

АКЦИОНЕРНОЕ ОБЩЕСТВО «НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ЦЕНТР
«СТРОИТЕЛЬСТВО» (АО «НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»)

НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ, ПРОЕКТНО-ИЗЫСКАТЕЛЬСКИЙ И
КОНСТРУКТОРСКО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЙ ИНСТИТУТ ОСНОВАНИЙ
И ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ ИМ. Н.М. ГЕРСЕВАНОВА
(НИИОСП им. Н.М. ГЕРСЕВАНОВА)

На правах рукописи



Брыксин Виталий Владимирович

**РАЗРАБОТКА МЕТОДА РАСЧЕТА БОКОВОГО ДАВЛЕНИЯ НЕСВЯЗНОГО ГРУНТА В
АКТИВНОЙ ЗОНЕ НА ГИБКИЕ ПОДПОРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ С УЧЕТОМ ИХ
ДЕФОРМАЦИЙ**

Специальность 2.1.2– Основания и фундаменты, подземные сооружения

Диссертация на соискание ученой степени
кандидата технических наук



Научный руководитель:
кандидат технических наук
И. В. Колыбин

Москва – 2025

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	4
ГЛАВА 1. ДАВЛЕНИЕ ГРУНТА НА ПОДПОРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И ОБЗОР ИССЛЕДОВАНИЙ	9
1.1 Обзор и анализ существующих методов расчета давления грунта на подпорные конструкции	9
1.2 Обобщение и анализ экспериментальных исследований по определению давления грунта на гибкие подпорные стены	39
Выводы по главе 1	64
ГЛАВА 2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ МОДЕЛИ ГИБКОЙ ПОДПОРНОЙ СТЕНКИ В ЛАБОРАТОРНЫХ УСЛОВИЯХ.....	67
2.1 Задачи и постановка эксперимента	67
2.2 Результаты экспериментальных исследований.....	75
Выводы по главе 2	91
ГЛАВА 3. ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ ГИБКОЙ ПОДПОРНОЙ СТЕНКИ	92
3.1 Задачи численного эксперимента	92
3.2 Численный эксперимент по условиям лабораторных испытаний.....	93
3.3 Численные расчеты для широкого диапазона изгибных жесткостей	97
3.4 Численное исследование НДС массива грунта в пределах призмы обрушения..	103
Выводы по главе 3	110
ГЛАВА 4. РАЗРАБОТКА МЕТОДА РАСЧЕТА БОКОВОГО ДАВЛЕНИЯ НЕСВЯЗНОГО ГРУНТА В АКТИВНОЙ ЗОНЕ НА ГИБКИЕ ПОДПОРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ	112
4.1 Постановка задачи.....	112
4.2 Феноменологическая модель	112
4.3 Схема построения метода.....	114
4.4 Вывод дифференциального уравнения	116
4.5 Численный расчет.	126

Выводы по главе 4	133
ГЛАВА 5. СОПОСТАВЛЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ РАСЧЕТОВ МЕТОДОМ НАКЛОННЫХ БЛОКОВ С ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫМИ ДАННЫМИ И РЕЗУЛЬТАТАМИ ЧИСЛЕННОГО ЭКСПЕРИМЕНТА.....	134
5.1 Сопоставление результатов расчетов методом наклонных блоков с результатами экспериментальных данных	134
5.2 Сопоставление результатов расчетов методом наклонных блоков с результатами численного эксперимента.....	152
Выводы по главе 5	155
ГЛАВА 6. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРАКТИЧЕСКОМУ ИСПОЛЬЗОВАНИЮ РЕЗУЛЬТАТОВ ИССЛЕДОВАНИЯ.....	156
Выводы по главе 6	165
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	166
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	169
ПРИЛОЖЕНИЕ А. СПРАВКИ О ВНЕДРЕНИИ РЕЗУЛЬТАТОВ ДИССЕРТАЦИОННОЙ РАБОТЫ.	186
ПРИЛОЖЕНИЕ Б. ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ	189

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования

Важнейшим разделом механики грунтов является теория давления грунтов на ограждения, которая была одной из первых инженерных теорий, нашедших широчайшее применение на практике.

Подпорные стенки являются весьма распространенными инженерными сооружениями для удержания массива грунта в равновесии и используемые при устройстве набережных, креплений котлованов, стен подвалов и других подземных сооружений. При расчете такого рода сооружений, прежде всего, возникает вопрос о величине и характере распределения по глубине давления грунта на стенки.

В настоящее время при расчете гибких подпорных конструкций в грунте, как правило, используются классические методы определения бокового давления грунта на конструкцию, исходящие из предпосылок теории предельного равновесия. При этом предельные величины давления грунта на гибкую стенку (активного и пассивного давления) не зависят от характера и интенсивности деформаций подпорной конструкции.

Многочисленные результаты лабораторных экспериментов и натурных измерений свидетельствуют о том, что фактические эпюры давления грунта на гибкие подпорные стены отличны от прямолинейной формы и зависят от деформаций конструкции. Несмотря на значительное количество имеющихся теоретических и экспериментальных исследований, на текущий момент вопрос определения бокового давления грунта на гибкие подпорные стенки ещё окончательно не решен и нормативно не регламентирован.

Актуальность работы обусловлена необходимостью определения бокового давления грунта и расчета внутренних усилий в гибких подпорных конструкциях с учетом его перераспределения в зависимости от характера и интенсивности их деформаций.

Степень ее разработанности

Проблемой определения давления грунта на подпорные конструкции занимались:

Алексеев А.Г., Ангельский Д.В. Аргунов П.П., Архангельский М.М., Безухов Н.И., Березанцев В.Г., Бескин М.Г., Беспрозванная И.М., Бринч Хансен Й, Буссинеск Ж.В., Быковский В.Н., Винклер Э., Гаргер Б.Н., Гениев Г.А., Голушкевич С.С., Гольдштейн Л.М., Гольдштейн М.Н., Гончаров Ю.М., Грошев М.Е., Гуткин Ю.М., Дуброва Г.А., Дубровский М.П. Зарецкий Ю.К., Како А., Калинович Б.Ю., Караулов А.М., Керизель Ж., Кеттер Ф., Ким М.С., Клейн Г.К., Колыбин И.В., Конюхов Д.С., Королев К.В., Кречмер В.В., Кулон Ш., Кульман К., Лазарева И.В., Лазебник Г.Е., Леви М., Ломбардо В.Н., Малиев А.С., Малышев М.В., Мангушев Р.А., Минаков Д.К., Мор О., Муллер Р.А., Новоторцев В.И., Оде И., Пек Р., Петтерсон К., Халтин С.,

Покровский Г.И., Понселе Ж.В., Поспехов В.С., Прокофьев И.П., Пузыревский Н.П., Раюк В.Ф., Ребхан Г., Ренкин У., Ресаль Ж., Роско Х., Роу П., Рудых О.Л., Соколовский В.В., Сахновский А.М., Синельников В.В., Снитко Н.К., Терцаги К., Урбан И.В., Усков Н.Н., Федоровский В.Г., Феллениус В., Флаат К.С., Христофоров В.С., Цагарели З.В., Цимбельман Н.Я., Чеботарев Г.П., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г., Шихиев Ф.М., Шулятьев О.А., Энгессер Ф. и другие.

В современных нормативных документах боковое давление грунта регламентируется определять для стадии образования поверхности скольжения, что соответствует теории Кулона. Предельные значения бокового давления на гибкую стенку при этом рассматриваются вне зависимости от величин и характера деформаций самой подпорной конструкции.

Цель работы – разработка метода расчёта бокового давления несвязного грунта в активной зоне на гибкие подпорные конструкции с учётом характера и величины их деформаций и упругопластической работы грунтового массива.

Для реализации поставленной цели в рамках работы сформулированы и решены следующие **задачи**:

1. Обзор и анализ существующих исследований, содержащих способы определения и законы распределения активного давления несвязного грунта на подпорные конструкции.
2. Обобщение и анализ экспериментальных исследований по определению давления грунта на гибкие подпорные конструкции.
3. Проведение экспериментальных исследований модели гибкой подпорной стенки в лабораторных условиях с учетом её работы по различным кинематическим схемам.
4. Теоретические и расчетные исследования работы гибкой подпорной стенки и влияния изменения НДС грунтового массива в пределах призмы обрушения на распределение бокового давления грунта.
5. Разработка численно-аналитического метода определения бокового давления несвязного грунта с учетом его перераспределения по высоте гибких подпорных конструкций в зависимости от характера и величин их деформаций.
6. Верификация разработанного метода посредством сравнительного анализа расчётных и экспериментальных данных.

Научная новизна работы

1. Разработан численно-аналитический метод определения бокового давления несвязного грунта на гибкие подпорные конструкции, в основу которого положены аналитические зависимости, полученные в результате комплекса экспериментальных и расчетно-теоретических исследований.
2. Получено дифференциальное уравнение изгиба подпорной стенки на упругом основании, в котором величина давления грунта на стену со стороны массива зависит от

начального напряженного состояния в массиве, прочностных характеристик грунта и деформаций ограждающей конструкции.

3. Выделена феноменологическая модель взаимодействия несвязного грунта с деформируемой подпорной конструкцией.

Теоретическая значимость работы

1. Разработана экспериментально подтвержденная модель наклонных блоков для несвязных грунтов, которая позволяет по-новому описать механизм взаимодействия грунтового массива с ограждающими конструкциями.

2. Установлен закон распределения бокового давления грунта в активной зоне, учитывающий деформации гибких подпорных конструкций, что существенно уточняет существующие методы расчета.

3. Выявлены закономерности распределения контактных усилий на границах поверхностей скольжения (или их проекциях в допредельном состоянии), соответствующих зонам локальных смещений в пределах призмы обрушения.

4. Полученные результаты расширяют теоретические представления о работе гибких подпорных конструкций в несвязных грунтах и создают основу для совершенствования методов их проектирования.

Практическая значимость работы

1. Разработан метод, позволяющий получить уточнённые значения внутренних усилий в подпорной стенке по сравнению с традиционными расчётами, что обеспечивает более экономичное и надежное проектирование конструкций благодаря учёту реального напряжённого состояния грунтового массива.

2. Создана расчетная программа для персональных компьютеров, позволяющая достоверно определять распределение давления грунта на ограждения котлованов, величины их деформаций и внутренних усилий в элементах конструкции.

3. Разработаны и внедрены в практику проектирования рекомендации по учету перераспределения бокового давления в активной зоне для гибких подпорных стенок с верхним ярусом распорного крепления.

Методология и методы исследования

Теоретической и методологической базой для исследований в рамках диссертации являлись многочисленные работы отечественных и зарубежных авторов по тематике определения активного давления грунта на подпорные конструкции и экспериментальные данные, полученные специалистами на протяжении многих лет. Экспериментальные модельные исследования выполнялись методом физического моделирования с использованием специализированного лабораторного испытательного стенда. Численные эксперименты

проводилось с помощью математического моделирования на ЭВМ методом конечных элементов с использованием нелинейных геомеханических моделей грунта.

Положения, выносимые на защиту

1. Феноменологическая модель взаимодействия несвязного грунта с деформируемой подпорной конструкцией, позволяющая усовершенствовать подход к расчету бокового давления на гибкие конструкции с учетом их деформаций.
2. Результаты экспериментальных и расчетно-теоретических исследований, посвященных изучению закона распределения бокового давления несвязного грунта на гибкие подпорные конструкции в зависимости от их деформаций.
3. Численно-аналитический метод наклонных блоков для определения бокового давления грунта на подпорные стенки в активной зоне, учитывающий его перераспределение в зависимости от величин и характера деформаций конструкции.
4. Рекомендации, обеспечивающие учет перераспределения бокового давления в активной зоне для гибких подпорных стенок с верхним распорным креплением, путем модификации классических методов расчета введением поправочных коэффициентов.

Степень достоверности результатов работы обуславливается следующим:

1. Применением общеизвестных теоретических предпосылок научных дисциплин и использованием сертифицированных геотехнических программных комплексов, апробированных при проектировании и строительстве большого числа объектов и выполнении исследований.
2. Хорошим соответствием результатов сопоставительных расчетов, основанных на предложенном методе расчета бокового давления грунта, как с экспериментальными данными прошлых лет, так и результатами собственных исследований.

Апробация работы

Основные результаты диссертационной работы докладывались и обсуждались в рамках следующих конференций:

- I Международный строительный конгресс «Наука. Инновации. Цели. Строительство» в г. Москве в 2023 году;
- X Международный строительный форум 100+ Techno Build в г. Екатеринбурге в 2023 году;
- I Сибирская (Байкальская) международная геотехническая конференция в г. Улан-Удэ в 2025 году;
- Научно-технический семинар Российского общества по механике грунтов, геотехнике и фундаментостроению (РОММГиФ) (г. Москва, 2025 г.).

Внедрение результатов исследования

Результаты исследований были использованы при разработке нормативного документа СП 381.1325800.2018 «Сооружения подпорные. Правила проектирования» в части Приложения Н «Рекомендации по определению активного давления несвязного грунта на гибкие подпорные конструкции в зависимости от их деформаций».

Публикации

По теме диссертации опубликовано 5 работ, из них 3 статьи в журналах, включенных в перечень рецензируемых научных изданий по списку ВАК РФ [12-14], и 1 из них в материалах конференции.

Структура и объем диссертационной работы. Диссертация состоит из введения, семи глав, заключения, списка литературы. Общий объем работы составляет 189 страниц, 102 рисунка и 24 таблицы. Список литературы состоит из 235 наименований, в том числе 98 на иностранных языках.

Соответствие паспорту специальности

Содержание диссертации соответствует пунктам 3, 8 паспорта специальности 2.1.2 «Основания и фундаменты, подземные сооружения».

Диссертационная работа выполнена в НИИОСП им. Н.М. Герсевича АО «НИЦ «Строительство» под руководством к.т.н. И.В. Колыбина, которому автор выражает глубочайшую признательность за помощь и всестороннюю поддержку, оказанную при работе над диссертацией.

Автор искренне благодарит зам. директора НИИОСП им. Н.М. Герсевича к.т.н. Д.Е. Разводовского, директора НИИОСП им. Н.М. Герсевича к.т.н. Р.Ф. Шарафутдинова за ценные советы и рекомендации, а также старшего научного сотрудника лаб. №7 НИИОСП им. Н.М. Герсевича А.А. Брыксину за понимание и содействие в трудные моменты работы над диссертацией.

