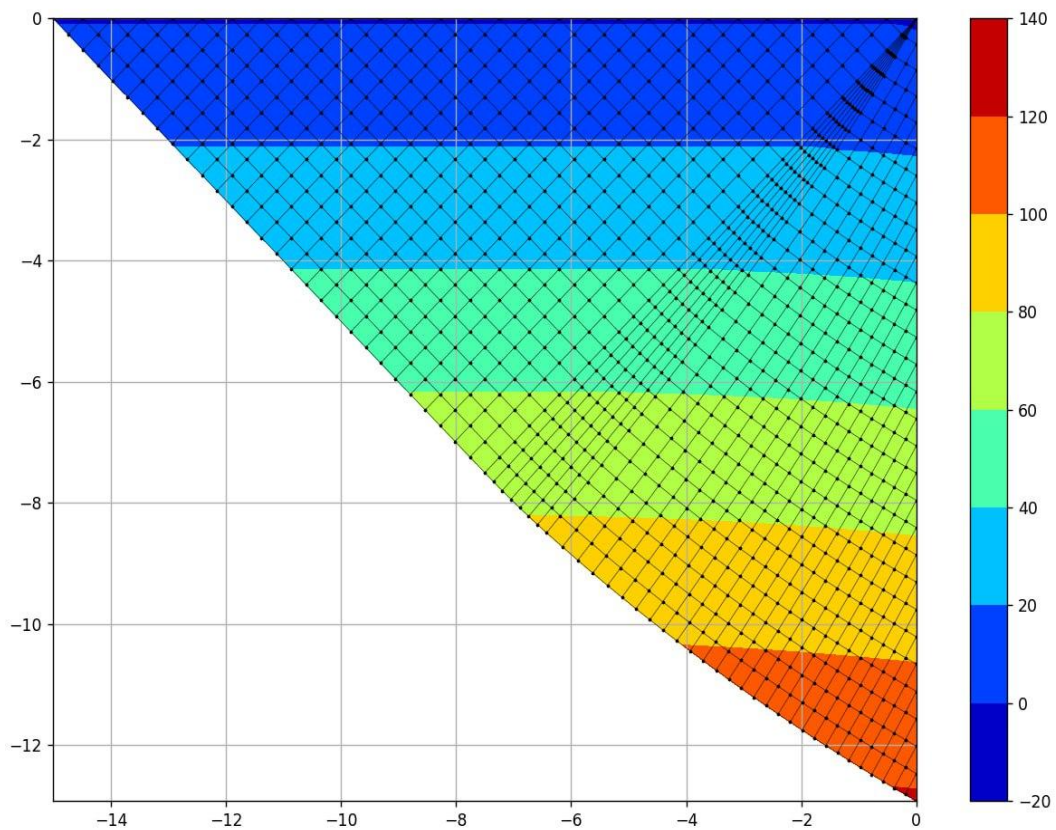


Рисунок 3.7. Изополя эффективных вертикальных напряжений по результатам решения задачи об активном давлении методом характеристик.

Среди приведенных результатов расчета отдельное значение имеют величины эффективных горизонтальных напряжений, приведенные на рис. 3.4. Как видно из приведенных результатов, не смотря на полностью неконсолидированный характер работы массива грунта, в нем существуют эффективные напряжения, которые и приводят к возникновению трения на контакте массива грунта с ограждением котлована.

Для оценки влияния значения коэффициентов образования избыточных поровых давлений на результаты расчетов на рис. 3.8 приведен сопоставительный график результатов расчета величин активного давления грунта.

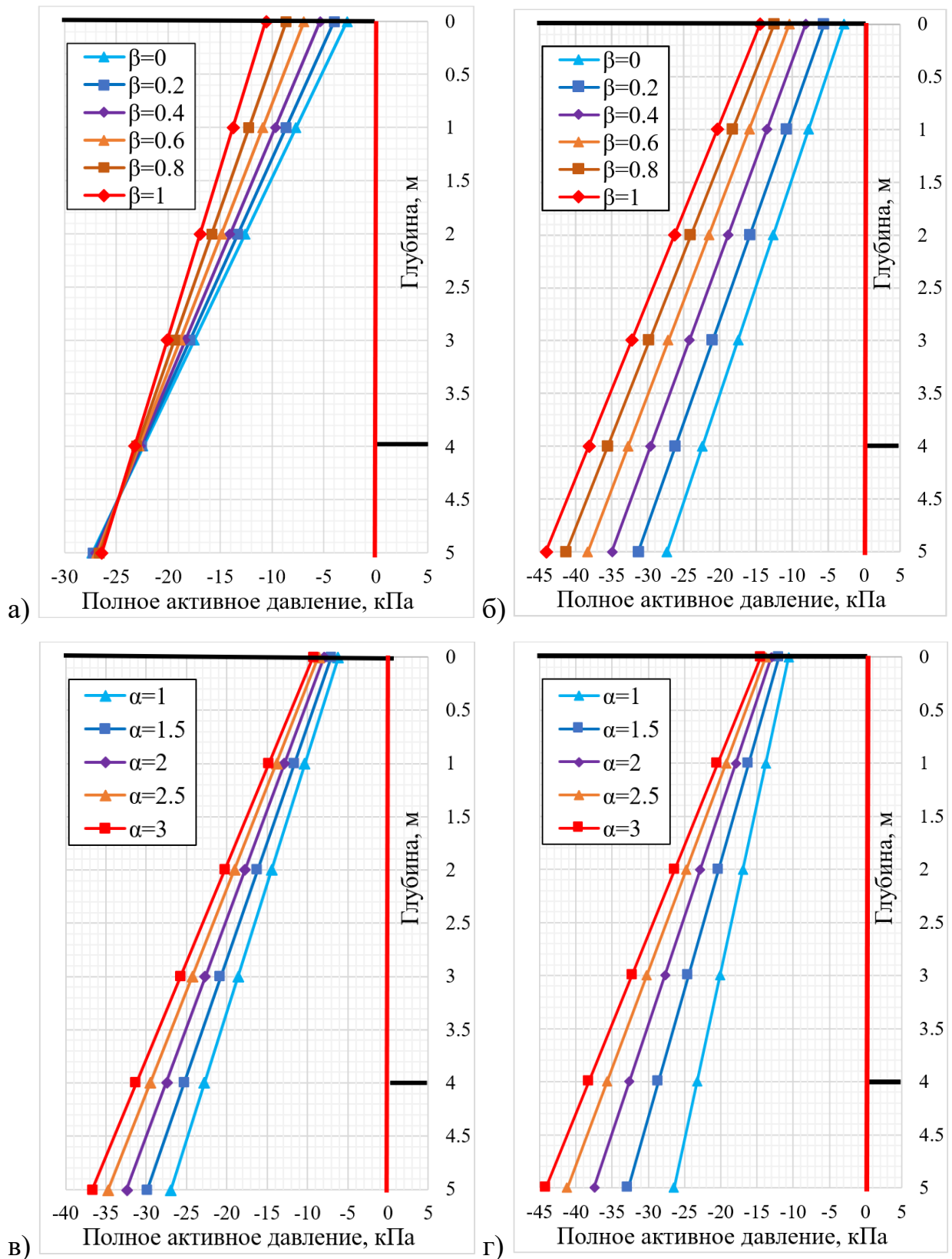


Рисунок 3.8. Графики результатов расчета активного давления при образовании избыточных поровых давлений при  $\varphi = 20^\circ$ ,  $c = 5$  кПа,  $q = 20$  кПа:

а) при значении  $\alpha = 1$  для различных значений  $\beta$ ; б) тоже при  $\alpha = 3$ ;

в) при значении  $\beta = 0.5$  для различных значений  $\alpha$ ; тоже при  $\beta = 1$ .

По графику, приведенному на рис. 16 необходимо указать несколько важных особенностей:

- 1) В данном случае под активным давлением грунта понималось давление в полных компонентах напряжений.
- 2) Увеличение значения коэффициента  $\beta$  существенно увеличивает величину активного давления, обусловленного полезной нагрузкой по бровке котлована.
- 3) В соответствии с рисунком 16а, в рассматриваемом случае при коэффициенте  $\alpha = 1$  коэффициент активного давления от собственного веса грунта обратно пропорционален коэффициенту  $\beta$ .
- 4) В соответствии с рисунком 16б, в рассматриваемом случае при коэффициенте  $\alpha = 3$  коэффициент активного давления от собственного веса грунта практически не зависит от коэффициента  $\beta$ .
- 5) В соответствии с рисунками 16в и 16г величина активного давления прямо пропорциональна величине коэффициента  $\alpha$ . Степень влияние значения  $\alpha$  на активное давления грунта зависит от величины коэффициента  $\beta$ .

Для возможности применения полученных результатов расчета в аналитических расчетах необходимо привести полученные результаты в формате формулы.

Представим активное давление грунта в случае образования избыточных поровых давлений как:

$$P_{A,und}(z) = \gamma_{sb} \cdot z \cdot K_{A,\gamma,und} + q \cdot K_{A,q,und} - 2 \cdot c \cdot K_{A,c,und} . \quad (3.31)$$

Тогда, по результатам численных расчетов данные параметры могут быть определены как:

$$\begin{aligned} K_{A,\gamma,und} &= \frac{\Delta P_{A,und}}{\Delta z \cdot \gamma_{sb}} \\ K_{A,q,und} &= \frac{\Delta P_{A,und}}{\Delta q} . \\ K_{A,c,und} &= -\frac{\Delta P_{A,und}}{2 \cdot \Delta c} \end{aligned} \quad (3.32)$$

Таким образом, для определения первого коэффициента необходимо решение одной задачи, а для определения второго и третьего необходимо решение нескольких задач с изменением параметра  $q$  и  $c$ .

В соответствии с приведенными выше формулами величина активного давления определяется следующими формулами:

$$P_{A,und} = f(z, \gamma_{sb}, q, c', \varphi', \delta, \alpha, \beta, K_0). \quad (3.33)$$

Соответственно, при определении величин искомых коэффициентов, необходимо определять их значения в зависимости от:

$$\begin{aligned} K_{A,\gamma,und} &= f(\varphi', \delta, \alpha, \beta, K_0) \\ K_{A,q,und}, K_{A,c,und} &= f(\varphi', \delta, \alpha, \beta) \end{aligned} \quad (3.34)$$

Итоговые результаты обработки приведены в таблицах П.3.1 – П.3.3 (см. Приложение 3).

Зависимость предложенных коэффициентов активного давления при образовании избыточных поровых давлений от различных параметров проиллюстрирована на рис. 3.9.

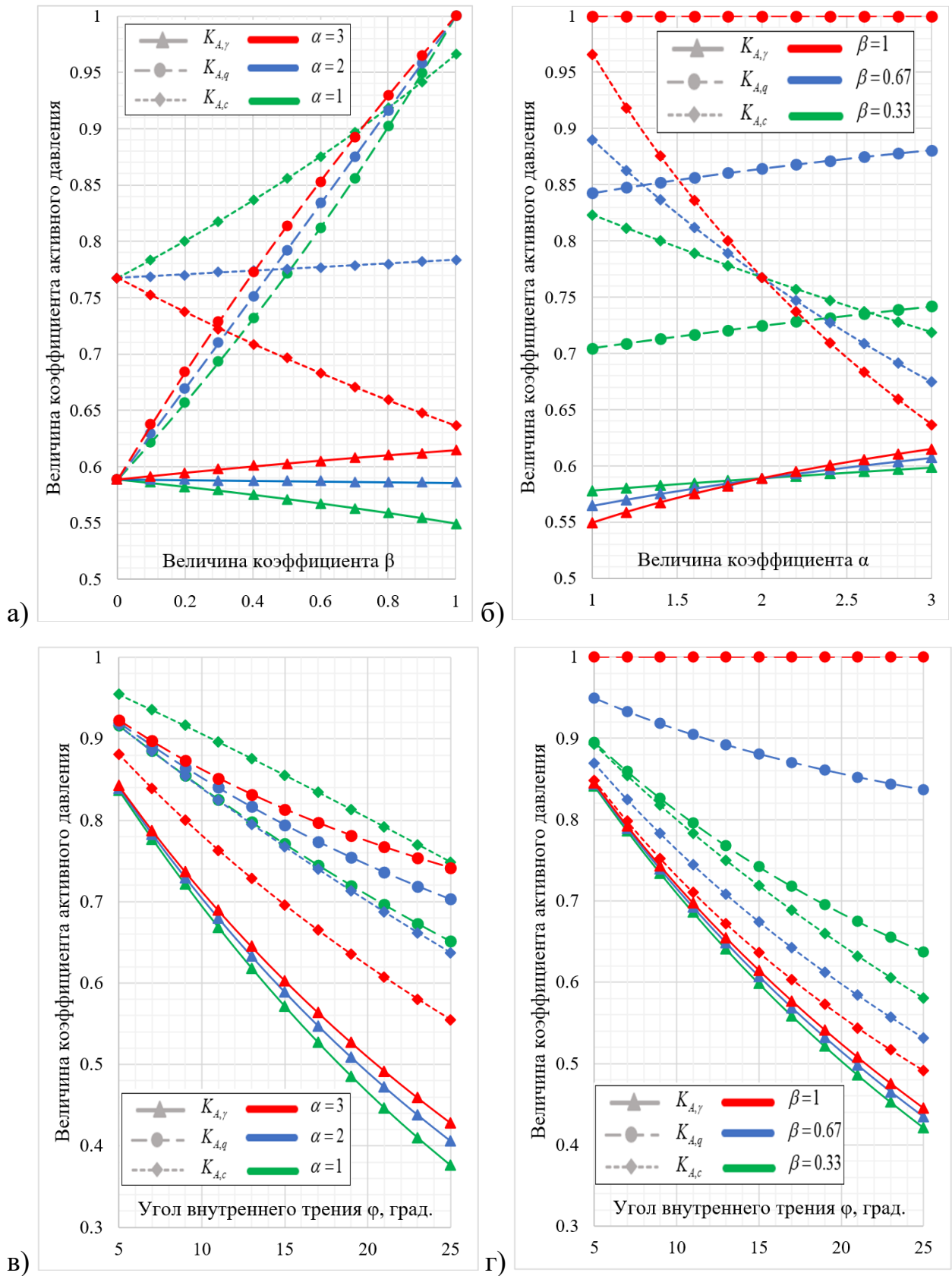


Рисунок 3.9. Зависимость предложенных коэффициентов активного давления  
 а) от коэффициента  $\beta$  при различных значениях коэффициента  $\alpha$ ;  
 б) от коэффициента  $\alpha$  при различных значениях коэффициента  $\beta$ ;  
 в) от угла внутреннего трения грунта  $\phi$  при различных значениях коэффициента  $\alpha$ ;  
 г) от угла внутреннего трения грунта  $\phi$  при различных значениях коэффициента  $\beta$ .

### 3.3. Расчетный метод определения пассивного давления слабого водонасыщенного грунта

Расчетная схема для определения величины пассивного давления методом характеристик во многом схожа с расчетной схемой для вычисления активного давления и приведена на рис. 3.10.

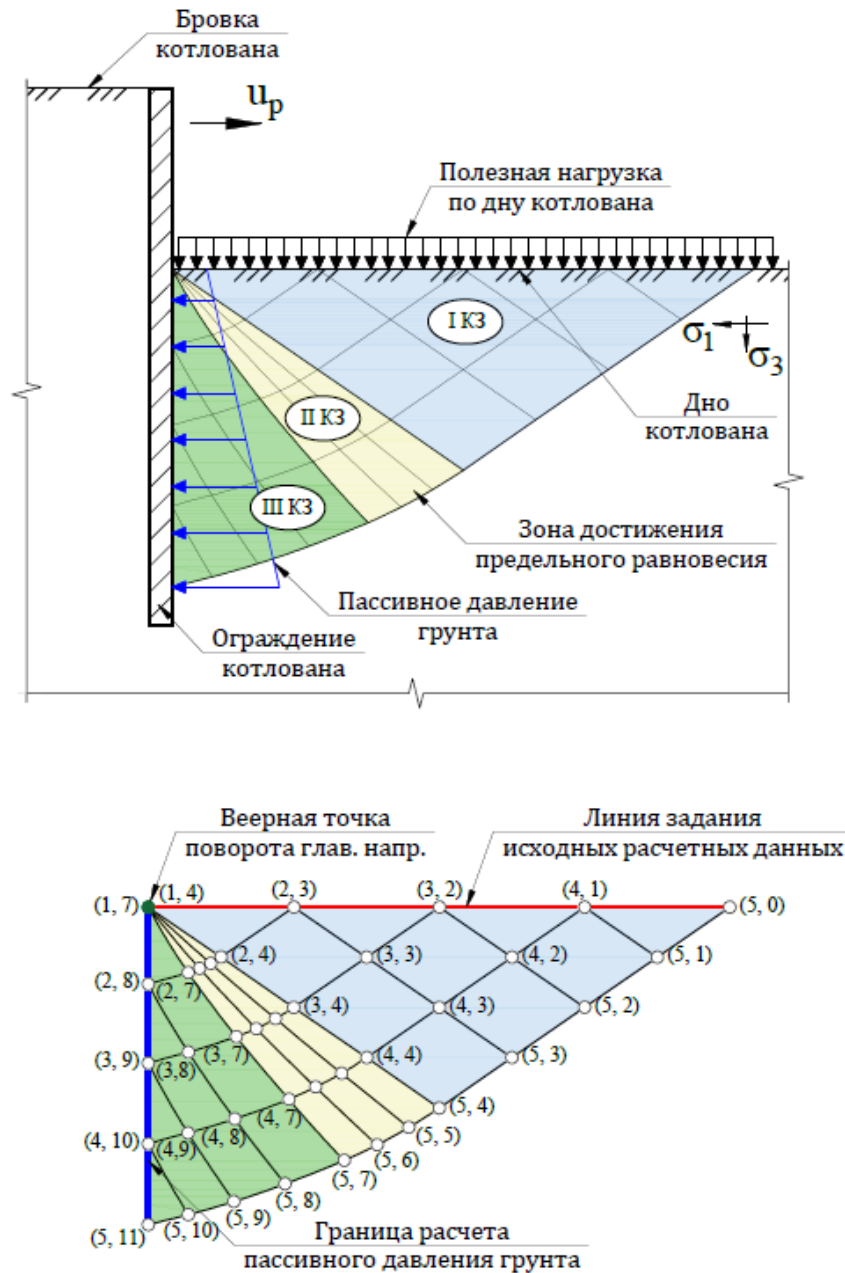


Рисунок 3.10. Расчетная схема для определения активного давления грунта на ограждение котлована.

Решение задачи о пассивном давлении методом характеристик ТПРГ не содержит принципиальных отличий от решения задачи об активном давлении, расчетные формулы для которого приведены в разделе 3.2.1.

Отдельно необходимо отметить, что в связи с зависимостью величин избыточных поровых давлений от начальных напряжений в массиве грунта, расчет также должен учитывать начальные бытовые напряжения в уровне дна котлована.

В связи с изложенным выше, непосредственные расчетные формулы, примененные при построении численного решения, не приводятся. На рис. 3.11-3.14 приведены характерные результаты расчетов задачи о пассивном давлении при  $\beta = 1$  и  $\alpha = 3$ .

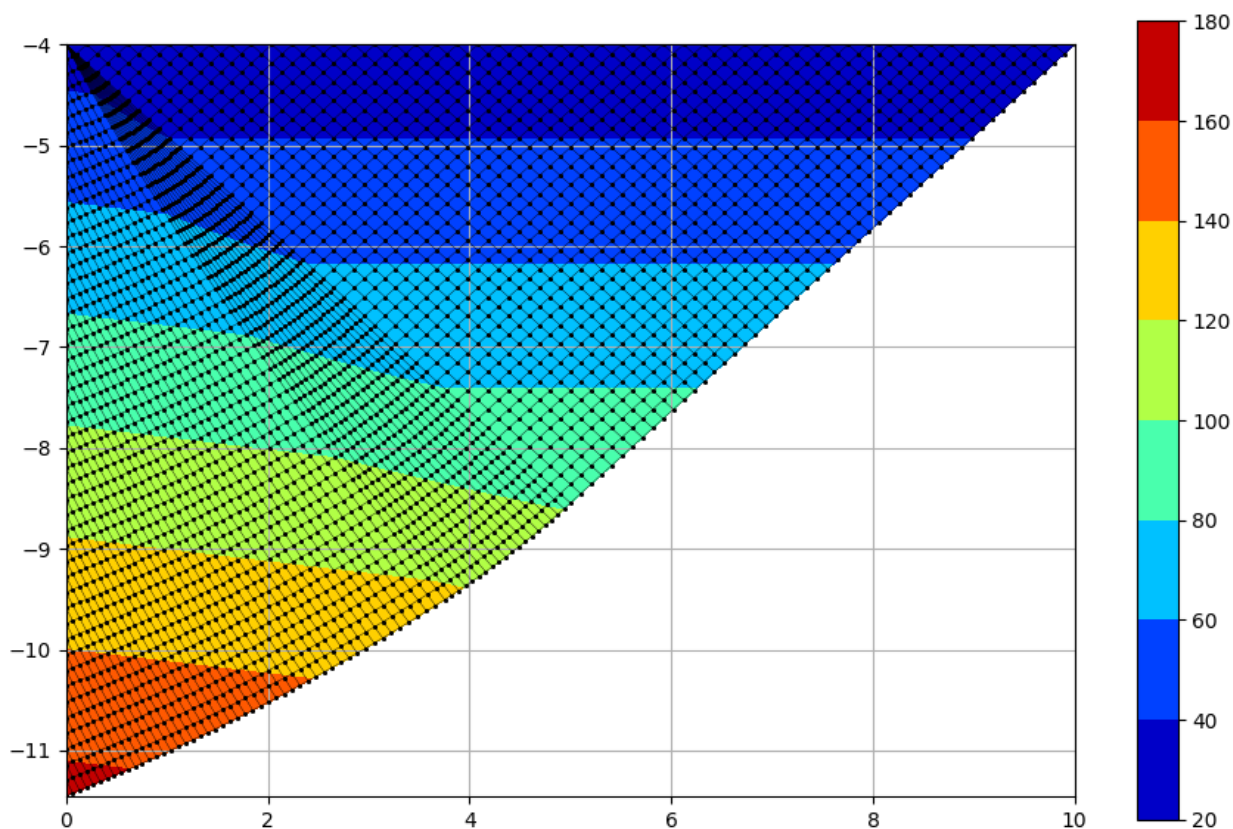


Рисунок 3.11. Изополя полных горизонтальных напряжений по результатам решения задачи об активном давлении методом характеристик.

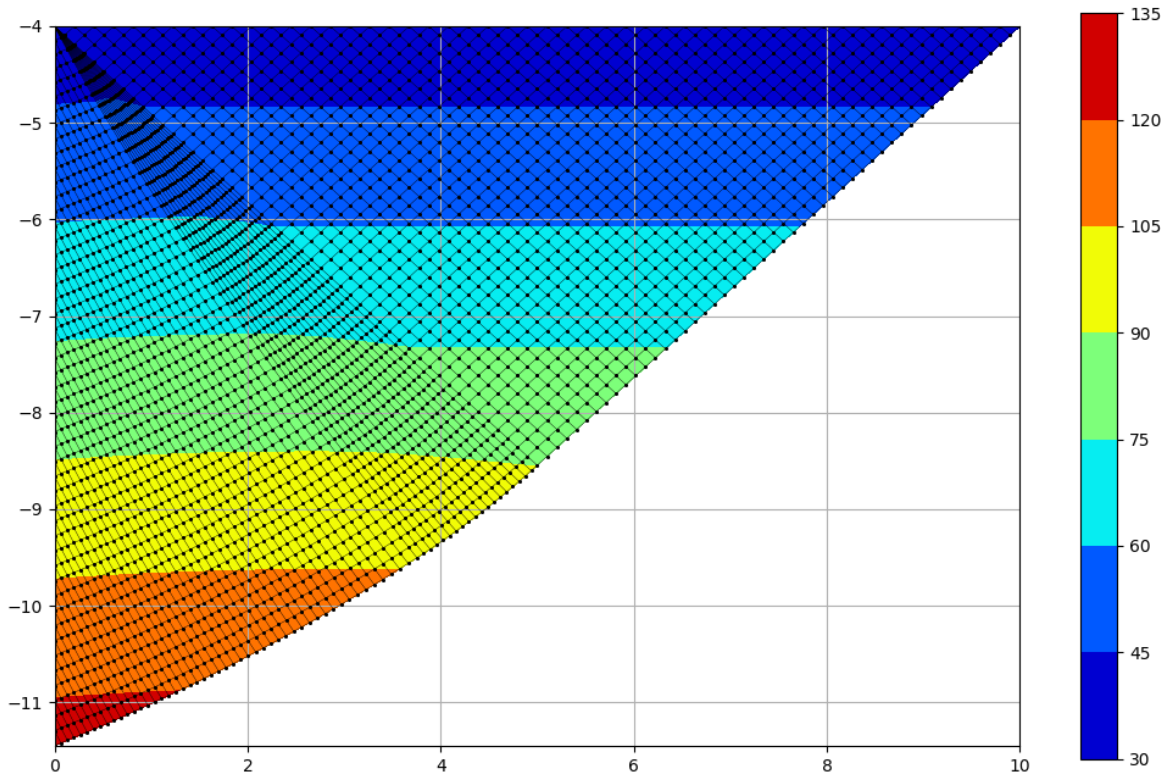


Рисунок 3.12. Изополя эффективных горизонтальных напряжений по результатам решения задачи об активном давлении методом характеристик.

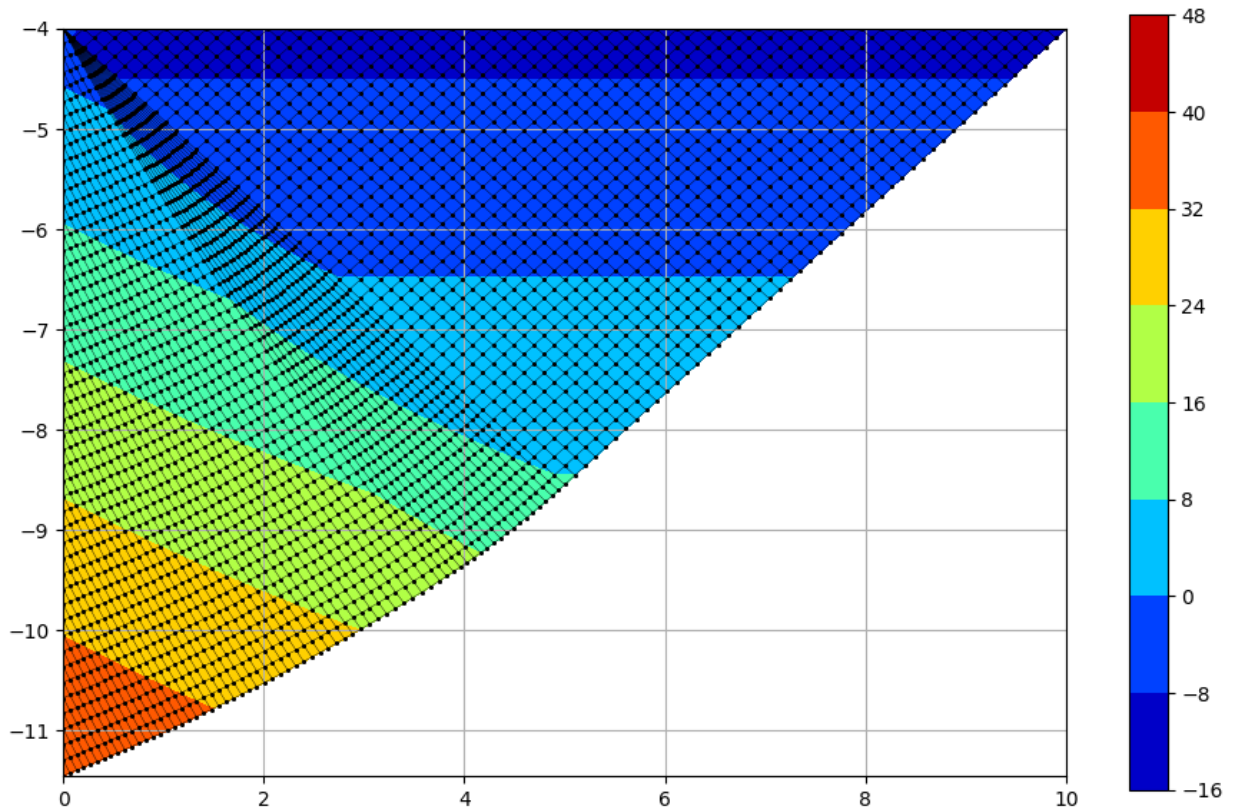


Рисунок 3.13. Изополя избыточных поровых давлений по результатам решения задачи об активном давлении методом характеристик.

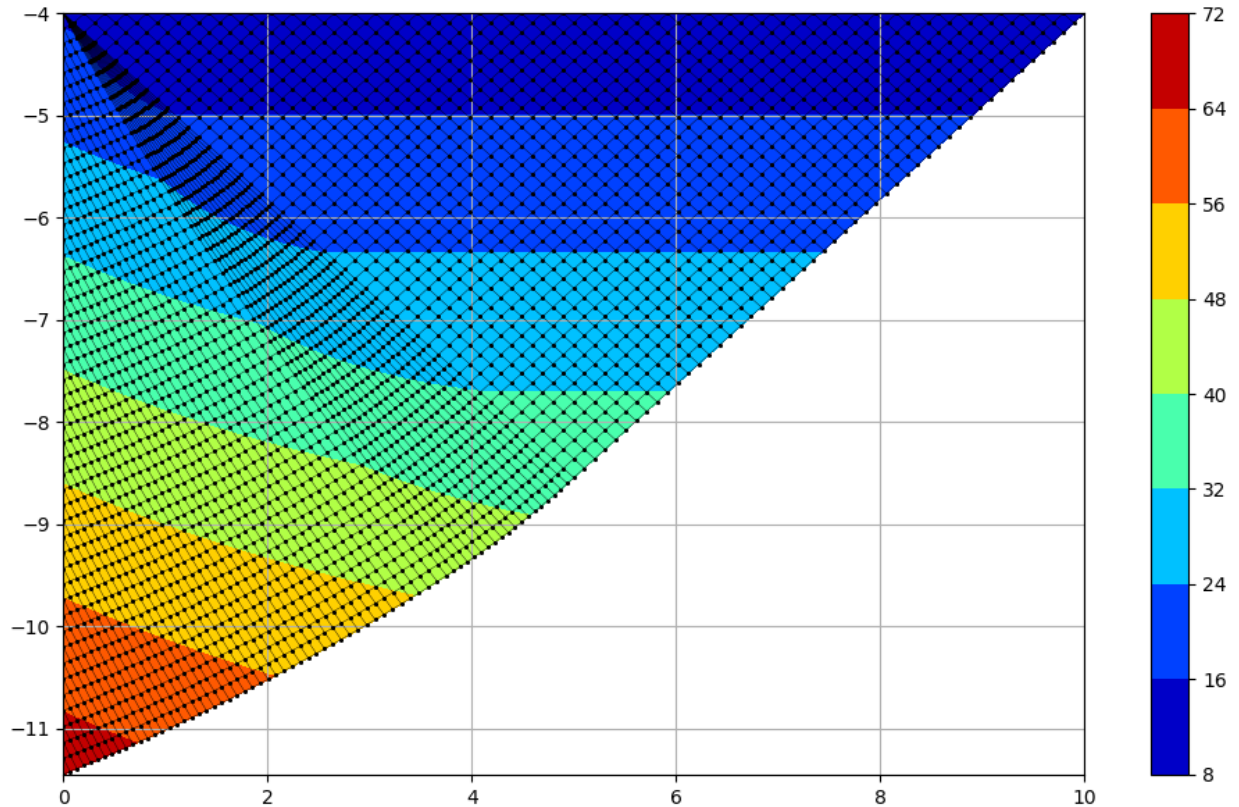


Рисунок 3.14. Изополя эффективных вертикальных напряжений по результатам решения задачи об активном давлении методом характеристик.

В соответствии с рис. 3.13 особую важность представляет из себя отрицательные поровые давления, зафиксированные в уровне дна котлована. Данное явление обусловлено неконсолидированной реакцией грунтового основания на выемку грунта в пределах котлована. При этом данные отрицательные величины приводят к увеличению эффективных напряжений в уровне дна котлована, что в свою очередь приводит к возрастанию совокупного пассивного давления грунта. Для оценки влияния значения коэффициентов образования избыточных поровых давлений на результаты расчетов на рис. 3.15 приведен сопоставительный график результатов расчета величин пассивного давления грунта.