Автор признателен сотрудникам лаб. №2 (зав. к.т.н. Ф.Ф. Зехниев) за помощь в организации и проведении экспериментальных работ и всему коллективу лаб. №7 (зав. к.т.н. А.В. Скориков) НИИОСП им. Н.М. Герсевича за дружескую поддержку.

ГЛАВА 1. ДАВЛЕНИЕ ГРУНТА НА ПОДПОРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И ОБЗОР ИССЛЕДОВАНИЙ

1.1 Обзор и анализ существующих методов расчета давления грунта на подпорные конструкции

В настоящее время в Российской Федерации действуют следующие нормативные документы, регламентирующие определение бокового давления грунта на подпорные конструкции при помощи аналитических методов: СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений» [104], СП 101.13330.2012 «Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбозащитные и рыбопропускные сооружения» [103], «Сооружения промышленных предприятий» [9], СП 381.1325800.2018 «Сооружения подпорные» [106]. Ряд нормативных документов, например, СП 22.13330.2016 «Основания зданий и сооружений» [104] и СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты» [105] допускают применение численных методов расчета, в т.ч. при расчете подпорных сооружений в случае, когда на грунты основания передаются значительные горизонтальные нагрузки.

До XVIII века устройство подпорных конструкций основывалось на практических методах, которые берут начало с самых древних времен, когда у людей впервые появилась необходимость в устройстве подпорных конструкций для восприятия бокового давления грунта. Подобные методики имели эмпирическую специфику и, как правило, подход, основанный на них, имел достаточно грубый характер для определения требуемых размеров подпорных сооружений. В конце XVII века на основе накопленного строительного опыта Вобан обобщил информацию по эмпирическому расчету подпорных сооружений в 1687 году [97]. Начало перехода от эмпиризма к научно-теоретическим исследованиям в этой области положено инженерами конца XVII – XVIII века.

Первые теории давления грунтов на подпорные конструкции строились на основе феноменологических моделей наклонной плоскости. Исходной предпосылкой такого представления являлось наблюдение того, что при отсыпке рыхлых несвязных материалов они формируют конусообразное тело, свободный откос которого образует с горизонталью естественный уклон, угол которого соответствует углу внутреннего трения грунта. При попытке увеличения угла откоса путем добавления сыпучего материала, он не сможет находиться в равновесии и будет скатываться вниз. Для его удержания следует выполнить подпорную стенку. Это противодействие сползающему сыпучему материалу было интерпретировано как боковое давление грунта.

В стандартной модели первых теорий земного давления клин грунта, ограниченный поверхностью естественного откоса, поверхностью стены и поверхностью засыпки,

рассматривался как твердое тело с весом G , которое скользит без трения параллельно поверхности склона. Однако, если на наклонной линии действует трение, то давление на грунт будет снижаться. Это обстоятельство потребовало дальнейших исследований.

В 1729 году Б. Ф. Белидор опубликовал свою книгу [143], которая была несколько раз переиздана. В главе, посвященной подпорным сооружениям, автор дает одно из первых аналитических решений и соответствующие ему таблицы для определения бокового давления грунта на подпорную стенку. Белидор заключает, что горизонтальная сила P , которая требуется для удержания в равновесии сферического тела на наклонной плоскости равна весу тела, перемноженному на соотношение сторон. От этой задачи автор переходит к рассмотрению равновесия грунта засыпки за подпорной стенкой, предполагая, что в отсутствие подпорной стенки грунт сползет по наклонной плоскости под углом 45° к горизонтальной плоскости.

Первые аналитические решения задачи об определении бокового давления грунта на подпорные стенки, на основе которых проводятся расчеты и в настоящее время, были получены Ш. Кулоном в 1773 г. (опубликовано в 1776 г. [158]) Кулон выдвинул гипотезу об образовании клиновидного тела обрушения, которое ограничивается задней стенкой подпорной конструкции и поверхностью скольжения. При этом, предполагая, что поверхность скольжения может быть криволинейной, Кулон в силу математических затруднений, принял допущение о прямолинейном очертании линий скольжения (Рисунок 1.1.1) [158].

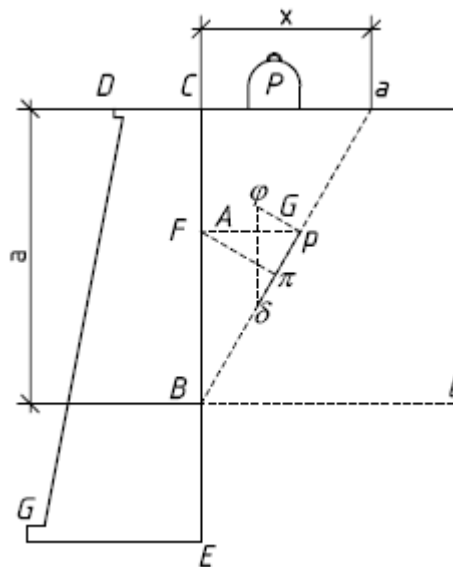


Рисунок 1.1.1 – Расчетная схема Ш. Кулона

Давление грунта на подпорную стенку Кулон определяет из условия статического равновесия призмы обрушения. Ориентация всех действующих на призму сил определяется непосредственно из геометрии. Оценивая равновесие грунтового клина, Кулон получает выражение для величины общего бокового давления в виде:

$$A = \left[\varphi \left(a - \frac{x}{n} \right) - \delta(aa + xx) \right] : \left(x + \frac{a}{n} \right), \quad (1.1.1)$$

где φ – вес призмы;

a, x – размеры призмы обрушения, соответственно по вертикали и горизонтали (Рисунок 1.1.1);

$1/n$ – коэффициент трения.

Для определения наиболее опасной поверхности скольжения с точки зрения наибольшего значения давления Кулон путем дифференцирования по правилам экстремумов находит величину, определяющую положение критической поверхности скольжения. Им решается задача об определении искомой максимальной величины бокового давления на подпорную стенку. Кулон делает вывод о том, что положение (угол наклона) критической плоскости скольжения не зависит от сцепления.

В последующих разделах [158] Кулон выводит аналогичные зависимости с учётом трения между грунтом засыпки и поверхностью стенки, а также с учётом поверхностной пригрузки P (Рисунок 1.1.1).

Наряду с Кулоном представляют интерес исследования немецкого гидротехника Вольтмана [234], [235]. В своих работах он классифицировал грунты на четыре типа: песчаные, глинистые, известь и почва, отметив, что общей характеристикой для всех грунтов является трение, которое и отличает их от жидкостей. Далее Вольтман переходит к задаче о давлении грунтов на ограждения, формулируя теорему о том, что трение между частицами грунта уменьшает боковое давление грунта и вводит вместо кулоновского коэффициента трения угол внутреннего трения грунта – характеристику механических свойств грунта, которая используется по настоящее время. Для связи между коэффициентом трения и углом внутреннего трения грунта он использует соотношение:

$$n = tg\varphi, \quad (1.1.2)$$

где n – коэффициент трения;

φ – угол внутреннего трения грунта.

Ж-А Мэниель в 1808 представляет свою работу [185], которая является первым подробным исследованием кулоновской теории давления грунта на подпорные сооружения. В этом труде Мэниель представляет результаты своих экспериментов по определению давления грунта, обсуждает многочисленные экспериментальные данные других исследователей. В результате своих экспериментальных исследований он, в частности, делает вывод о том, что точка приложения бокового давления в несвязных грунтах находится в нижней трети поворотной стенки [224].

Дальнейшие преобразования, развивающие теорию Кулона, внесли его французские последователи. Г. де Прони в 1802 году выразил кулоновское активное давление грунта с помощью тригонометрических соотношений [205] [206]. Ж. Франсэ (1820 г.) вносит существенные изменения в теорию кулоновского давления грунта, получая активное давления грунта на подпорную стенку с наклонной задней гранью [166]. Ж. Одуа (1832 г) приведет решение для случая с пригрузкой от непрямолинейной поверхности засыпки [139]. К. Навье (1826 г.) рассматривает давление грунта на подпорную стенку с наклонной задней гранью с учетом равномерно распределенной нагрузки на горизонтальной поверхности засыпки [194].

Значимым этапом в развитии теории давления грунтов на подпорные конструкции стали графические (геометрические) методы решения, которые также базировались на теории Кулона.

В 1840 году Ж. В. Понселе преобразовал аналитическое решение Одуа для расширенного случая теории кулоновского давления в графическую форму, что позволило довольно просто определять положение линии скольжения призмы обрушения и наибольшую силу давления грунта на стенку для случая плоской поверхности засыпки, минуя сложные и громоздкие аналитические уравнения. Предложенный Понселе графический способ [203] определения наибольшего давления сводится к нахождению средних пропорциональных расстояний (Рисунок 1.1.2).

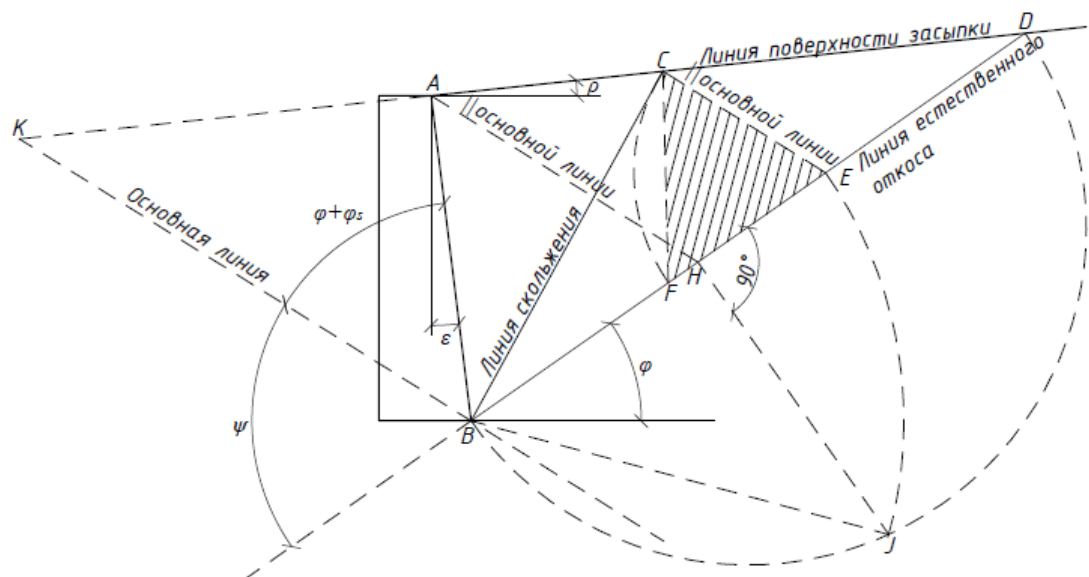
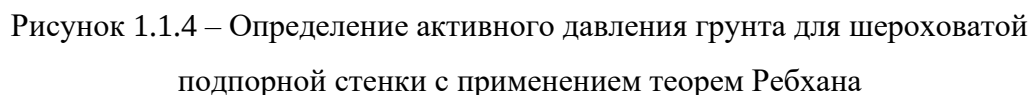


Рисунок 1.1.2 – Определение давления грунта согласно Понселе

Аналогичное графическое решение Понселе было составлено и для пассивного давления грунта, таким образом, им было достигнуто одно из первых систематических представлений о давлении в пассивной зоне.



К. Терцаги [227] в развитие теории Кулона предлагает в 1936 г. подход, который позволяет учитывать перераспределение бокового давления грунта в зависимости от смещения стенки в предположении, что конструкция при перемещении может иметь поворот вокруг верхнего или нижнего конца, при этом сама грань стенки остается прямой.

Теория Кулона продолжала свое дальнейшее развитие и на протяжении XX века в работах многих авторов – В.В. Синельникова [95], М.Г. Бескина [10], Н.И. Безухова [7], И.П. Прокофьева [82], Х. Шмидта [221], И.Я. Лучковского [65], Г. Ломиллера [181] и др.

В настоящее время на основе схемы Кулона продолжают предлагаться решения задач по определению давления грунта на подпорные конструкции с учетом влияния многих дополнительных факторов и условий. Можно отметить современные работы П. Барроса [142], Ж. Ванга [19], Г. Ломиллера [182], Ю.М. Гуткина [36], [37], [38], А.М. Караулова [52], К.В. Королева [52], [17], Х. Медины [186], Ю. Пенга [199], [200], Г. Хо [170].

Рассмотренные выше способы определения бокового давления грунта на подпорные конструкции основаны на методе Кулона, предполагающем образование призмы обрушения грунта при поступательном смещении стенки, и содержащим следующие упрощающие предпосылки:

- величины максимальных давлений определяются в условиях предельного равновесия сползающей грунтовой призмы, рассматривается её начальный момент скольжения;
- призма обрушения рассматривается как абсолютно жесткое твёрдое тело, что позволяет выразить действующие на неё поверхностные и объёмные силы равнодействующими;
- сползание призмы происходит по двум плоским поверхностям скольжения, соответствующим линии задней грани стенки и линии сползания по грунту;
- подпорная конструкция принимается абсолютно жесткой.

Теория Кулона и её последующие, в т.ч. рассмотренные выше, модификации, позволяют получить относительно простое решение задачи о давлении грунта на подпорные конструкции, обеспечивая при этом достаточную точность для практических целей. Главным преимуществом работы, помимо того, что это одно из первых исследований результаты которого актуальны и по настоящее время, является учет характеристик грунта, учет таких факторов как трение, наличия поверхностно пригрузки. Также достоинством является то, что Кулон не назначает произвольно поверхность скольжения, а аналитическим методом определяет из семейства возможных поверхностей ту, которая является критической.

Стоит отметить, что метод содержит серьезное противоречие, а именно в общем случае направления равнодействующих сил, действующих на призму обрушения, не пересекаются в одной точке и тем самым не представляется возможным удовлетворить всем условиям равновесия сползающей призмы грунта. Противоречие вытекает из гипотезы о плоской поверхности скольжения и линейного распределения интенсивности боковых давлений грунта. Это обстоятельство сформировало основную линию критики классической теории давления грунта Кулона. Необходимо также подчеркнуть, что расчет величин давления по теории Кулона не во всех случаях подтверждается опытными данными. Несмотря на это, расчёты активного давления грунта по Кулону дают результаты с точностью достаточной для практического проектирования подпорных конструкций. С осторожностью следует применять методику Кулона для определения пассивного давления вследствие получения завышенных значений, а также при проектировании гибких заанкеренных подпорных стенок, для которых нехарактерно линейное распределения давлений. Из последнего вытекает ещё один значительный недостаток теории в её применении к расчету гибких ограждений – определяется общее давление грунта на подпорное сооружение, при этом не рассматривается его распределение по высоте стенки.