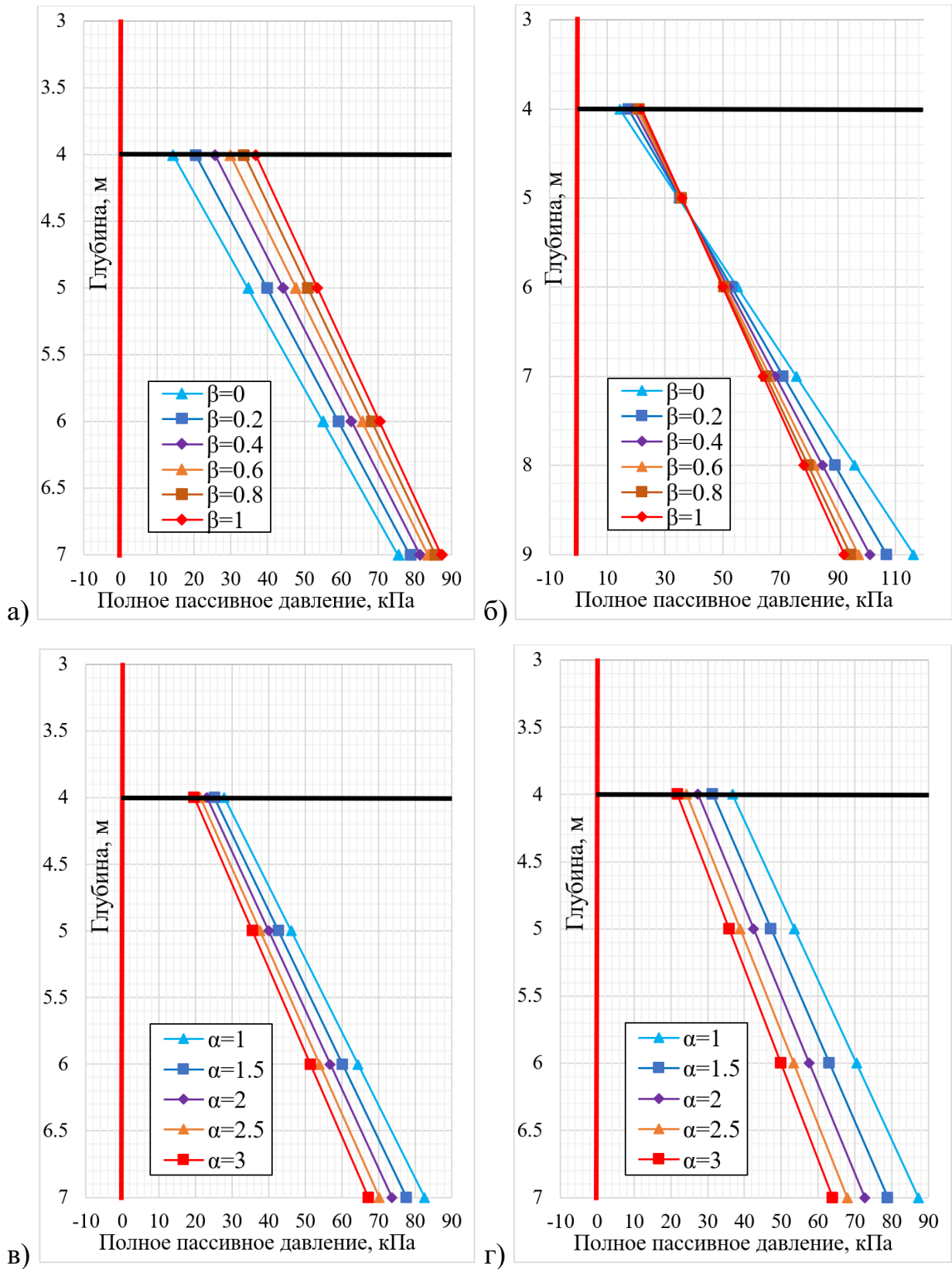


Рисунок 3.15. Графики результатов расчета пассивного давления при образовании избыточных поровых давлений при  $\varphi=20^\circ$ ,  $c=5$  кПа,  $q=20$  кПа:

а) при значении  $\alpha=1$  для различных значений  $\beta$ ; б) тоже при  $\alpha=3$ ;  
 в) при значении  $\beta=0.5$  для различных значений  $\alpha$ ; г) тоже при  $\beta=1$ .

По полученным графикам на рис. 3.15 необходимо указать несколько важных особенностей:

1) В данном случае под пассивным давлением грунта понималось давление в полных компонентах напряжений.

2) Пассивное давление в уровне дна котлована прямо пропорционально коэффициенту  $\beta$ , в то время как угол наклона эпюры давления – обратно пропорционален.

3) Пассивное давление грунта на всех участках эпюры обратно пропорционально коэффициенту  $\alpha$ .

Для возможности применения полученных результатов расчета в аналитических расчетах необходимо привести полученные результаты в формате формулы.

Представим пассивное давление грунта в случае образования избыточных поровых давлений как:

$$P_{P,und}(z) = \gamma_{sb} \cdot z \cdot K_{P,\gamma,und} + \sigma_{zg,0} \cdot K_{P,g,und} + q \cdot K_{P,q,und} + 2 \cdot c \cdot K_{P,c,und}. \quad (3.35)$$

Тогда, по результатам численных расчетов данные параметры могут быть определены как:

$$\begin{aligned} K_{P,\gamma,und} &= \frac{\Delta P_{P,und}}{\Delta z \cdot \gamma_{sb}} \\ K_{P,g,und} &= \frac{\Delta P_{P,und}}{\Delta \sigma_{zg,0}} \\ K_{P,q,und} &= \frac{\Delta P_{P,und}}{\Delta q} \\ K_{P,c,und} &= \frac{\Delta P_{P,und}}{2 \cdot \Delta c} \end{aligned} \quad (3.36)$$

Таким образом, для определения первого коэффициента необходимо решение одной задачи, а для определения второго и третьего необходимо решение нескольких задач с изменением параметра  $q$  и  $c$ .

В соответствии с приведенными выше формулами величина пассивного давления определяется следующими формулами:

$$P_{P,und} = f(z, \gamma_{sb}, q, c', \varphi', \delta, \alpha, \beta, K_0, \sigma_{zg,0}) \quad (3.37)$$

Соответственно, при определении величин искомых коэффициентов необходимо определять их значения в зависимости от:

$$\begin{aligned} K_{P,\gamma,und}, K_{P,g,und} &= f(\varphi', \delta, \alpha, \beta, K_0) \\ K_{P,q,und}, K_{P,c,und} &= f(\varphi', \delta, \alpha, \beta) \end{aligned} \quad (3.38)$$

Итоговые результаты обработки приведены в таблицах П.3.4 – П.3.7 (см. Приложение 3).

Зависимость предложенных коэффициентов пассивного давления при образовании избыточных поровых давлений от различных параметров проиллюстрирована на рис. 3.16.

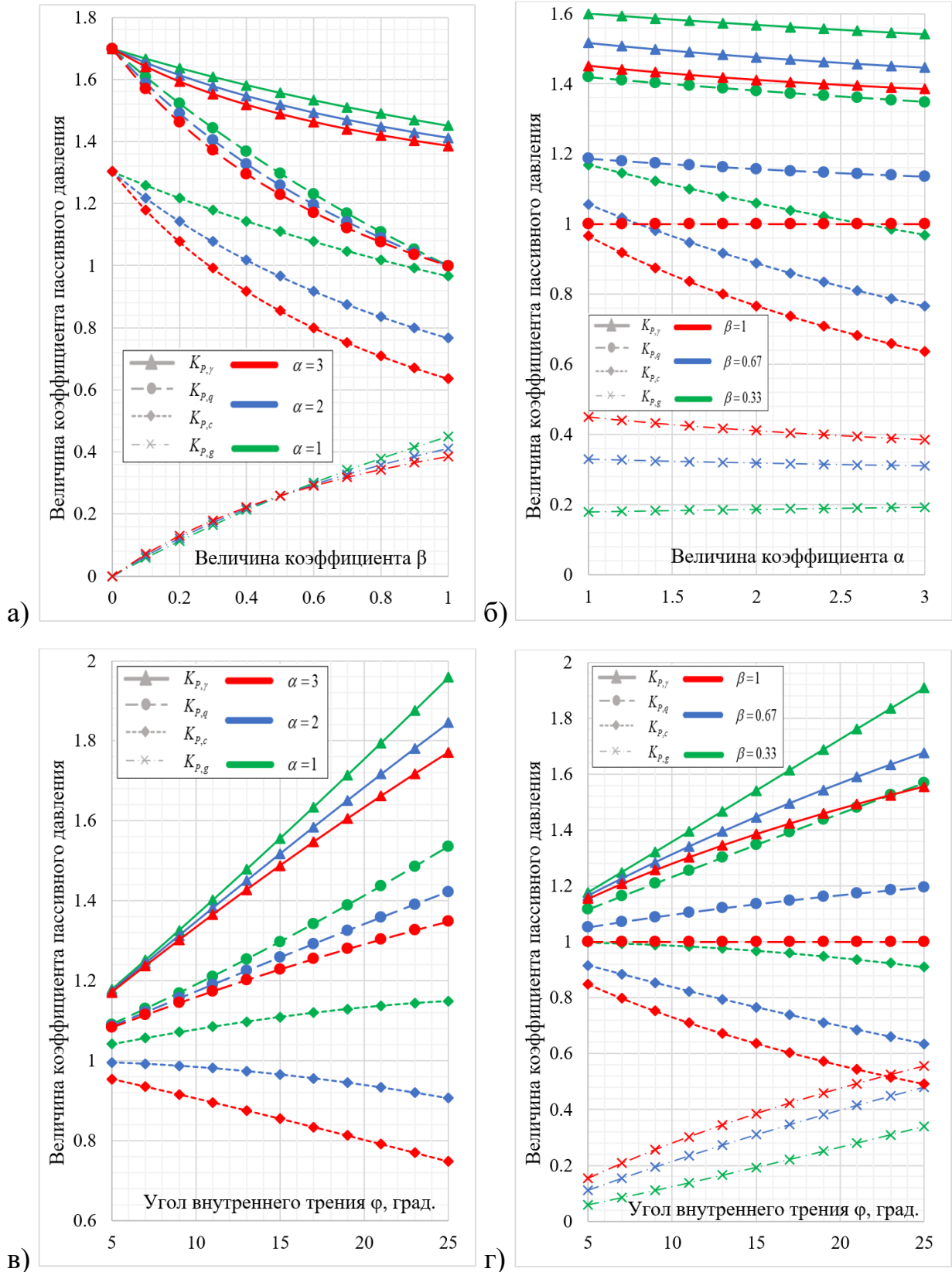


Рисунок 3.16. Зависимость предложенных коэффициентов активного давления  
 а) от коэффициента  $\beta$  при различных значениях коэффициента  $\alpha$ ;  
 б) от коэффициента  $\alpha$  при различных значениях коэффициента  $\beta$ ;  
 в) от угла внутреннего трения грунта  $\varphi$  при различных значениях коэффициента  $\alpha$ ;  
 г) от угла внутреннего трения грунта  $\varphi$  при различных значениях коэффициента  $\beta$ .

### 3.4. Разработка и верификация методики задания параметров расчетной схемы при выполнении расчетов ограждения котлована методом конечных элементов в условиях слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов

Существенным недостатком метода характеристик теории предельного равновесия грунта является сложность его обобщения для случаев многослойных оснований [74], которые характерны для инженерно-геологических условий таких регионов, как Санкт-Петербург [50]. Другим значимым недостатком данных методов является невозможность учета допредельных фаз работы основания [37].

В связи с этим целесообразно рассмотреть возможность применения результатов, полученных в разделах 3.2 – 3.3, для решения задач методом конечных элементов. При прогнозе изменения напряженно-деформированного состояния неконсолидированного массива грунта необходимо применение упругопластических моделей грунтового основания, учитывающих сдвиговое упрочнение [100]. В связи с тем обстоятельством, что недренированные условия практически полностью исключают деформации объема, применение одноповерхностных шатровых моделей с ассоциированным законом пластического течения в данном случае недопустимо [99].

Таким образом, целесообразно рассматривать применение модели Hardening Soil, относящуюся к моделям двойного упрочнения [69]. Данная модель описывает процесс сдвигового упрочнения в соответствии со следующей формулой [133]:

$$-\varepsilon_1 = \frac{2 - R_f}{2 \cdot E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}}, \quad (3.39)$$

где:  $E_{50}$  - секущий модуль деформации при 50% прочности при КД трехосных испытаниях [60], кПа;

$q_a = q_f / R_f$  - асимптотический тензор напряжений, кПа;

$R_f$  - безразмерный параметр асимптотической функции, принимаемый как правило равным 0,9;

$q_f = s_u$  - тензор напряжений, соответствующий пределу прочности.

Формула (3.39) позволяет получать график зависимости деформаций от действующих напряжений, приведенный на рис. 3.17.

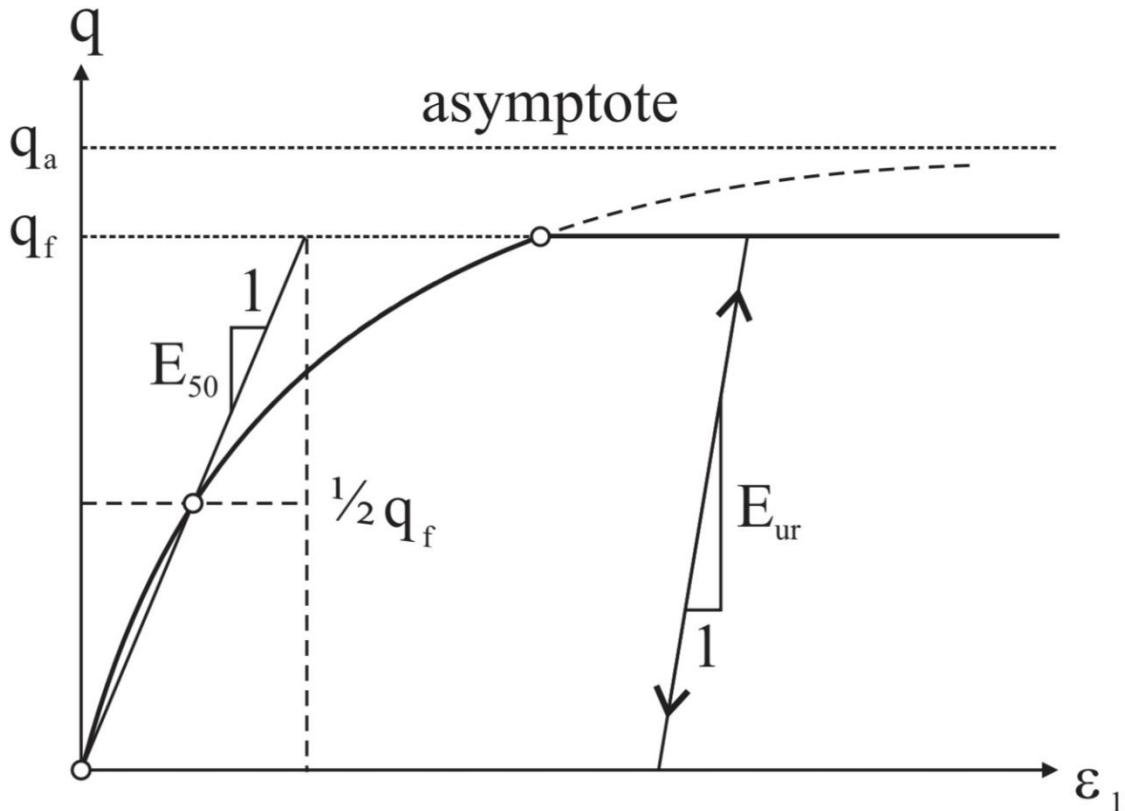


Рисунок 3.17. Гиперболическая функция сдвигового упрочнения, реализованная в модели Hardening Soil [133].

Как было показано в разделе 2.2, применение данной модели с оценкой недренированной прочности на основе эффективных прочностных характеристик приводит к несколько неточной оценке. В связи с этим возможна следующая методика задания параметров модели [119]:

1. В качестве типа дренированного поведения назначается тип В (задания эффективных деформационных характеристик и недренированных прочностных).
2. Значение  $S_{u,ref}$  назначается как:

$$S_{u,ref} = \frac{\sigma_0 \cdot (1 + (\alpha - 1) \cdot \frac{1 - K_0}{1 + K_0}) \cdot \sin(\varphi) + c \cdot \cos(\varphi)}{1 + (\alpha - 1) \cdot \sin(\varphi)}. \quad (3.40)$$

3. Значение  $y_{ref}$  назначается равной координате точки, относительно которой была определена величина начального среднего напряжения  $\sigma_0$ .

4. Значение  $S_{u,inc}$  определяется как:

$$S_{u,inc} = \frac{\gamma_{sb} \cdot \frac{1 + K_0}{2} \cdot (1 + (\alpha - 1) \cdot \frac{1 - K_0}{1 + K_0}) \cdot \sin(\varphi)}{1 + (\alpha - 1) \cdot \sin(\varphi)}. \quad (3.41)$$

5. Значение коэффициента  $K_0$  назначается таким же, как при выполнении расчетов по формулам (3.40) и (3.41).

Отдельного внимания заслуживает вопрос задания контактной прочности массива грунта с ограждением котлована. Для корректной оценки контактной прочности в методе конечных элементов, как правило, используются контактные элементы. В данном случае для контактного элемента необходимо задавать материал с типом дренированного поведения Drained. В качестве его прочностных характеристик задаются параметры  $\delta$  и  $c_{конт}$ .

На рис. 3.18 приведен пример задания исходных данных для расчета в программном комплексе Plaxis 2D. В данном случае рассматривался массив грунта с характеристиками, приведенными в таблице 3.1.

Таблица 3.1. Исходные данные для численного расчета.

Параметр грунта	Обозначение	Величина
Угол внутреннего трения, град.	$\varphi'$	15
Удельное сцепление, кПа	$c'$	8
Удельный вес, кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_{sat}$	20
Коэффициент начального бокового давления	$K_0$	0.741
Коэффициент консолидации	$\beta$	1
Коэффициент образования избыточных поровых давлений от сдвиговых нагрузок	$\alpha$	1.826

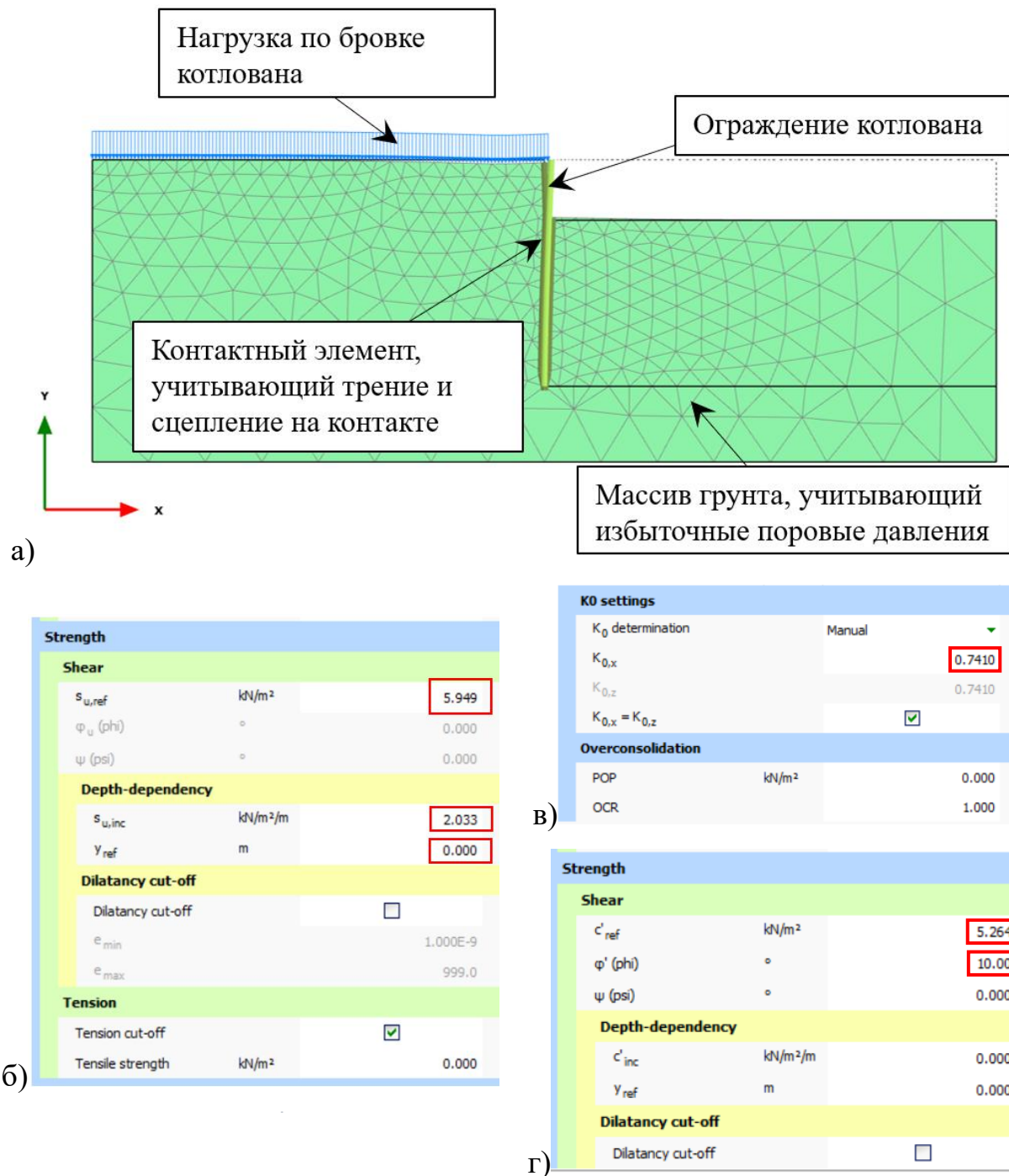


Рисунок 3.18. Пример задания исходных данных для расчета:  
 а) общий вид расчетной схемы; б) задание прочностных параметров массива грунта;  
 в) задание коэффициента бокового давления массива грунта; г) задание прочностных параметров контактного элемента.

На рис. 3.19 приведены результаты расчетов в программном комплексе Plaxis 2D и сопоставление результатов расчета со строгими решениями методами теории предельного равновесия грунтов.

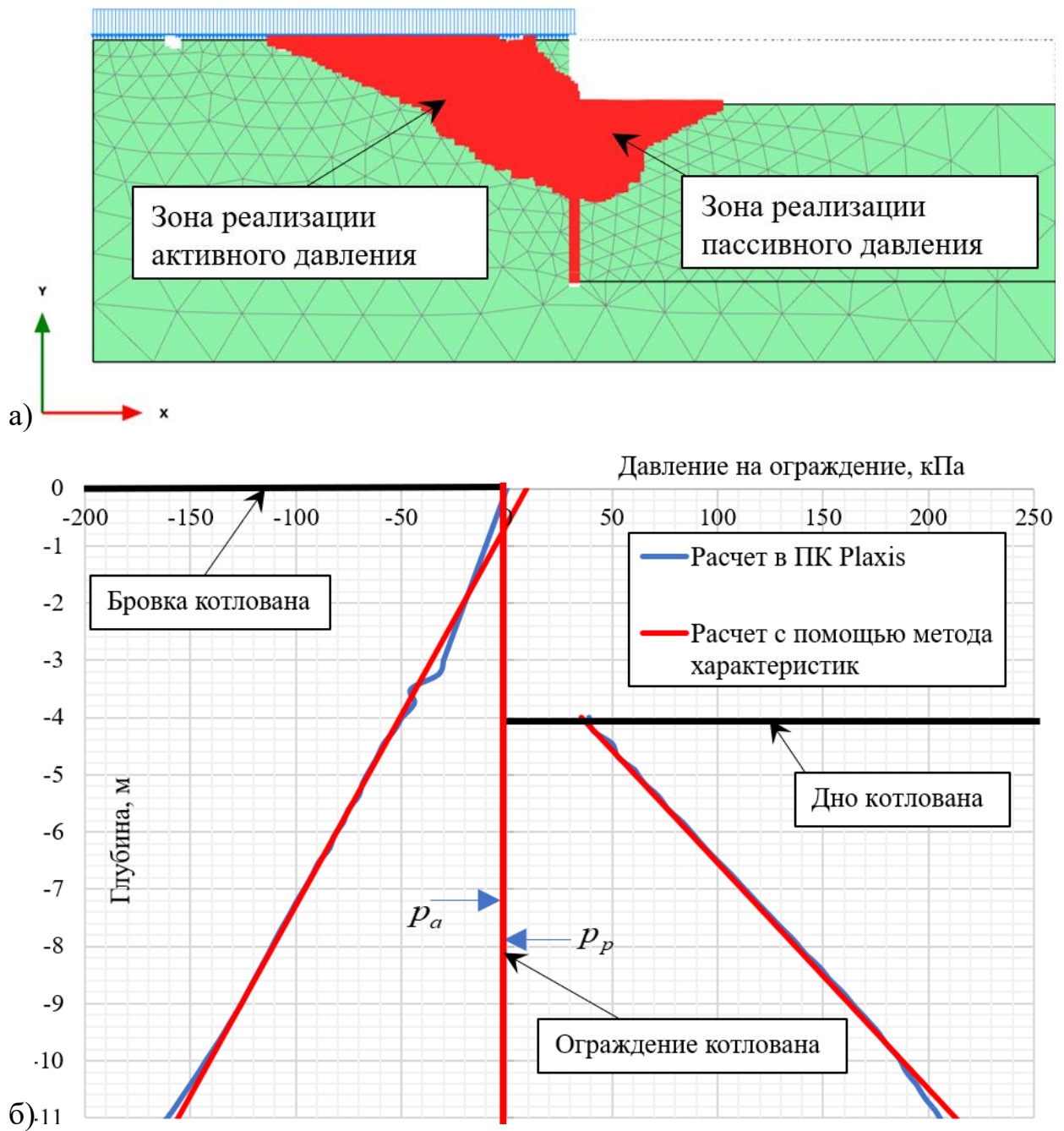


Рисунок 3.19. Результаты расчетов активного и пассивного давления грунта:  
 а) схема реализации активного и пассивного давлений по результатам расчета методом конечных элементов; б) сопоставительный график величин активного и пассивного давлений по результатам расчета методом характеристик и по результатам расчета методом конечных элементов.

По результатам выполненного сопоставления предложенный метод задания параметров модели Hardening Soil позволяет получить удовлетворительную сходимость с результатами математически строгих расчетов.

### 3.5. Выводы по главе 3

1. Разработано и математически формализовано обобщение теории предельного равновесия водонасыщенного грунта, учитывающее зависимость величин избыточных поровых давлений от действующих сдвиговых нагрузок. Результатом разработки стала каноническая система дифференциальных уравнений и метод ее численного интегрирования, составляющие основу для решения практических задач.

2. На основе разработанного теоретического аппарата получены новые решения классических задач механики грунтов – об активном и пассивном давлении. Данные решения принципиально отличаются от существующих учетом величин избыточных поровых давлений, в том числе возникшим при приложении сдвиговых нагрузок. Путем решения серии задач методом характеристик разработан инженерный метод расчета.

3. Установлено качественное и количественное влияние избыточных поровых давлений на величину и характер распределения давления слабого водонасыщенного пылевато-глинистого грунта на ограждение котлована. Проведенные расчеты показали, что образование избыточных поровых давлений приводит к существенному росту величины активного давления, наиболее существенно проявляющемуся в зависимости от полезной нагрузки по бровке котлована. Анализ пассивного сопротивления выявил изменение характера его распределения по глубине: наблюдается замедление прироста давления по глубине и формирование нового компонента – давления от веса вынуженного грунта.

4. Предложена и верифицирована методика адаптации параметров расчетных схем метода конечных элементов (МКЭ) для учета выявленных особенностей давления слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов на ограждение котлована. Теоретическая корректность и адекватность предложенного подхода подтверждены удовлетворительной сходимостью результатов расчетов МКЭ со строгими решениями, полученными методом характеристик.

## **Глава 4 СОПОСТАВЛЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ РАСЧЕТА ПО РАЗРАБОТАННОЙ МЕТОДИКЕ С РЕЗУЛЬТАТАМИ МОНИТОРИНГА СТРОЯЩИХСЯ ОБЪЕКТОВ**

### **4.1. Оценка НДС ограждения котлована по данным мониторинга и на основании разработанной методики на примере объекта, расположенного в условиях плотной застройки центрального района Санкт-Петербурга**

Определим возможность использования разработанной методики по оценке напряжённно-деформированного состояния ограждения котлована в условиях слабых пылевато-глинистых грунтах при учёте образования в их объёме избыточных поровых давлений, на основании сопоставления результатов расчёта с данными натурного геотехнического мониторинга на реальном объекте.

#### **4.1.1. Общая характеристика объекта исследования, зданий окружающей застройки и инженерно-геологических условий участка строительства**

В качестве опытной площадки рассматривался участок реконструкции существующего здания, расположенного в условиях плотной исторической застройки в Центральном районе Санкт-Петербурга. Основной объём строительных работ предусматривал восстановление аварийного западного (дворового) корпуса, создание в его пределах одноэтажного подземного пространства и последующее приспособление объекта под современное использование в качестве музейно-выставочного комплекса.

Проектируемая часть здания – двухэтажная, с подвалом и мансардным этажом, в плане имеет прямоугольную форму с максимальными габаритными размерами 23×32 м при высоте от уровня планировки ~14 м.

В непосредственном примыкании к проектируемому корпусу располагаются существующие сохраняемые здания окружающей застройки 2 и 3 категории технического состояния, в т. ч. относимые к категории объектов культурного наследия (см. рис. 4.1). В соответствии с материалами по обследованию данные здания представляют собой рядовую историческую застройку центральной части города высотой от одного до шести этажей с бутовыми ленточными фундаментами на естественном основании. Расстояние в свету между фундаментами сохраняемых зданий и наружной гранью устраиваемой ограждающей конструкции котлована составляет от 0,8 – 1,5 м.

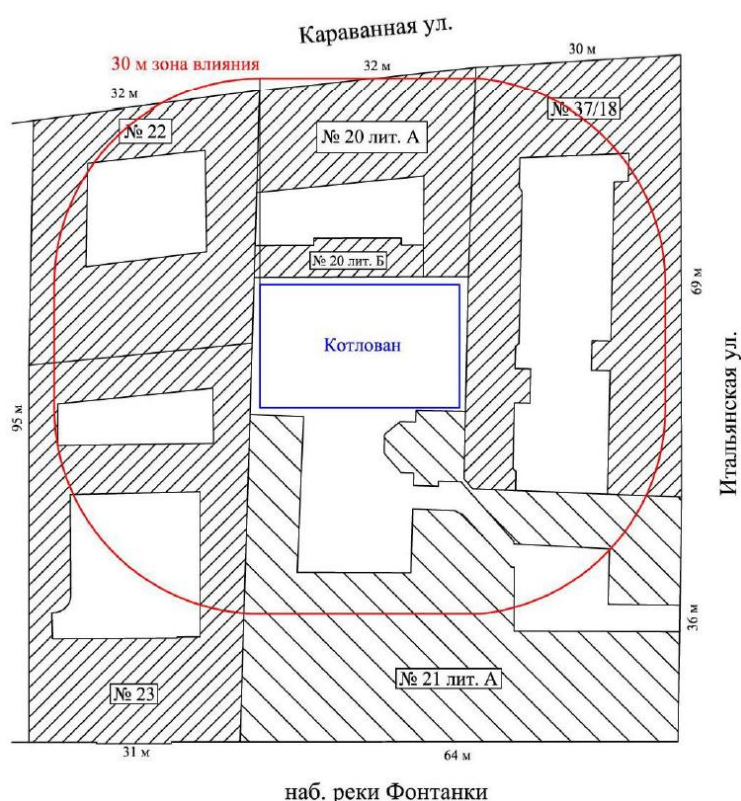


Рисунок 4.128. Схема взаимного расположения объекта проектирования и зданий окружающей застройки.