В целом можно сказать, что рассмотренные выше работы авторов и предложенные ими методы определения бокового давления грунта на подпорные стенки являются развитием и обобщением теории Кулона от частных случаев до более общих с учетом трения по внутренней стороне стенки, произвольного очертания поверхности засыпки и для подпорных конструкций с различным наклоном задней грани.

В связи с развитием методов механики сплошной среды, в т.ч. теории упругости, в середине XIX века независимо от основного направления в развитии теории давления грунтов появляется новая концепция, основывающаяся на условиях напряженного состояния грунтов. В 20-х годах XIX века французский математик Коши развивает общий континуальный подход в механике сплошных сред, вводит понятие о напряжениях, строит теорию напряжений и деформаций на допущениях о линейной зависимости между ними и выводит дифференциальные уравнения равновесия, связывающие зависимостями напряжения и объемные силы [153, 154].

Немецкий математик Г. Шеффлер выстраивает свою теорию распределения давления в грунтах для условий, когда грунтовая среда бесконечна в горизонтальном направлении, а сверху ограничивается свободной поверхностью [219, 220]. Он рассматривает столб грунта и отмечает, что вертикальная сила на некоторой глубине равна его весу и сжимающее вертикальное напряжение линейно возрастает от поверхности. Далее Шеффлер определяет угол плоскости скольжения и удельное горизонтальное давление грунта из условий равновесия треугольного призматического элемента. В конечном итоге Шеффлер получает искомое выражение для удельного горизонтального давления.

Колоссальным прогрессом, достигнутым в механике сплошных сред, стала концепция напряжений О.Л. Коши. В соответствии с Коши для случая плоской задачи:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = 0; \quad \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} = \gamma \quad (1.1.3)$$

Два дифференциальных уравнения содержат три неизвестных компонент напряжения, для определения которых требуется третье уравнение, содержащее взаимосвязь между сжимающими и касательными напряжениями. Это известный критерий прочности Кулона:

$$\tau_{пр} = \sigma \tan \varphi + c \quad (1.1.4)$$

Идея принятия статически неопределимой в общем случае системы уравнений равновесия (1.1.3), которые должны удовлетворяться в каждой точке пространства грунтового массива и уравнений локального равновесия на предельной поверхности позволила получить решение в общем виде, хоть и решение представленных выше систем дифференциальных уравнений было возможно только в определенных частных случаях.

Шотландский инженер У. Ренкин в период 1856-72 гг. опубликовал важные результаты своих фундаментальных исследований по теории грунтового давления [207, 208, 209, 210].

Предметом исследования Ренкина являлось напряженное состояние в полубесконечном массиве грунта под действием собственного веса, ограниченном наклонной плоскостью, образующей угол β с горизонтом. Он рассматривал предельное равновесии бесконечно малого элемента сплошного массива несвязного грунта.

Ренкин непосредственно применял дифференциальные уравнения в частных производных (1.1.3), которые являются общими для любого твердого тела, в совокупности с особым условием прочности сыпучих грунтов (1.1.5).

Анализ напряженного состояния бесконечно малого элемента грунта (Рисунок 1.1.5) позволяет ему определить, что на любой поверхности, параллельной поверхности рельефа $a-b$, действуют только два вертикальных напряжения R_u и в вертикальных плоскостях только напряжения R_v , имеющие направление, параллельное свободной поверхности (такие напряжения, каждое из которых параллельно плоскости в которой действует другое, являются сопряженными). Условие предельного равновесия при наличии трения позволяет найти соотношение, которое устанавливает связь между напряжениями и положением поверхности скольжения.

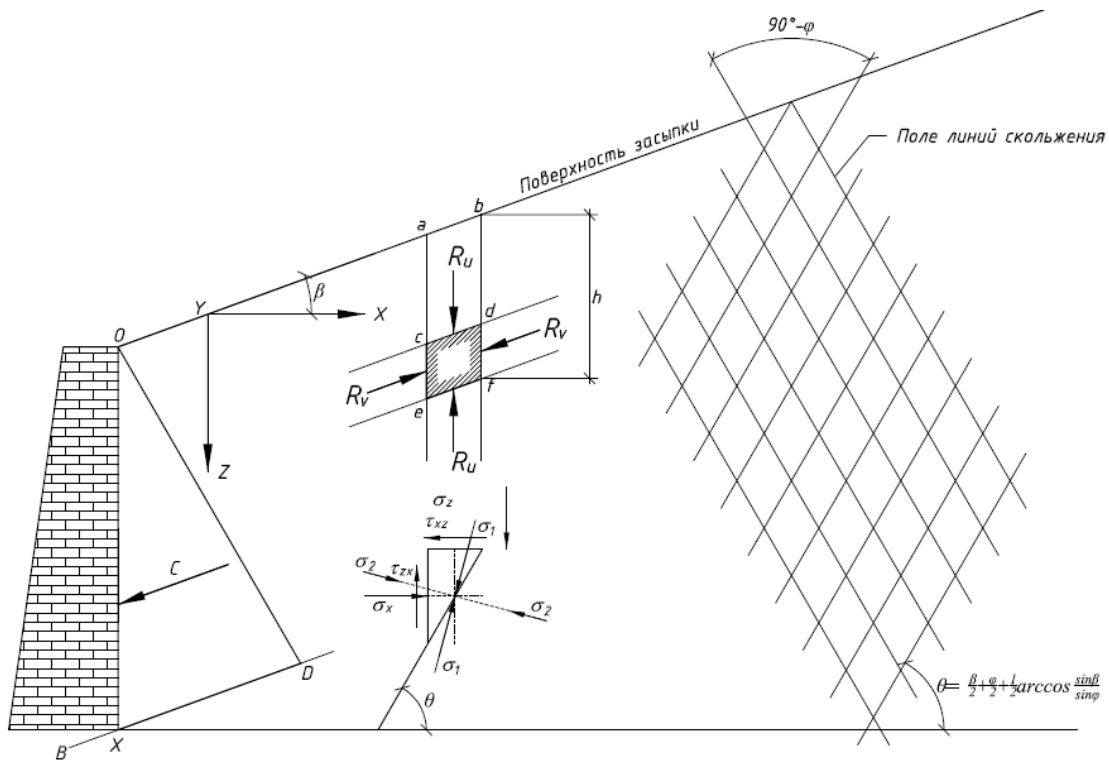


Рисунок 1.1.5 – Теория давления грунта Ренкина

Ренкин выражает условие предельного равновесия сыпучего грунта в следующей форме:

$$\sin \theta_{max} = \sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}, \quad (1.1.5)$$

$$\sigma = \sqrt{\sigma_1^2 \cdot \cos^2 \psi + \sigma_2^2 \cdot \sin^2 \psi} \quad (1.1.6)$$

В своей работе от 1856 года [210] Ренкин аналитическим путем выводит соотношение для пары сопряженных напряжений для предельного случая:

$$\frac{R_v}{R_u} = \frac{\cos \beta - \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \beta}}{\cos \beta + \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \beta}} \quad (1.1.7)$$

Из условий равновесия (1.1.3) Ренкин получает величину вертикального давления на элемент $cdef$, которая обусловлена весом столба грунта $abcd$ высотой h , расположенного выше:

$$R_u = \gamma h \cos \beta, \quad (1.1.8)$$

где γ – удельный вес грунта.

Подставляя (1.1.8) в (1.1.7), Ренкин получает напряжение в любой точке в полубесконечного массива грунта, находящегося в состоянии пластического равновесия, при действии на него только сил собственного веса:

$$R_v = \gamma h \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \beta}}{\cos \beta + \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \beta}} \quad (1.1.9)$$

Для частного случая, когда ограничивающая сверху массив грунта плоскость засыпки горизонтальна, т.е. $\beta=0$, Ренкин получает:

$$R_v = \gamma h \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \gamma h \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \quad (1.1.10)$$

Угол между площадкой скольжения и осью главного напряжения составляет $45^\circ + \frac{\varphi}{2}$, определяя отклонение направлений главных напряжений соответственно от вертикали и горизонтали Ренкин находит положение площадок скольжения.

Более десяти лет исследования Ренкина оставались незамеченными. В начале 70-х годов XIX века М. Леви [180] и А. Г. Консидер [156]. независимо друг от друга провели ряд аналогичных исследований.

Э. Винклер в своих публикациях [232], [233] строит новую теорию давления грунтов на основе механики сплошных сред. Он добавляет к дифференциальным уравнениям равновесия (1.1.3) третьи уравнения связывающие напряжения в предельные состояния в виде:

$$(\sigma_z + \sigma_x) \cdot \sin \varphi + 2c \cdot \cos \varphi = \sqrt{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{xz}^2}, \quad (1.1.11)$$

где

σ_x , σ_z , τ_{xz} – компоненты напряжений, действующих на двух взаимно перпендикулярных площадках;

φ – угол внутреннего трения;

c – сцепление грунта.

Используя систему уравнений (1.1.3) и (1.1.11) Винклер сформировал общую задачу механики сплошных сред применительно к связным грунтам в отличие от Ренкина, Леви, Буссинеска которые работали вне зависимости от Винклера с аналогичной системой уравнений, но для частного случая несвязного грунта. Понимая, что общее решение полученной системы уравнений затруднительно, Винклер рассмотрел несколько частных случаев для несвязных грунтов с определенными граничными условиями, которые приводили к семействам прямолинейных плоскостей скольжения и соответствующим решениям о давлении грунта на подпорную стенку. Однако, он отмечает, что даже в таком особом случае, когда подпорная стенка вертикальна, рельеф за стенкой ограничен горизонтальной прямой, а угол трения грунта по поверхности стенки равен углу внутреннего трения, решение системы уравнений (1.1.3), (1.1.11) должно приводить к криволинейным поверхностям скольжения. Винклер делает вывод о том, что в задачах определения бокового давления грунта на подпорные конструкции наличие прямолинейных поверхностей скольжения не соответствует действительности и теории, основанные на этом допущении, являются неверными.

Известный немецкий ученый О. Мор в обширной статье [189], посвящённой теоретическим исследованиям по определению давления грунтов, выступает с критикой как кулоновской теории, так и теорий давления грунтов, основанных на модели механики сплошных сред Леви [180], Консидера [156], Винклера [233]. Основная линия критики Мора классической теории Кулона формируется на анализе противоречия с основными законами статики.

О. Мор представил модель механики сплошной среды в применении к грунтовому массиву на языке графической статики. Он предложил графический способ исследования напряжённого состояния в произвольной точке грунта с помощью кругов напряжения (Рисунок 1.1.6). Тот факт, что геометрический образ напряжённого состояния в точке упругого тела представляет собой эллипсоид, а для плоской задачи соответственно эллипс был установлен Г. Ламе [179], [110]. Согласно теории конических сечений, каждому из этих эллипсов напряжения соответствует определенный круг, что и является математической основой концепции круга напряжения. Мор применил эту концепцию для сплошной грунтовой среды со сцеплением и без него, графически связал ее с законом Кулона для сыпучих и связанных грунтов (1.1.4), тем самым визуализировал напряженное состояние элемента в континууме [190], [188]. В случае плоской задачи оно представляет собой окружности в системе координат нормальных и касательных напряжений (σ - τ), и которые впоследствии будут называться кругами напряжения Мора.

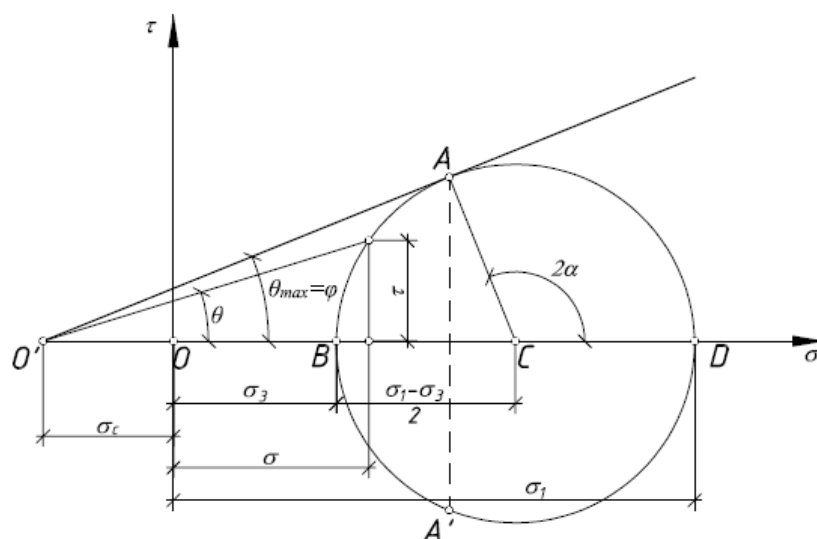


Рисунок 1.1.6 – Круг напряжения Мора

Мор применял упрощенные графические построения для определения давления и для подпорных стенок для случая, когда поверхность засыпки составляет с горизонталью некоторый угол.

О. Мор отмечает, что его теория имеет ограничения, но в большинстве практических случаев при проектировании подпорных стен считает её более точной и удобной по сравнению с методами Леви, Консидера и Винклера.

Значительные успехи в вопросе изучения давления грунта на подпорные конструкции были достигнуты Ж.В. Буссинеском в 1870-1885 гг. [144], [145], [146], [148], [147]. Он дает общие решения для стенки с шероховатой гранью и свободной поверхностью грунта засыпки, проинтегрировав дифференциальные уравнения (1.1.3) с учетом условия предельного равновесия для несвязных грунтов при определенных граничных условиях.

Ж. Ресаль [213], [214] дополнил исследования Буссинеска приближенными решениями путем интегрирования системы уравнений для схемы с отрицательными углами наклона задней грани стенки и наклона поверхности засыпки. Результаты были обобщены и сведены Ресалем в таблицы для определения горизонтального давления грунта.

Буссинеск в результате своей теории получает общее выражение для равнодействующей активного давления грунта для случая вертикальной шероховатой стенки и горизонтальной поверхности засыпки [146]. Позднее в большой научной работе 1885 года им получено второе приближение значения коэффициента бокового давления для аналогичного случая [147].