На основании результатов инженерно-геологических изысканий установлено, что верхняя часть участка строительства западного (дворового) корпуса реконструируемого здания, сложена мощной толщей (до 2,6м) насыпных

грунтов (ИГЭ-1) с характерным неоднородным составом и свойствами по глубине и простиранию. Техногенные отложения подстилают текучие озерно-морские слабозаторфованные суглинки с прослоями песка пылеватого ИГЭ-2 ( $I_L=3,09$ ;  $E=2,5$  МПа), слабые в геотехническом отношении и обладающие ярко выраженными тиксотропными свойствами; а также гравелистые и крупные водонасыщенные пески ИГЭ-3, характеризующиеся высокими значениями механических характеристик, но малой мощностью и невыдержанностью в простирании. Расположенные ниже по разрезу озерно-морские супеси пылеватые пластичные ИГЭ-2а, пески пылеватые средней плотности ИГЭ-3а, суглинки текучие ИГЭ-4, 4а, 5 и ледниковые супеси пластичные ИГЭ-6 с общей мощностью порядка 14 – 16 м являются слабыми грунтами с низкими показателями физико-механических свойств ( $I_L=0,56 - 1,34$ ;  $E=8 - 9,5$  МПа), способными проявлять тиксотропные свойства и переходить в более текучее состояние со снижением прочности и несущей способности под влиянием динамических воздействий. Слои основания с более высокими показателями свойств, представленные ледниковыми суглинками (ИГЭ-7 и 7а,  $I_L=0,20 - 0,40$ ;  $E=12,5 - 15,0$  МПа) подстилают слабую грунтовую толщу, располагаясь на глубине 19 – 21 м. Характерная инженерно-геологическая скважина в пределах участка строительства приведена на рис. 4.2.

Гидрогеологические условия участка исследования характеризуются наличием двух водоносных горизонтов. Первый из них вскрыт на глубинах 1,0 – 1,4 м относительно отметки дневной поверхности и приурочен к насыпным грунтам ИГЭ-1 и к песчаным прослойкам в литориновых суглинках ИГЭ-2 и супесях ИГЭ-2а. Второй водоносный горизонт напорный (величина напора достигает 4,1 м), отмечен в гравелистых ИГЭ-3 и пылеватых ИГЭ-3а песках, последние из которых служат путями разгрузки подземных вод окружающей территории в ложе р. Фонтанки – об этом свидетельствуют хорошая отсортированность песчаных отложений и понижение подошвы слоя в направлении к руслу реки.

Схема разработки котлована и установки тензометрических датчиков приведена на рис. 4.3, общий вид участка строительства на этапе разработки котлована приведен на рис. 4.4.

Геологический индекс	Глуб. падов., м	Абсол. опм., м	Мощн. слоя, м	Геологический разрез	Описание грунтов	Сведения о воде	
						абс. опм., м	Сведения о воде
						появление воды	уровень установ.
t IV	0.5	2.3	0.5	1	Асфальтобетон, балуны щебень	1.1	1.0
	2.4	0.4	1.9	1	Насыпные грунты: супесчаный грунт со строительным и бытовым мусором		
<b>Дно котлована</b>							
	-0.9			2	Суглинки тяжелые пылеватые текучие серовато-коричневые слоистые слабоаэрофаобные с прослойками песка пылеватого		
m, t IV	4.4	-1.6	2.0	3	Пески гравелистые средней плотности серые насыщенные водой		
	5.6	-2.8	1.2	3			
	7.1	-4.3	1.5	4а	Суглинки легкие пылеватые текучие серые слоистые		
	8.8	-6.0	1.7	4	Суглинки тяжелые пылеватые мягкопластичные серые тонкослоистые		
tg III				5	Суглинки тяжелые пылеватые текучие коричневатые-серые ленточные		
<b>Низ ограждения котлована</b>							
	-9.2						
q III	13.3	-10.5	4.5	6	Супеси песчанистые пластичные серые с гравием, галькой до 5% с линзами песка с балунами		
	21.4	-18.6	8.1	6			
	-19.6						
<b>Низ свай</b>							
				7	Суглинки легкие пылеватые мягкопластичные серые с гравием, галькой до 10% с линзами песка с балунами		
	25.6	-22.8	4.2	7			

Рисунок 4.2. Инженерно-геологическая скважина, пройденная в границах участка строительства.

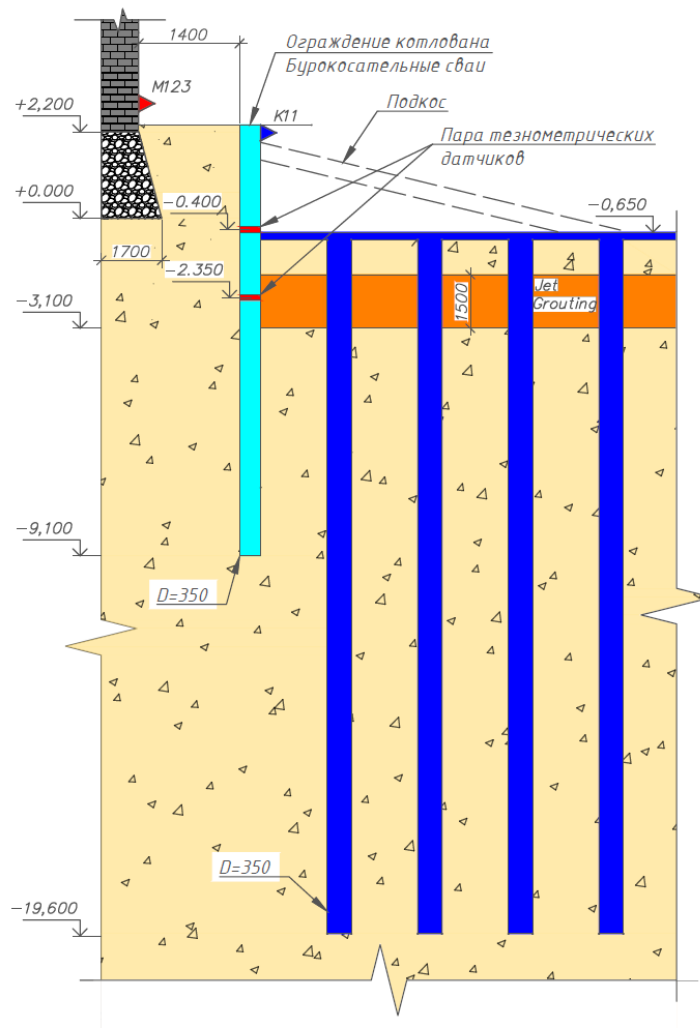


Рисунок 4.3. Конструкции ограждения котлована, усиления существующего здания и устройства геобарьера в соотношении с напластованием грунтов, слагающих инженерно-геологический разрез участка строительства.



Рисунок 4.4. Общий вид участка строительства на этапе разработки центральной части котлована под защитой системы раскрепления ограждения.

#### **4.1.2. Состав системы геотехнического мониторинга на объекте и его результаты, полученные в ходе производства работ «нулевого» цикла**

С целью контроля за состоянием реконструируемого и существующих окружающих зданий в ходе производства строительных работ на объекте была организована комплексная система геотехнического мониторинга, включающая следующие виды наблюдений:

➤ наблюдения за конструкциями существующих зданий – в состав данного комплекса наблюдений были включены 1 – геодезический контроль за развитием их дополнительных деформаций и кренов, 2 – визуально-инструментальный контроль за появлением и развитием дефектов и повреждений, а также 3 – измерение вибрационных воздействий, оказываемых на конструкции зданий при производстве отдельных видов работ;

➤ наблюдения за состоянием конструкций ограждения котлована, устраиваемого в границах подземной части восстанавливаемого западного (дворового) корпуса здания – данный раздел мониторинга объединил в своём составе 1 – измерение горизонтальных отклонений ограждения («стены в грунте») от планового положения по высоте и в пространстве, 2 – определение усилий в арматуре свай, образующих ограждающую конструкцию, а также 3 – геодезический контроль планового положения обвязочной балки;

➤ наблюдения за массивом грунта, окружающим здание – контроль уровня режима грунтовых вод по системе пьезометрических скважин.

В рамках настоящей диссертационной работы наибольший интерес представляет анализ комплекса наблюдений, связанных с измерением напряжённно-деформированного состояния ограждающей конструкции при поэтапном производстве работ «нулевого» цикла.

С целью определения усилий и перемещений по периметру ограждения было выбрано 4 характерных контролируемых сечения, расположенных,

преимущественным образом, в центральной части каждой из сторон котлована. Бурокасательные сваи, попадающие в заданные сечения, были оснащены контрольно-измерительным оборудованием:

- в каждой свае устанавливалась по одной инклинометрической направляющей скважине для измерения отклонения ограждающей конструкции от вертикали.
- в каждой свае устраивалась система из 4-х струнных тензометрических датчиков измерения усилия в арматуре, по высоте сваи они располагались на 2-х уровнях, по 2 датчика в пределах каждого. Обозначенное количество датчиков и их высотные отметки назначались в соответствии с проектными расчётными эпюрами усилий: уровни установки соответствовали точкам возникновения пиковых значений изгибающих моментов (как максимальных, так и минимальных).

Схема расположения контрольно-измерительного оборудования, определяющего состояние «стены в грунте» из ряда бурокасательных свай, в объёме данных работ по мониторингу предоставлена на рис. 4.5.

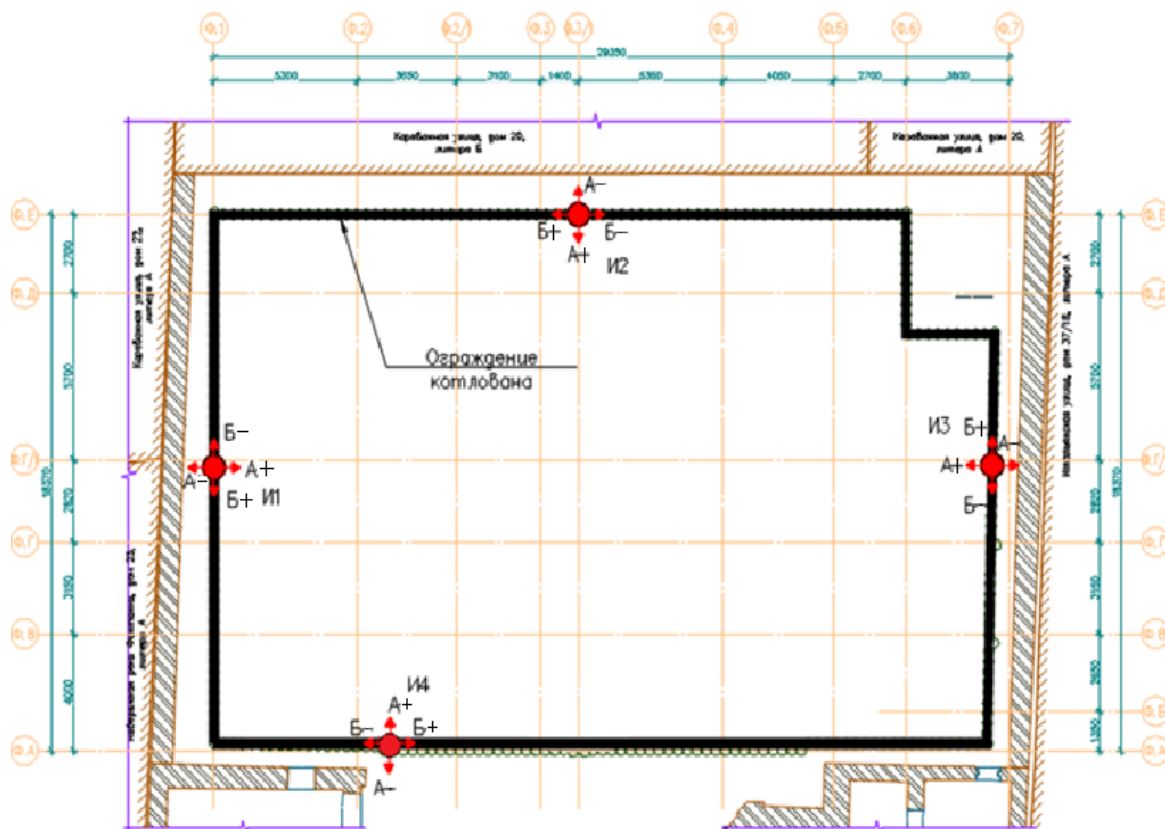


Рисунок 4.5. Схема расположения бурокасательных свай, оборудованных контрольно-измерительным оборудованием для оценки изменения НДС ограждающей конструкции.

На протяжении всего периода работ по возведению подземной части западного корпуса усилия в арматуре и отклонения от вертикали контролируемых свай измерялись на каждом этапе работ с интервалом не реже двух раз в неделю.

Важно отметить, что до начала основных строительных этапов, оказывающих влияние на НДС ограждения котлована и прилегающего грунтового массива, для всех контролируемых параметров были определены исходные («нулевые») значения.

Результаты наблюдений за изменением НДС ограждения котлована в процессе производства работ «нулевого цикла» на примере одного из контролируемых сечений представлены на рис.4.6 и 4.7.

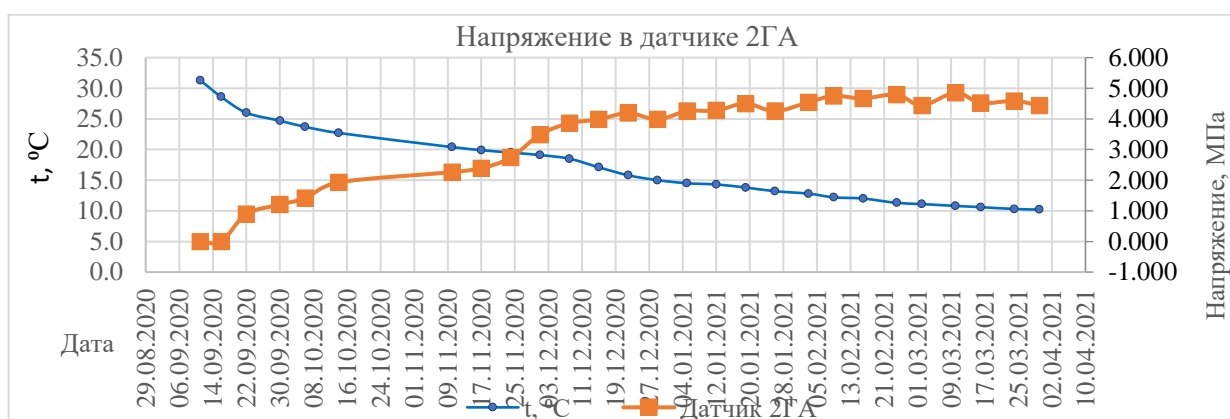


Рисунок 4.6. Результаты наблюдений по датчикам измерения напряжений в арматуре конструкции, установленным на втором уровне со стороны грунта (отм. -2,350 м).

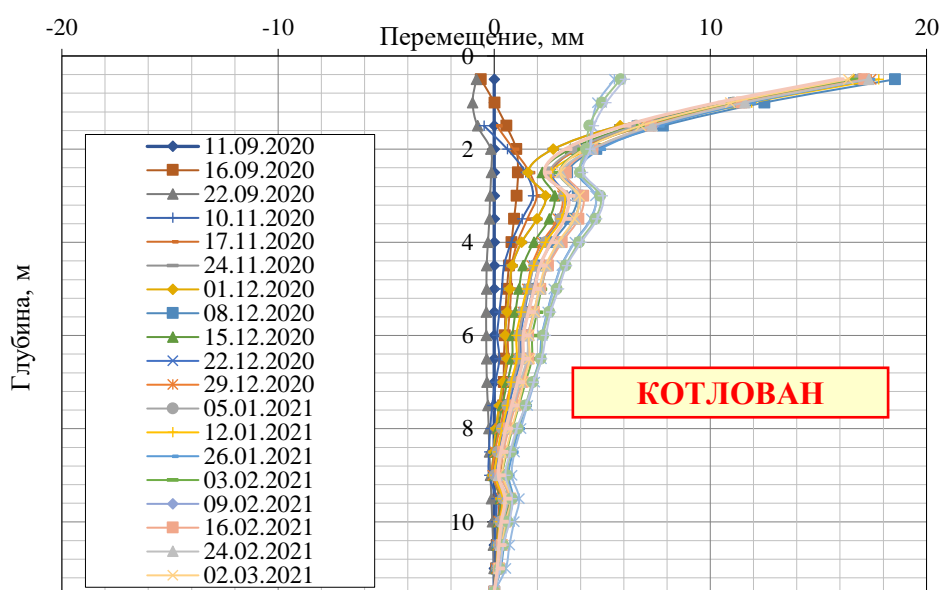


Рисунок 4.7. Результаты наблюдений за отклонением ограждения котлована от вертикали по инклинометрической скважине.

На основании результатов геотехнического мониторинга за состоянием ограждающей конструкции котлована по итогам исполнения основного объёма работ «нулевого» цикла (этап разработки котлована до проектной отметки под защитой системы подкосов) установлено следующее:

– максимальные горизонтальные перемещения ограждения из бурокасательных свай определяются в его верхней части, составляя, в среднем, 11 мм (горизонтальные деформации до глубины 1 м не рекомендуется использовать для анализа ввиду особенностей устройства скважины – наличия зазора между пластиковой направляющей и металлической обсадной трубой, заглублённой в грунт на соответствующую глубину);

– наибольший прирост горизонтальных деформаций отмечается до глубины 5 м (в среднем), что в полной мере соотносится с проектной отметкой дна котлована;

– наибольшие напряжения возникают в паре тензометрических датчиков, установленных на глубине 5,1 м (на отм. «минус» 2,35 м); при этом пара датчиков, устроенная на глубине 3,2 м (на отм. «минус» 0,40 м) характеризуется знакопеременными значениями контролируемых параметров.

#### **4.1.3. Результаты расчётного анализа геотехнической ситуации и их сравнение с результатами натурного мониторинга**

С целью апробации предлагаемой методики в рамках настоящего раздела работы были реализованы численные сравнительные геотехнические расчёты, описывающие поэтапное выполнение строительства на текущем объекте [54; 116]:

1 – классическим образом – в дренированной постановке с учётом рекомендованных параметров прочности элементов грунтового массива;

2 – по разработанной методике, учитывающей нелинейное поведение основания (с помощью модели грунта Hardening Soil) и недренированную работу слабых глинистых грунтов посредством применения drainage type – undrained B.

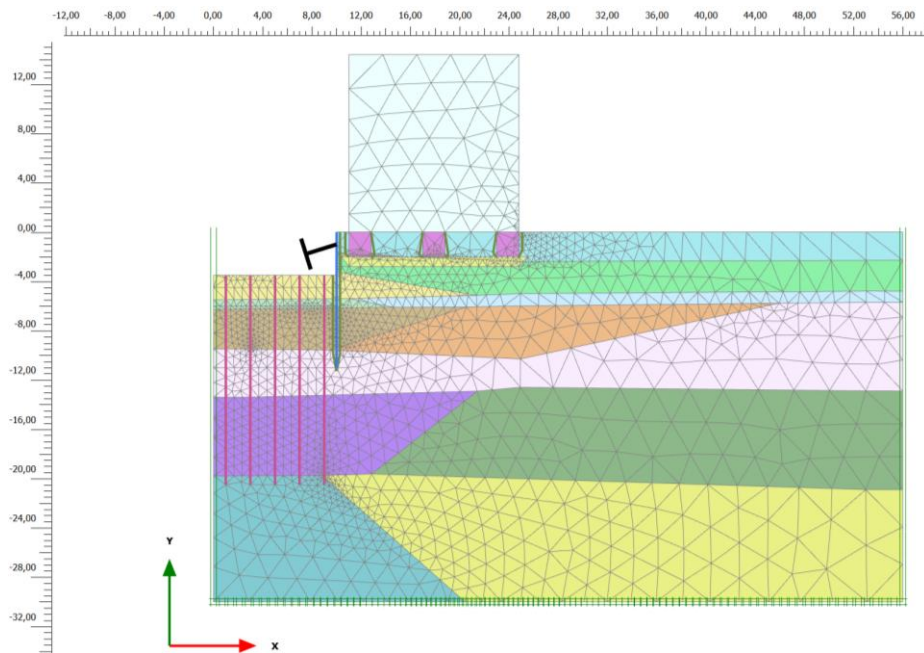


Рисунок 4.8. Общий вид сечения расчетной схемы на этапе разработки котлована до проектной отметки.

1) Результаты дренированного расчета по рекомендованным параметрам прочности:

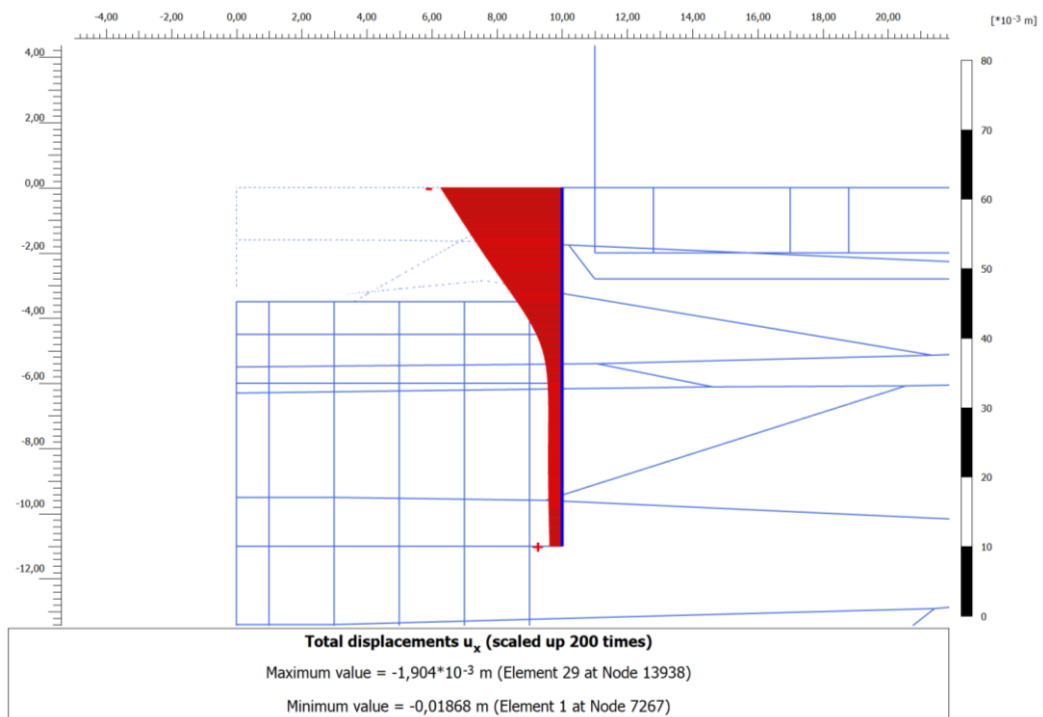


Рисунок 4.9. Эпюра горизонтальных перемещений ограждения на этапе разработки котлована до проектной отметки по результатам стандартного расчета. Максимальное перемещений ограждения котлована составило 18,68 мм.

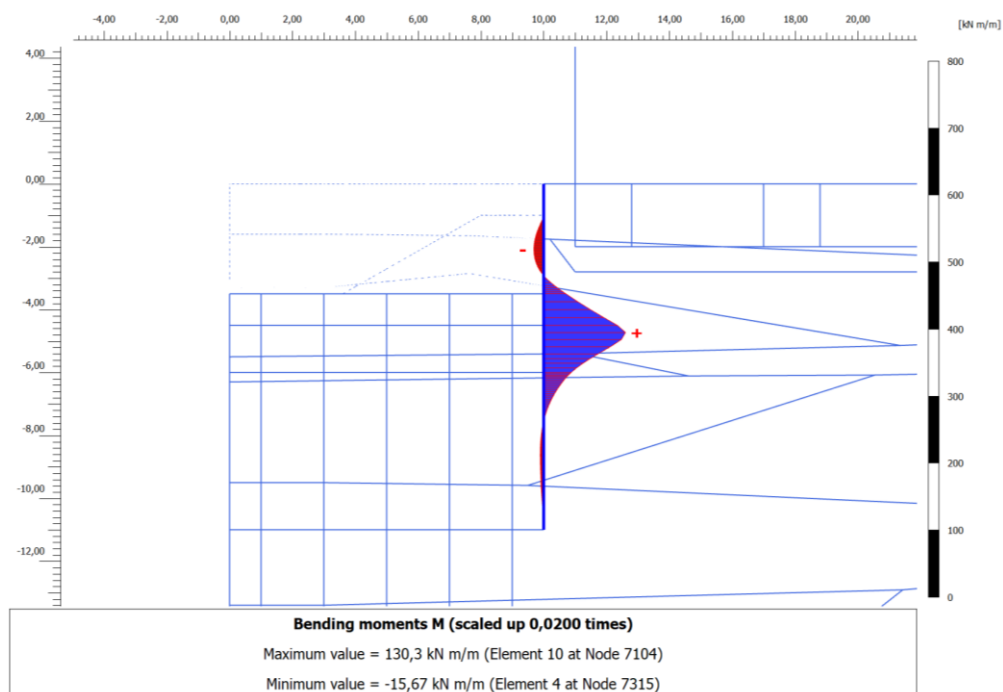


Рисунок 4.10. Эпюра изгибающих моментов в ограждении на этапе разработки котлована до проектной отметки по результатам стандартного расчета. Максимальное значение изгибающего момента на 1 п.м. ограждения котлована составило 130,3 кНм (45,61 кНм в одной свае).

2) Результаты расчёта по разработанной методике, учитывающей нелинейное поведение основания и недренированную работу слабых глинистых грунтов:

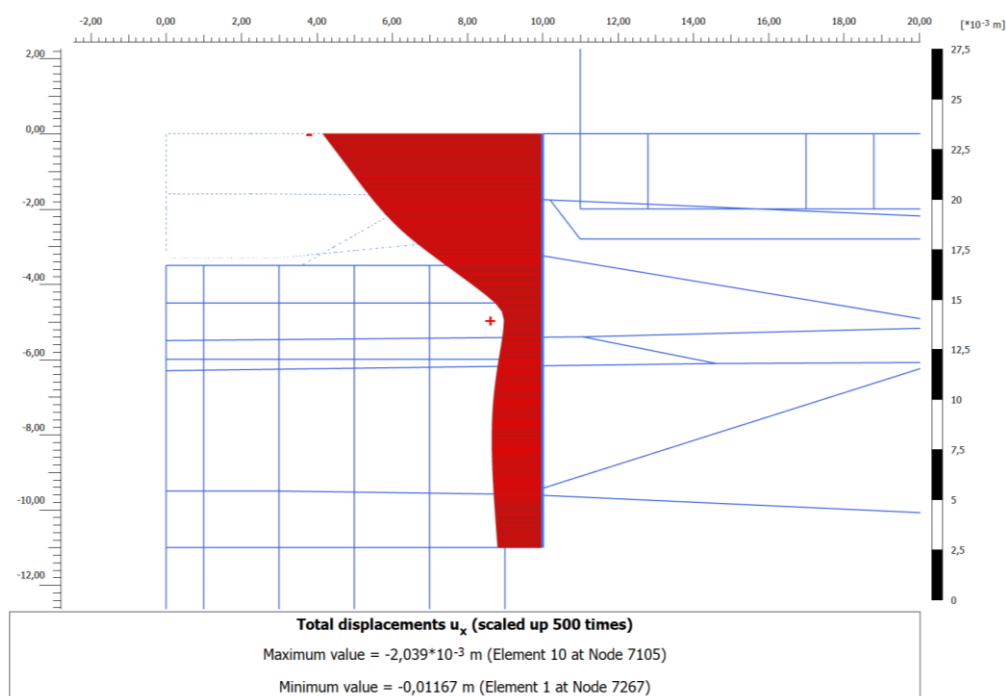


Рисунок 4.11. Эпюра горизонтальных перемещений ограждения на этапе разработки котлована до проектной отметки по разработанной методике расчета. Максимальное перемещений ограждения котлована составило 11,67 мм

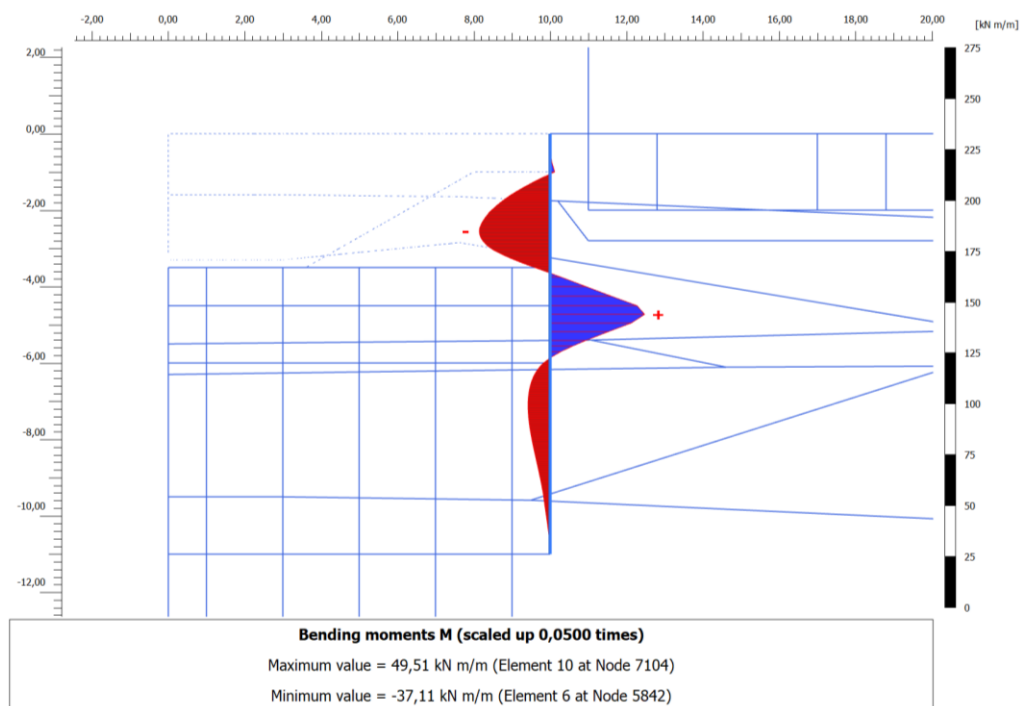


Рисунок 4.12. Эпюра изгибающих моментов в ограждении на этапе разработки котлована до проектной отметки по разработанной методике расчета. Максимальное значение изгибающего момента на 1 п.м. ограждения котлована составило 49,51 кНм (17,33 кНм в одной свае).

### 3) Сравнение результатов численных расчётов с данными геотехнического мониторинга:

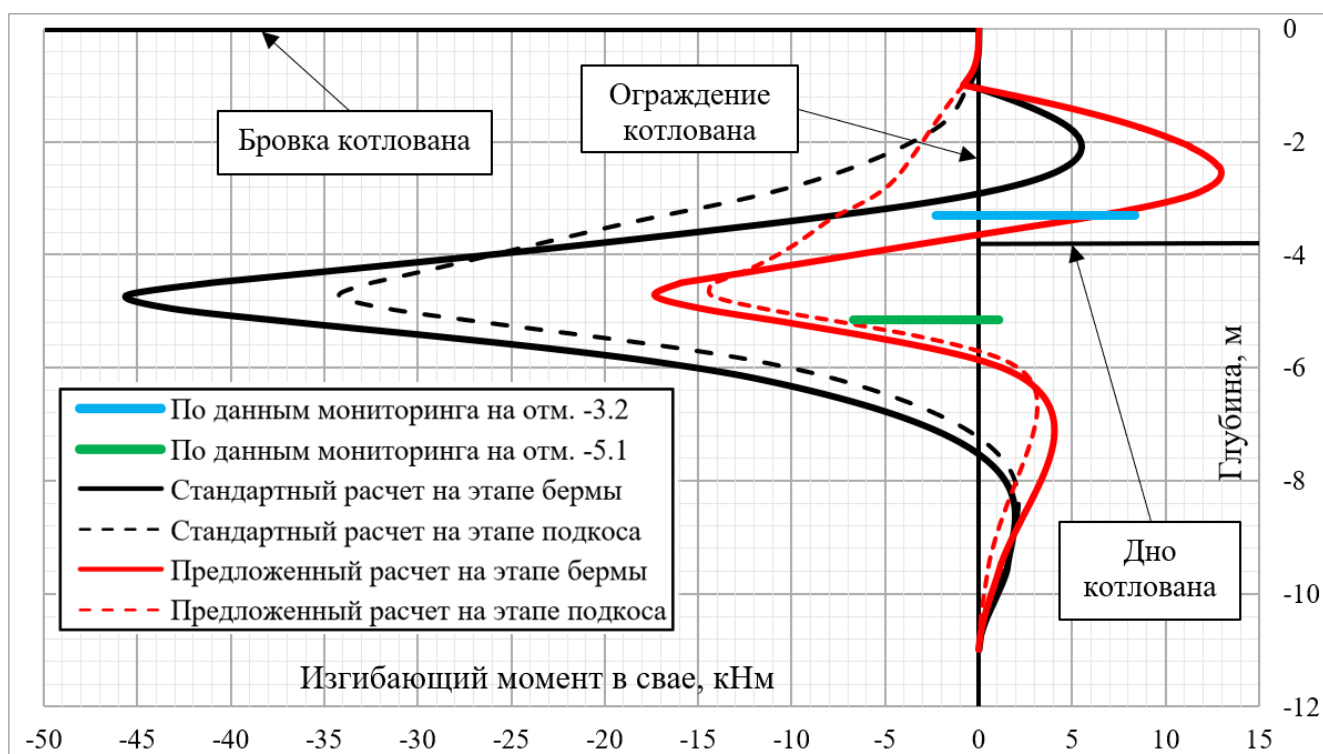


Рисунок 4.13. Сопоставление данных изгибающих моментов [основная характеристика в рамках анализа результатов] в сечении ограждения котлована, полученных на основании натурального мониторинга и результатов геотехнических расчетов в линейной постановке и по предлагаемой методике.

Таблица №4.1 Сравнение значений изгибающего момента и горизонтальных перемещений ограждения по данным мониторинга с результатами численного моделирования.

Контролируемый параметр	Результаты численного моделирования в рамках <b>стандартного расчёта</b>	Результаты численного моделирования в рамках <b>расчёта по предлагаемой методике</b>	Средние величины по <b>данным мониторинга</b>
<b>Изгибающий момент в ограждении на абсолютной отметке -0,400 в БСВ, кНм</b>	<b>-7,35</b>	<b>7,43</b>	<b>8,28</b>
<b>Изгибающий момент в ограждении на абсолютной отметке -2,350 в БСВ, кНм</b>	<b>37,10</b>	<b>9,22</b>	<b>7,67</b>
<b>Максимальное горизонтальное перемещение ограждения, мм</b>	<b>18,68</b>	<b>11,67</b>	<b>11,25*</b>

\* величина горизонтального смещения приводится для глубины 1 м, в связи со спецификой конструкции установки инклинометрических трубок, указанной в разделе 4.1.2.

Сопоставление данных, определяющих изменение НДС ограждающей конструкции проектируемого котлована, полученных на основании натурального мониторинга и результатов геотехнических расчетов в линейной постановке и по предлагаемой методике, представлены на рис. 4.13 и сведены в таблицу 4.1. Их анализ наглядно определяет сходимость данных полевого эксперимента (геотехнического мониторинга) с результатами расчётов, выполненных в составе настоящей работы.

Таким образом предлагаемая методика моделирования работы слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов в упругопластической модели Hardening soil при численном геотехническом расчёте подтверждается натурными наблюдениями.

## **4.2. Методика оценка усилий в конструкции ограждения котлована по данным инклинометрических наблюдений**

### **4.2.1. Разработка методики определения изгибающих моментов в ограждении котлована по результатам наблюдений**

Характер работы ограждающей конструкции, например траншейной стены в грунте, можно охарактеризовать как работу балки в упругопластической среде. Рациональным подходом к оценке фактических изгибающих усилий в стене в грунте является анализ деформированной схемы в соответствии с законами теории упругости. Такой подход позволит снизить расходы на установку датчиков усилий, а также, проанализировав данные по мониторингу множества ранее выполненных объектов, оценить применимость тех или иных методик расчета стены в грунте по первой группе предельных состояний.

Как известно из теории упругости, перемещение нагруженной конструкции и изгибающие моменты, возникающие в ней, связаны интегральной зависимостью. Эта зависимость может быть описана дифференциальным уравнением оси изогнутой балки [42]:

$$E \cdot I \cdot w''(x) = -M(x), \quad (3.42)$$

где  $E$  – модуль упругости материала рассматриваемой конструкции, кПа,  $I$  – момент инерции сечения рассматриваемой конструкции (1 погонного метра стены в грунте) с учетом направления перемещения,  $m^4$ ,  $w(x)$  – математическая функция, описывающая перемещение оси изогнутой балки в направлении, нормальном по отношению к начальному положению оси, м,  $M(x)$  – математическая функция, описывающая значения изгибающего момента, вызывающего смещение оси конструкции, кНм.

В соответствии с данным выражением, изгибающий момент в конкретной точке конструкции может быть определен как вторая производная от

математической функции, описывающей ее перемещение, умноженная на жесткость конструкции в этой точке.

Для возможности математической обработки данных о горизонтальных смещениях стены в грунте, необходимо привести натурные данные, полученные путем инклинометрических наблюдений, к функции зависимости перемещений от координаты по высоте.

Для описания указанной функции целесообразно применить математический полином степени  $n$ . При выборе степени полинома искомой функции зададимся допущением, что результирующая эпюра активного и пассивного давлений описывается полиномом первой степени. В таком случае исходя из интегральной взаимосвязи между результирующей эпюрой распределенных по стене нагрузок (первая степень), возникающими в ней поперечными усилиями (вторая степень), изгибающими моментами (третья степень), углами наклона конструкции к вертикали (четвертая степень) и горизонтальными смещениями конструкции рационально задаться полиномом пятой степени вида:

$$w(z) = A \cdot z^5 + B \cdot z^4 + C \cdot z^3 + D \cdot z^2 + E \cdot z + F, \quad (3.43)$$

где  $w(z)$  – горизонтальное смещение стены в грунте в точке с координатой  $z$  по высоте, м,  $z$  – координата рассматриваемой точки по высоте стены в грунте, отсчитываемая от поверхности земли, м,  $A, B, C, D, E, F$  – безразмерные коэффициенты зависимости.

Тогда задача приведения ряда натуральных значений к математической функции сводится к нахождению коэффициентов искомой зависимости. Наиболее простым решением данной задачи является метод наименьших квадратов:

$$P(A, B, \dots, F) = \sum_{i=1}^n (w_i - A \cdot z_i^5 - B \cdot z_i^4 - C \cdot z_i^3 - D \cdot z_i^2 - E \cdot z_i - F)^2 \rightarrow \min, \quad (3.44)$$

где:  $P(A, B, C, D, E, F)$  – функция зависимости суммы квадратичных отклонений значений искомой функции от натуральных данных от коэффициентов искомой зависимости,  $w_i$  – натурное значение горизонтального смещения по результатам инклинометрического наблюдения, для  $i$ -ой точки по высоте, м,  $z_i$  – координата по

высоте  $i$ -ой точки,  $m$ ,  $n$  – количество точек, на которых снимались показания инклинометра.

Для решения поставленной задачи достаточно простого программного обеспечения, например MS Excel или MathCad. Графики сопоставления значений полученной функции с данными инклинометрических наблюдений приведены на рис. 4.14. Была получена высокая сходимость между значениями математической функции и натурных значений [125].

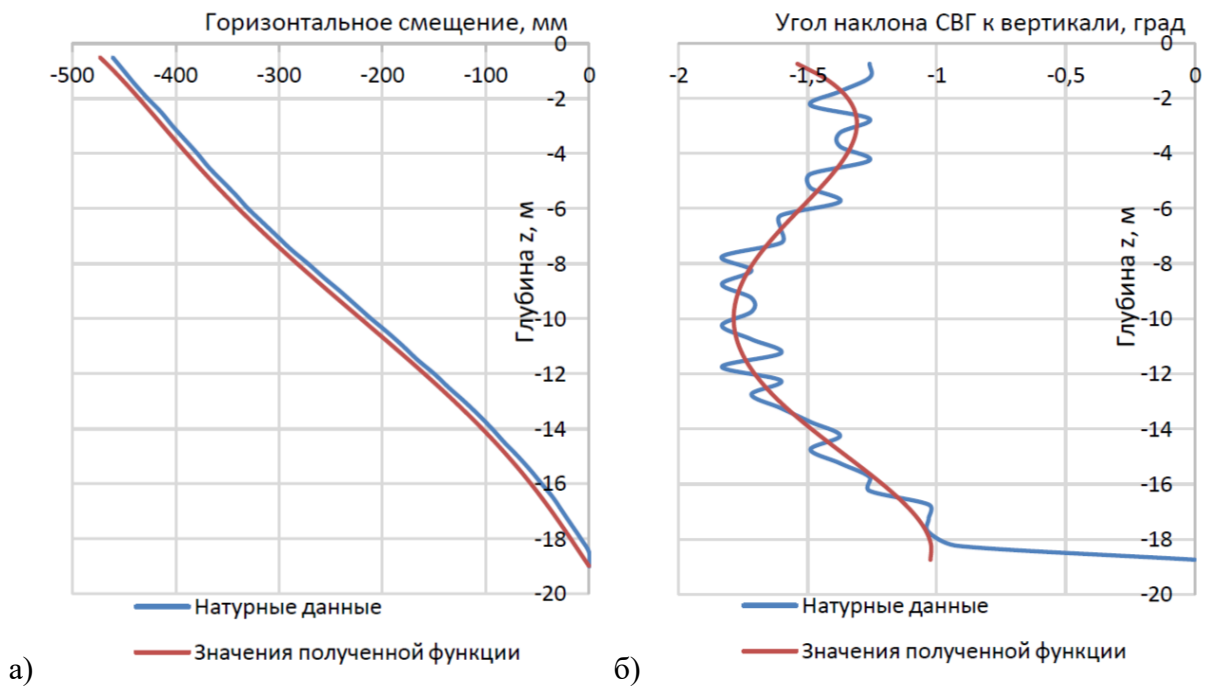


Рисунок 4.14. Графики сопоставления значений полученной функции с натурными данными: а) горизонтальные смещения; б) углы наклона стены в грунте к вертикали.

#### 4.2.2. Учет нелинейной работы железобетонной конструкции стены в грунте при оценке натуральных величин изгибающих моментов по данным инклинометрического мониторинга

Так как система «массив грунта – ограждающая конструкция – свайное поле» является статически неопределимой, то по основным положениям строительной механики усилия в конструкциях напрямую связаны с их жесткостью. Таким образом, для оценки усилий в ограждающей конструкции необходимо корректно

оценивать изменение ее жесткости. В данном случае для определения значений фактических изгибающих моментов, возникающих в железобетонной стене в грунте, необходимо корректно определить жесткость конструкции [130]. Изгибная жесткость конструкции снижается при увеличении изгибающих моментов, что объясняется преимущественно нелинейным поведением бетона в растянутой зоне сечения конструкции. Необходимо учитывать нелинейный характер работы железобетона, так как при превышении момента трещинообразования жесткость конструкции значительно падает [85; 27].

В соответствии с этим, необходимо выполнить построение графика зависимости между изгибающим моментом, действующим на стену, и ее жесткостью ( $EI$ ). Стоит также отметить, что фактическая жесткость траншейной стены в грунте является одним из основных факторов, влияющих на дополнительную осадку зданий окружающей застройки [50].

Для учета нелинейного характера работы железобетонной конструкции был выполнен численный эксперимент в программном комплексе ЛИРА-САПР.

Для обеспечения постоянной жесткости моделируемого элемента рационально рассматривать конструкцию в условиях чистого изгиба [125]. Проинтегрируем функцию (3.42):

$$E \cdot I \cdot w(x) = -\iint M(x) dx dx \quad (3.45)$$

где  $M$  заданное значение изгибающего момента, не изменяющееся по длине моделируемого стержня, координата  $x = 0$  соответствует жесткой заделке,  $x = 1$  соответствует точке приложения заданного изгибающего момента.

Тогда:

$$E \cdot I = \frac{-M \cdot x^2}{2 \cdot w(x)} \quad (3.46)$$

Для расчета в нелинейной постановке в ПК ЛИРА-САПР, необходимо задать геометрические характеристики рассчитываемой конструкции (для траншейной стены в грунте моделируется один метр ограждения), места расположения и

площади поперечного сечения арматурных стержней, а также диаграммы деформирования бетона и арматуры [132].

Конкретно для расчета «стены в грунте» были использованы диаграммы деформирования бетона и арматуры, использующиеся в ПК ЛИРА-САПР, представленные на рис. 4.15 [65]. Для моделирования арматуры используется кусочно-линейный закон деформирования, при котором в случае выхода значения обобщенной деформации за пределы заданной ломаной, моделируется выключение материала ( $EI = 1$ ) элементарной площадки из работы сечения. Напряжение в элементе падает в соответствии с законом Гука в 10000 раз. Для моделирования бетона используется экспоненциальный закон, выключение материала элементарной площадки из работы сечения моделируется ( $EI = 1$ ), если значение обобщенной деформации выходит за пределы заданной кривой. Напряжение в элементе падает в соответствии с законом Гука в 10000 раз. После выключения элемента усилия перераспределяются на оставшиеся элементы системы и напряжение в них возрастает. Таким образом, равновесие внешних сил и внутренних усилий сохраняется, пока не будет диагностировано разрушение системы.

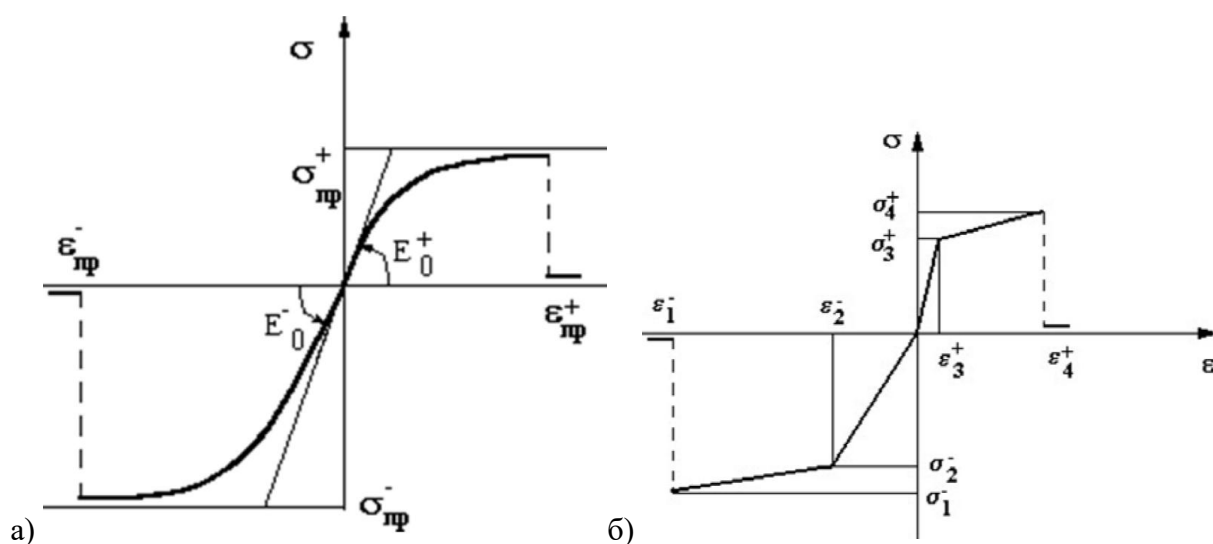


Рисунок 4.15. Законы деформирования бетона (а) и арматуры (б)

Для построения данных диаграмм требуется обозначить необходимые параметрические точки (максимальные напряжения и соответствующие деформации, граничные значения и т.д.).

При анализе полученных результатов в ПК ЛИРА-САПР присутствует возможность просмотра распределения усилий в сечении. Распределения усилий при действии различных изгибающих моментов представлены на рис. 4.16. График зависимости жесткости траншейной стены в грунте от изгибающего момента приведен на рис. 4.17.

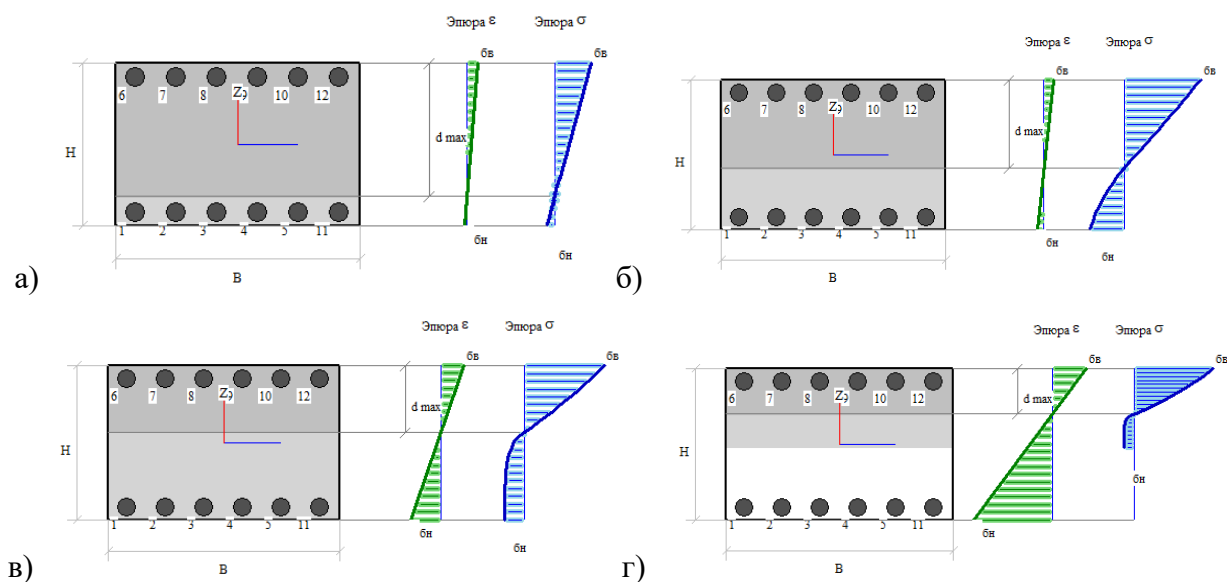


Рисунок 4.16. Распределение усилий и относительных деформаций в сечении стены в грунте с учетом армирования: при изгибающем моменте равном а) 25 кНм б) 100 кНм в) 200 кНм г) 300 кНм

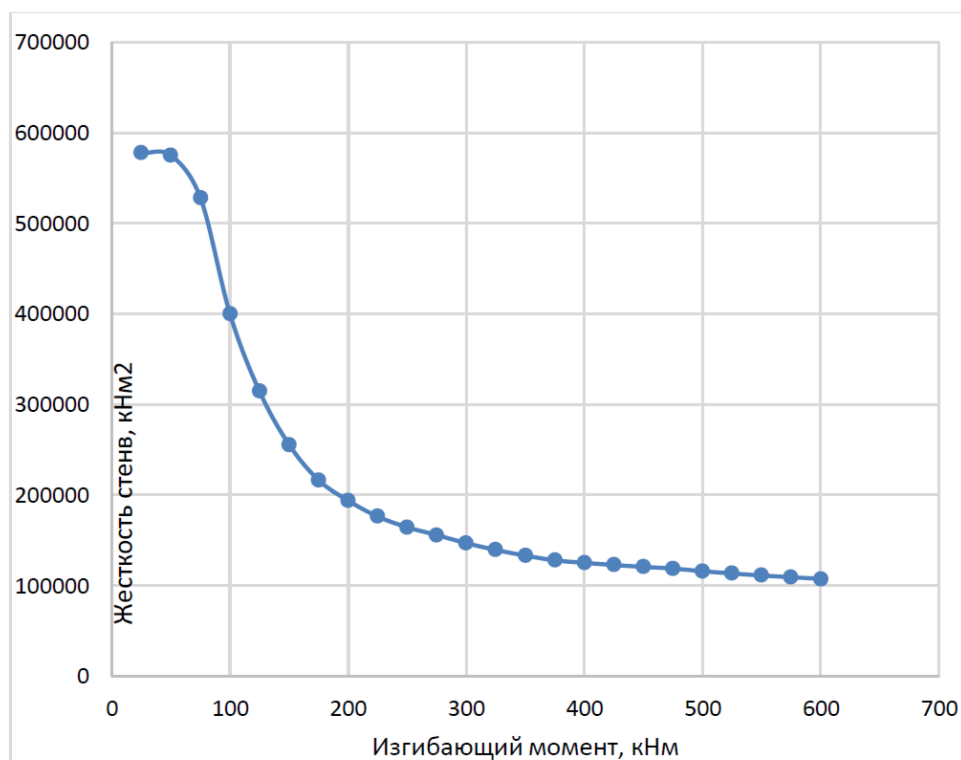


Рисунок 4.17. График жесткости в зависимости от изгибающего момента

### 4.2.3. Результаты определения изгибающих моментов в ограждении котлована по инклинометрическим наблюдениям

На основании полученной зависимости жесткости от изгибающих моментов, учитывая уравнение (3.42) и вид функции  $w(x)$  (3.43), производится построение результирующей эпюры изгибающих моментов. При этом для достижения соответствия между полученными усилиями и жесткостями конструкции выполняется пошаговое приближение решения. Полученная эпюра изгибающего момента приведена на рисунке 4.18.

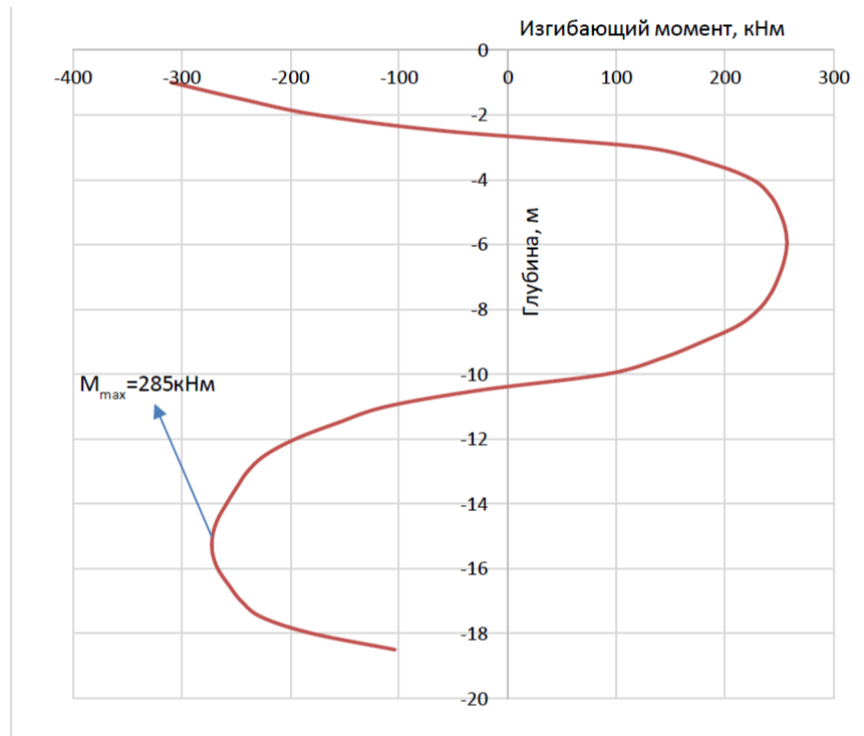


Рисунок 4.18. Эпюра изгибающих моментов в траншейной стене в грунте по данным инклинометрических наблюдений с учетом нелинейной работы железобетона.

Как видно из полученной эпюры значения изгибающего момента в верхней и нижней точках конструкции отличны от нуля, что не соответствует законам механики. Для корректировки решения выполнялся численный расчет в ПК Plaxis 2D, в котором задавались граничные условия в виде заданных перемещений стены в грунте, равных значениям перемещений по полученной математической функции. Учет нелинейного характера работы железобетона выполнялся путем задания элементам Plate (моделирующим ограждение котлована) и Embedded beam

(моделирующим свайное поле) типа поведения «Elastoplastic (M-K)». Данный тип поведения материала позволяет моделировать нелинейную жесткость элемента путем построения диаграммы соотношения изгибающего момента  $M$  к коэффициенту  $K = \frac{M}{EI}$ .

### **4.3. Сравнение результатов расчетов ограждения котлована с данными геотехнического мониторинга в Московском районе Санкт-Петербурга**

#### **4.3.1. Рассматриваемый объект нового строительства**

Для проведения сравнительного анализа данных геотехнического мониторинга и результатов расчета был выбран объект капитального строительства, расположенный в Московском районе Санкт-Петербурга. Натурные наблюдения за разработкой котлована с ограждением из траншейной стены в грунте выполнялись в период 2017–2019 гг., в рамках научно-технического сопровождения работ, что обеспечило наличие репрезентативного массива данных с привязкой к календарным срокам производства работ.

В рамках проекта разрабатывался котлован сложной конфигурации размерами в плане 150×85 м и переменной глубиной от 4,3 до 9,1 м. Для ограждения откосов на разных участках применялись: буронабивные касательные сваи диаметром 350 мм (длиной 9 м и 11 м) и траншейная стена в грунте шириной 600 мм и длиной 19 м. Схема котлована представлена на рис. 4.19.

В качестве объекта для детального анализа в работе выбран участок котлована в осях А-Ж/1-7. Выбор данного участка обусловлен двумя ключевыми факторами:

1. Наличием детального комплекса геотехнического мониторинга, включая инклинометрический контроль горизонтальных перемещений траншейной стены в грунте.

2. Зафиксированным отклонением от проектных решений при устройстве распорной системы, которое привело к развитию горизонтальных перемещений, существенно превышающих расчетные прогнозные значения.

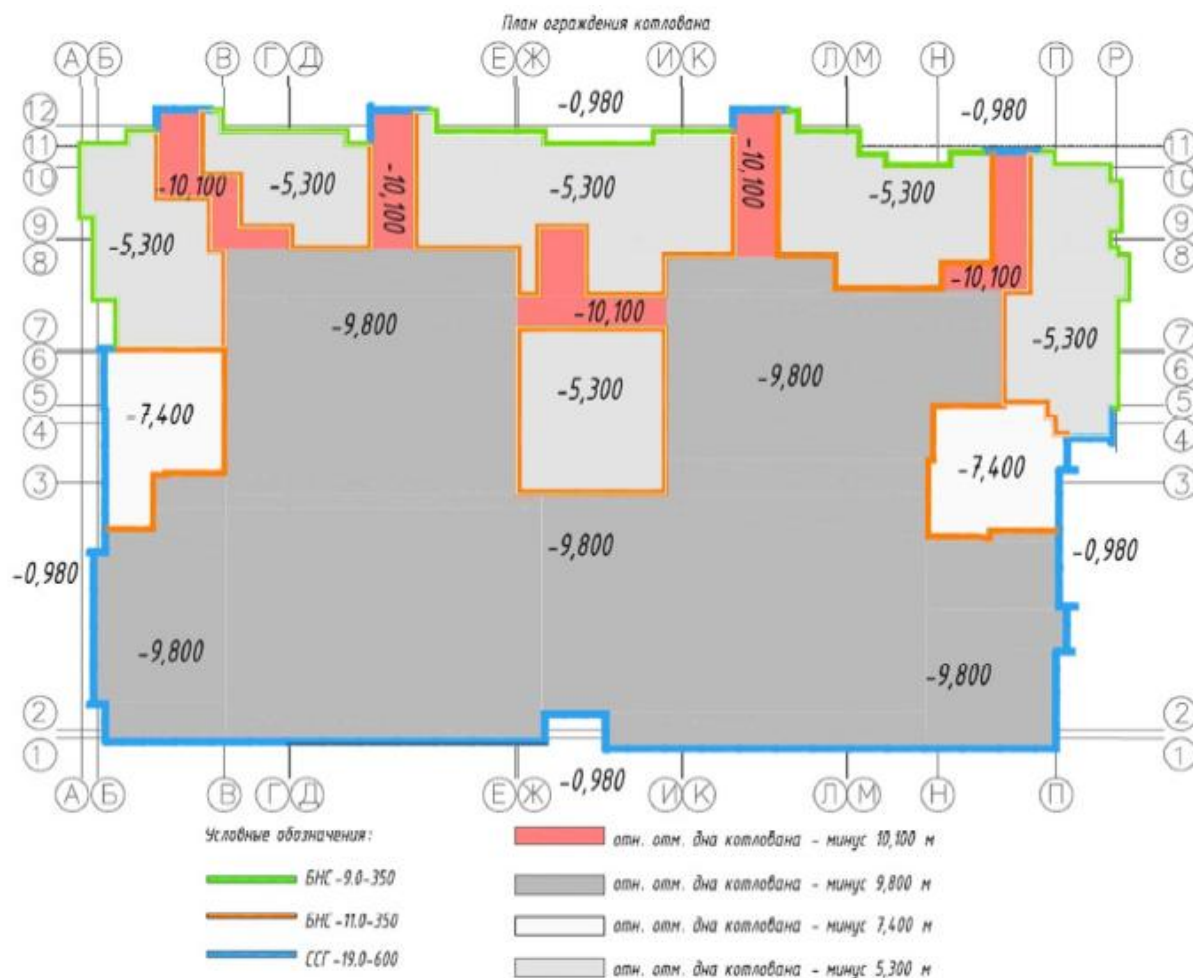


Рисунок 4.19. Схема ограждающих конструкций и проектных глубин котлована на рассматриваемом объекте.

Инженерно-геологические условия рассматриваемой строительной площадки характеризуются значительной мощностью слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов (ИГЭ-2.1, ИГЭ-2.2, ИГЭ-3, ИГЭ-6.1), что является ключевым фактором, определяющим геотехнические риски при освоении территории. Суммарная мощность указанных толщ достигает 18,5 м при нижней границе залегания на отметке 20,4 м от поверхности (рис. 4.20).

Важным обстоятельством, усугубляющим строительные условия, является высокий уровень подземных вод, зафиксированный в период изысканий на глубине 1,5–2,0 м (абс. отм. +9,38...+10,13 м). Безнапорные воды, питаемые за счёт инфильтрации атмосферных осадков, распространены в насыпных грунтах и прослоях песка в толще глинистых отложений озёрно-ледникового и ледникового генезиса. Мощность водоносного горизонта составляет порядка 18 м, что создаёт значительные затруднения при водопонижении и существенно влияет на физико-механические свойства слабых грунтов.

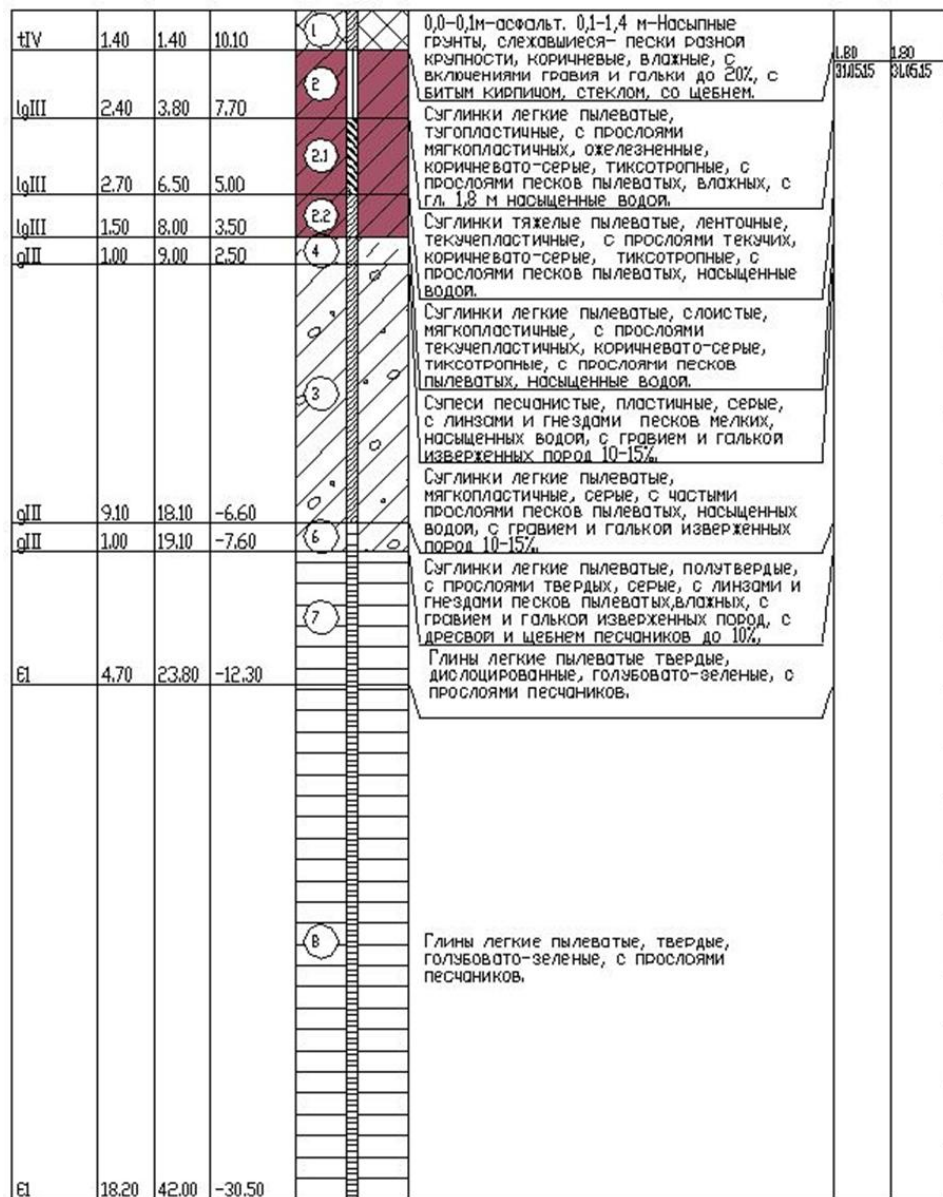


Рисунок 4.20. Типовая инженерно-геологическая скважина на участке строительства в Московском районе Санкт-Петербурга.