Г. Скемптон [223] в качестве оценки точности теории Буссинеска выполнил серию сравнительных расчётов по различным методикам. Он отмечает, что несмотря на то, что Ж.В. Буссинеск предполагал, что его теория дает верхнюю оценку по величинам коэффициентам

бокового давления, результаты сравнительного численного анализа показывают, что значения Буссинеска лежат немного ниже значений А. Како, Ж. Кирезеля и полученных позднее В.В. Соколовским.

Ф. Энгессер в 1880 году представил определение бокового давления грунта на подпорную конструкцию в виде модели однородного массива грунта, состоящего из системы жестких клиньев [163]. Для каждой поверхности по границе клиньев принимается условия предельного равновесия, т.е. сила реактивного отпора R_i действует на плоскость скольжения под углом внутреннего трения φ к нормали (Рисунок 1.1.7). Также задается направление равнодействующей активного давления с учетом трения по поверхности подпорной стенки – δ . Последовательно строится огибающая линия действия реактивного отпора для соответствующих клиньев. С учетом равновесия системы величина интегрального активного давления определяется графически как расстояние от точки пересечения линии известного направления давления грунта с огибающей и начальной точки вектора G_1 .

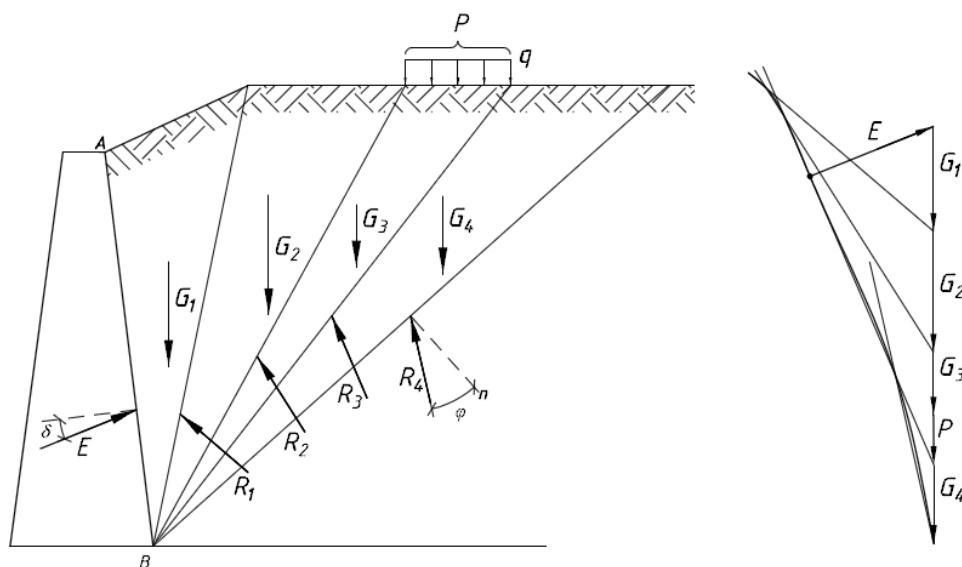


Рисунок 1.1.7 – Графический метод определения активного давления по Энгессеру

Метод Энгессера удобно применять для учета распределенных и сосредоточенных нагрузок на поверхности засыпки. В конечном итоге Энгессер распространяет свою теорию для решения задач определения бокового давления связных грунтов.

Ф. Кеттер [175], [176], занимаясь проблемой определения бокового давления грунта на подпорные конструкции, решал задачу математического определения действительных криволинейных форм линий скольжения при помощи вариационного исчисления.

В 1936 г. Яки показал, что дифференциальное уравнение Кеттера справедливо и для связных грунтов ($c \neq 0$), применив условие прочности (1.1.4) с учётом сцепления [172].

Мюллер-Бреслау, также рассматривая криволинейные поверхности скольжения, разрабатывает приближенный метод определения активного давления грунта на подпорные конструкции [193]. А немного позднее приводит численное решение дифференциального уравнения Кеттера, предлагая методику быстрого сравнения группы криволинейных поверхностей скольжения различной формы и определения, соответствующего им давления на подпорную стенку [192].

В 1916 году в Швеции инженерами К. Петтерсоном и С. Халтиным была представлена идея метода расчета устойчивости причальных сооружений, основанной на концепцию круглоцилиндрической поверхности скольжения в предположении, что по ней действует только трение [202], [171].

В. Феллениус немного позднее развил методику расчета своих шведских коллег с применением круглоцилиндрических поверхностей скольжения, учитывая при это не только трение, но и сцеплений грунтов [90], [165]. Феллениус сделал метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения практическим инструментом для расчета оснований, в том числе для определения давления на подпорные конструкции. Суть метода сводится к выбору самой опасной круглоцилиндрической поверхности скольжения с точки зрения максимального бокового давления грунта.

В 1920 году Л. Прандтль [204] публикует математическое решение задачи определения напряжений в условиях предельного равновесия для бесконечного полупространства, загруженного на поверхности распределенной нагрузкой ограниченной ширины и с условием невесомости рассматриваемой среды. В случае подпорных стен область Прандтля в массиве грунта, как правило, встречается в сочетании с областями Ренкина [168]. Точка выхода лучей и полюс логарифмических спиралей семейств линий скольжения обычно находится в точке пересечения поверхности грунтового массива и подпорной конструкции. В частном случае сильно шероховатой поверхности подпорной конструкции область Прандтля может соприкасаться стенки по всей её длине.

Решение Прандтля было дополнено в 1924 году Г. Рейсснером, который рассмотрел аналогичную задачу с учётом дополнительной пригрузки [212].

В общем случае с учетом собственного веса и внутреннего трения грунта строгое математическое решение дать затруднительно. Рядом исследователей были предложены приближенные решения подобных задач. Т. Карман в 1926 году представил приближенное решение для грунта, исследуя систему уравнения предельного равновесия идеально-сыпучего грунта путем численного интегрирования [173].

Подобные теоретические исследования проводил французский ученый А. Како в 1934 году [152], развивая решения задачи Буссинеска. Позднее в 1948 году А. Како и Ж. Керизель опубликовали итоги этой работы в виде подробных таблиц числовых значений коэффициентов активного давления, которые являются также результатом интегрирования системы дифференциальных уравнений [151].

В.И. Новоторцев [74] в 1938 году в рамках теории пластичности дает развитие и обобщение результатов, полученных Прандтлем и Рейсснером, рассматривая задачу для общего случая связанного грунта и с учетом не только вертикальной распределенной нагрузки на поверхности, но и горизонтальной равномерной поверхностной пригрузкой. Допущение, принятое В.И. Новоторцевым, которое считается отступлением от строгой теории, является замена собственного веса грунта, приложенного к призме выпирания равномерно распределённой нагрузкой, прикладываемой в свою очередь к верхней грани упомянутой призмы.

В. В. Соколовский в ряде работ [98], [99], [100] предложил и развил общий метод расчета для сыпучих и связанных грунтов, который позволяет решать основные задачи теории предельного равновесия сыпучих сред в т.ч. задачи определения активного давления грунта на подпорные конструкции. Соколовский, взяв за основу метод характеристик С.А. Христиановича [117], преобразовал систему дифференциальных уравнений равновесия (1.1.3) с учетом условия предельного равновесия (1.1.4) в каноническую систему уравнений гиперболического типа [99]. Автор показал, что эта система уравнений имеет два действительных семейства характеристик, которые в свою очередь являются линиями скольжения (Рисунок 1.1.8).

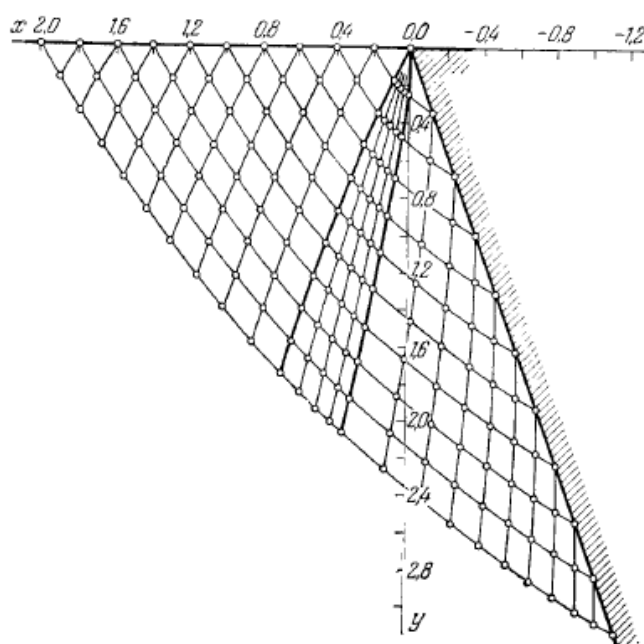


Рисунок 1.1.8 – Сетка линий скольжения по методу Соколовского [99]

Метод Соколовского не предполагает предварительных допущений о форме поверхностей скольжения, очертания последних в грунте определяются и строятся непосредственно из решения дифференциальных уравнений предельного равновесия. Поле поверхностей скольжения в общем случае будет состоять из криволинейных линий.

Для удобства применения метода В.В. Соколовского в инженерной практике различными авторами путем обобщения данных составлялись таблицы, предлагались упрощенные формулы и графики для решений конкретных задач [56], [71].

Метод определения давления на подпорные конструкции по теории предельного равновесия графическим способом предложил С.С. Голушкевич [23], [24]. В общем случае по Голушкевичу осуществляется графическое интегрирование дифференциальных уравнений предельного напряженного состояния грунта. Вышеуказанный метод решения является трудоёмким, состоящим из большого количества графических построений. Расчётные результаты аналогичны решениям, получаемых по методике Соколовского.

Осесимметричную задачу теории предельного равновесия рассмотрел В.Г. Березанцев [9]. Исследования и методики решения задач в рамках динамики сыпучей среды в условиях предельного равновесия представил в своем труде Г.А. Гениев [21].

В развитии теории Соколовского появились работы целого ряда авторов, также посвященных теоретическому исследованию статики сыпучих сред в условиях предельного равновесия М.А. Малышева [68], Л.М. Гольдштейна [25], В.Г. Федоровского [115] и др.

В работе В.Г. Федоровского и Н.В. Воробьева [115] исследуется предельное равновесие сыпучего клина путем численного интегрирования уравнений Буссинеска с определением коэффициентов активного и пассивного давления для расширенного в сравнении с [98] диапазона углов трения по поверхности стенки и углов наклона её граней.

М.Н. Гольдштейн с соавторами на основе математических исследований предложил вариационный метод определения давления грунта на подпорные стены [26]. Способ предполагает нахождение критической линии скольжения и распределения напряжений вдоль неё и вдоль поверхности подпорной стенки. Решение распространяется для шероховатых, наклонных стенок с учетом криволинейной поверхности засыпки грунта и учётом его сцепления. Расчётный алгоритм метода достаточно трудоёмкий, в связи с чем авторами предлагается его реализация на ЭВМ.

Рассмотренные выше методы определения бокового давления грунта на подпорные конструкции соответствуют критическому этапу её работы в условиях образования призмы обрушения или установления предельного пластического равновесия. Методы, основанные на теории предельного равновесия, имеют ряд важных недостатков, пожалуй, главным из которых является исключение из рассмотрения деформаций подпорных конструкций, которые влияют на

величину и характер распределения бокового давления грунта по высоте стенки, в особенности для гибких подпорных конструкций. Следует отметить, что применение теории предельного равновесия для решения задач об определении бокового давления грунта наиболее справедливо в случаях реализации деформаций грунтового массива, достаточных для формирования предельного напряженного состояния по всей его области, что далеко не всегда реализуется на практике. Как показывает опыт для ряда кинематических схем работы подпорных конструкций, как правило, грунтовой массив наряду с областями предельного равновесия содержит значительные области, работающие в допредельном состоянии, что требует рассмотрения упругой работы грунта и решения, так называемых, смешанных задач механики грунтов.

Для деформируемых подпорных конструкций, для которых в некоторых областях грунтового массива отсутствует предельное состояние, очевидно, что напряженное состояние напрямую связано с деформацией стенки.

В процессе исторического развития теории определения давления грунтов ряд исследований проводилось в рамках математического аппарата теории упругости. На этой основе разрабатывались приближенные расчетные методы определения давления грунтов путём введения различных упрощающих допущений, грунт при этом рассматривался как упругая среда, в предположении пропорциональности между единицей нормального давления в произвольной точке конструкции и нормальным перемещением этой точки.

В конце девятнадцатого века Буссинеск в своих работах обстоятельно рассматривает поведение грунтового массива в состоянии упруго равновесия [144], в т.ч. задачу об определении давления грунта на подпорные конструкции. Теория Буссинеска рассматривает грунтовой массив как сыпучее тело в допредельном состоянии в условиях покоя или реализации небольших деформаций, которых недостаточно для наступления пластического равновесия. При этом сыпучая среда в плане деформирования представляется как нечто среднее между твердыми телами и жидкостями и, соответственно, модуль сдвига для неё не постоянен, как для твердых тел, и не равен нулю, как для жидкостей.

Буссинеск представил выражения, связывающие напряжения и деформации характеризующие линейную связь между напряжениями и деформациями, в совокупности с дифференциальными уравнениями равновесия и геометрическими соотношениями Коши позволили Буссинеску решить ряд частных задач по определению бокового давления грунта на подпорные конструкции.

Н.П. Пузыревский в работе 1934 года [83] при математическом исследовании напряженного состояния упругой среды ввел ограничивающее предположение о том, что касательные напряжения в произвольной точке упругого массива зависят от угла ω между радиусом-вектором этой точки и осью абсцисс. При помощи допущения и общих уравнений

теории упругости Пузыревский вывел формулы для определения давления грунта на вертикальные и наклонные подпорные стенки, ограниченные горизонтальной поверхностью засыпки с учетом различных видов пригрузки как на её поверхности, так и заглубленных. Автор выполняет сопоставление результатов своих теоретических исследований с релевантными на тот момент экспериментальными исследованиями Яропольского [137] и Мюллера-Бреслау [193], отмечая неплохую сходимость результатов, в целом подтверждающую теорию.

Ряд исследователей посвятили свои работы расчету подпорных стенок в рамках упругих контактных моделей, исходя из гипотезы Фусса-Винклера и путем дифференцирования уравнения упругой линии балки с учетом граничных условий [3], [5], [49], [66], [112]. Гибкая подпорная конструкция рассматривается как балка, лежащая на упругом основании. Эпюры давления грунта в общем случае строятся исходя из условия, что реактивные давления не могут превышать величины пассивного отпора грунта.

Б.Ю. Калинович [49] полагал, что реактивные давления пропорциональны прогибу шпунта с допущением о том, что коэффициент постели по длине конструкции постоянен. И.В. Урбан [112], А.С. Малиев [66] принимают линейно возрастающий с глубиной коэффициент постели, Д.В. Ангельский [3], предложил совместить гипотезы постоянного и линейно изменяющегося коэффициента постели и задался трапецевидной эпюрой его распределения. М.М. Архангельский [6] решал задачу для конструкций, в т.ч. переменной жесткости, принимая эпюру коэффициентов постели для песчаных грунтов в виде линейной, для глинистых – параболического вида.

Г.И. Покровский в работе [77] отмечает необходимость учета относительного смещения подпорной стенки и её высоту при определении давления грунта на неё, отмечая, что с увеличением линейных размеров подпорных стен пропорционально растет критерий, определяющий величины относительных деформация для работы массива в упругой стадии.

П.П. Аргунов [5] решает задачу об определении давления грунта на стенку в зависимости от её смещения используя комбинированный метод решения с учетом пластических и упругих свойств грунта засыпки.

Расчет заанкеренной шпунтовой стенки как балки, лежащей на упругом основании, рассмотрел В.С. Христофоров [118], в основу которого также легла гипотеза прямой пропорциональности между нагрузкой и местной деформацией.

В.В. Кречмер [58] предлагает способ расчета гибких консольных и заанкеренных стенок, рассматривая отдельно свободную часть конструкции и заделанную в грунт. Активное давление грунта на свободную верхнюю часть стенки определяется по классической теории, а нижняя заделанная часть рассматривается как упругий стержень определенной жесткости, погруженный в упругую полуплоскость.

В.Н. Быковский [18] при расчете ограждений рассматривает работу стенки в допредельной стадии на каждом этапе деформирования и в рамках каждого этапа анализирует промежуточное состояние равновесия на основе теории Кулона с уточнением прочностных характеристик грунта в соответствии со значениями текущих сдвиговых деформаций.

Н.К. Снитко [96], [97] одним из первых предложил методику определения бокового давления грунта на жесткие подпорные стенки в зависимости от их смещения. Свою теорию Снитко основывает на установлении линейной зависимости между силой сопротивления сдвигу и смещением стенки через коэффициент жесткости на сдвиг в рамках допредельного состояния грунта засыпки, ссылаясь при этом на экспериментальные данные по исследованию песчаных грунтов. Несмотря на то, что работа грунта анализируется в упругой стадии деформирования, автор принимает упрощающее допущение о плоских линиях скольжения, направление которых определяется в соответствии с теорией Кулона. Решение строится для гладкой подпорной стенки с вертикальной или наклонной задней гранью и горизонтальной линии засыпки грунта и заключается в анализе равновесия подпорной конструкции, отделенной от грунта и равновесия клина сползания.

Г.К. Клейн, отмечая преимущества и недостатки теорий Кулона и Соколовского, обращает внимание на тот факт, что упомянутые классические теории всесторонне отражают статический аспект задачи по определению давления грунта, при этом совершенно не затрагивая кинематическую сторону вопроса, т.к. не рассматриваются деформации и перемещения, которые в свою очередь берутся во внимание только в качестве критерия мобилизации активного давления грунта ли наступления предельного состояния [54]. Г.К. Клейн подчеркивает необходимость развития теории упругого равновесия, в рамках которой должна заключаться зависимость между давлением и перемещением. В то же время методики расчеты должны быть просты и удобны для практического применения.

В своих работах Г.К. Клейн [53], [56], [57] предлагает решение по определению давления грунта на смещаемую подпорную стенку в зависимости от величин перемещения конструкции и жесткости грунтового массива. Зависимость между боковым давлением и смещением стенки в упругой стадии принимается в виде линейной диаграммы, ограниченной нижней и верхней границами, соответствующими в свою очередь предельным давлениям – активному и пассивному. Автор отмечает, что средний участок диаграммы может быть разделен на два с разным наклоном в соответствии с тем на грунт или от грунта смещается стенка.

Начальным давлением на стенку является давление покоя грунта. Далее исходя из гипотезы Фусса-Винклера принимается линейная зависимость между напряжениями и деформациями через коэффициент постели, который увеличивается пропорционально глубине. Опираясь на принятые допущения, можно записать зависимость для определения бокового

давления при смещении гладкой подпорной стенки в сторону от грунта с одновременным её поворотом.

И.М. Беспрозванная [11] в развитие теории Клейна усовершенствовала рассмотренный способ определения бокового давления грунта, распространив его для случая шероховатой и наклонной поверхности подпорной конструкции.

Методика определения бокового давления грунта на жесткие и гибкие подпорные стенки, реализованная в условиях плоской задачи теории упругости была предложена В.Ф. Раюком [85], [86]. Принимая линейной зависимость между давлением грунта и перемещением стенки В.Ф. Раюк записывает зависимость для бокового давления грунта.

Далее способ определения бокового давления грунта В.Ф. Раюка основывается на решении теории упругости Т.А. Маликовой [67] для полосы, лежащей на упругой полуплоскости, которое позволяет учесть перераспределение давления грунта по высоте стенки. Гладкая жесткая стенка, контактирующая с четверть упругой плоскостью, разделяется на равное количество участков для реализации её расчета методом Б.Н. Жемочкина [43], который предполагает связь подпорной стенки с основанием через условные упругие опоры. В результате проведенных вычислений автором составлены таблицы для определения давления грунта на гибкие подпорные стенки с учетом его перераспределения в зависимости от смещения и прогиба конструкции. В результате проведенных вычислений автором составлены таблицы для определения давления грунта на гибкие подпорные стенки с учетом его перераспределения в зависимости от смещения и прогиба конструкции.

Позднее, автор предложил рассматривать подпорную стенку как полосу, контактирующую с идеально упругопластическим винклеровским основанием в виде двух четверть плоскостей, смещенными друг относительно друга по высоте вдоль стенки на глубину котлована [46], [75]. При этом в основе расчета лежит решения об определении перемещений вертикальных границ упругих четверть плоскостей О.Я. Шехтер [128].

Приведенные выше методы теории упругости позволяют рассматривать задачу по определению бокового давления грунта на подпорные стенки в допредельной стадии его работы в рамках линейной зависимости между напряжениями и деформациями, что позволяет в некоторой степени учесть перераспределение давления в следствии смещений и деформаций конструкций. Однако, следует констатировать, что эти методы не получили широкого распространения по ряду причин, главной из которых является поведение грунта при приближении или нахождении его в предельном состоянии, не подчиняющемся законам линейного деформирования. Это накладывает значительные ограничения на применение методов теории упругости на практике и в основном возможно только для некоторых частных случаев. При этом решения либо достаточно трудоемки, либо строятся на основе не всегда

обоснованных предпосылок или упрощениях, в т.ч., например, связанных с определением коэффициента постели в методах, в основе которых лежит гипотеза Фусса-Винклера.

Способы определения давления грунта на основе кинематических теорий, учитывающих величины и характер перемещений, отчасти нашли свое отражение в уже рассмотренных выше работах П.П. Аргунова, В.Н. Быковского, Н.К. Снитко, Г.К. Клейна, В.Ф. Раюка, которые рассматривали поставленную задачу преимущественно в рамках теории упругости, т.е., как правило, в условиях недостижения предельного состояния грунтового массива. Вследствие этого возникла необходимость решения смешанной упругопластической задачи для определения давления грунта в зависимости от кинематических условий с учетом перемещений и деформаций подпорных конструкций.

Одним из первых, кто отмечал зависимость бокового давления грунта на подпорные стенки от характера их деформации был, немецкий ученый И. Оде, который опубликовал серию эссе в 1938 году, основанных на экспериментальных и теоретических исследованиях [197]. Взяв за основу решение К. Терцаги [227], Оде проанализировал, как кинематически возможные перемещения подпорной стенки влияют на распределение бокового давления грунта и давление по поверхности скольжения. Используя математическую теорию Ф. Кёттера и упрощающую замену точной формы поверхности скольжения аппроксимирующей функцией, Оде путем достаточно сложных построений определяет эпюру бокового давления грунта.

Бринч Хансен [168] изложил новый на тот момент приближенный метод определения давления грунта на подпорные стенки, в т.ч. гибкие, в зависимости от характера их деформаций. Учитывая кинематические условия работы конструкций, автор предлагает предварительно устанавливать потенциальные формы потери устойчивости с учетом таких факторов как возможное образование одного или двух пластических шарниров в подпорной стенке и соответствующие им очертания поверхностей скольжения в грунтовом массиве. В зависимости от этого Бринч Хансен рассматривает различные комбинации областей пластического равновесия и линий разрыва, которые ограничивают области упругого равновесия, закономерности образований которых, в свою очередь, устанавливается на основании экспериментальных исследований. Напряженное состояние по поверхностям скольжения с учетом граничных условий конкретных задач определяется по уравнениям Кёттера для удобства применения, которых автором составлено 5 таблиц. Исходя из условий равновесия и напряжений по поверхностям скольжения определяется интегральное давление на подпорную стенку и точка приложения равнодействующей давления. Расчётная эпюра давления строится условно посредством комбинации треугольных эпюр из допущения одинакового положения равнодействующей бокового давления до и после перераспределения по высоте.

Решения Бринча Хансена достаточно просты с учетом представленных таблиц и графиков для определения давления на стенки в зависимости от различных случаев их деформаций, но в то же время определение давления в общих случаях связано с трудоемкими вычислениями.

Подвергнув анализу вопрос поведения песчаного массива при различных смещениях подпорных стенок и выполнив ряд экспериментальных исследований с жесткими и гибким стенками, Г.А. Дуброва предложил два приближенных способа определения бокового давления грунта в зависимости от деформаций конструкции с учетом его перераспределения по высоте [39]. Первый способ автор назвал методом перераспределения давления грунта, зависящего только от характера смещения конструкций. Второй – метод деформаций, который базируется на зависимостях от количественных величин перемещений стенок.

Для реализации метода перераспределения давления Дуброва классифицировал вид деформации подпорных сооружений на восемь различных типов. Для каждого типа смещений стенок, соответствующего основным типам деформаций, автор даёт расчетные формулы для определения давления грунта.

Г.А. Дуброва принимает модель деформирования грунтового массива за стенкой в виде клиньев, сползающих по плоским поверхностям скольжения с различными углами наклона в зависимости от формы смещения стенки (Рисунок 1.1.9).

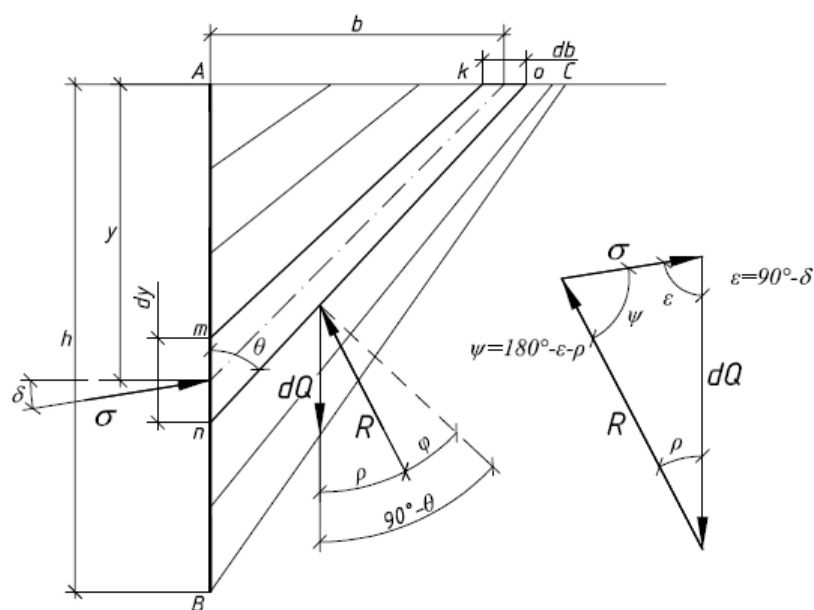


Рисунок 1.1.9 – Схема метода перераспределения давления Г.А. Дубровы

Закон изменения угла наклона плоскостей скольжения между предельными углами $\theta = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}$ и $\theta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$, соответствующими активному и пассивному состояниям автор предлагает принять линейным.

Таким образом для различных схем деформирования стенки автор даёт зависимости углов наклона поверхностей скольжения к вертикали от глубины, соответствующей расстоянию от верха стенки до расчетного сечения. Из уравнений равновесия условного клина грунтового массива (Рисунок 1.1.9) Г.А. Дуброва определяет выражение для нахождения распределения бокового давления грунта по высоте стенки. Так определяются положения плоскостей скольжения вдоль высоты стенки для всех типов смещений стенок и находятся соответствующие формулы для распределения боковых давлений.

Г.А. Дуброва отмечает, что полное интегральное давление грунта равно по значению активному давлению грунта, определенному по классическим теориям.

Автор распространяет свой метод для случаев шероховатых стенок и учитывает дополнительную равномерно распределённую нагрузку на поверхности засыпки.

Несмотря на то, что метод перераспределения давления грунта Дуброва учитывает взаимодействие грунтового массива и подпорной конструкции с учетом её кинематических условий, факт не учёта величин перемещений подпорных стенок является, пожалуй, главным недостатком.

Второй метод Г.А. Дубровы – метод деформаций, учитывающий количественную зависимость давления от величин перемещений, базируется на совершенно иных предпосылках.

Исходя из предположения о равенстве по площади эпюр давления грунта и смещенных площадей сыпучего массива грунта для случая фактической деформации и деформации, рассчитанной по теориям Кулона или Соколовского, Г.А. Дуброва строит метод определения давления грунта при помощи искусственного приема, который заключается в совмещении эпюр перемещений для указанных двух случаев и нахождении дополнительного давления (к классическому прямолинейному распределению), необходимого для трансформации второй эпюры в первую.

Представленные методы Г.А. Дубровы в целом получили положительную оценку ряда отечественных [54], [88] и зарубежных учёных [89], [116]. Однако, при этом отмечается произвольность принятых исходных предпосылок и не смотря на хорошее совпадение с опытными данным, выражаются некоторые опасения в отношении достоверности результатов для частных случаев работы подпорных стенок.