Производство земляных работ по разработке котлована на полную глубину (8,82 м), согласно принятым в геотехническом обосновании проектным решениям, предусматривало использование комбинированной системы ограждения. Для обеспечения устойчивости откосов и минимизации деформаций проектом была предусмотрена двухуровневая распорная система с применением грунтовых берм на промежуточных стадиях производства работ. Детальная технологическая последовательность разработки котлована, регламентированная проектной документацией, отображена на рисунках 4.21–4.23.

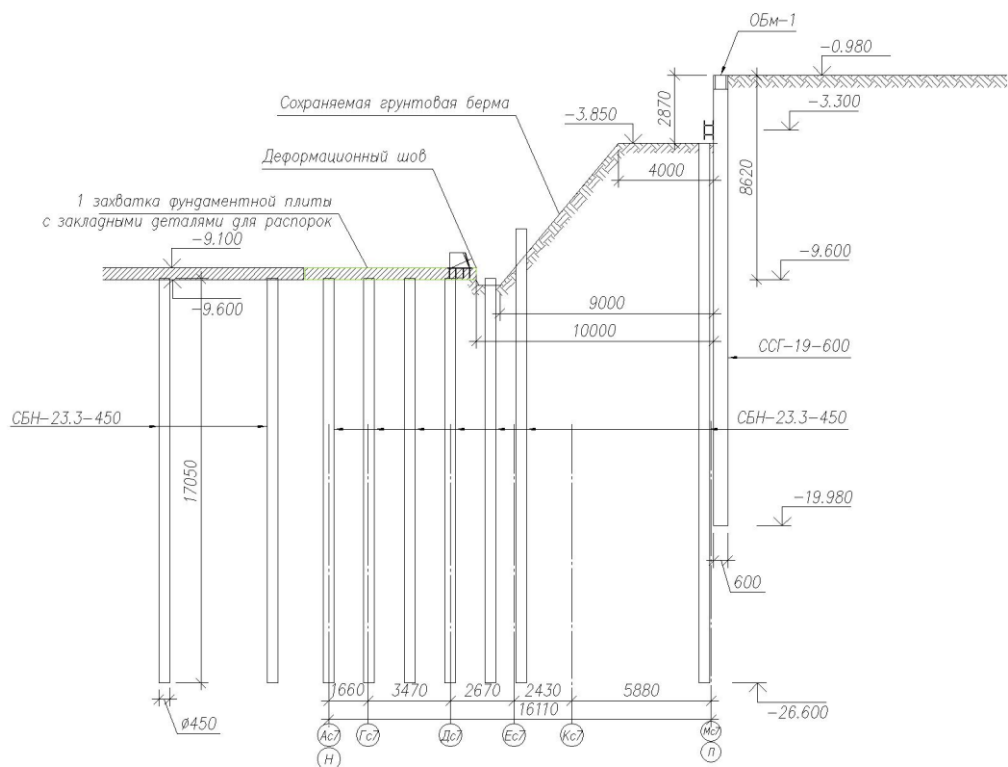


Рисунок 4.21. Первый этап, разработка котлована до проектной отметки с оставлением грунтовых берм, бетонирование участка монолитной плиты.

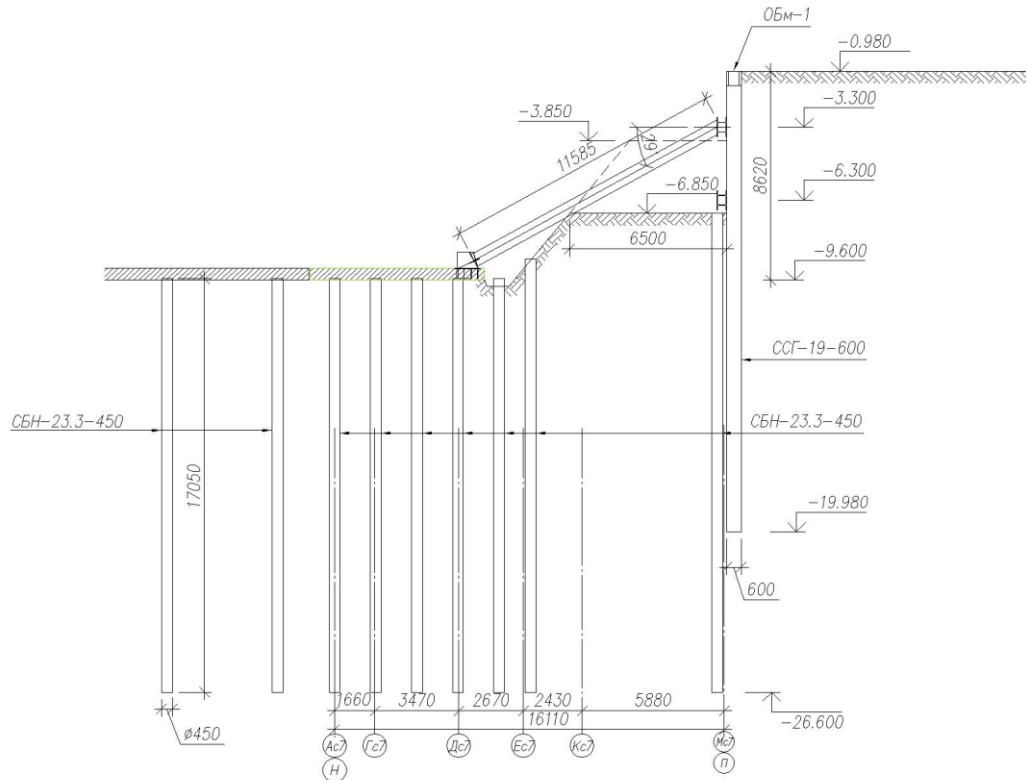


Рисунок 4.22. Второй этап, локальная экскавация грунтовой бермы, монтаж подкосов верхнего яруса.

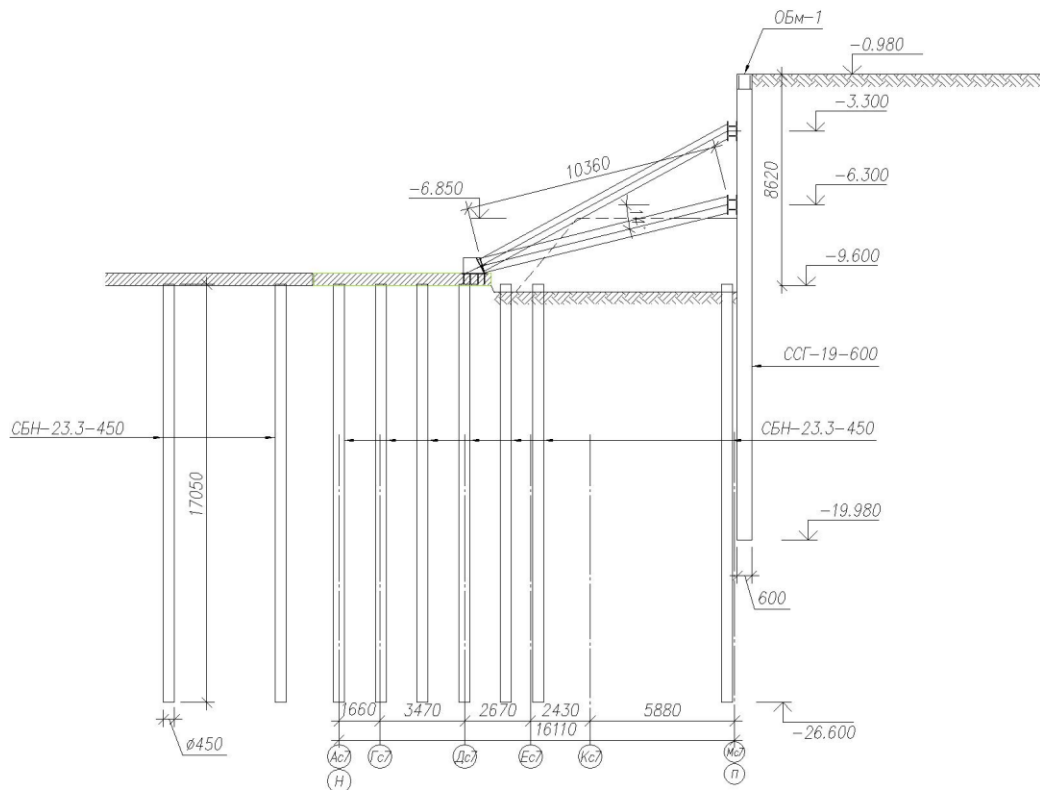


Рисунок 4.23. Третий этап, локальная экскавация грунтовой бермы, монтаж подкосов нижнего яруса.

Согласно результатам геотехнического моделирования, выполненного при проектировании, максимальный изгибающий момент в траншейной стене при реализации проектного варианта крепления составил 507,2 кН·м при перемещении 3,61 см (рис. 4.24, 4.25). Для восприятия указанных нагрузок была применена несущая арматура диаметром 25 мм с шагом 150 мм, обеспечивающая несущую способность конструкции до 600 кН·м/п.м. Конструктивная схема армирования представлена на рис. 4.26.

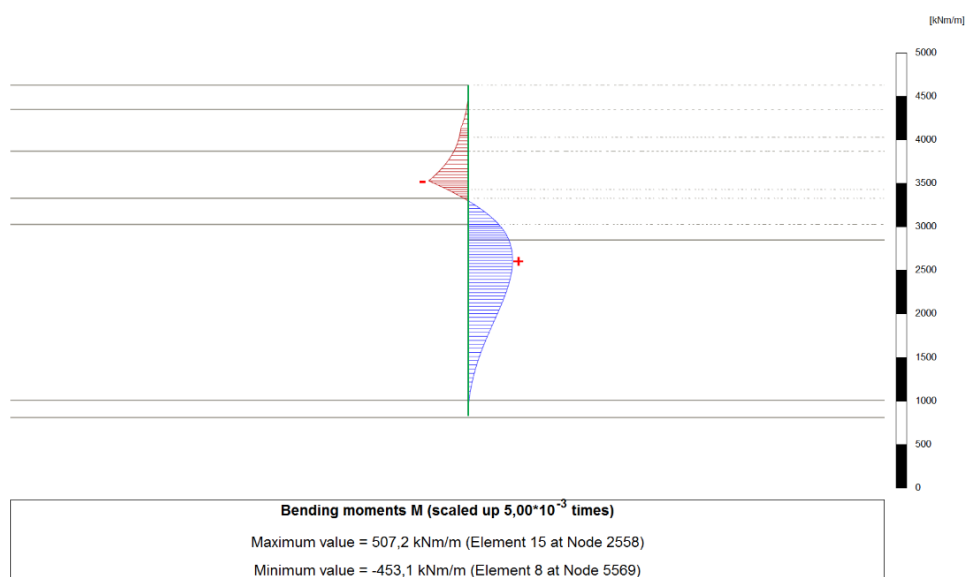


Рисунок 4.24. Изгибающий момент в траншейной стене в грунте на 5 этапе разработки котлована.

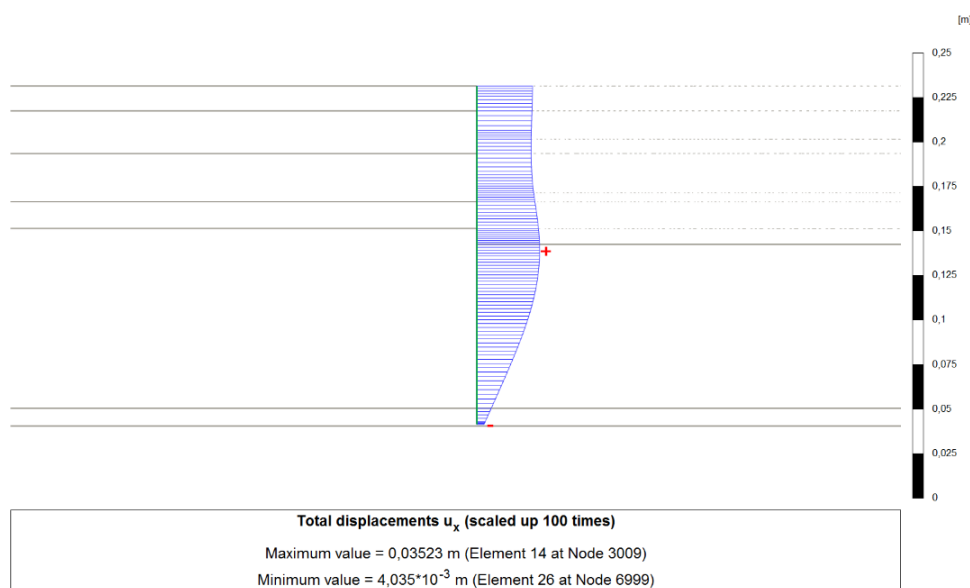


Рисунок 4.25. Горизонтальное смещение траншейной стены в грунте на 5 этапе разработки котлована.

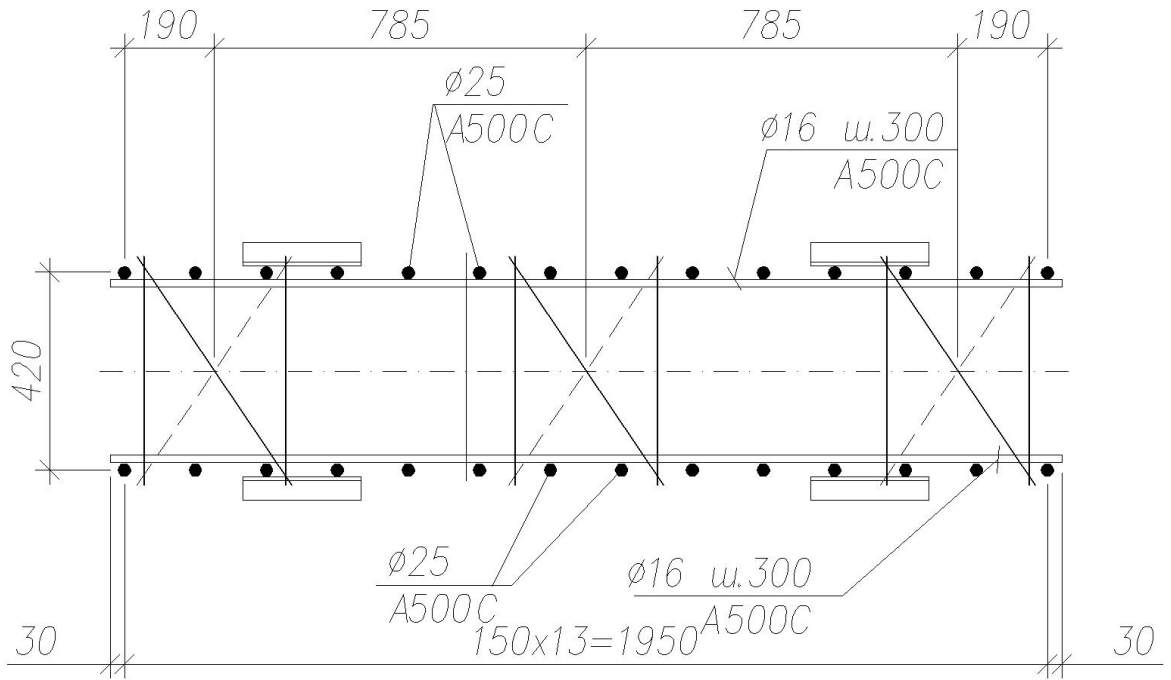


Рисунок 4.26. Схема арматурного каркаса рядовой захватки.

В рамках геотехнического мониторинга за разработкой котлована проводились инклинометрические наблюдения за горизонтальными перемещениями траншейной стены в грунте. Схема установки инклинометров представлена на рис. 4.27.

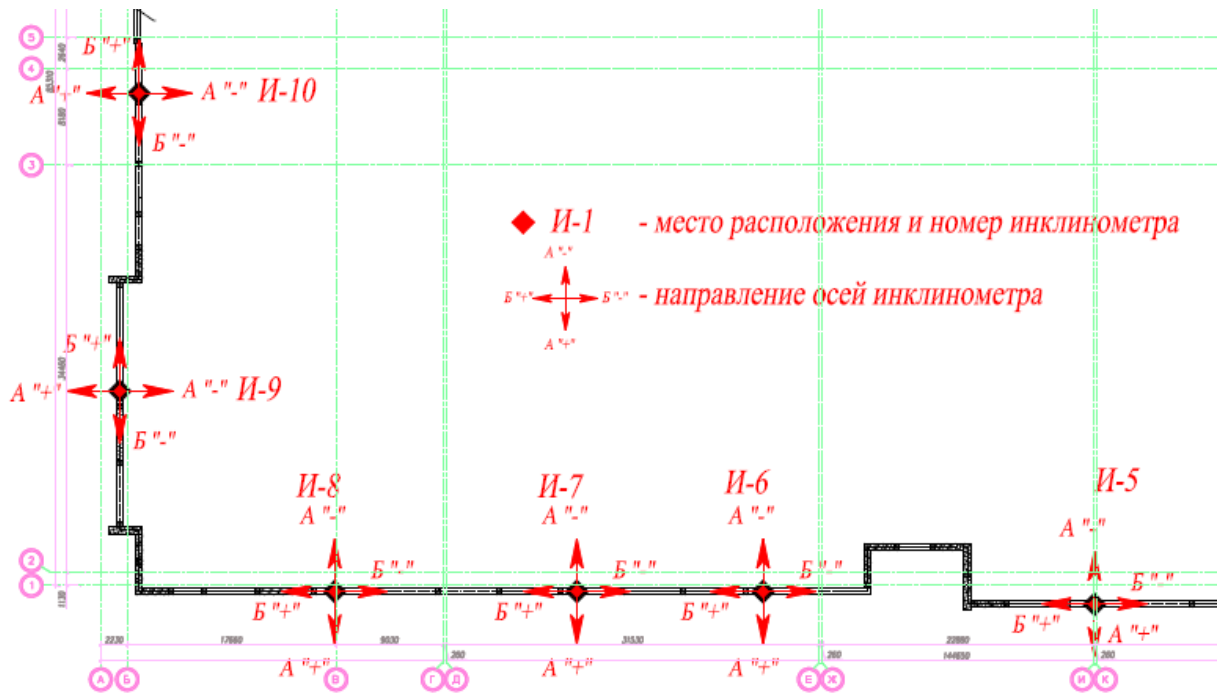


Рисунок 4.27. Схема установки инклинометров.

В процессе научно-технического сопровождения строительства был зафиксирован ряд критических отступлений от проектных решений, оказавших существенное влияние на напряженно-деформированное состояние ограждающей конструкции:

1. На отдельных участках котлована была смонтирована исключительно верхняя распорная система при отсутствии проектного нижнего яруса креплений (рис. 4.28).

2. На этапе устройства верхнего яруса подкосов производилась полная выемка грунта бермы на всю высоту уступа, что привело к нерасчетному увеличению пролёта стены (рис. 4.29).

3. Локальное отсутствие рёбер жёсткости в узлах примыкания обвязочной балки явилось причиной потери её устойчивости и частичного выключения распорной системы из работы (рис. 4.30).

Следствием указанных отклонений стало развитие чрезмерных горизонтальных перемещений траншейной стены, достигших значения 45 см, что в 12.5 раз превышает расчётный прогноз (рис. 4.31).



Рисунок 4.28. Разработка грунта котлована под защитой только верхнего яруса распорной системы.



Рисунок 4.29. Нарушение последовательности производства работ, полная экскавация грунтовых берм на не раскреплённом участке стены в грунте.



Рисунок 4.30. Отсутствие ребер жесткости на обвязочной балке и её деформация.

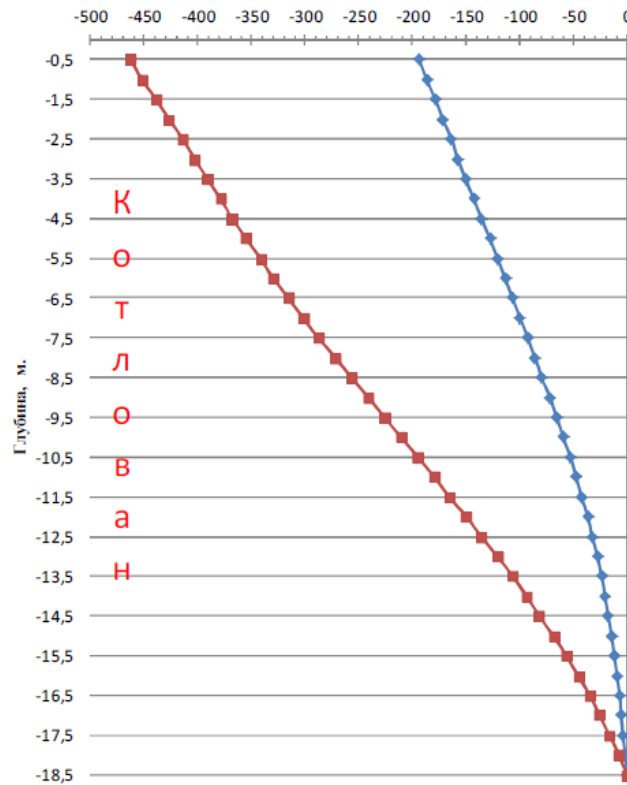


Рисунок 4.31. Результаты максимальных смещений (мм) ограждения в сторону котлована по инклинометру №7 на 23.10.17 и 23.11.17 г.

Таким образом, зафиксированные отклонения от проектных решений привели к схеме разработки котлована, существенно отличающейся от принятой в геотехническом обосновании. В этих условиях значения изгибающих моментов в конструкции траншейной стены, по всей вероятности, многократно превысили не только расчётные значения (507,2 кНм), но и её нормативную несущую способность (~600 кНм). Однако, вопреки ожиданиям, видимых признаков потери несущей способности или разрушения ограждающей конструкции зафиксировано не было, что указывает на наличие неучтённых в расчетах особенностей развития НДС ограждения котлована и требует дополнительного исследования реальной работы системы «стена в грунте — распорная система — массив грунта».

### 4.3.2. Результаты расчетного анализа геотехнической ситуации и их сравнение с результатами натурального мониторинга

Для сравнительного анализа результатов расчета и геотехнического мониторинга были выполнены расчеты по 2-м сечениям на рассматриваемом участке, различающихся по проектной глубине разработки котлована. Расчетное сечение 1-1 соответствует месту установки инклинометра 7 и приведено на рис. 4.32, сечение 2-2 соответствует месту установки инклинометра 10 и приведено на рис. 4.33.

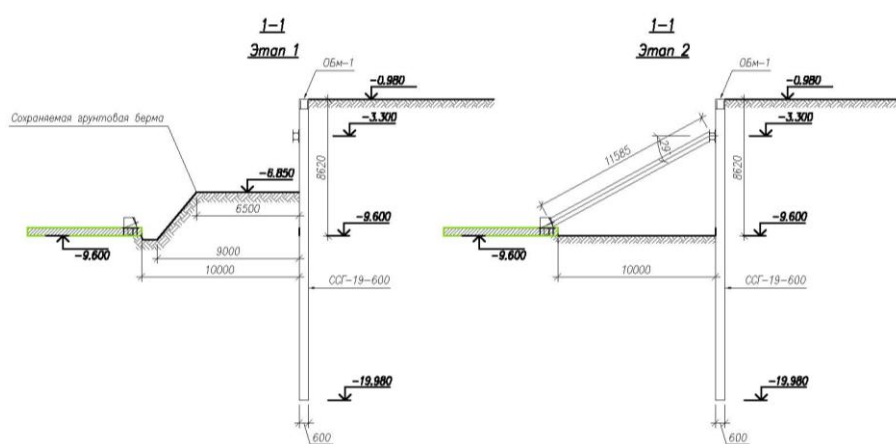


Рисунок 4.32. Этапы расчета по сечению 1-1.

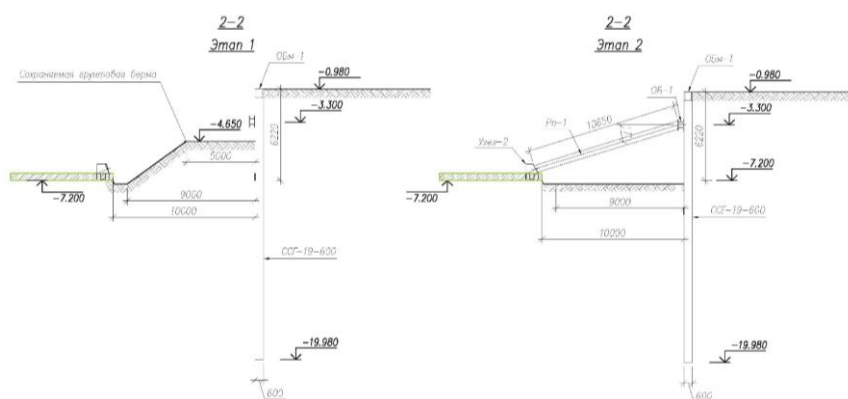


Рисунок 4.33. Этапы расчета по сечению 2-2.

По каждому из приведенных выше сечений были выполнены численные расчеты в ПК Plaxis 2D при рассмотрении грунтового основания в стандартной и в недренированной постановках. Сопоставление результатов расчета итогового

горизонтального смещения ограждения котлована с данными геотехнического мониторинга представлены на рис. 4.34.

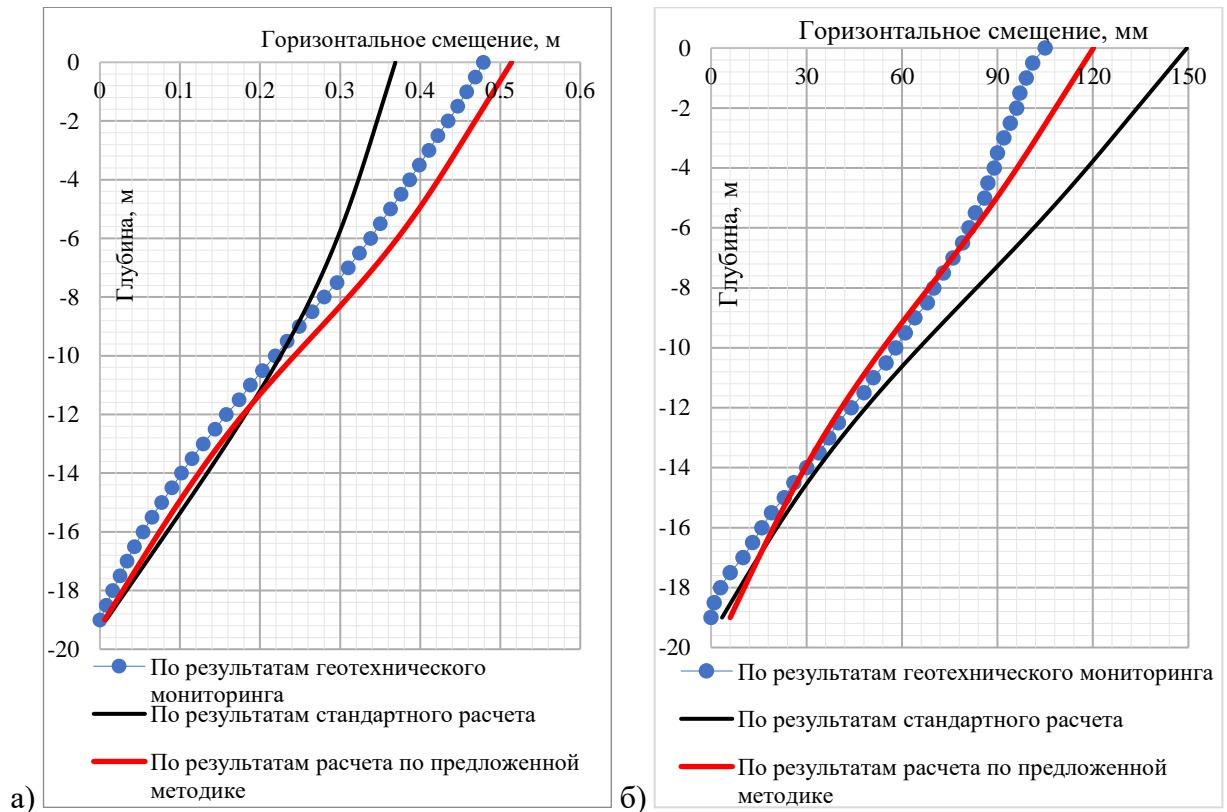


Рисунок 4.34. Сопоставление результатов расчета горизонтальных смещений ограждения котлована с натурными данными по а) сечению 1-1; б) сечению 2-2.

В соответствии с методикой оценки фактических величин изгибающих моментов в ограждении котлована, разработанной в разделе 4.2 данной диссертационной работы, было выполнено построение натуральных эпюр моментов в ограждении котлована. Сопоставление полученных эпюр с расчетными представлено на рис. 4.35.

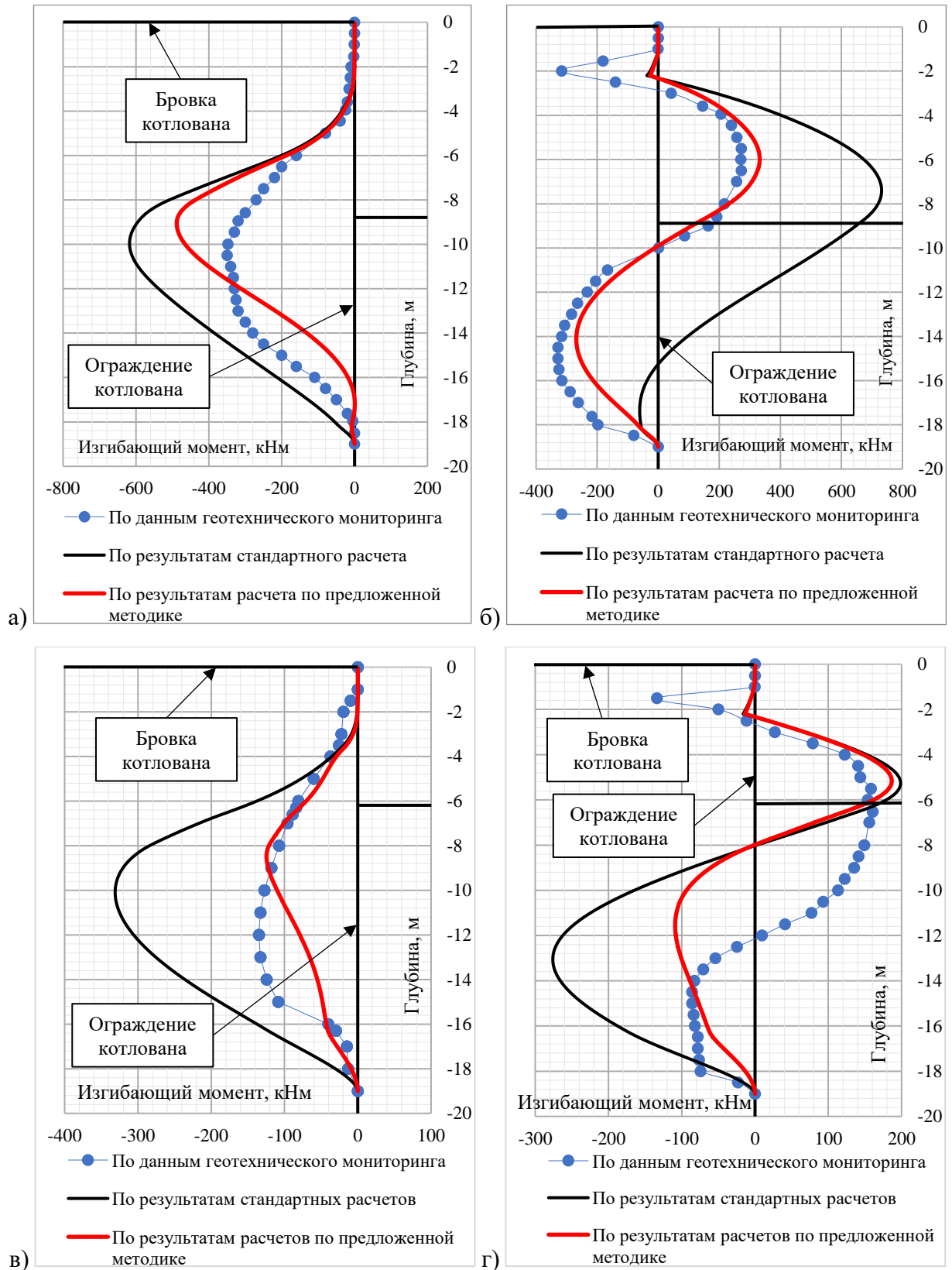


Рисунок 4.35. Сопоставительные графики изгибающих моментов в ограждении котлована по результатам обработки данных геотехнического мониторинга и по результатам выполненных расчетов.

- а) для сечения 1-1 на первом этапе расчета; б) для сечения 1-1 на втором этапе расчета; в) для сечения 2-2 на первом этапе расчета; г) для сечения 2-2 на втором этапе расчета.

В соответствии с результатами, приведенными на рис. 4.34 и 4.35 было получено, что предложенная в разделе 3.4 методика моделирования работы массива слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов обеспечивают достаточную сходимость результатов расчета с данными геотехнического мониторинга. Расхождение не превысило 15%.

#### **4.4. Оценка влияния учета образования избыточных поровых давлений на результаты проектирования конструкций ограждения котлована**

В рамках настоящего подраздела проводится оценка влияния учета образования избыточных поровых давлений на параметры проектирования конструкций ограждения котлована. Для сравнительного анализа рассматриваются три варианта глубины котлована с различными конструктивными решениями:

1. Котлован глубиной 4 м: консольное шпунтовое ограждение.
2. Котлован глубиной 7 м: раскрепленное шпунтовое ограждение с одним ярусом распорной системы на глубине 2 м. Распорки выполнены из труб сечением 630×8 мм с шагом 6 м.
3. Котлован глубиной 10 м: раскрепленное ограждение из траншейной стены в грунте толщиной 800 мм с двумя ярусами распорок. Верхний ярус расположен на глубине 1,5 м (трубы 530×8 мм, шаг 6 м), нижний - на глубине 5,5 м (трубы 1020×10 мм, шаг 6 м).

Расчеты выполняются для условного инженерно-геологического разреза, включающего следующие слои: песок средней крупности, текучепластичный суглинок и полутвердая глина. Данный разрез характерен для регионов с залеганием слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов и позволяет оценить их влияние на работу ограждения.

По результатам расчетов для каждого варианта определяются ключевые проектные параметры: требуемая глубина заделки ограждающей конструкции,

необходимый профиль шпунта или армирование стены в грунте. Сравнение этих параметров, полученных с учетом и без учета поровых давлений, позволит количественно оценить влияние разработанного метода на проектные решения.

Исходные инженерно-геологические условия и схемы рассматриваемых вариантов котлована представлены на рис. 4.36.

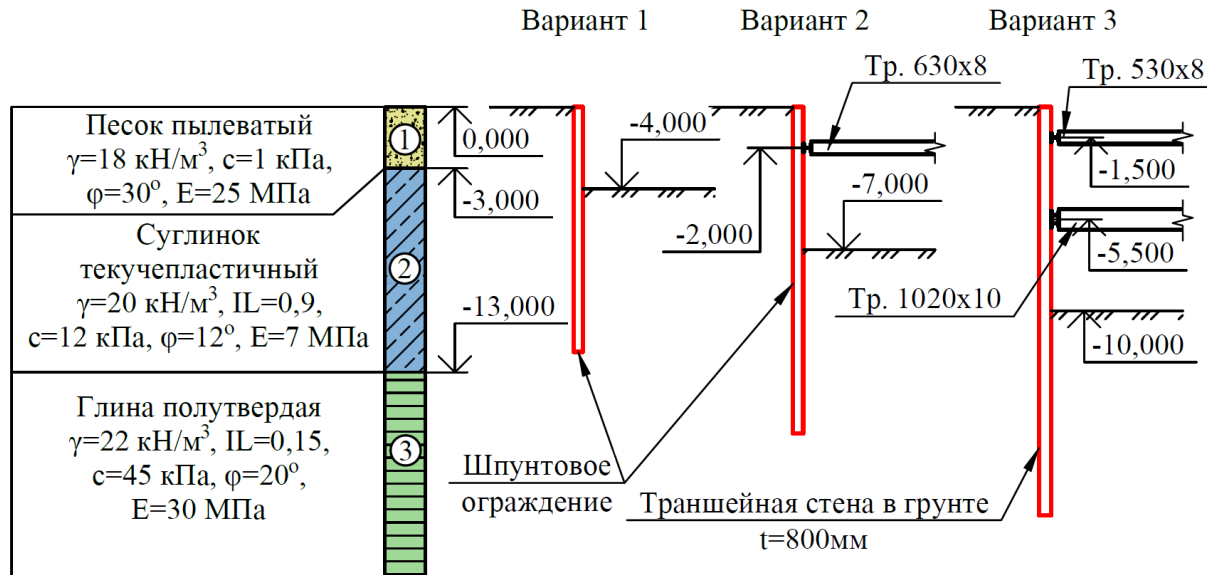


Рисунок 4.36. Рассматриваемые варианты ограждения котлована для сравнительного анализа результатов проектирования при различных конструкциях ограждения котлована.

Расчетная постановка исследования реализована в программном комплексе Plaxis 2D с использованием метода конечных элементов. Для каждого варианта конструкции ограждения выполнены серии расчетов в двух различных постановках:

1. Стандартная методика расчета;
2. Расчет по предложенной методике (см. раздел 3.4);

В обоих случаях распорная система принималась одинаковой и не корректировалась в соответствии с результатами расчетов. Длина (глубина заделки) ограждающей конструкции в каждой серии расчетов подбиралась из условия обеспечения нормативного коэффициента устойчивости. Профиль шпунта или схема армирования стены в грунте определялись на основе анализа полученных расчетных усилий (изгибающих моментов и поперечных усилий). Общие виды расчетных схем и результаты полученных расчетов приведены на рис. 4.37 – 4.42.

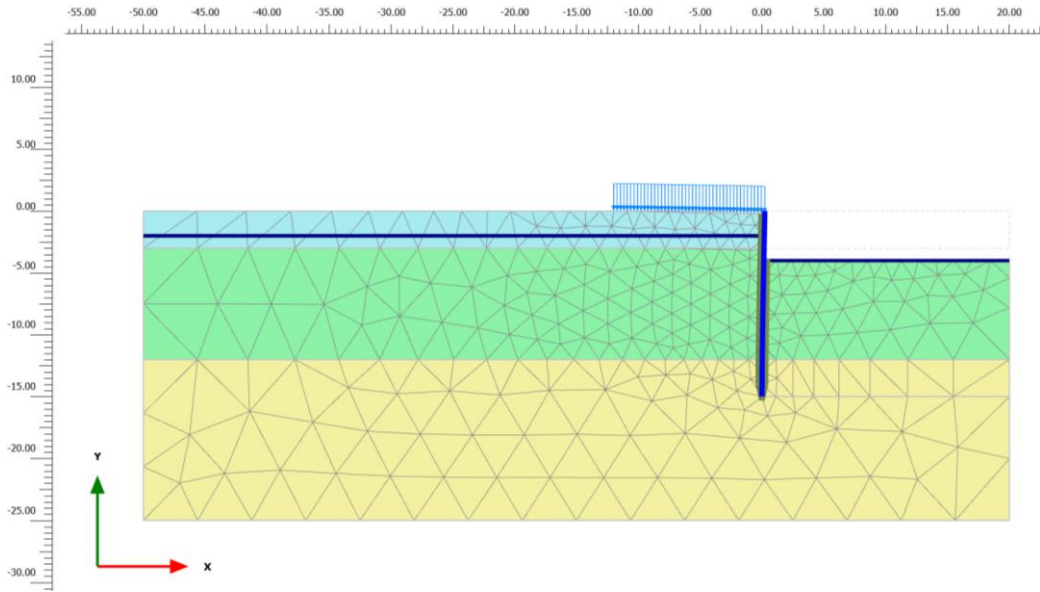


Рисунок 4.37. Общий вид расчетной схемы для 1-го варианта рассматриваемого котлована – консольное шпунтовое ограждение котлована глубиной 4 м.

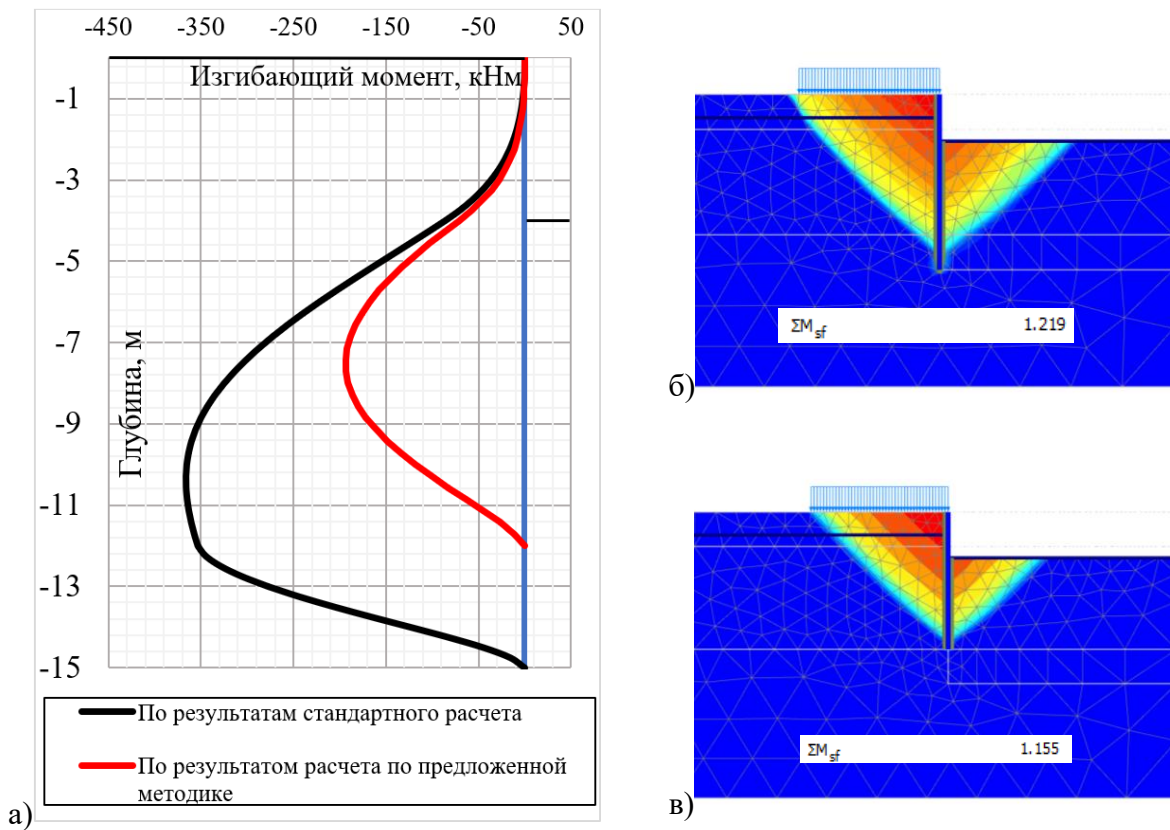


Рисунок 4.38. Результаты расчетов ограждения котлована для 1-го варианта.

- По результатам стандартного расчета – ШО VL 605A длиной 15 м;  
 по результатам расчета по предложенной методике – ШО VL603A длиной 12м;  
 а) сопоставительный график изгибающих моментов в шпунтовом ограждении;  
 б) результат расчета устойчивости ШО по стандартной методике;  
 в) результат расчета устойчивости ШО по предложенной методике.

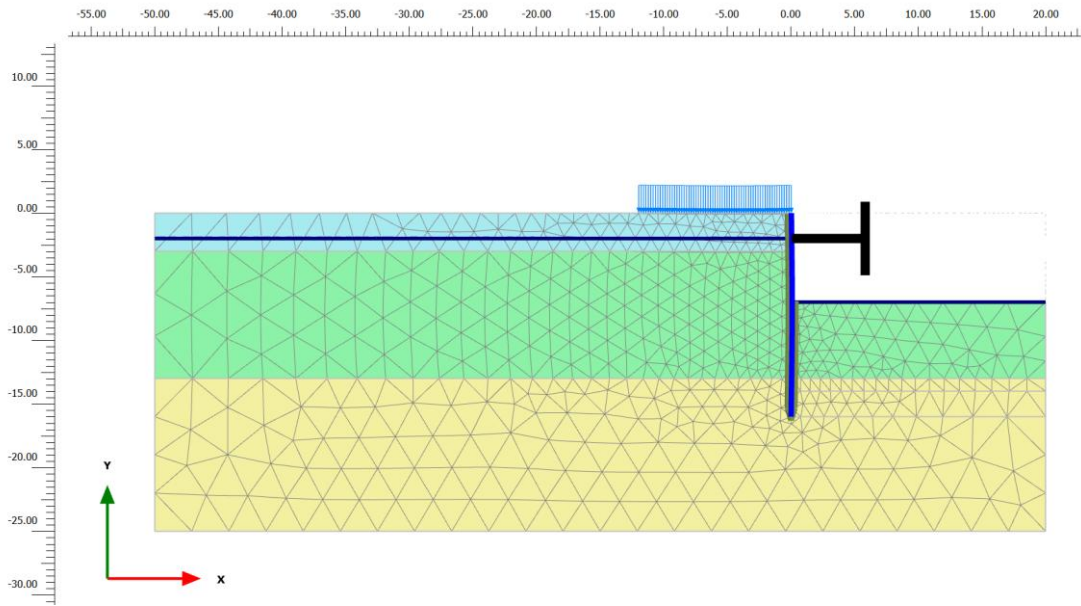


Рисунок 4.39. Общий вид расчетной схемы для 2-го варианта рассматриваемого котлована – раскрепленное шпунтовое ограждение котлована глубиной 7 м.

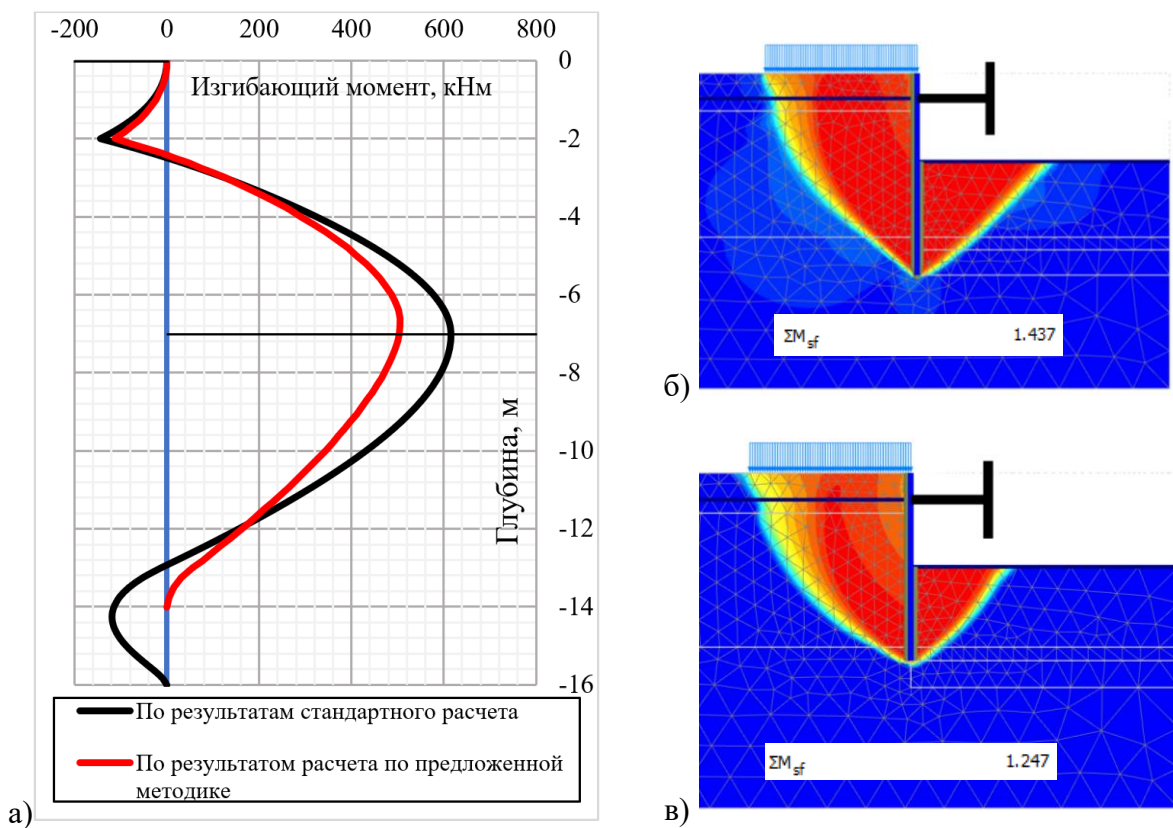


Рисунок 4.40. Результаты расчетов ограждения котлована для 2-го варианта.  
 По результатам стандартного расчета – ШО Л5 длиной 16 м;  
 по результатам расчета по предложенной методике – ШО Л4 длиной 14 м;  
 а) сопоставительный график изгибающих моментов в шпунтовом ограждении;  
 б) результат расчета устойчивости ШО по стандартной методике;  
 в) результат расчета устойчивости ШО по предложенной методике.

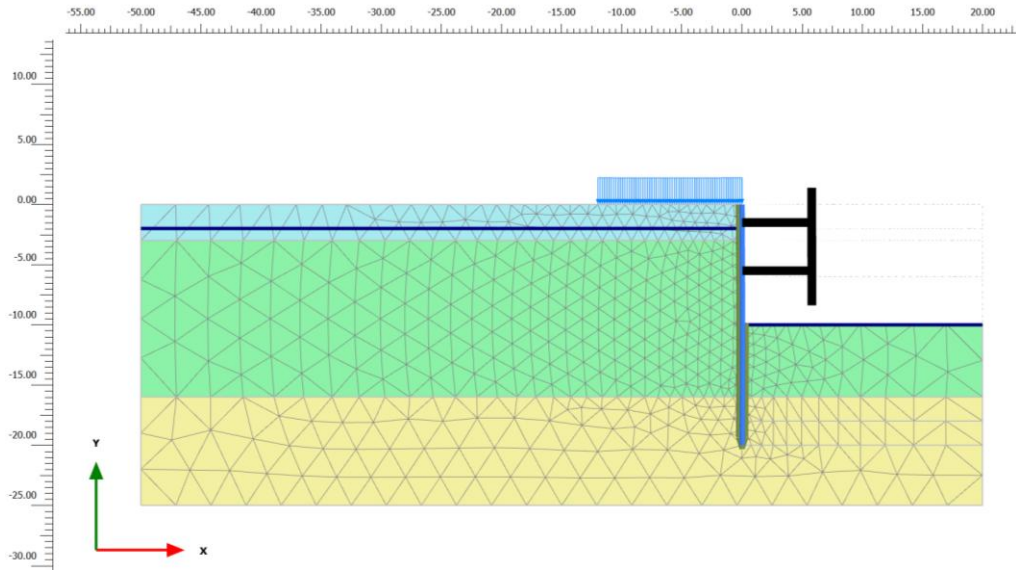


Рисунок 4.41. Общий вид расчетной схемы для 3-го варианта рассматриваемого котлована – раскрепленное 2-мя ярусами распорной системы ограждение из траншейной стены в грунте толщиной 800 мм котлована глубиной 10 м.

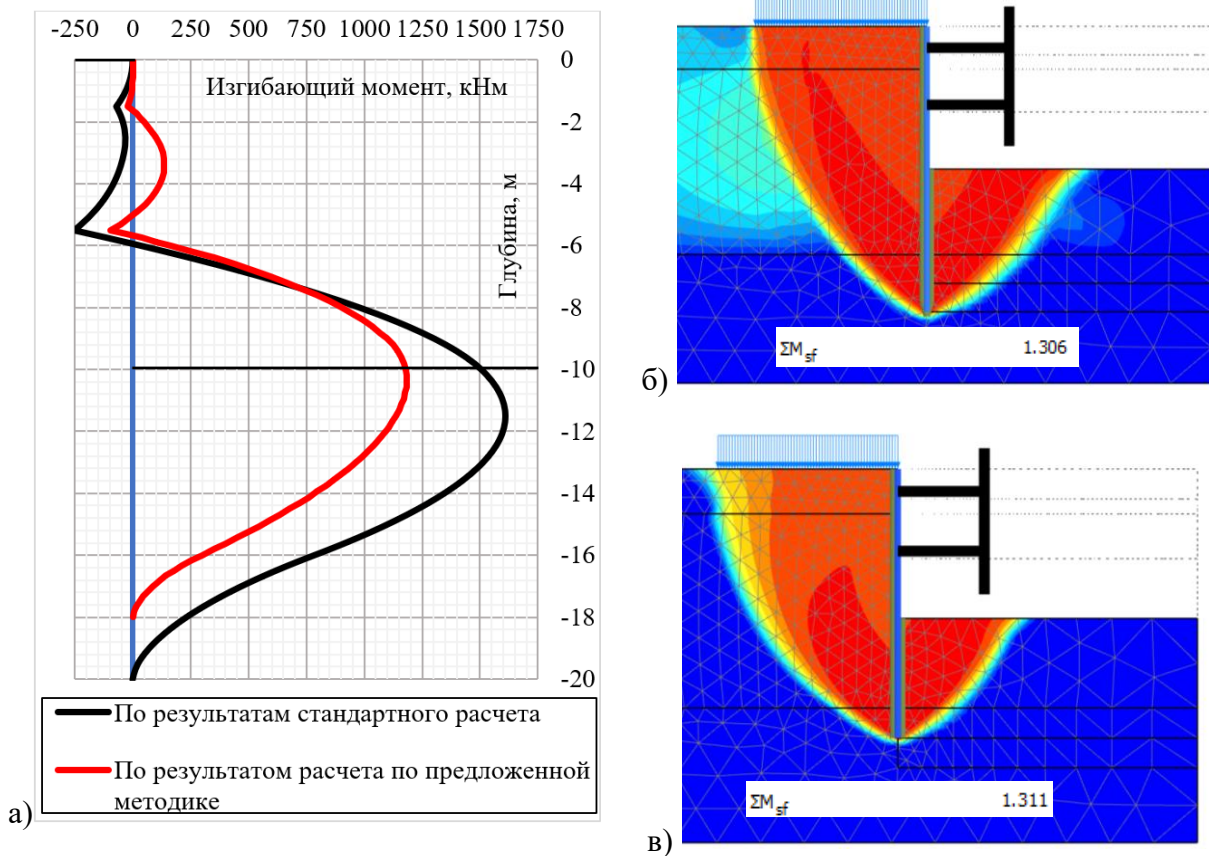


Рисунок 4.42. Результаты расчетов ограждения котлована для 3-го варианта.  
 По результатам стандартного расчета – армирование  $\text{Ø}36/\text{ш.}150\text{мм}$ , длина 20 м;  
 по результатам расчета по предложенной методике – армирование  $\text{Ø}28/\text{ш.}150\text{мм}$ , длина 18 м;  
 а) сопоставительный график изгибающих моментов в конструкции стены в грунте;  
 б) результат расчета устойчивости ограждения по стандартной методике;  
 в) результат расчета устойчивости ограждения по предложенной методике.

Результаты выполненных сведены в табл. 4.2.

Табл. 4.2. Результаты сопоставительных расчетов с использованием стандартной и разработанной расчетных методик.

№ вар.	По результатам стандартного расчета				По результатам расчета по предложенной методике				Снижение материалоемкости
	Длина ограждения, м	Профиль шпунта/Рабочее армирование СВГ	Изгибающий момент, кНм	Расчетный коэффициент устойчивости.	Длина ограждения, м	Профиль шпунта/Рабочее армирование СВГ	Изгибающий момент, кНм	Расчетный коэффициент устойчивости.	
1	15	VL 605A	371	1,219	12	VL 603A	189	1,155	36%
2	16	Л5	621	1,437	14	Л4	512	1,247	32%
3	20	Ø36 ш.150мм	1611	1,306	18	Ø28 ш.150мм	1138	1,311	10%/45%*

Таким образом, учет образования избыточных поровых давлений в массиве грунта при разработке котлована позволяет существенно снизить материалоемкость ограждения котлован.

#### 4.5. Выводы по главе 4

1. Экспериментально-расчетным путем подтверждена адекватность предложенной методики, учитывающей образование избыточных поровых давлений в слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтах. Совместный анализ данных геотехнического мониторинга и результатов моделирования показал, что применение предложенной методики обеспечивает удовлетворительную сходимость с данными геотехнического мониторинга, расхождение не превышает 15%.

2. Установлен механизм влияния отрицательных поровых давлений на работу ограждения котлована. Выявлено, что снижение расчетных изгибающих моментов в конструкции обусловлено в первую очередь ростом пассивного давления в области дна котлована, вызванным возникновением отрицательных поровых давлений в прилегающем массиве грунта.

3. Разработана и апробирована методика оценки изгибающих моментов в ограждении котлована по данным инклинометрического мониторинга его горизонтальных перемещений, что позволяет выполнять оперативную оценку реальной работы конструкции в процессе строительства.

4. Доказана практическая эффективность разработанного подхода. Расчеты для различных вариантов котлованов показали, что учет избыточных поровых давлений позволяет достичь значительного сокращения материалоемкости конструкций ограждения (на 30–45%) за счет более точного определения расчетных усилий при сохранении требуемых показателей надежности.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Анализ существующих исследований показывает необходимость учета недренированного поведения слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов при расчете давления грунта на ограждения котлованов. При этом точные решения теории предельного равновесия грунтов для оценки активного и пассивного давлений грунта при реализации активного и пассивного давлений отсутствуют.

2. В ходе экспериментальных исследований поведения слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов зафиксированы снижение эффективных напряжений всестороннего обжатия и рост избыточных поровых давлений при приложении сдвигающих нагрузок в недренированных условиях, что приводит к снижению сопротивления сдвигу образцов грунта. Снижение эффективных давлений обжатия образцов грунта при сдвиге количественно оценивается с помощью коэффициента порового давления Скемптона  $A_f$ . На основании экспериментальных исследований предложена корреляционная зависимость позволяющая выполнить оценку коэффициента порового давления Скемптона в зависимости от показателя консистенции грунта  $I_L$ .

3. На основании существующих методов расчета разработано и математически формализовано обобщение теории предельного равновесия водонасыщенного грунта, учитывающее зависимость величин избыточных поровых давлений от действующих сдвиговых нагрузок. Установлено качественное и количественное влияние избыточных поровых давлений на величину и характер распределения давления слабого водонасыщенного пылевато-глинистого грунта на ограждение котлована. Проведенные расчеты показали, что образование избыточных поровых давлений приводит к существенному росту величины активного давления, наиболее существенно зависящего от полезной нагрузки по бровке котлована. Анализ пассивного сопротивления выявил изменение характера его распределения по глубине: наблюдается замедление роста давления по глубине и формирование

нового компонента – давления от веса вынутаго грунта. Предложена и верифицирована методика адаптации параметров расчетных схем метода конечных элементов (МКЭ) для учета выявленных особенностей.

4. Сопоставление результатов расчетов ограждения котлована с данными геотехнического мониторинга показало, что использование предложенной методики оценки активного и пассивного давлений слабого водонасыщенного пылевато-глинистого грунта показывает удовлетворительную сходимость с данными геотехнического мониторинга, расхождения в рассмотренных случаях не превысило 15%.

**СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ****Нормативная литература:**

1. ГОСТ Р 56198-2014. Мониторинг технического состояния объектов культурного наследия. Недвижимые памятники. Общие требования. — Введ. 2015–07–01. — Москва : Стандартиформ, 2019. — 25 с.
2. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03–83. — Введ. 2017–06–17. — Москва : ФГУП ЦПП, 2016. — 156 с.
3. СП 305.1325800.2017. Здания и сооружения. Правила проведения геотехнического мониторинга при строительстве. — Введ. 2018–07–04. — Москва : Стандартиформ, 2017. — 45 с.

**Научно-техническая литература:**

4. Абдеев, Р. М. Уточненная плоская механико-математическая модель для определения напряжений в основании ленточного фундамента и его упругой осадки / Р. М. Абдеев, А. Г. Тер-Мартirosян, Э. Р. Абдеев, З. Г. Тер-Мартirosян // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Механика. — 2020. — № 1. — С. 150–164. — DOI: 10.15593/perm.mech/2020.1.12.
5. Бреннеке, Л. Основания и фундаменты / Л. Бреннеке, Э. Ломейер. — Москва : Госстройиздат, 1933. — 303 с
6. Бугров, А. К. Анизотропные грунты и основания сооружений / А. К. Бугров. — Санкт-Петербург : Недра, 1993. — 244 с.
7. Бугров, А. К. Исследование грунтов в условиях трехосного сжатия / А. К. Бугров. — Ленинград : Стройиздат, 1987. — 180 с.
8. Бугров, А. К. Механика деформируемого твердого тела / А. К. Бугров. — Санкт-Петербург : Изд-во СПбГТУ, 1999. — 80 с.
9. Будин, А. Я. Гибкие подпорные стенки / А. Я. Будин. — Ленинград : Стройиздат, 1974. — 191 с.

10. Будин, А. Я. Исследование работы гибких заанкеренных набережных : автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук / А. Я. Будин. — Ленинград, 1962. — 29 с.
11. Будин, А. Я. Методические указания по повышению несущей способности и определению эффективности ремонта и усиления портовых гидротехнических сооружений / А. Я. Будин. — Ленинград : Транспорт, 1982. — 52 с.
12. Будин, А. Я. Реология дисперсных систем и ее приложения к теории длительной прочности портовых сооружений на ползучих основаниях : автореферат диссертации на соискание ученой степени доктора технических наук / А. Я. Будин. — Ленинград, 1968. — 32 с.
13. Будин, А. Я. Эксплуатация и долговечность портовых гидротехнических сооружений / А. Я. Будин. — Москва : Транспорт, 1977. — 319 с.
14. Будин, А. Я. Набережные : справочное пособие / А. Я. Будин, Г. А. Демина. — Москва : Стройиздат, 1979. — 285 с.
15. Васенин, В. А. Метод определения давления переуплотнения на основе статистических зависимостей распределения индекса компрессии. Часть 1. Обоснование метода / В. А. Васенин // Инженерная геология. — 2019. — Т. 14, № 3. — С. 38–57.
16. Вялов, С. С. Реологические основы механики грунтов / С. С. Вялов. — Москва : Высшая школа, 1978. — 447 с.
17. Геологический атлас Санкт-Петербурга. — Санкт-Петербург : Комильфо, 2009. — 57 с.
18. Голушкевич, С. С. Статика предельных состояний грунтовых масс / С. С. Голушкевич. — Москва : Гостехиздат, 1957. — 288 с.
19. Гончаров, Ю. М. К вопросу о применении теории кулона для определения давления грунта на гибкие подпорные стенки / Ю. М. Гончаров // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 1959. — № 4. — С. 25–27.
20. Гончаров, Ю. М. К расчету тонкостенных конструкций, воспринимающих горизонтальный распор несвязного грунта / Ю. М. Гончаров // Труды НИИ по строительству. — Красноярск, 1963. — Вып. 4. — С. 45–52.