Внушительную многолетнюю работу по исследованию закономерностей перераспределения бокового давления грунта на подпорные конструкции в зависимости от их деформаций провел в 1950-60хх гг. Ф.М. Шихиев, результатом которой стала кинематическая теория давления грунтов на различные типы жестких и гибких ограждений, в основе которой лежит решение смешанной задачи, отражающее работу грунта в предельной и допредельной стадии [15], [129], [130], [131], [132], [133].

Б. Ладаный [178] предложил установить зависимость между углом поворота подпорной стенки с коэффициентом бокового давления грунта в допредельной стадии её работы на основании опытных кривых «напряжение-деформация» для несвязных грунтов. Способ позволяет установить критерий мобилизации активного давления грунта в виде величины угла поворота стенки. За начальное давление принимается давление покоя. Следует отметить, что предложение Б. Ладаного актуально только для случая поворота стенки вокруг нижнего ребра, что соответствует консольной схеме работы конструкции.

Расчетную кинематическую модель взаимодействия подпорной стенки с грунтовой средой разработал М.П. Дубровский [41], [42]. Автор рассматривает грунт за стенкой одновременно в предельном и допредельном состоянии. Принцип расчета заключается в последовательном анализе статического равновесия предельной и допредельной призм обрушения. Для каждого шага приращения перемещения последовательными вычислениями можно получить расчетную зависимость давления грунта от перемещений в диапазоне между активным и пассивным состоянием. Расчётную реализацию метода предлагается выполнять автором при помощи специально разработанного алгоритма на ЭВМ.

В описанных выше методах расчёта грунтовой массив рассматривается как сплошная среда, что дает возможность применять известные методы теории механики деформируемого твердого тела. Самостоятельным направлением является механика зернистых сред, рассматривающая грунт как совокупность дискретных частиц, в рамках которой применяются подходы, основанные на вероятностно-статистических методах решения задач механики грунтов.

Основы статистической механики грунтов в СССР заложил Г.И. Покровский [76], а впоследствии это направление развивалось в работах М.Н. Троицкой [111], Н.И. Кандаурова [50], Г.К. Клейна [55], М.Н. Гольдштейна [27], В.В. Андрияна [4], Ф.М. Шеляпина [127], В.Ф. Черняева [127], В.И. Шейнина [126] и ряда других авторов, в т.ч. применительно к вопросам определения давления грунта на подпорные конструкции. Р.А. Муллер и Б.Н. Гаргер [73] на основе решений статистической механики дискретных сред представили способ определения давления грунта на жесткие подпорные стены с учетом их шероховатости и податливости. При этом авторы отмечают хорошую сходимость результатов расчётов по методам дискретных сред с экспериментальными данными.

Распространение гибких подпорных конструкций стало стимулом для экспериментального исследования активного давления грунта на них и поиска решения задач по определению последнего на основе эмпирических подходов.

Ещё в начале XX века инженеры из Дании на основе наблюдения за тонкими заанкеренными стенками выражали сомнения по поводу соответствия реального распределения

давление грунта на гибкие подпорные конструкции теоретическим решениям Кулона и Ренкина. Последующие опыты подтвердили эту точку зрения и показали, что при закреплении верхней части тонкой стенки анкером и реализации упругого прогиба, достигающего максимальных значений в её центральной части, наблюдается перераспределение бокового давления грунта, повышается его интенсивность в районе установки опоры и уменьшается в пролете стенки. На основании наблюдений и исследований работы гибких подпорных стенок появились так называемые датские правила проектирования заанкеренных подпорных стенок, которые были опубликованы в 1923 году. Последующие издания с поправками выходили в 1937 и 1952 годах [168]. В расчетной схеме подпорная стенка рассматривается как свободно опертая в точке анкерного крепления и точке, которая располагается в месте приложения равнодействующей пассивного давления в заделке. Активное давление вычисляется по методу Кулона и строится соответствующая эпюра, при этом игнорируется трение по поверхности стенки. Датские правила для учета перераспределения бокового давления грунта предлагают уменьшение его величин по параболической кривой.

Далее стенка рассчитывается как балка на двух опорах, определяются соответствующие реакции и максимальные изгибающие моменты. Методика расчета, предлагаемая датскими правилами, носит исключительно эмпирический характер и основана на исследовании большого числа существующих и экспериментов.

На основании принстонских экспериментов [229] Г.П. Чеботарев даёт предложения по расчету гибких заанкеренных стенок, в основу, которых лег упрощающий метод эквивалентных балок Блюма. Метод Чеботарева является, достаточно условным с несколько произвольными назначением эмпирических коэффициентов. Способ также не учитывает изгибную жесткость подпорной конструкции и деформационные свойства, окружающего её грунта.

Большую экспериментальную и теоретическую работу по исследованию гибких подпорных стенок различной жесткости проделал П. В. Роу [215]. Для удобного сопоставления натурных конструкций и экспериментальных моделей он, исходя из условия подобия вывел показатель гибкости аналогично В.С. Христофорову в виде:

$$\rho = \frac{H^4}{EI}, \quad (1.1.12)$$

где EI – жесткость стенки на изгиб;

H – высота стенки.

Одним из результатов опытных исследований стали построенные графики зависимостей величин изгибающих моментов от гибкости подпорных стенок.

Г.Е. Лазебник на основании многочисленных серий лабораторных опытов с гибкими стенками установил эмпирические зависимости между возникающими в стенках внутренними

усилиями и деформациями конструкции от множества факторов [61], [63], [62]. Автор на основании исследований дал рекомендации по проектированию и расчёту подпорных стенок для наиболее встречающихся на практике условий. Г.Е. Лазебник предлагает выполнять предварительный расчет стенки с детерминированной нагрузкой в виде активного давления, определенного с учетом угла трения грунта по поверхности стенки $\delta = 0$ по теории Кулона и пассивного давления при $\delta = \frac{3}{4} \varphi$, определенного по приближенной формуле В.В. Соколовского. Найденные значения величин изгибающих моментов корректируется путем умножения на эмпирические коэффициенты, входящие в специально разработанную на основании экспериментальных исследований таблицу. Для применения указанной таблицы следует предварительно классифицировать схему работы стенки по таким факторам как гибкость стенки, податливости анкерных устройств, глубина заделки ниже дна котлована, плотность грунтов основания.

Эмпирический метод расчёта тонких подпорных стенок, основанный на схеме Ломейера, но с учетом перераспределения бокового давления несвязного грунта по высоте стенки был предложен на основании собственных опытных исследований Ю.М. Гончаровым [28].

Результатом проведенных экспериментальных исследований Н.Н. Ускова [114] стало предложение по определению бокового давления грунта на подпорную стенку в зависимости от её гибкости. Н.Н. Усков принимает параболическое распределение бокового давления грунта между опорами, а степень его перераспределения на приопорных участках и в пролете устанавливается на основании опытных данных с помощью эмпирических коэффициентов, выражающих отношение искомых ординат давления к значениям ординат давлений, определенных по теории Кулона.

Следует упомянуть ряд упрощенных инженерных методов расчёта подпорных конструкций, имеющих эмпирический характер, смысл которых в приближении расчетных эпюр давления к экспериментальным, полученным в т.ч. путем измерений в ходе натурных наблюдений при строительстве реальных объектов. В подобных методах первоначально выбирается эпюра распределения бокового давления грунта в зависимости от экспериментальных измерений для различных грунтовых условий, а затем в точках крепления ограждения котлована мысленно вводятся шарнирные опоры, и конструкция рассматривается как неразрезная статически неопределимая балка.

В разное время исследователи предлагали различные по характеру и величинам эпюры в зависимости от физико-механических характеристик грунтов. Для песчаных оснований трапециевидные эпюры были предложены А. Шпилкером [157], К. Терцаги [226], Р. Пеком [226], Г.П. Чеботаревым [230], а К.С. Флаатом [166] эпюра прямоугольной формы с постоянным значением ординаты эпюры давления. Д.Твайн и Х. Роско [231] предложили на основе

многочисленных опытных исследований гибких и жестких стенок эмпирические схемы определения бокового давления грунта для различных грунтовых условий с учетом различной жесткости подпорных конструкций.

З.В. Цагарели по результатам собственных исследований давления несвязного грунта на подпорную стену, проведенных на крупноразмерных установках [120] [121] представил приближенный метод определения эпюры давления [119], который заключается в построении треугольной прямолинейной эпюры давления грунта в пределах верхних трех четвертей стенки, а в нижней части эпюра принимается криволинейной с нулевой ординатой в уровне подошвы стены.

А.М. Сахновский на основе модельных испытаний предложил инженерные схемы расчёта давления несвязного грунта на жесткие стенки при их повороте вокруг верхнего ребра [92]. По сути, автор вносит уточнения в методику К. Терцаги и Г.П. Чеботарева на основании собственных наблюдений, предлагая смещение максимальной ординаты давления грунта в верхнюю треть стенки, тем самым получая несимметричное по высоте трапецевидное распределение бокового давления грунта. А.М. Сахновский также учитывает возрастание ординат эпюры давления при уплотненной засыпке грунта основания [93].

В современной зарубежной литературе [149], [155], [217], [231], в том числе и нормативной [138], имеются разнообразные предложения эмпирического характера, задающие эпюру активного давления грунта трапецевидной формы для ограждений, имеющих одно- или многоярусное крепление. Физической трактовки эти предложения не имеют, гибкость подпорных стен в должной степени ими не учитывается. В некоторых случаях большим минусом подобных методик может являться ущерб в отношении точности расчётов, в особенности для глубоких котлованов. Также следует отметить, что трапецевидные эпюры давления грунта являются по сути огибающими эпюр для соответствующих этапов разработки котлованов, что может дать значительно завышенные значения усилий в распорных элементах.

Появление и развитие ЭВМ достаточно быстро способствовало внедрению численных методов расчёта в геотехническое строительство. Наибольшую популярность и применение в механике грунтов получили метод конечных элементов (МКЭ) и метод конечных разностей (МКР). В первоначальный период, начиная с середины прошлого века, задачи, решаемые численными методами, не отличались большой сложностью, модели поведения грунтового основания описывались достаточно простыми соотношениями. По мере развития численного моделирования, эволюции математических моделей грунтов, активной разработки программного обеспечения и стремительного прогресса ЭВМ круг геотехнических задач, реализуемых в численной постановке, стремительно расширялся. В настоящее время мощные программные комплексы на основе МКЭ позволяют определять НДС грунтового массива для сложных

расчетных схем с учетом физической и геометрической нелинейности, упругопластической работы основания, неоднородности, анизотропии, кинематических условий работы конструкций, различных видов внешних нагрузок, технологической последовательности возведения конструкций и ряда других факторов.

В работе И.В. Лазаревой 1976 г. [60], посвященной расчету гибкой подпорной стенки методом конечных элементов, представлено решение задачи с определением НДС для совместной работы пластины, лежащей на однородном невесомом линейно-деформируемом грунтовом основании и загруженной сосредоточенной силой. Подвергнуты анализу результаты расчетов для случая с отсутствием разрыва сплошности по контакту стенки с грунтом и отдельно был рассмотрен вариант с разрывом сплошности среды.

О.Л. Рудых [91] предлагает конечно-элементное решение для определения давления грунта на подпорные стены, рассматривая основание как упругопластическую среду. Смешанная задача сводится к решению методом последовательных приближений ряда упругих задач. Предполагается поэтапный расчет с учетом последовательности технологических операций по возведению грунтовой засыпки. В своей работе О.Л. Рудых отмечает, что при численном расчете, шарнирно-опёртой по концам подпорной стенки, при уменьшении изгибной жесткости наблюдается перераспределение бокового давления грунта, соответствующее его увеличению на опорах и уменьшению в пролете.

М.Е. Грошев и В.Н. Ломбардо [33] разработали оригинальную схему решения статических и динамических упругопластических задач посредством метода конечных разностей, в т.ч. задач о взаимодействии подпорных конструкций с грунтовым массивом. М.Е. Грошев реализовал методику расчета подпорных сооружений с применением варианта теории пластического течения с упрочнением и предложил совместно разработанный с Ю.К. Зарецким и В.Н. Ломбардо новый вариант теории пластического течения с упрочнением [34]. На основе экспериментальных исследований бокового давления грунта и расчетов М.Е. Грошева, Ю.К. Зарецкий с коллективом авторов предложили зависимость коэффициента бокового давления покоя от угла внутреннего трения [45], позволяющую применять известные формулы активного давления грунта Кулона для расчетов по определению давления покоя.

Ю.К. Зарецкий с соавторами предложил приближенный метод определения давления несвязного грунта на смещаемую подпорную стенку для активной и пассивной зон с учетом допредельного состояния массива [44]. Основой метода стали зависимости между напряжениями и деформациями. Первая из которых представляет собой соотношение между максимальным касательным напряжением τ_{max} (или, соответствующем ему, углом отклонения φ) и максимальной деформацией сдвига γ_{max} , а вторая – характеризуется функциональной связью параметра деформационной теории пластичности ν с деформациями сдвига γ_{max} . Указанные зависимости

определяются экспериментально. Расчет давления основан на анализе равновесия призмы грунта, ограниченной линиями скольжения и подпорной стенкой. В допредельном состоянии вместо линии скольжения призмы грунта рассматриваются линии, соответствующие максимальным сдвигам. Авторы получают закон распределения бокового давления грунта на подпорную стенку в зависимости от её смещений γ_{max} . В свою очередь, для реализации расчета давлений необходимо знать эпюру распределения γ_{max} по высоте стенки, зависящую от величины и характера деформирования конструкции, в следствие чего предварительное задание γ_{max} может является затруднительным и иметь большую долю неопределённости.

Метод расчета, реализованный на основе применения контактной модели взаимодействия подпорной конструкции и основания с учётом упругопластической работы грунта, был предложен и реализован в авторском программном комплексе И.В. Колыбиным [47], [48]. Алгоритм решения строится на решении дифференциального уравнения изгиба балки, лежащей на идеально упругопластическом основании методом конечных разностей, и предполагает учет наличия многоярусных анкерных конструкций и конструктивную нелинейность, связанную с технологической последовательностью экскавации и крепления котлована.

Авторами работы [22] предлагается расчет подпорных конструкций в зависимости от горизонтальных перемещений при помощи МКЭ, реализованного в программном комплексе. При условии реализации предельного состояния определение бокового давления грунта соответствует классическим методам. В доопределённой стадии связь между смещением стенки и давлением характеризуется линейным законом с единым коэффициентом жесткости на растяжение и сжатие. Следует отметить, что указанные коэффициенты по большому счету должны иметь разные значения для областей «активного» и «пассивного» давлений грунта, что, например, отмечается в рассмотренных выше работах В.С. Христофорова [118] и Г.К. Клейна [54].