21. Гончаров, Ю. М. Экспериментальное исследование деформаций шпунтовых ограждений : автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук / Ю. М. Гончаров. — Москва : ВНИИОСП, 1964. — 27 с.
22. Дашко, Р. Э. Особенности инженерно-геологических условий Санкт-Петербурга / Р. Э. Дашко, А. В. Малов, Д. Г. Зеленская // Развитие городов и геотехническое строительство. — 2011. — Т. 1. — С. 1–47.
23. Дашко, Р. Э. О влиянии длительности испытания на величину сопротивления сдвигу глинистых пород / Р. Э. Дашко // Записки Ленинградского горного института им. Г. В. Плеханова. — 1963. — Т. XLVIII, вып. 1. — С. 56–60.
24. Денисов, Н. Я. О природе деформаций глинистых пород / Н. Я. Денисов. — Москва : Речиздат, 1951. — 88 с.
25. Дуброва, Г. А. Взаимодействие грунта и сооружений / Г. А. Дуброва. — Москва : Речной транспорт, 1963. — 213 с.
26. Дуброва, Г. А. Методы расчета давления грунта на транспортные сооружения / Г. А. Дуброва. — Москва : Транспорт, 1969. — 219 с.
27. Евсеев, Н. А. Особенности учета нелинейной работы железобетона в расчетах взаимодействия здания и основания / Н. А. Евсеев // Геотехника. — 2018. — Т. 10, № 4. — С. 58–71.
28. Жемочкин, Б. Н. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании / Б. Н. Жемочкин, А. П. Сеницын. — 2-е изд., перераб. и доп. — Москва : Стройиздат, 1962. — 255 с.
29. Заварзин, Л. Г. Разработка методики инженерно-геологического картирования применительно к Ленинграду : отчёт по научно-исследовательской госбюджетной теме (Н-13) / 18 / ЛИСИ / Л. Г. Заварзин. — Ленинград, 1975. — 145 с.
30. Зарецкий, Ю. К. Вязкопластичность грунтов и расчеты сооружений / Ю. К. Зарецкий. — Москва : Стройиздат, 1988. — 288 с.
31. Зарецкий, Ю. К. Лекции по современной механике грунтов / Ю. К. Зарецкий. — Ростов-на-Дону : Изд-во Ростовского университета, 1989. — 176 с.
32. Зарецкий, Ю. К. Теория консолидации грунтов / Ю. К. Зарецкий. — Москва : Наука, 1967. — 258 с.

33. Зенкевич, О. Конечные элементы и аппроксимация / О. Зенкевич, К. Морган. — Москва : Мир, 1986. — 318 с.
34. Зенкевич О. Метод конечных элементов в технике. — М.: Мир, 1975. — 546с.
35. Ишмаев, О. А. Результаты трехосных испытаний песков гравелистых в комплексе «АСИС» с диаметром образцов 100 мм / О. А. Ишмаев, Н. В. Филимонова // Известия УГГУ. — 2022. — Вып. 2 (66). — С. 89–95.
36. Каган, А. А. Моренные отложения северо-запада СССР / А. А. Каган, М. А. Солодухин. — Москва : Недра, 1971. — 192 с.
37. Караулов, А. М. К вопросу определения предельного давления грунта на подпорные стенки / А. М. Караулов, К. В. Королев // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 2015. — № 4. — С. 2–5.
38. Королев, К. В. Начальная несущая способность медленно уплотняющегося водонасыщенного основания ленточного фундамента / К. В. Королев // Известия высших учебных заведений. Строительство. — 2011. — № 4. — С. 93–98.
39. Королев, К. В. Плоская задача теории предельного равновесия грунтов : монография / К. В. Королев. — Новосибирск : Изд-во СГУПС, 2010. — 184 с.
40. Королев, К. В. Совершенствование методики расчета несущей способности оснований в стабилизированном и нестабилизированном состоянии / К. В. Королев // Вестник гражданских инженеров. — 2012. — № 4 (33). — С. 110–115.
41. Королев, К. В. Начальная несущая способность медленно уплотняющегося водонасыщенного основания ленточного фундамента / К. В. Королев // Известия высших учебных заведений. Строительство. — 2011. — № 4. — С. 93–98.
42. Лаврова, М. А. Основной разрез верхнего плейстоцена Ленинградского района / М. А. Лаврова // Вопросы стратиграфии четвертичных отложений северо-запада европейской части СССР. — Ленинград, 1962. — С. 125–139.
43. Лазебник, Г. Е. Давление грунта на сооружения / Г. Е. Лазебник. — Киев : ППНВ, 2005. — 320 с.
44. Лазебник, Г. Е. Исследования подпорных шпунтовых заанкеренных стенок гидротехнических сооружений : автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук / Г. Е. Лазебник. — Одесса, 1961. — 24 с.

45. Лазебник, Г. Е. Опытные исследования реактивного давления несвязного грунта на контакте с фундаментами по глубине основания / Г. Е. Лазебник. — Киев, 1966. — 40 с.
46. Лазебник, Г. Е. Рекомендации по измерению давлений на контакте сооружений с грунтом / Г. Е. Лазебник. — Киев, 1966. — 36 с.
47. Левченко, Н. Б. Сопротивление материалов : учебное пособие / Н. Б. Левченко, Л. М. Каган-Розенцвейг, И. А. Куприянов, О. Б. Халецкая. — Санкт-Петербург : СПбГАСУ, 2015. — 212 с.
48. Маликова, Т. А. Расчет полосы, нагруженной любой нагрузкой, лежащей на четверти упругой плоскости / Т. А. Маликова // Механика грунтов : сборник статей. — Москва : НИИ оснований и подземных сооружений, 1962. — Сб. № 49. — С. 85–94.
49. Мальцева, Т. В. Расчет водонасыщенного основания под сооружениями нефтегазопромислов / Т. В. Мальцева // Строительство и обустройство промыслов. — 2016. — Т. 4. — С. 110–113.
50. Мангушев, Р. А. Геотехника Санкт-Петербурга. Опыт строительства на слабых грунтах : коллективная монография / Р. А. Мангушев, А. И. Осокин, С. Н. Сотников. — Москва : Изд-во АСВ, 2018. — 386 с.
51. Мангушев, Р. А. Проектирование и устройство подземных сооружений в открытых котлованах : учебное пособие / Р. А. Мангушев, Н. С. Никифорова, В. В. Конюшков, А. И. Осокин, Д. А. Сапин. — Москва ; Санкт-Петербург : Изд-во АСВ, 2013. — 256 с.
52. Мангушев, Р. А. Учёт жесткости конструкций «стена в грунте» на осадку соседних зданий / Р. А. Мангушев, Д. А. Сапин // Жилищное строительство. — 2015. — № 9. — С. 3–7.
53. Мангушев Р.А., Дьяконов И.П., Полуинин В.М., **Башмаков И.Б.**, Паскачева Д.А. Математическое моделирование работы плитных элементов при совместной работе с грунтовым основанием в условиях плоской деформации // Жилищное строительство. – 2024. – № 11. – С. 37–46. – DOI: 10.31659/0044-4472-2024-11-37-46.

54. Мангушев Р.А., Дьяконов И.П., Осокин А.И., Калач Ф.Н., **Башмаков И.Б.** Обеспечение безопасного строительства в условиях плотной городской застройки исторического центра г. Санкт-Петербурга с использованием мониторинга (на примере Шуваловского дворца) // Геотехника. – 2023. – Т. XV, № 4. – С. 44–59.
55. Мангушев Р.А., Дьяконов И.П., **Башмаков И.Б.**, Паскачева Д.А., Кравченко П.А. Влияние механизма упрочнения на результаты расчета ограждений котлована в условиях Санкт-Петербурга // Строительство: наука и образование. – 2025. – Т. 15, Вып. 1. – Ст. 6. – DOI: 10.22227/2305-5502.2025.1.6.
56. Марков, К. К. Очерки географии четвертичного периода / К. К. Марков. — Москва : Географгиз, 1955. — 328 с.
57. Марков, К. К. Поздне- и послеледниковая история окрестностей Ленинграда на фоне поздне- и послеледниковой истории Балтики / К. К. Марков // Труды Комиссии по изучению четвертичного периода. — Ленинград : Изд-во АН СССР, 1934. — Т. IV, вып. 1. — С. 5–70.
58. Марков, К. К. Развитие рельефа северо-западной части Ленинградской области / К. К. Марков. — Москва ; Ленинград : Главное геолого-разведочное управление ВСНХ СССР, 1931. — 256 с. — (Труды / Главное геолого-разведочное управление ВСНХ СССР ; вып. 117).
59. Месчан, С. Н. К вопросу о боковом давлении глинистых грунтов / С. Н. Месчан, Р. П. Малакян // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 1974. — № 5. — С. 42–43.
60. Мирный, А. Ю. Статистический анализ параметров модели Hardening Soil для грунтов Московского региона / А. Ю. Мирный, К. А. С. Будюшкина, В. В. Шишкина // Геотехника. — 2017. — Вып. 4. — С. 58–64.
61. Морарескул, Н. Н. Опыт типизации оснований и фундаментов в районах массовой застройки : научное издание / Н. Н. Морарескул, Л. Г. Заварзин. — Ленинград : ЛДНТП, 1984. — 32 с.
62. Парамонов, В. Н. Метод конечных элементов при решении нелинейных задач геотехники : Достижения современной геотехники / В. Н. Парамонов. — Санкт-Петербург : Группа компаний «Геореконструкция», 2012. — 264 с.

63. Прокофьев, И. П. Давление сыпучего тела и расчет подпорных стенок / И. П. Прокофьев. — Москва : Стройиздат, 1947. — 144 с.
64. Рахманов, Б. Методика изучения влияния замачивания и выщелачивания на свойства засоленных грунтов / Б. Рахманов, А. С. Иванов, С. К. Петрова // Экономика и социум. — 2024. — Вып. 2 (117). — С. 599–613.
65. Савиков, Р. А. Комплексный анализ расчета монолитной железобетонной конструкции «стена в грунте» : магистерская диссертация / Р. А. Савиков. — Санкт-Петербург, 2019. — 81 с.
66. Сегерлинд, Л. Применение метода конечных элементов / Л. Сегерлинд. — Москва : Мир, 1979. — 292 с.
67. Сипидин, В. П. Исследование грунтов в условиях трехосного сжатия / В. П. Сипидин, Н. Н. Сидоров. — Москва : Госстройиздат, 1963. — 156 с.
68. Скибин, Е. Г. Определение исходных параметров задачи о расширении цилиндрической полости в грунте / Е. Г. Скибин // Известия высших учебных заведений. Северо-Кавказский регион. — 2016. — Т. 4. — С. 92–95.
69. Сливец, К. В. Наблюдения и расчет ограждающих конструкций котлованов, разрабатываемых в пылевато-глинистых грунтах / К. В. Сливец // Известия Петербургского университета путей сообщения. — 2007. — № 4 (13). — С. 186–194.
70. Снитко, Н. К. Статическое и динамическое давление грунтов и расчет подпорных стенок / Н. К. Снитко. — Ленинград : Стройиздат, 1970. — 207 с.
71. Соколов, Н. Н. Геологическое строение и история развития рельефа северо-запада РСФСР / Н. Н. Соколов. — Москва : Изд-во АН СССР, 1949. — 328 с.
72. Соколов, Н. Н. О стратиграфии четвертичных отложений территории Ленинграда и его окрестностей / Н. Н. Соколов // Вопросы инженерной геологии Ленинградского экономического района. — Ленинград : ЦБТИ, 1960. — С. 45–62.
73. Соколовский, В. В. О предельном равновесии сыпучей среды / В. В. Соколовский // Прикладная математика и механика. — 1951. — Т. XV, вып. 6. — С. 743–746.
74. Соколовский, В. В. Статика сыпучей среды / В. В. Соколовский. — Москва : Наука, 1960. — 241 с.

75. Соловьев, Ю. И. Теория мгновенной прочности и ее применение в расчетах устойчивости консолидирующихся массивов грунта / Ю. И. Соловьев, А. М. Караулов, П. С. Ваганов // Проектирование и исследование оснований гидротехнических сооружений. — Ленинград : Энергия, 1980. — С. 104–105.
76. Соловьев, Ю. И. Мгновенная прочность консолидирующихся грунтов / Ю. И. Соловьев, Ю. П. Смолин // Известия вузов. Строительство и архитектура. — 1976. — № 9. — С. 33–37.
77. Соловьев, Ю. И. Статико-кинематический метод в теории предельного равновесия грунтов и задача Прандтля / Ю. И. Соловьев, А. М. Караулов // Известия вузов. Строительство. — 1991. — № 11. — С. 100–106.
78. Сотников, С. П. Строительство и реконструкция фундаментов зданий и сооружений на слабых грунтах : автореферат диссертации на соискание ученой степени доктора технических наук / С. П. Сотников. — Москва : МИСИ, 1987. — 48 с.
79. Соловьев, Ю. И. Жестко- и упругопластический анализ устойчивости и напряженно-деформированного состояния грунтов : автореферат диссертации на соискание ученой степени доктора технических наук / Ю. И. Соловьев. — Москва, 1989. — 40 с.
80. Спальвинг, Г. А. Допускаемые напряжения на основании фундаментов / Г. А. Спальвинг. — Ленинград : Ленинградский институт инженеров путей сообщения, 1929. — 38 с.
81. Строганов, А. С. Несущая способность глинистого водонасыщенного основания в нестабилизированном состоянии под круглым фундаментом / А. С. Строганов // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 1977. — № 5. — С. 40–41.
82. Строганов, А. С. Несущая способность пластически неоднородного основания, ограниченного жестким подстилающим слоем / А. С. Строганов // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 1974. — № 6. — С. 28–30.
83. Строганов, А. С. Осесимметричная задача теории пластичности грунтов и несущая способность оснований в стабилизированном состоянии / А. С.

- Строганов // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 1985. — № 3. — С. 23–26.
84. Тер-Мартirosян, З. Г. Консолидация и ползучесть оснований фундаментов конечной ширины / З. Г. Тер-Мартirosян, А. В. Иванов, С. П. Петров // Вестник МГСУ. — 2013. — Т. 4. — С. 38–51.
85. Тер-Мартirosян, З. Г. К вопросу учета ползучести бетона в грунтовой среде / З. Г. Тер-Мартirosян, В. В. Бахмисов // Вестник МГСУ. — 2020. — Т. 15, вып. 9. — С. 1285–1296.
86. Терцаги, К. Теория механика грунтов / К. Терцаги. — Москва : Госстройиздат, 1961. — 507 с.
87. Тракало, В. И. Интегральная теория давления сыпучего материала : автореферат диссертации на соискание ученой степени доктора технических наук / В. И. Тракало. — Львов : Львовский политехнический институт, 1962. — 31 с.
88. Улицкий, В. М. Гид по геотехнике. Путеводитель по основаниям, фундаментам и подземным сооружениям / В. М. Улицкий, А. Г. Шашкин, К. Г. Шашкин. — Санкт-Петербург : Геореконструкция, 2012. — 288 с.
89. Ухов, С. Б. Расчет сооружений и оснований методом конечных элементов : учебное пособие / С. Б. Ухов. — Москва : МИСИ, 1973. — 184 с.
90. Фадеев, А. Б. Решение геотехнических задач методом конечных элементов. Часть I / А. Б. Фадеев, А. Л. Прегер. — Томск : Изд-во Томского университета, 1994. — 156 с.
91. Фадеев, А. Б. Метод конечных элементов в геомеханике / А. Б. Фадеев. — Москва : Недра, 1987. — 221 с.
92. Федоровский, В. Г. Учет геометрической нелинейности в конечно-элементных расчетах грунтовых массивов / В. Г. Федоровский // Труды института / НИИ оснований и подземных сооружений. — 1986. — Вып. 86. — С. 45–52.
93. Федоровский, В. Г. Численное моделирование работы образца грунта при трехосном сжатии / В. Г. Федоровский, В. Ф. Александрович // Численные методы решения задач механики грунтов и расчета фундаментов в сложных инженерно-

геологических условиях : труды института / НИИ оснований и подземных сооружений. — 1985. — Вып. 84. — С. 33–40.

94. Флорин, В. А. Основы механики грунтов : в 2 т. Т. 1 / В. А. Флорин. — Москва : Госстройиздат, 1959. — 360 с.
95. Флорин, В. А. Основы механики грунтов : в 2 т. Т. 2 / В. А. Флорин. — Москва : Госстройиздат, 1961. — 544 с.
96. Фурса, В. М. Отчёт по составлению обобщённой карты инженерно-геологического районирования территории Ленинграда и Лесопарковой зоны (для подземного строительства) : Шифр 378–78(33) / Трест ГРИИ ; рук. В. М. Фурса, исполн.: И. Т. Мальцев, Б. М. Коршунов, А. В. Майорова. — Ленинград, 1978. — 145 с.
97. Черников, А. К. Теоретические основы геомеханики : учебное пособие / А. К. Черников. — Санкт-Петербург : ПГУПС, 1994. — 187 с.
98. Фурса, В. М. Строительные свойства грунтов района Ленинграда / В. М. Фурса. — Ленинград : Стройиздат, 1975. — 143 с.
99. Шашкин, А. Г. Подземное строительство в Санкт-Петербурге: краткий обзор технических решений / А. Г. Шашкин, К. Г. Шашкин // Жилищное строительство. — 2016. — № 9. — С. 15–21.
100. Шашкин, А. Г. Вязко-упруго-пластическая модель поведения глинистого грунта / А. Г. Шашкин // Развитие городов и геотехническое строительство. — 2011. — Т. 2. — С. 1–32.
101. Шихиев, Ф. М. Новый метод расчета заанкеренных больверков / Ф. М. Шихиев // Научные труды ОИИМФ. — 1959. — Вып. XX. — С. 78–85.
102. Шихиев, Ф. М. Исследования деформаций и напряжённого состояния грунтов / Ф. М. Шихиев // Гидротехника : научные труды. — 1962. — Вып. 2. — С. 45–52.
103. Шихиев, Ф. М. О распределении давления грунтов по высоте подпорных стен / Ф. М. Шихиев // Научные труды : юбилейный выпуск / Одесский институт инженеров морского флота. — 1955. — С. 112–118.
104. Якоби, Э. Расчет шпунтовых стен / Э. Якоби // Журнал Министерства путей сообщения. — 1912. — Кн. 5. — С. 345–362.

105. Яковлев, С. А. Наносы и рельеф г. Ленинграда и его окрестностей / С. А. Яковлев. — Ленинград : Научно-мелиоративный институт, 1925. — 264 с. — (Труды Научно-мелиоративного института).
106. Яковлев, С. А. Четвертичные отложения окрестностей Большого Ленинграда (фонды СЗГУ) / С. А. Яковлев. — 1935. — 178 л.
107. Яропольский, И. В. Полевые и лабораторные исследования устойчивости и прочности свай и шпунтовой стенки / И. В. Яропольский // Труды ЦНИИВТа. — Ленинград : Госстройиздат, 1935. — Вып. 155. — С. 45–62.
108. Яцкевич, З. В. Отчёт о комплексных геологических и гидрогеологических исследованиях, произведённых на территории пригородной зоны г. Ленинграда в 1953-1955 гг. / З. В. Яцкевич, А. И. Смирнов, П. П. Иванов. — Ленинград, 1956. — 220 с.
109. Bolton, M. D. Behaviour of diaphragm walls in clay prior to collapse / M. D. Bolton, W. Powrie // *Geotechnique*. — 1988. — Vol. 38, No. 2. — P. 167–189.
110. Bansen, J. B. Earth pressure calculation / J. B. Hansen. — Copenhagen : The Institution of Danish Civil Engineers, 1953. — 45 p.
111. Bansen, J. B. The internal forces in a circle of rupture / J. B. Hansen // *Bulletin of the Danish Geotechnical Institute*. — 1957. — No. 2. — P. 15–18.
112. Burland, J. The yielding and dilation of clay / J. Burland // *Geotechnique*. — 1965. — Vol. 15, No. 2. — P. 211–214.
113. Byrne, B. W. Uplift of shallowly buried pipe sections in saturated very loose sand / B. W. Byrne, J. Schupp, C. M. Martin, A. Maconochie, J. Oliphant, D. Cathie // *Géotechnique*. — 2012. — Vol. 63, No. 5. — P. 382–390.
114. Chalabi, Y. Applicability of SHANSEP method in evaluating the preconsolidation pressure / Y. Chalabi, P. Reiffsteck, A. Zadjoui // *Electronic Journal of the Faculty of Civil Engineering Osijek-e-GFOS*. — 2020. — Vol. 20. — P. 13–24.
115. Clough, G. W. Finite Element Analysis of Retaining Wall Behavior / G. W. Clough, J. M. Duncan // *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. — 1982. — Vol. 108, No. 8. — P. 851–872.

116. Dyakonov, I.P., **Bashmakov, I.**, Zavodchikova, M. B., & Cheremhina, A. Reverse analysis of geotechnical monitoring results for the estimation of the diaphragm walls stress-strain // Smart Geotechnics for Smart Societies: Proceedings of the 17th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (17th ARC, Astana, Kazakhstan, 14-18 August, 2023) London: CRC Press, 2023. – Pp. 1022–1027). - DOI: 10.1201/9781003299127-143
117. Houlsby, G. T. Undrained Bearing Capacity Factors for Conical Footings on Clay / G. T. Houlsby, C. M. Martin // *Géotechnique*. — 2003. — Vol. 53, No. 5. — P. 513–520.
118. Kuznetsov, A., **Bashmakov, I.**, Murashova, D., & Savikov, R. (2023). Taking into account technological features of the diaphragm wall for deep pits // *E3S Web of Conferences*. — 2023. — Vol. 371. — 02013. — DOI: 10.1051/e3sconf/202337102013
119. Mangushev, R. A. Numerical modeling of pit excavation with account for regional peculiarities of mechanical behavior of foundation soils / R. A. Mangushev, **I. B. Bashmakov**, D. A. Paskacheva
120. Mangushev, R. A., **Bashmakov, I.**, Paskacheva, D., & Kvashuk. Mathematical Modeling of Undrained Behavior of Soils // *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. — 2023. — Vol. 19(1). — P. 97–111.
121. Martin, C. M. Bearing capacity of parallel strip footings on non-homogeneous clay / C. M. Martin, E. C. J. Hazell // *Frontiers in Offshore Geotechnics : proceedings of the 1st International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics*. — 2005. — P. 427–433.
122. Martin, C. M. Limit analysis of the undrained bearing capacity of offshore pipelines / C. M. Martin, D. J. White // *Géotechnique*. — 2012. — Vol. 62, No. 9. — P. 847–863.
123. Martin, C. M. Undrained collapse of a shallow plane-strain trapdoor / C. M. Martin // *Géotechnique*. — 2009. — Vol. 59, No. 10. — P. 855–863.
124. Mei, G. X. Mechanical Analysis of Retaining Structure Considering Deformation and Validation / G. X. Mei, L. H. Song, J. M. Zai // *Applied Mechanics and Materials*. — 2012. — Vol. 204–208. — P. 220–225.

125. Osokin, A., Paramonov, M., Dyakonov, I. V., & **Bashmakov, I.** Determination of the bending moment in the diaphragm wall by inclinometric observations // E3S Web of Conferences. – 2023. – Vol. 371. – 02015. – DOI: 10.1051/e3sconf/202337102015
126. Pandian, N. S. Critical Reappraisal of Colloidal Activity of Clays / N. S. Pandian, T. S. Nagaraj // Journal of Geotechnical Engineering. — 1990. — Vol. 116, No. 2. — P. 285–296.
127. Roscoe, K. On The Yielding of Soils / K. Roscoe, A. Schofield, C. Wroth // Geotechnique. — 1958. — Vol. 8, No. 1. — P. 22–53.
128. Rowe, P. W. Anchored Sheet-Pile Wall at Failure / P. W. Rowe // Proceedings of the Institution of Civil Engineers. — 1956. — Vol. 5, No. 1. — P. 27–70.
129. Rowe, P. W. Anchored Sheet-Pile Wall / P. W. Rowe // Proceedings of the Institution of Civil Engineers. — 1952. — Vol. 1, No. 1. — P. 3–29.
130. Sapin, D. A. Settlements in foundations of existing buildings during construction of trench diaphragm wall / D. A. Sapin, I. P. Diakonov // Geotechnics Fundamentals and Applications in Construction : New Materials, Structures, Technologies and Calculations. — 2019. — P. 318–323.
131. Skempton, A. The Pore-Pressure Coefficients A and B / A. Skempton // Geotechnique. — 1954. — Vol. 4, No. 4. — P. 143–147.
132. Soekhoe, R. Realistic bending stiffness of diaphragm walls for structural analysis : master thesis / R. Soekhoe. — Delft : Delft University of Technology, 2015. — 145 p.
133. Schanz, T. Zur Modellierung des Mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien : habilitation / T. Schanz. — Stuttgart : Stuttgart Universität, 1998. — 267 p.
134. Tchebotarioff, G. P. Flexible bulkheads / G. P. Tchebotarioff // The Dock and Harbour Authority. — 1951. — Vol. 32, No. 371. — P. 9–14.
135. Tsui, Y. A Fundamental Study of Tied – back Wall Behavior : PhD thesis / Y. Tsui. — Durham : Duke University, 1973. — 215 p.
136. Wong, I. H. Analysis of Braced Excavation : PhD thesis / I. H. Wong. — Cambridge : Massachusetts Institute of Technology, 1971. — 312 p.

## ПРИЛОЖЕНИЯ

### Приложение 1. Акт о внедрении

Бюро экспертизы  
**БЭиСПР СПб**  
 и совершенствования проектных решений  
 Санкт-Петербург

Исх. № 03/01/09-25 от 01.09.25  
 Вх. № \_\_\_\_\_ от \_\_\_\_\_

Общество с ограниченной ответственностью  
 "Бюро экспертизы и совершенствования проектных решений  
 Санкт-Петербург" (ООО "БЭиСПР СПб")

ИНН 7838062128/ КПП 783801001  
 190031, г. Санкт-Петербург, наб. реки Фонтанки, дом 113, пом. 17-Н, офис 40.  
 Р/сч № 40702810402200001716 в ф-л Северо-Западный  
 ПАО Банк "ФК Открытие" БИК 044030795  
 кор/сч № 30101810540300000795 в СЕВЕРО-ЗАПАДНОЕ ГУ  
 БАНКА РОССИИ ОГРН 1167847450968  
 ОКПО 05676788 ОКАТО 40262562000 ОКТМО 40302000000

Для предоставления в диссертационный совет  
 24.2.308.04 при ФГБОУ ВО «Санкт-Петербургский  
 государственный архитектурно-строительный  
 университет»

#### АКТ

о внедрении и использовании результатов кандидатской диссертационной работы  
 Башмакова Ивана Борисовича

Результаты диссертационной работы Башмакова Ивана Борисовича на тему «Влияние воздействия слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов на ограждения котлованов с учетом избыточных поровых давлений», выполненной в ФГБОУ ВО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет» на кафедре геотехники под руководством чл.-корр. РААСН, д.т.н., проф. Мангушева Р. А. использовались при разработке проектной документации в части геотехнического обоснования строительства объекта «Многоквартирный жилой дом со встроенными помещениями и подземным паркингом» на земельном участке по адресу: г. Санкт-Петербург, пр. Стачек, д. 162, лит. А».

На основании методики задания параметров модели упругопластического деформирования грунта по модели Hardening Soil, позволяющей учитывать особенности образования избыточных поровых давлений в слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтах при выполнении вариантных конечно-элементных расчетов, были оптимизированы параметры конструкций, образующих систему ограждения котлована при строительстве подземной части проектируемого здания в условиях плотной исторической застройки квартала.

Директор ООО «БЭиСПР СПб»



Кукушкин В.А.

## Приложение 2. Уравнения обобщенной теории предельного равновесия водонасыщенных грунтов и метод их численного интегрирования

При расчетах ограждений котлованов ключевое значение имеют величины активного и пассивного давлений грунта [69]. Среди множества различных методов расчета данных параметров теоретически наиболее строгим является метод теории предельного равновесия грунта [70].

Для возможности применения предложенной модификации теории мгновенной прочности при расчетах предельных давлений грунта на стенку ограждений котлована необходимо вывести систему дифференциальных уравнений обобщенной теории предельного равновесия водонасыщенного грунта, подчиняющихся выражению (2.42).

### П.2.1. Принятые расчетные допущения и система обозначений

Изначально необходимо задаться исходными напряжениями в массиве грунта. Исходя из допущения, что до начала работ по разработке котлована грунты основания находятся в консолидированном состоянии компоненты начальных напряжений могут быть определены как:

$$\sigma_{z,0}(z) = \int_0^z \gamma(z) dz \qquad u_0(z) = \int_{W_L}^z \gamma_w dz$$

$$\sigma'_{x,0}(z) = \sigma'_{z,0}(z) \cdot K_0 \qquad (\text{п.2.1})$$

$$\sigma'_{z,0}(z) = \sigma_{z,0}(z) - u_0(z)$$

При этом в формулах (2.51) и (2.53) применяется параметр начального среднего эффективного напряжения, который может быть определен как:

$$\sigma'_0 = \frac{\sigma'_{x,0} + \sigma'_{z,0}}{2} = \sigma'_{z,0} \cdot \frac{1 + K_0}{2} \quad (\text{п.2.2})$$

Необходимо отметить, что для удобства записи в дальнейшем исключается значение начального порового давления. Для этого используются значения удельного веса грунта с учетом взвешивающего действия воды, применение которого обусловлено в данном случае следующим математическими уравнениями:

$$\begin{aligned} \sigma'_{z,0}(z) &= \int_0^z \gamma(z) dz - \int_{w_L}^z \gamma_w dz \\ \frac{d\sigma'_{z,0}(z)}{dz} &= \gamma_{sat} - \gamma_w = \gamma_{sb} \\ \frac{d\sigma'_0(z)}{dz} &= \gamma_{sb} \cdot \frac{1 + K_0}{2} \end{aligned} \quad (\text{п.2.3})$$

Таким образом, параметр  $\kappa$  для случая слабого водонасыщенного грунта будет определяться для заданных условий следующим образом:

$$\kappa(z) = \frac{A}{\cos(\rho)} (\sigma'_0(z) \cdot \beta \cdot \sin(\varphi') \cdot B + c' \cos(\varphi')) \quad (\text{п.2.4})$$

Соответственно, система дифференциальных уравнений теории предельного равновесия для условий плоской деформации примет вид:

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} &= \gamma \\ \tau &= \sigma \cdot \sin(\rho) + \kappa(z) \cdot \cos(\rho) \end{aligned} \right. \quad (\text{п.2.5})$$

$$\tau = \bar{\sigma} \cdot \sin(\rho) \quad (\text{п.2.6})$$

, где  $\bar{\sigma} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \kappa \cdot \cot(\rho)$  - приведенное полное среднее напряжение.

С учетом данной формы записи компоненты напряжений могут быть представлены как:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_x \\ \sigma_z \end{array} \right\} = \bar{\sigma} \cdot (1 \mp \sin(\rho) \cdot \cos(2\lambda)) - \kappa \cdot \cot(\rho) \quad (\text{п.2.7})$$

$$\tau_{xz} = \bar{\sigma} \cdot \sin(\rho) \cdot \cos(2\lambda)$$

, где  $\lambda$  - угол между осью  $z$  и направлением напряжения  $\sigma_1$ .

При обработке результатов расчета, в ряде случаев, необходимо выделить составляющую эффективных напряжений.

В таком случае в соответствии с законом Терцаги:

$$\sigma'_x = \sigma_x - \Delta u, \quad \sigma'_z = \sigma_z - \Delta u \quad (\text{п.2.8})$$

Очевидно, что для применения формулы (п.2.8) необходимо определить величину избыточных поровых давлений по результатам расчета. Данные вычисления могут быть выполнены по следующим формулам:

$$\begin{aligned} \Delta u &= \beta \cdot (\Delta \sigma + (\alpha - 1) \cdot \Delta \tau) \\ \Delta \sigma &= \bar{\sigma} - \kappa \cdot \cot(\rho) - \sigma'_0 \\ \Delta \tau &= \bar{\sigma} \cdot \sin(\rho) - \tau_0 \end{aligned} \quad (\text{п.2.9})$$

Откуда значение избыточных поровых давлений может быть найдено как:

$$\Delta u = \beta \cdot (\bar{\sigma} \cdot (1 + \sin(\rho) \cdot (\alpha - 1)) - \kappa \cdot \cot(\rho) - \sigma'_0 \cdot B) \quad (\text{п.2.10})$$

Отдельно необходимо рассматривать частный случай, при котором коэффициент консолидации  $\beta = 1$ . В таком случае основание рассматривается как неоднородная идеально-связная среда.

Система дифференциальных уравнений теории предельного равновесия упрощается до:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = 0 \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = \gamma \\ \tau = c_u(z) \end{array} \right. \quad (\text{п.2.11})$$

, где  $c_u(z) = A \cdot (\sigma'_0(z) \cdot \sin(\varphi') \cdot B + c' \cos(\varphi'))$

Соответственно компоненты напряжений могут быть представлены как:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_x \\ \sigma_z \end{array} \right\} = \sigma \mp c_u \cdot \cos(2\lambda) \quad (\text{п.2.12})$$

$$\tau_{xz} = c_u \cdot \sin(2\lambda)$$

В таком случае, эффективные напряжения и избыточные поровые давления могут быть найдены как:

$$\begin{aligned} \Delta u &= \Delta \sigma + (\alpha - 1) \cdot \Delta \tau \\ \Delta \sigma &= \sigma - \sigma'_0 \\ \Delta \tau &= c_u - \tau_0 \end{aligned} \quad (\text{п.2.13})$$

$$\Delta u = \sigma + (\alpha - 1) \cdot c_u - \sigma'_0 \cdot B \quad (\text{п.2.14})$$

### **П.2.2. Основная система дифференциальных уравнений обобщённой теории предельного равновесия водонасыщенного грунта в общем случае и метод ее численного интегрирования**

Преобразования системы дифференциальных уравнений (п.2.5) с учетом приведенной системы обозначений было выполнено Королевым К.В. [40]. В общем случае она примет вид:

$$\left\{ \begin{array}{l} dx = dz \cdot (\lambda \pm \mu), \\ d\bar{\sigma} \pm 2 \cdot \bar{\sigma} \cdot \tan(\rho) \cdot d\lambda = (\gamma_{sb} + \frac{\partial \kappa}{\partial z} \cdot \cot(\rho)) \cdot (dz \mp dx \cdot \tan(\rho)) \end{array} \right. \quad (\text{п.2.15})$$

В данной системе дифференциальных уравнений, по сравнению со случаем, рассмотренным К.В. Королевым, несколько иначе будет определяться частная производная от недренированного сцепления. В данном случае она будет вычисляться следующим образом:

$$\frac{\partial \kappa}{\partial z} = \frac{\partial \sigma'_0}{\partial z} \cdot \frac{A \cdot B \cdot \beta \cdot \sin(\varphi')}{\cos(\rho)} = \frac{1 + K_0}{2} \cdot \gamma_{sb} \cdot \frac{A \cdot B \cdot \beta \cdot \sin(\varphi')}{\cos(\rho)} \quad (\text{п.2.16})$$

Тогда, с учетом (2.48) получим:

$$\frac{\partial \kappa}{\partial z} \cdot \cot(\rho) = \frac{1 + K_0}{2} \cdot \gamma_{sb} \cdot \frac{A \cdot B \cdot \beta \cdot \sin(\varphi')}{\sin(\rho)} = \frac{1 + K_0}{2} \cdot \gamma_{sb} \cdot \frac{B \cdot \beta}{(1 - \beta)} \quad (\text{п.2.17})$$

Далее, для сокращения записей введем обозначение:

$$K = \frac{1 + K_0}{2} \cdot B = \frac{\alpha + K_0 \cdot (2 - \alpha)}{2} \quad (\text{п.2.18})$$

Тогда, с учетом (п.2.17) и (п.2.18) система дифференциальных уравнений (п.2.15) примет вид:

$$\begin{cases} dx = dz \cdot (\lambda \pm \mu), \\ d\bar{\sigma} \pm 2 \cdot \bar{\sigma} \cdot \tan(\rho) \cdot d\lambda = \gamma_{sb} \cdot (1 + K \cdot \frac{\beta}{1 - \beta}) \cdot (dz \mp dx \cdot \tan(\rho)) \end{cases} \quad (\text{п.2.19})$$

Для применения полученной системы дифференциальных уравнений в практических задачах необходимо выполнить ее разложение методом конечных разностей.

Представим дифференциальное уравнение (п.2.19) для 2-х характеристических кривых. Для первого семейства поверхностей скольжения уравнения примут вид:

$$\begin{cases} \Delta x_1 = \Delta z_1 \cdot (\lambda_1^* + \mu), \\ \Delta \bar{\sigma}_1 + 2 \cdot \bar{\sigma}_1^* \cdot \tan(\rho) \cdot \Delta \lambda_1 = \gamma_{sb} \cdot (1 + K \cdot \frac{\beta}{1 - \beta}) \cdot (\Delta z_1 - \Delta x_1 \cdot \tan(\rho)) \end{cases} \quad (\text{п.2.20})$$

, где:  $\Delta x_1 = x - x_1$ ;  $\Delta z_1 = z - z_1$ ;  $\Delta \sigma_1 = \sigma - \sigma_1$ ;  $\Delta \lambda_1 = \lambda - \lambda_1$ ;

$$\lambda_1^* = \frac{\lambda + \lambda_1}{2}; \quad \bar{\sigma}_1^* = \frac{\bar{\sigma} + \bar{\sigma}_1}{2}.$$

Соответственно для второго семейства поверхностей скольжения:

$$\begin{cases} \Delta x_2 = \Delta z_2 \cdot (\lambda_2^* - \mu), \\ \Delta \bar{\sigma}_2 - 2 \cdot \bar{\sigma}_2^* \cdot \tan(\rho) \cdot \Delta \lambda_2 = \gamma_{sb} \cdot (1 + K \cdot \frac{\beta}{1 - \beta}) \cdot (\Delta z_2 + \Delta x_2 \cdot \tan(\rho)) \end{cases} \quad (\text{п.2.21})$$

, где:  $\Delta x_2 = x - x_2$ ;  $\Delta z_2 = z - z_2$ ;  $\Delta \sigma_2 = \sigma - \sigma_2$ ;  $\Delta \lambda_2 = \lambda - \lambda_2$ ;

$$\lambda_2^* = \frac{\lambda + \lambda_2}{2}; \quad \bar{\sigma}_2^* = \frac{\bar{\sigma} + \bar{\sigma}_2}{2}.$$

В приведенных выше формулах под значениями  $x$ ,  $z$ ,  $\lambda$  и  $\bar{\sigma}$  с индексами 1 и 2 понимаются значения данных параметров в предыдущем узле по поверхности скольжения первого и второго семейства соответственно.

Решение системы уравнений, включающей (п.2.20) и (п.2.21), может быть выполнено с помощью следующего алгоритма:

$$\begin{aligned}
 & 1) \quad \mu = \frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2}; & 2) \quad t_1 = \tan(\lambda_1^* + \mu); \\
 & & t_2 = \tan(\lambda_2^* - \mu); \\
 & 3) \quad z = \frac{x_1 - x_2 - z_1 \cdot t_1 + z_2 \cdot t_2}{t_2 - t_1}; & 4) \quad x = (z - z_1) \cdot t_1 + x_1 \\
 & 5) \quad a_{11} = 2 \cdot \bar{\sigma}_1^* \cdot \tan(\rho); \quad a_{22} = 2 \cdot \bar{\sigma}_2^* \cdot \tan(\rho) \\
 & 6) \quad P_1 = \gamma_{sb} \cdot \left(1 + K \cdot \frac{\beta}{1 - \beta}\right) \cdot (z - z_1 - (x - x_1) \cdot \tan(\rho)) \\
 & \quad P_2 = \gamma_{sb} \cdot \left(1 + K \cdot \frac{\beta}{1 - \beta}\right) \cdot (z - z_2 + (x - x_2) \cdot \tan(\rho)) \\
 & 7) \quad \lambda = \frac{P_1 - P_2 + \bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_2 + a_{11} \cdot \lambda_1 + a_{22} \cdot \lambda_2}{a_{11} + a_{22}} \\
 & 8) \quad \bar{\sigma} = \bar{\sigma}_1 - a_{11} \cdot (\lambda - \lambda_1) + P_1
 \end{aligned} \tag{п.2.22}$$

При этом решение выполняется итерационно, в первой итерации принимается:

$$\lambda_1^* = \lambda_1; \quad \bar{\sigma}_1^* = \bar{\sigma}_1; \quad \lambda_2^* = \lambda_2; \quad \bar{\sigma}_2^* = \bar{\sigma}_2 \tag{п.2.23}$$

После чего, до получения сходимости, на каждой итерации значения данных параметров пересчитываются.

**П.2.3. Основная система дифференциальных уравнений  
обобщенной теории предельного равновесия водонасыщенного  
грунта в частном случае полностью не консолидированного  
основания и метод ее численного интегрирования**

В работе Королева К.В. [40] также рассмотрено преобразование системы дифференциальных уравнений (п.2.12). Необходимо отметить, что в данном случае имеются существенные отличия от выражения (п.2.15), так как рассматривается среднее полное напряжение  $\sigma$ , а не приведенное полное среднее напряжение  $\bar{\sigma}$ .

$$\begin{cases} dx = dz \cdot \tan(\lambda \pm \frac{\pi}{4}) \\ d\sigma \pm 2 \cdot c_u(z) \cdot d\lambda = \gamma_{sb} \cdot dz \mp \frac{\partial c_u(z)}{\partial z} \cdot dx \end{cases} \quad (\text{п.2.24})$$

Найдем частную производную от удельного сопротивления недренажному сдвигу по глубине:

$$\frac{\partial c_u(z)}{\partial z} = \frac{\partial \sigma'_0}{\partial z} \cdot A \cdot B \cdot \sin(\varphi') = \frac{1 + K_0}{2} \cdot \gamma_{sb} \cdot A \cdot B \cdot \sin(\varphi') = \gamma_{sb} \cdot C \cdot K \quad (\text{п.2.25})$$

, где  $C = A \cdot \sin(\varphi')$

Тогда система дифференциальных уравнений (п.2.24) примет вид:

$$\begin{cases} dx = dz \cdot \tan(\lambda \pm \frac{\pi}{4}) \\ d\sigma \pm 2 \cdot c_u(z) \cdot d\lambda = \gamma_{sb} \cdot (dz \mp C \cdot K \cdot dx) \end{cases} \quad (\text{п.2.26})$$

Соответственно, в результате разложения полученной системы дифференциальных уравнений с помощью метода конечных разностей решение будет находиться с помощью следующего алгоритма:

$$\begin{aligned} 1) \quad t_1 = \tan(\lambda_1 + \frac{\pi}{4}); t_2 = \tan(\lambda_2 - \frac{\pi}{4}); \quad 2) \quad z = \frac{x_1 - x_2 - z_1 \cdot t_1 + z_2 \cdot t_2}{t_2 - t_1}; \\ 3) \quad x = (z - z_1) \cdot t_1 + x_1; \quad 4) \quad a_{11} = \kappa(z) + \kappa(z_1) \quad a_{22} = \kappa(z) + \kappa(z_2) \end{aligned} \quad (\text{п.2.27})$$

$$5) \begin{cases} P_1 = \gamma_{sb} \cdot (z - z_1 - C \cdot K \cdot (x - x_1)) \\ P_2 = \gamma_{sb} \cdot (z - z_2 + C \cdot K \cdot (x - x_2)) \end{cases};$$

$$6) \lambda = \frac{\lambda_1 + \lambda_2}{2} + \frac{P_1 - P_2 + \sigma_1 - \sigma_2}{a_{11} + a_{22}},$$

$$7) \sigma = P_1 - a_{11} \cdot (\lambda - \lambda_1) + \sigma_1$$

Расчеты по полученному алгоритму также выполняются итерационно.

**Приложение 3. Таблицы для вычисления активного и  
пассивного давлений**

Таблица П.3.1. Значения коэффициента  $K_{A,\gamma,und}$ .

$\varphi$	$\delta$	$K_0$	$\beta$								
			0.33			0.67			1		
			$\alpha$								
			1	2	3	1	2	3	1	2	3
5	0	1-sin( $\varphi$ )	0.840	0.842	0.844	0.840	0.844	0.848	0.840	0.846	0.852
		1	0.837	0.842	0.846	0.835	0.844	0.852	0.833	0.846	0.858
	$\varphi/2$	1-sin( $\varphi$ )	0.811	0.813	0.815	0.810	0.814	0.819	0.808	0.816	0.822
		1	0.808	0.813	0.818	0.804	0.814	0.824	0.799	0.815	0.829
	$\varphi$	1-sin( $\varphi$ )	0.791	0.793	0.796	0.788	0.793	0.798	0.784	0.792	0.799
		1	0.788	0.793	0.799	0.782	0.793	0.804	0.774	0.792	0.808
10	0	1-sin( $\varphi$ )	0.705	0.712	0.719	0.707	0.720	0.731	0.708	0.728	0.742
		1	0.697	0.712	0.727	0.689	0.720	0.746	0.681	0.728	0.763
	$\varphi/2$	1-sin( $\varphi$ )	0.658	0.666	0.673	0.656	0.671	0.684	0.653	0.676	0.693
		1	0.648	0.666	0.682	0.635	0.671	0.701	0.620	0.676	0.718
	$\varphi$	1-sin( $\varphi$ )	0.622	0.630	0.638	0.614	0.631	0.645	0.602	0.629	0.649
		1	0.611	0.630	0.648	0.591	0.631	0.664	0.564	0.629	0.677
15	0	1-sin( $\varphi$ )	0.593	0.606	0.617	0.597	0.622	0.641	0.602	0.637	0.660
		1	0.574	0.606	0.633	0.559	0.622	0.669	0.543	0.637	0.699
	$\varphi/2$	1-sin( $\varphi$ )	0.537	0.551	0.563	0.535	0.562	0.583	0.531	0.572	0.600
		1	0.516	0.551	0.581	0.491	0.562	0.616	0.462	0.572	0.645
	$\varphi$	1-sin( $\varphi$ )	0.495	0.509	0.521	0.482	0.511	0.534	0.462	0.510	0.541
		1	0.472	0.509	0.541	0.433	0.511	0.570	0.383	0.509	0.593
20	0	1-sin( $\varphi$ )	0.498	0.518	0.535	0.508	0.544	0.569	0.518	0.567	0.596
		1	0.468	0.518	0.560	0.444	0.544	0.613	0.419	0.567	0.655
	$\varphi/2$	1-sin( $\varphi$ )	0.440	0.460	0.477	0.440	0.479	0.506	0.439	0.496	0.529
		1	0.406	0.460	0.505	0.368	0.479	0.557	0.323	0.496	0.598
	$\varphi$	1-sin( $\varphi$ )	0.394	0.414	0.430	0.378	0.418	0.447	0.352	0.419	0.458
		1	0.358	0.413	0.460	0.298	0.418	0.503	0.220	0.419	0.537
25	0	1-sin( $\varphi$ )	0.420	0.446	0.467	0.436	0.482	0.512	0.454	0.514	0.546
		1	0.376	0.446	0.502	0.344	0.482	0.572	0.308	0.514	0.625
	$\varphi/2$	1-sin( $\varphi$ )	0.362	0.388	0.409	0.366	0.415	0.447	0.372	0.440	0.477
		1	0.314	0.388	0.448	0.263	0.415	0.515	0.203	0.440	0.568
	$\varphi$	1-sin( $\varphi$ )	0.315	0.338	0.357	0.297	0.346	0.378	0.270	0.350	0.393
		1	0.263	0.338	0.399	0.182	0.346	0.455	0.075	0.350	0.499
30	0	1-sin( $\varphi$ )	0.355	0.387	0.412	0.380	0.434	0.467	0.409	0.474	0.507
		1	0.296	0.387	0.457	0.256	0.434	0.543	0.212	0.474	0.606
	$\varphi/2$	1-sin( $\varphi$ )	0.300	0.330	0.355	0.311	0.367	0.402	0.325	0.400	0.437
		1	0.236	0.330	0.404	0.173	0.367	0.487	0.100	0.400	0.550
	$\varphi$	1-sin( $\varphi$ )	0.253	0.278	0.299	0.236	0.290	0.324	0.211	0.298	0.342
		1	0.185	0.278	0.353	0.083	0.290	0.421	-0.05	0.298	0.474

Таблица П.3.2. Значение коэффициента  $K_{A,q,und}$ 

$\varphi$	$\delta$	$\beta$								
		0.33			0.67			1		
		$\alpha$								
		1	2	3	1	2	3	1	2	3
5	0	0.890	0.893	0.896	0.944	0.947	0.949	1	1	1
	$\varphi/2$	0.872	0.875	0.878	0.934	0.937	0.940	1	1	1
	$\varphi$	0.863	0.866	0.869	0.928	0.932	0.936	1	1	1
10	0	0.792	0.803	0.812	0.891	0.901	0.910	1	1	1
	$\varphi/2$	0.762	0.774	0.784	0.873	0.886	0.896	1	1	1
	$\varphi$	0.746	0.758	0.769	0.863	0.876	0.887	1	1	1
15	0	0.706	0.726	0.743	0.841	0.863	0.879	1	1	1
	$\varphi/2$	0.669	0.691	0.710	0.819	0.843	0.862	1	1	1
	$\varphi$	0.648	0.670	0.690	0.804	0.830	0.850	1	1	1
20	0	0.629	0.660	0.687	0.795	0.830	0.855	1	1	1
	$\varphi/2$	0.589	0.623	0.651	0.770	0.808	0.836	1	1	1
	$\varphi$	0.564	0.598	0.627	0.750	0.791	0.820	1	1	1
25	0	0.560	0.604	0.640	0.753	0.802	0.835	1	1	1
	$\varphi/2$	0.520	0.566	0.604	0.726	0.779	0.815	1	1	1
	$\varphi$	0.493	0.538	0.576	0.701	0.758	0.796	1	1	1
30	0	0.500	0.555	0.600	0.714	0.778	0.818	1	1	1
	$\varphi/2$	0.461	0.519	0.565	0.686	0.755	0.799	1	1	1
	$\varphi$	0.432	0.488	0.534	0.658	0.730	0.777	1	1	1

Таблица П.3.3. Значение коэффициента  $K_{A,c,und}$ 

$\varphi$	$\delta$	$\beta$								
		0.33			0.67			1		
		$\alpha$								
		1	2	3	1	2	3	1	2	3
5	0	0.941	0.916	0.892	0.968	0.916	0.870	0.996	0.916	0.848
	$\varphi/2$	1.100	1.071	1.044	1.138	1.078	1.024	1.179	1.085	1.004
	$\varphi$	1.179	1.148	1.119	1.228	1.163	1.105	1.280	1.178	1.090
10	0	0.883	0.839	0.800	0.931	0.839	0.764	0.985	0.839	0.731
	$\varphi/2$	1.011	0.962	0.918	1.078	0.973	0.887	1.154	0.984	0.857
	$\varphi$	1.079	1.028	0.982	1.165	1.053	0.961	1.265	1.078	0.939
15	0	0.824	0.767	0.718	0.889	0.767	0.675	0.966	0.768	0.636
	$\varphi/2$	0.927	0.865	0.811	1.015	0.878	0.773	1.120	0.890	0.738
	$\varphi$	0.986	0.923	0.867	1.100	0.954	0.842	1.240	0.985	0.817
20	0	0.765	0.700	0.645	0.844	0.700	0.599	0.940	0.700	0.558
	$\varphi/2$	0.847	0.778	0.719	0.950	0.791	0.678	1.078	0.804	0.640
	$\varphi$	0.898	0.829	0.769	1.031	0.863	0.742	1.205	0.898	0.715
25	0	0.707	0.637	0.580	0.794	0.637	0.532	0.906	0.637	0.491
	$\varphi/2$	0.772	0.698	0.637	0.883	0.711	0.595	1.028	0.723	0.557
	$\varphi$	0.816	0.743	0.682	0.960	0.779	0.655	1.159	0.815	0.628
30	0	0.650	0.577	0.520	0.742	0.578	0.472	0.866	0.578	0.433
	$\varphi/2$	0.700	0.625	0.565	0.815	0.637	0.523	0.971	0.648	0.486
	$\varphi$	0.738	0.665	0.605	0.888	0.701	0.578	1.103	0.736	0.551

Таблица П.3.4. Значения коэффициента  $K_{P,\gamma,und}$ 

$\varphi$	$\delta$	$K_0$	$\beta$								
			0.33			0.67			1		
			$\alpha$								
			1	2	3	1	2	3	1	2	3
5	0	1-sin( $\varphi$ )	1.182	1.180	1.177	1.174	1.170	1.165	1.167	1.160	1.155
		1	1.185	1.180	1.174	1.180	1.170	1.161	1.174	1.160	1.148
	$\varphi/2$	1-sin( $\varphi$ )	1.227	1.223	1.220	1.215	1.209	1.203	1.204	1.196	1.189
		1	1.230	1.223	1.217	1.221	1.209	1.198	1.213	1.196	1.182
	$\varphi$	1-sin( $\varphi$ )	1.254	1.250	1.246	1.239	1.232	1.225	1.224	1.216	1.208
		1	1.258	1.250	1.243	1.246	1.232	1.219	1.234	1.216	1.200
10	0	1-sin( $\varphi$ )	1.382	1.369	1.358	1.348	1.329	1.314	1.317	1.296	1.280
		1	1.393	1.369	1.348	1.369	1.329	1.297	1.347	1.296	1.258
	$\varphi/2$	1-sin( $\varphi$ )	1.489	1.472	1.456	1.437	1.412	1.393	1.391	1.365	1.346
		1	1.503	1.472	1.444	1.464	1.412	1.371	1.428	1.365	1.318
	$\varphi$	1-sin( $\varphi$ )	1.551	1.530	1.512	1.482	1.454	1.432	1.424	1.396	1.375
		1	1.567	1.530	1.498	1.512	1.454	1.408	1.464	1.396	1.345
15	0	1-sin( $\varphi$ )	1.600	1.568	1.541	1.519	1.478	1.448	1.451	1.411	1.385
		1	1.626	1.568	1.519	1.568	1.478	1.413	1.518	1.411	1.341
	$\varphi/2$	1-sin( $\varphi$ )	1.794	1.748	1.710	1.666	1.610	1.570	1.561	1.512	1.479
		1	1.830	1.748	1.681	1.728	1.610	1.525	1.644	1.512	1.425
	$\varphi$	1-sin( $\varphi$ )	1.904	1.846	1.798	1.732	1.668	1.622	1.601	1.549	1.514
		1	1.944	1.846	1.766	1.800	1.668	1.573	1.691	1.549	1.455
20	0	1-sin( $\varphi$ )	1.837	1.774	1.725	1.687	1.617	1.570	1.567	1.510	1.476
		1	1.887	1.774	1.686	1.774	1.617	1.512	1.684	1.510	1.406
	$\varphi/2$	1-sin( $\varphi$ )	2.153	2.054	1.979	1.900	1.801	1.736	1.712	1.640	1.597
		1	2.222	2.054	1.927	2.014	1.801	1.662	1.859	1.640	1.510
	$\varphi$	1-sin( $\varphi$ )	2.325	2.198	2.103	1.987	1.872	1.798	1.756	1.679	1.634
		1	2.404	2.198	2.044	2.112	1.872	1.717	1.911	1.679	1.541
25	0	1-sin( $\varphi$ )	2.097	1.987	1.908	1.849	1.745	1.681	1.667	1.594	1.555
		1	2.179	1.987	1.849	1.987	1.745	1.598	1.845	1.594	1.458
	$\varphi/2$	1-sin( $\varphi$ )	2.577	2.392	2.263	2.138	1.984	1.893	1.844	1.752	1.702
		1	2.696	2.393	2.180	2.323	1.984	1.783	2.070	1.752	1.580
	$\varphi$	1-sin( $\varphi$ )	2.833	2.589	2.422	2.244	2.064	1.959	1.887	1.790	1.738
		1	2.970	2.589	2.330	2.445	2.064	1.842	2.125	1.791	1.609
30	0	1-sin( $\varphi$ )	2.380	2.205	2.088	2.006	1.862	1.782	1.750	1.667	1.625
		1	2.504	2.205	2.005	2.205	1.862	1.671	2.000	1.667	1.500
	$\varphi/2$	1-sin( $\varphi$ )	3.083	2.764	2.559	2.381	2.159	2.039	1.957	1.850	1.797
		1	3.270	2.764	2.440	2.653	2.160	1.892	2.276	1.851	1.638
	$\varphi$	1-sin( $\varphi$ )	3.450	3.019	2.753	2.503	2.244	2.107	1.997	1.886	1.831
		1	3.669	3.019	2.620	2.799	2.245	1.951	2.329	1.886	1.664

Таблица П.3.5. Значения коэффициента  $K_{P,g,und}$ .

$\varphi$	$\delta$	$K_0$	$\beta$								
			0.33			0.67			1		
			$\alpha$								
			1	2	3	1	2	3	1	2	3
5	0	1-sin( $\varphi$ )	0.058	0.059	0.060	0.115	0.113	0.112	0.167	0.160	0.155
		1	0.061	0.059	0.058	0.120	0.113	0.107	0.174	0.160	0.148
	$\varphi/2$	1-sin( $\varphi$ )	0.072	0.073	0.074	0.140	0.138	0.136	0.201	0.193	0.187
		1	0.075	0.073	0.070	0.146	0.138	0.130	0.210	0.193	0.179
	$\varphi$	1-sin( $\varphi$ )	0.077	0.078	0.079	0.150	0.148	0.146	0.214	0.206	0.199
		1	0.081	0.078	0.076	0.157	0.148	0.140	0.224	0.206	0.191
10	0	1-sin( $\varphi$ )	0.118	0.122	0.125	0.225	0.220	0.215	0.317	0.296	0.280
		1	0.130	0.122	0.115	0.247	0.220	0.198	0.347	0.296	0.258
	$\varphi/2$	1-sin( $\varphi$ )	0.149	0.153	0.157	0.279	0.271	0.265	0.385	0.359	0.340
		1	0.163	0.153	0.144	0.305	0.271	0.244	0.422	0.359	0.313
	$\varphi$	1-sin( $\varphi$ )	0.162	0.166	0.170	0.298	0.290	0.283	0.407	0.380	0.360
		1	0.177	0.166	0.156	0.327	0.290	0.261	0.446	0.380	0.331
15	0	1-sin( $\varphi$ )	0.180	0.187	0.193	0.330	0.319	0.311	0.450	0.411	0.385
		1	0.207	0.187	0.171	0.379	0.319	0.275	0.517	0.411	0.341
	$\varphi/2$	1-sin( $\varphi$ )	0.234	0.242	0.249	0.416	0.400	0.388	0.552	0.503	0.472
		1	0.268	0.242	0.220	0.477	0.400	0.344	0.634	0.503	0.418
	$\varphi$	1-sin( $\varphi$ )	0.255	0.263	0.270	0.444	0.426	0.412	0.580	0.529	0.496
		1	0.293	0.263	0.239	0.510	0.426	0.365	0.666	0.529	0.439
20	0	1-sin( $\varphi$ )	0.243	0.255	0.265	0.428	0.411	0.399	0.567	0.509	0.475
		1	0.293	0.255	0.227	0.517	0.411	0.341	0.684	0.509	0.406
	$\varphi/2$	1-sin( $\varphi$ )	0.326	0.340	0.350	0.549	0.522	0.505	0.699	0.629	0.587
		1	0.394	0.340	0.299	0.663	0.522	0.431	0.843	0.629	0.501
	$\varphi$	1-sin( $\varphi$ )	0.359	0.371	0.380	0.585	0.554	0.534	0.731	0.657	0.613
		1	0.433	0.371	0.325	0.706	0.554	0.456	0.881	0.657	0.523
25	0	1-sin( $\varphi$ )	0.307	0.326	0.339	0.519	0.495	0.481	0.666	0.594	0.555
		1	0.389	0.326	0.280	0.658	0.495	0.397	0.845	0.594	0.458
	$\varphi/2$	1-sin( $\varphi$ )	0.428	0.447	0.460	0.679	0.640	0.616	0.827	0.738	0.689
		1	0.543	0.447	0.379	0.860	0.640	0.509	1.049	0.738	0.569
	$\varphi$	1-sin( $\varphi$ )	0.474	0.489	0.499	0.722	0.676	0.649	0.861	0.768	0.717
		1	0.601	0.489	0.412	0.915	0.676	0.536	1.092	0.768	0.592
30	0	1-sin( $\varphi$ )	0.372	0.398	0.415	0.602	0.573	0.556	0.750	0.666	0.625
		1	0.496	0.398	0.332	0.802	0.573	0.445	1.000	0.666	0.500
	$\varphi/2$	1-sin( $\varphi$ )	0.542	0.563	0.576	0.803	0.750	0.722	0.937	0.833	0.781
		1	0.723	0.563	0.461	1.070	0.750	0.577	1.249	0.833	0.624
	$\varphi$	1-sin( $\varphi$ )	0.604	0.618	0.625	0.853	0.791	0.758	0.973	0.865	0.811
		1	0.806	0.618	0.500	1.137	0.791	0.606	1.297	0.865	0.649

Таблица П.3.6. Значение коэффициента  $K_{P,q,und}$ 

$\varphi$	$\delta$	$\beta$								
		0.33			0.67			1		
		$\alpha$								
		1	2	3	1	2	3	1	2	3
5	0	1.124	1.120	1.117	1.059	1.056	1.053	1	1	1
	$\varphi/2$	1.152	1.147	1.143	1.072	1.068	1.064	1	1	1
	$\varphi$	1.164	1.159	1.155	1.077	1.073	1.069	1	1	1
10	0	1.263	1.247	1.233	1.122	1.108	1.098	1	1	1
	$\varphi/2$	1.332	1.311	1.292	1.150	1.134	1.120	1	1	1
	$\varphi$	1.360	1.337	1.317	1.161	1.143	1.128	1	1	1
15	0	1.420	1.380	1.348	1.187	1.157	1.135	1	1	1
	$\varphi/2$	1.545	1.491	1.447	1.235	1.197	1.169	1	1	1
	$\varphi$	1.596	1.535	1.485	1.251	1.210	1.180	1	1	1
20	0	1.595	1.519	1.460	1.254	1.202	1.168	1	1	1
	$\varphi/2$	1.799	1.690	1.607	1.326	1.257	1.212	1	1	1
	$\varphi$	1.879	1.753	1.659	1.348	1.273	1.225	1	1	1
25	0	1.790	1.661	1.569	1.324	1.244	1.195	1	1	1
	$\varphi/2$	2.103	1.908	1.770	1.424	1.315	1.251	1	1	1
	$\varphi$	2.221	1.993	1.836	1.451	1.333	1.264	1	1	1
30	0	2.008	1.807	1.673	1.395	1.282	1.219	1	1	1
	$\varphi/2$	2.467	2.144	1.936	1.527	1.369	1.284	1	1	1
	$\varphi$	2.636	2.254	2.015	1.560	1.390	1.299	1	1	1

Таблица П.3.7. Значение коэффициента  $K_{P,c,und}$ 

$\varphi$	$\delta$	$\beta$								
		0.33			0.67			1		
		$\alpha$								
		1	2	3	1	2	3	1	2	3
5	0	1.058	1.027	0.997	1.026	0.968	0.916	0.996	0.916	0.849
	$\varphi/2$	1.296	1.257	1.220	1.246	1.175	1.111	1.201	1.105	1.023
	$\varphi$	1.401	1.358	1.318	1.337	1.260	1.192	1.281	1.178	1.091
10	0	1.114	1.047	0.987	1.045	0.930	0.838	0.985	0.839	0.731
	$\varphi/2$	1.404	1.315	1.238	1.291	1.147	1.032	1.197	1.020	0.889
	$\varphi$	1.525	1.427	1.340	1.383	1.227	1.103	1.267	1.079	0.940
15	0	1.169	1.059	0.968	1.056	0.888	0.766	0.966	0.768	0.637
	$\varphi/2$	1.518	1.369	1.246	1.329	1.113	0.957	1.184	0.940	0.780
	$\varphi$	1.659	1.490	1.352	1.420	1.185	1.017	1.244	0.988	0.820
20	0	1.219	1.063	0.943	1.059	0.842	0.698	0.940	0.701	0.558
	$\varphi/2$	1.639	1.415	1.245	1.358	1.071	0.884	1.160	0.864	0.689
	$\varphi$	1.802	1.545	1.351	1.448	1.137	0.936	1.212	0.903	0.720
25	0	1.264	1.058	0.910	1.053	0.792	0.635	0.907	0.637	0.491
	$\varphi/2$	1.765	1.452	1.233	1.377	1.023	0.814	1.126	0.792	0.610
	$\varphi$	1.954	1.589	1.338	1.465	1.082	0.858	1.172	0.824	0.635
30	0	1.302	1.043	0.870	1.037	0.740	0.575	0.866	0.578	0.433
	$\varphi/2$	1.897	1.478	1.210	1.383	0.970	0.746	1.083	0.722	0.541
	$\varphi$	2.115	1.621	1.312	1.469	1.022	0.784	1.124	0.750	0.562