Появление новых моделей грунтового основания, их усовершенствование посредством развития математического аппарата механики сплошной среды, установление более сложных и универсальных зависимостей между напряжениями и деформациями, реализация различных пластических теорий и появление новых поэтапно способствовало развитию и ещё большему внедрению численных методов расчета в процессы расчета и проектирования геотехнических сооружений.

Следует отметить численные и экспериментальные исследования Е.А. Сорочана [102], [101], М.С. Ким [102], [101], А.Г. Алексеева [2], [1], О.А. Шулятьева [136], [135], [79], Р.А. Мангушева [69], [70], В.С. Поспехова [78], [79], Д.К. Минакова [135], [136] и других, направленные на определение давления грунта на подпорные конструкции с учетом различных факторов и воздействий, влияющих на его величину. Среди этих факторов рассматриваются

набухание грунтов, морозное пучение, технологические воздействия, а также пространственная работа конструкции и грунтового массива.

Подводя итоги обзорной главы, посвященной теоретическим исследованиям необходимо отметить, что в целом все многочисленные решения и методы определения бокового давления несвязного грунта на подпорные конструкции можно классифицировать на следующие группы

1. Методы, основанные на теории упругости.

2. Методы, основанные на теории предельного равновесия, включая экстремальные методы, при которых рассматривается равновесие в сочетании с условиями максимума или минимума.

3. Вероятностно-статистические методы, основанные на теории дискретных сред.

4. Кинематические деформационные теории.

5. Эмпирические методы, основанные на экспериментальных данных.

6. Численные методы.

Подобное разделение на группы в некоторых случаях может быть условно, т.к., например, определение давления грунта на стенку с учетом её кинематических условий смещения, как правило, включает в себя решения смешанных упругопластических задач. Численные методы можно отнести к мощному математическому инструменту, с помощью которого появилась возможность реализации задач механики сплошных сред, включающие закономерности теории упругости, пластичности, ползучести. В то же время численные методы зачастую удобно применять для решения задач, в основе, которых лежат аналитические решения теории предельного равновесия, Кулона или кинематических теорий, но требующих разрешения дифференциальных уравнений совместности деформаций.

Аналитические методы определения давления грунта на подпорные стенки, в свою очередь, можно разделить по точности от строгих до упрощённых инженерных способов определения расчёта.

В заключении стоит отметить, что сегодня наибольшее предпочтение отдается методам определения бокового давления грунта и расчета подпорных конструкций, связанных с большей алгоритмизацией для удобных расчётов с помощью ЭВМ с применением программного обеспечения в основе которого заложены численные методы.

С помощью современных конечно-элементных комплексов в настоящий момент в большом объеме выполняется не только геотехническое проектирование и расчет подземных конструкции, но и научные изыскания. Огромный масштаб численных исследований [8], [139], [198], [222] проводится сегодня с помощью математического моделирования ввиду относительной доступности передовых программных средств по решению самых сложных геотехнических задач, в т.ч. и по определению бокового давления грунта на подпорные

конструкции, что отражается на сегодняшний день в подавляющем количестве публикаций, которые практически невозможно полностью охватить в рамках диссертационной работы.

1.2 Обобщение и анализ экспериментальных исследований по определению давления грунта на гибкие подпорные стены

Первые публикуемые экспериментальные исследования, посвященные изучению давления грунтов на подпорные стенки, начали проводиться в середине XVIII столетия.

Первые работы выполнялись в простых по конструкции устройствах, в основном состоящих из емкости с песчаным грунтом в виде ящика и системой грузов. Подобные испытания имели достаточно много методических недостатков, не позволяющих учитывать ряд факторов, непосредственно влияющих на величины и характер распределения давлений и, как следствие, получаемые результаты имели во многом противоречивый характер. Такие системы позволяли исследовать вопрос о боковом давлении грунта на подпорную конструкцию с точки зрения определения величины равнодействующей давления и точки её приложения.

Более поздними испытаниями изучался характер смещения стенок и грунта засыпки за ними, что позволяло фиксировать размеры и форму линий скольжения, призмы обрушения грунта. Результаты этих экспериментальных работ давали пищу для дискуссий о применимости существующих и развиваемых на тот момент времени теорий давления грунта на подпорные конструкции, прежде всего это касается теории Кулона и Ренкина.

В 1879 году Крамер публикует результаты исследований, задачей которых было установление формы плоскости скольжения для давления грунтов и величины активного давления грунтов [159]. Он устанавливает, что математическая форма кривой скольжения представляет собой логарифмическую спираль.

Б. Бейкер исследовал подпорные стенки в т.ч, действующие сооружения в городе и портах [141]. Основным его выводом стало то, что в тот период инженерами принимались теории для расчета подпорных конструкций не коррелирующие с экспериментальными данными, т.е., иными словами, теоретические методы определения активного давления грунта не являются удовлетворительными.

Целью опытных работ немецкого ученого А. Доната [161] являлись ответы на вопросы о величине и направлении равнодействующей бокового давления грунта, а также применимости модели механики сплошной среды к определению давления грунта. Донат одним из первых обратил внимание на тот факт, что давление грунта на стенку зависит от величины её деформаций. Однако, он был сосредоточен в первую очередь на изучении давления на подпорные

стенки в состоянии покоя, что исключает исследование предельных состояний при реализации активного давления грунта.

Первое фотографическое исследование поведения песчаных частиц грунта представил профессор Курдюмов в 1889 году, результаты которого публикуются в 1891 г. Опыты Курдюмова показали, что предельные поверхности скольжения в грунте имеют криволинейный характер [59].

Опыты показывают, что приблизительные методы расчета активного давления грунта по Кулону и Ренкину, основанные на предположении прямых линий скольжения оказываются достаточно надежными только в определенных случаях. Постепенное получение экспериментальных данных, подтверждающих, что распределение давления грунта на подпорные стенки зависит от перемещений, становится поводом для новых дискуссий об определении бокового давления грунта.

В 1908 году выходит большой обзор А.И. Прилежаева [80], в котором подробно описаны экспериментальные исследования, начиная с 1807 года. Прилежаев проводит обобщение данных предыдущих исследователей и выполняет серию собственных опытов со стенками высотой от 10 до 40 см. Исследовались вертикальные и наклонные стенки с различной по величине нагрузкой на поверхности засыпки. Одним из ключевых выводов по итогам работы становится тот факт, что Прилежаев отмечает уменьшение давления на стенку во время её движения. Помимо этого, он также, как и многие ученые до него делает заключение о формах и положении линий скольжения, об образовании призм обрушения, о значениях угла трения по стенке, положении равнодействующей, о соответствии полученных результатов теориям Ренкина и Кулона.

Широко известны опыты профессора И.В. Яропольского, проведенные им в 1933 году со стенкой высотой 60 см [137]. Яропольский на основании эксперимента установил, что боковое давление сыпучего грунта на подпорную конструкцию находится в прямой зависимости от величин её смещения и выделил три этапа изменения давления в ходе перемещения стенки:

- первый этап соответствует давлению грунта на стенку, когда она неподвижна и соответствуют давлению покоя грунта, сдвигов не происходит;
- второй этап соответствуют малым перемещениям грунта соизмеримых со средним диаметром его частиц, когда начинают реализовываться силы внутреннего трения и давление близко к теоретическому;
- третий этап характеризуется значительными перемещениями и уменьшением давления грунта на стенку.

Из этого следует, что величины давления грунта на стенку в процессе её смещения могут изменяться в достаточно широких пределах в зависимости от её перемещений.

График зависимости давления грунта от величин смещения стенки представляет собой гладкую кривую и не имеет точек перелома, таким образом наступление предельного состояния, соответствующего активному давлению, можно обозначить лишь условно.

Серия опытов Г.П. Канканяна в 1936 году с моделями подпорных стен высотой 1,1 м показали образование поверхностей скольжения при перемещении стенок на 1 см, которые близки по форме к плоским, а их положение зависит от угла наклона граней стен и угла наклона поверхности засыпки [51]. При этом автор отмечает криволинейность эпюры давлений с максимальными значениями в центральной части и с нулевыми значениями у нижнего конца, при этом расположение точки приложения равнодействующей относительно высоты стенки выше теоретического.

Схожие результаты по распределению бокового давления грунта вдоль высоты стенки получил в 1938-39 гг. В.И. Швей [125], который проводил свои опыты по методике центробежного моделирования. Он получил эпюры давлений близкие к треугольным, но с резким уменьшением их величин в зоне подошвы стен.

Экспериментальные исследования И.П. Прокофьева, которые были проведены в 1946 г [81], [82], примечательны тем, что автор рассматривал различные виды перемещений стенок. С помощью специальной разметки для грунта и на стеклянной стенке экспериментального лотка удалось установить форму и габариты призмы обрушения для схем испытаний при повороте стенки вокруг нижнего и верхнего ребра.

Все вышеописанные экспериментальные исследования относятся к опытам с жесткими подпорными конструкциями, но они ясно показывают, насколько распределение давления грунта зависит от характера и величин перемещений подпорных конструкций. В рамках испытаний с жесткими конструкциями, как показано выше, было отмечено расхождение распределения активного давления грунта по высоте подпорных конструкций с теоретическими решениями, которые предполагают треугольные по форме эпюры.

Р. Строев [225] с конца 20-х годов XX в. занимался многолетними исследованиями гибких стальных стенок высотой 92 см, переменной толщиной (от 2,3 до 6,4 мм) и имеющих закрепления нижнего и верхнего конца. В качестве грунта засыпки им использовались различные сыпучие материалы с углом трения в диапазоне 24-40°. Предварительно он отметил, что предыдущие опыты Терцаги, Доната и Дарвина выполнены со смещаемыми стенками, но не изгибаемыми относительно продольной оси. Строев решает проблемы определения активного давления, связанные с явлениями, вызванными прогибами тонких подпорных стенок.

Строев не выполнял замеры давления грунта вдоль стенок, он проводил измерения прогибов при помощи тензометров. Конструкция его испытательного стенда обеспечивала приложение моментов к концам стенок с помощью системы рычагов. Это позволило, увеличивая

моменты, в процессе засыпки модели песком компенсировать прогиб стенки, оставляя ось стенки прямой. После выполнения засыпки сыпучем материалом, уменьшая приложенные моменты, устанавливалась зависимость между прогибом и давлением грунта. Общее уменьшение величин изгибающих моментов в стенке Строер связывает с перераспределением бокового давления вдоль стенки в результате её прогибов и считает пропорциональным углу внутреннего трения материала засыпки и гибкости стенок. При этом общая интегральная величина давления постоянна и не зависит от гибкости стенки.

В 1949 году Чеботаревым была опубликована большая отчетная работа по проведенным серийным экспериментальным исследованиям в Принстонском университете в период 1943 – 1948 гг [229]. Целью опытных работ являлось изучение распределения бокового давления грунта на тонкие заанкеренные подпорные стенки. Для этого был сооружен железобетонный испытательный лоток размерами 5,5х4,0х2,7 м (Рисунок 1.2.1). В качестве засыпки применялись различные материалы: разный по гранулометрическому составу чистый песок, глина и смесь песка с глиной. В некоторых случаях прикладывалась поверхностная дополнительная нагрузка в виде резиновых баллонов с водой. Модель подпорной стенки представляла собой три секции стальных пластин. Для снижения влияния сил трения по боковым стенкам лотка все основные измерения проводились по центральной секции стенки, ширина которой составляла 1,5 м.

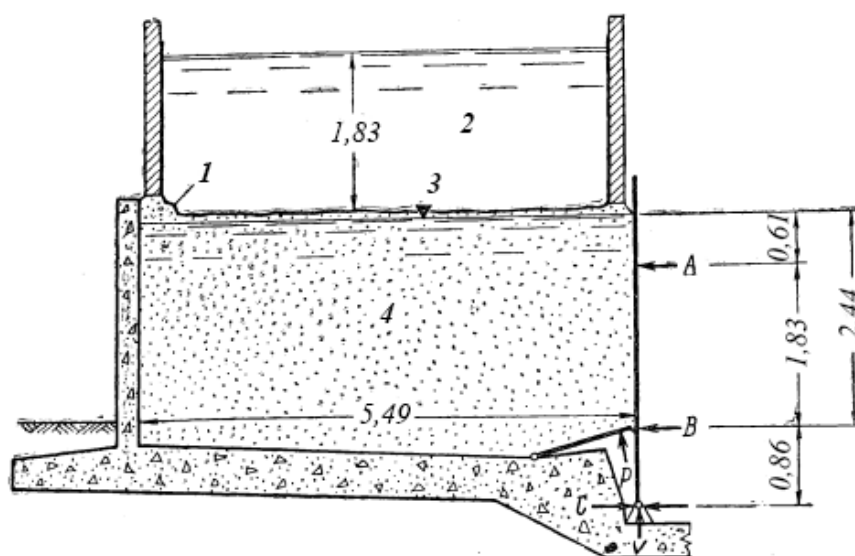


Рисунок 1.2.1 – Схема лотковой установки Чеботарева [122]: 1 – брезентовый мешок; 2 – водная пригрузка; 3 – отметка водослива; 4 – засыпка, затопленная водой

С помощью мессур и тензометрического оборудования проводились измерения прогибов стенки, изгибающих моментов и величины реактивные давления в опорах A, B, C, V (Рисунок 1.2.1) Непосредственно замеры бокового давления грунта засыпки не проводилось, его

распределение определялось графически по эпюрам изгибающих моментов методом двойного дифференцирования.

Чеботарев получил закономерности распределения активного давления прямо противоположенные эпюрам, предлагаемым датскими правилами. В первую очередь, он отмечает, что имеются существенные различия в условиях, создающих для одинаковых стенок в случае организации подпора путем засыпки грунта и удаления грунта перед стенкой. В Принстоне Чеботарев получил пять основных видов возможного распределения бокового давления грунта: реализация давления в случае выполнения обратной засыпки; то же, но вибрацией песка перед стенкой; экскавация грунта, податливый анкер; экскавация грунта, жесткий анкер. В схемах испытаний с выполнением обратной засыпки по Чеботареву не наблюдается признаков арочного эффекта и соответственно не происходит уменьшение давления в пролете стенки. Автор опытов объясняет это следующими причинами:

- по мере отсыпки грунт необходимый для восприятия распора арки в верхней части стенки отсутствует;
- в процессе отсыпки поэтапно увеличивается податливость анкера, что приводит к нарушению формирующихся арок в несвязных грунтах.

Некоторое перераспределение давления с его уменьшением в центральной части Чеботарев наблюдал для случая выполнения обратной засыпки грунта с осуществлением вибрации песка ниже дна котлована перед стенкой, которая и оказывает влияние на перераспределение давлений. В испытаниях с удалением грунта перед стенкой наблюдается эффект снижения величин давления в центральной части пролета стенки между анкером и дном выемки.

И. Оде наряду с опытами с жесткими стенками, исследовал модельную гибкую стенку, закрепленную у верхнего и нижнего концов [196]. Модель стенки толщиной 7,5 мм и высотой 50 см выполнялась из фанеры. Грунтом засыпки служил мелкий песок. Опытные схемы Оде включали в т.ч. эксперименты с равномерно распределенной поверхностной пригрузкой. Боковое давление грунта определялось при помощи цинковых измерительных полосок, закрепленных на центральном участке стенки. И. Оде получал эпюры распределения бокового давления грунта на основании измеряемых величин нормального давления в измерительных полосках. Своими работами он установил, что характер распределения бокового давления грунта на подпорные конструкции зависит от вида и величин её перемещений. Для гибкой стенки была получена эпюра отличная от треугольной, характеризующая увеличением давления в приопорных зонах и её уменьшением в пролетной части.

Многочисленные экспериментальные исследования, посвященные изучению поведения заанкеренных гибких подпорных стенок в песчаных грунтах, провёл британский геотехник П. В.

Роу. В 1952 году публикуются результаты его лабораторных работ [215], целью которых было исследование в лотке гибких подпорных конструкций с песчаной засыпкой. Опытная установка представляла собой железобетонный лоток высотой около 1,1 м, длиной – 2,0 м и высотой – 2,5 м (Рисунок 1.2.2). Указанные размеры Роу принял на основании отдельных экспериментов для минимизации негативных явлений на поведение стенки, вносящих погрешности в результаты. Модель подпорной стенки представляла собой две пластины из стальных листов, скрепленных болтами вдоль центральной линии. По стенке определенным образом было установлено 47 манометров для определения давлений, 104 датчика напряжения для измерения изгибающих моментов. Модель стенки крепилась к задней части лотка с помощью семи стальных тяг, вдоль которых прикреплялись датчики для измерения деформаций. Всего предусматривалось четыре уровня для возможного закрепления тяг. Для измерения перемещений стенки применялись датчики часового типа.

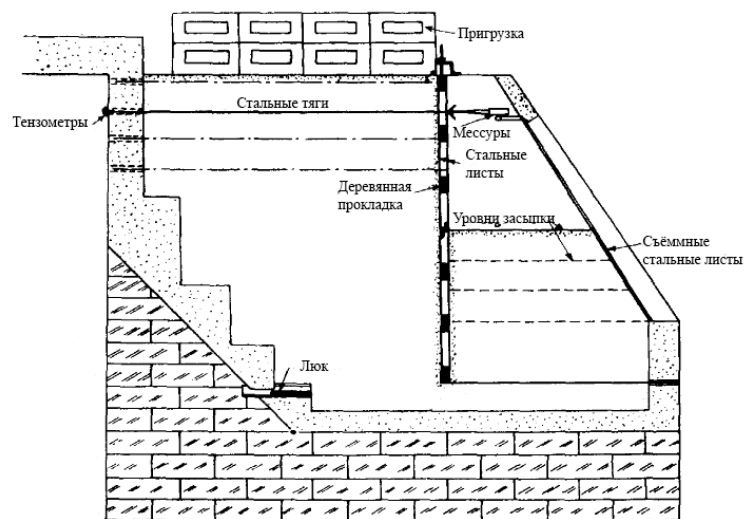


Рисунок 1.2.2 – Схема опытной установки Роу [215]

Серия из шестнадцати опытов проводилась автором для четырех значений поверхностной пригрузки и четырех вариантов установки анкерных тяг по высоте. Получено большое количество данных, в т.ч. касающихся характера распределения бокового давления грунта и изгибающих моментов в стенке. На рисунке ниже представлены результаты, которые являются типичными для всех испытаний в сопоставлении с известными теоретическими решениями (Рисунок 1.2.3).

В результате исследований Роу приходит к интересным выводам. При заполнении лотка с обеих сторон от стенки устанавливается распределение давлений, которое соответствует теории Кулона. При дальнейшем поэтапном углублении с одной стороны от стенки происходит перераспределение бокового давления грунта, которое возрастает в районе установки анкера и уменьшается в центральной части пролета (кривая 1, Рисунок 1.2.3). При этом общее

интегральное давление на стенку уменьшалось, а при выемке грунта на 60-80% стала равной кулоновскому значению, вычисленному с учетом трения по поверхности стенки ($\delta=2/3\varphi$).

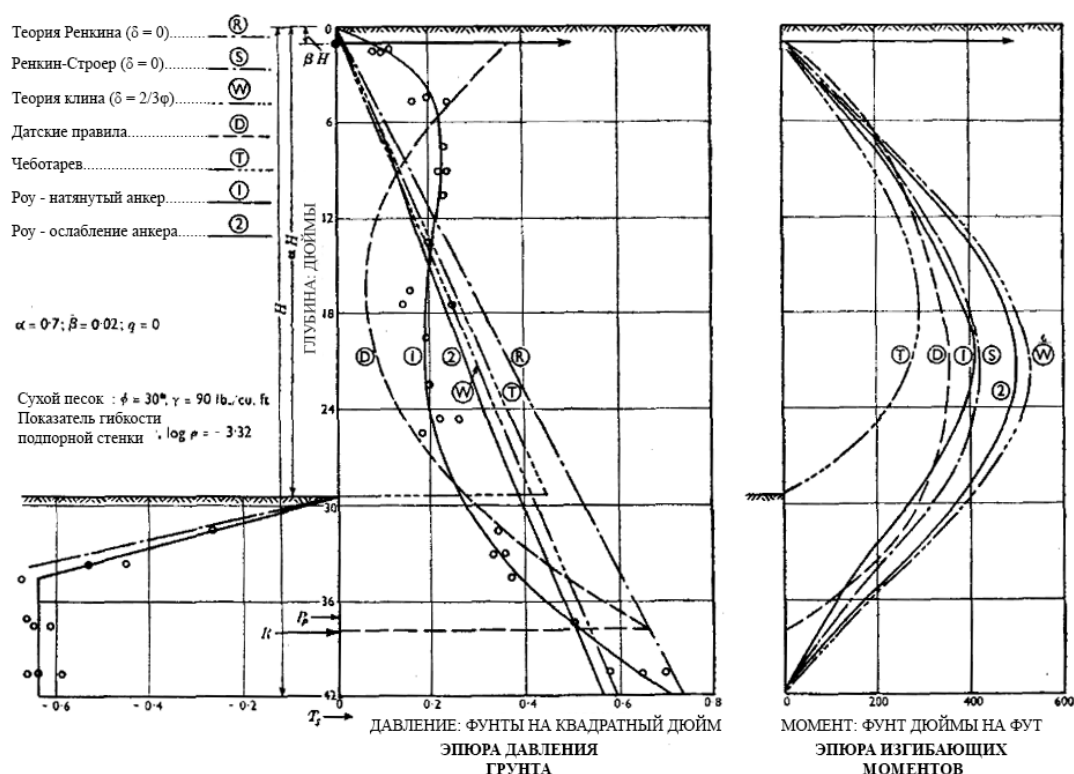


Рисунок 1.2.3 – Эпюры давления грунта и изгибающих моментов, экспериментально полученные Рой [215]

Эффект увеличения давления в уровне анкерной стяжки и его уменьшения в центре наблюдался до проскальзывания заделки, т.е. того момента, когда оставшейся части грунта не хватало для восприятия отпора. Роу отмечает, что уменьшение давления в пролете, согласно его опытам, оказалось значительно меньшим, чем предполагалось датскими правилами [168]. При ослаблении натяжения анкерных тяг наблюдалось приближение эпюр давления по форме к треугольным. Автор связывает это с разрушением арочного свода в песке. Податливость анкерных тяг, необходимая для полного выравнивания эпюр давления, различна в зависимости от величины поверхностной пригрузки и глубины их установки. Однако максимального смещения равного тысячной доле от высоты стенки, достаточно для снятия арочного эффекта и перехода давления в состояние близкое к давлению, вычисленному по методу Кулона. Перед разрушением максимальный изгибающий момент, полученный Роу, соответствовал вычисленному по формуле Строеера, непосредственно при разрушении максимальные изгибающие моменты увеличивались до рассчитанных в соответствии с теорией Кулона и всегда превышали рекомендованные Чеботаревым, в некоторых случаях более чем двукратно.

На основании своих опытных исследований, помимо ценных выводов, Роу дает рекомендации по проектированию гибких стенок в однородных несвязных грунтах, которые в основном касаются коэффициентов, снижающих расчётные величины изгибающих моментов и усилий в анкерных тягах.

Позднее Роу экспериментально исследует шпунтовые стенки с несколькими опорами [216]. В рамках этой работы автор также отмечает, что в местах расположения опор происходит концентрация давлений, а на пролётных участках конструкции происходит их уменьшение.

Экспериментальному изучению давления сыпучих материалов на подпорные стенки посвящено значительное количество работ Ф.М. Шихиева [129], [132], [133]. В 3 сериях из более чем 600 опытов в 1951-52 гг. автором исследовался вопрос давления грунтов в зависимости от жесткости подпорной конструкции и податливости её опор.

Опытная установка Шихиева представляла собой ящик длиной 2,5 м, высотой 1,6 м и шириной 1,0 с возможностью увеличения её длины до 3,5 м. Каркас установки выполнялся из уголков 150х150 мм с поперечными связями для исключения поперечных деформаций. Боковые грани устраивались из стекла толщиной 8 мм. К вертикальным брусам, моделирующим подпорную стенку, через специальный монтажный узел с проволочными датчиками по высоте крепились поперечные жесткие пояса из досок толщиной 40 мм.

Исследования проводились для подпорных стенок с различной высотой: 0,75 м, 1,0 м, 1,25 м, 1,5 м, что позволяло автору оценивать влияние масштабности в пределах указанных значений и определять боковое давление грунта при различных формах изгиба оси стенки.

В работе [129] Шихиев проводил опыты по трем различным схемам испытаний. В первой серии исследований рассматривались стенки, опертые на опоры сверху и снизу, которые, в свою очередь, могли смещаться с помощью микрометрических винтов. Вторая серия опытов предусматривала испытания стенки, при которых только верхняя опора сохранялась, а нижний конец стенки погружался в грунт посредством засыпки грунта с обеих сторон подпорной конструкции. Третья серия опытов принципиально отличалась от второй только тем, что нижний конец стенки забивался в грунт. В качестве грунта применялся сухой промытый песок с объемным весом $1,45 \text{ г/см}^3$ и углом внутреннего трения $27-30^\circ$.

Одним из основных выводов на основании опытов Ф.М. Шихиева является не только установление факта перераспределения бокового давления грунта с его концентрацией в приопорной зоне установки анкера и одновременным снижением в пролетной части стенки, но и его общее уменьшение в сравнении с эпюрой давления, построенной по Кулону, что автор связывает исключительно с увеличением прогибов конструкции.

Большой интерес представляют исследования, посвященные определению давления грунта на гибкие подпорные стенки, которые проводил Г.А. Дуброва в 1957 г. в лаборатории ЦНИИЭВТ.

Для опытов с незаанкеренными стенками автор использовал малый лоток размерами 78х68х70 см, представляющий собой ящик из стали, который не имел с одной стороны стенки, что давало возможность применять с этой стороны измерительную аппаратуру (Рисунок 1.2.4). В качестве засыпки применялся мелкозернистый песок с объемным весом $1,55 \text{ т/м}^3$ и углами внутреннего трения в пределах 30 и 35° . Во второй серии опытов применялся щебень, который имел объемный вес $1,35 \text{ т/м}^3$ и угол внутреннего трения 45° . Для изучения поведения гибкой подпорной конструкции применялся опытный щит толщиной $7,5 \text{ мм}$ с габаритными размерами $78 \times 70 \text{ см}$, состоящий из трёх вертикальных досок, которые могли прогибаться независимо друг о друга. Нагрузку от засыпки воспринимала центральная доска в щите, на которую крепились четыре стальные пластинки. Замеры давления грунта производились при помощи электротензометрического оборудования. Проволочные тензодатчики наклеивались на указанные стальные пластинки. Данные тензометрии контролировались определением давления по установленным на опорах опытного щита мессурам.

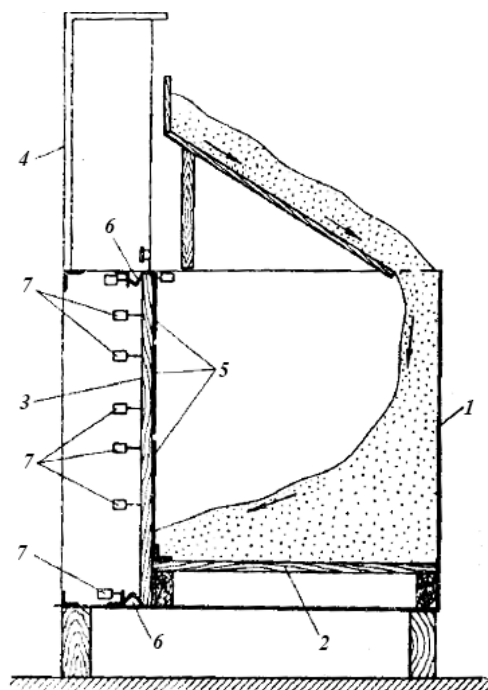


Рисунок 1.2.4 – Малый опытный лоток Г.А. Дубровы, схематический разрез [39]: 1 – стенка; 2 – днище; 3 – опытный щит; 4 – штанга для подвешивания опытного щита; 5 – пластинки для измерения давления грунта; 6 – пружинные опоры опытного щита; 7 – индикаторы

Основным выводом Дубровы по итогам испытаний становится то, что величины и характер распределения бокового давления грунта на стенки существенно зависят от степени и формы её перемещений (Рисунок 1.2.5). Автор отмечает, что интегральная величина давления на стенки в целом соответствует значениям, получаемым расчетно по классическим методам. Автор отмечает, что эффекты перераспределения давления грунта на подпорные стенки свойственны для определенного интервала величин деформаций в пределах $1/3000 - 1/100$ высоты стенок и длины пролета.

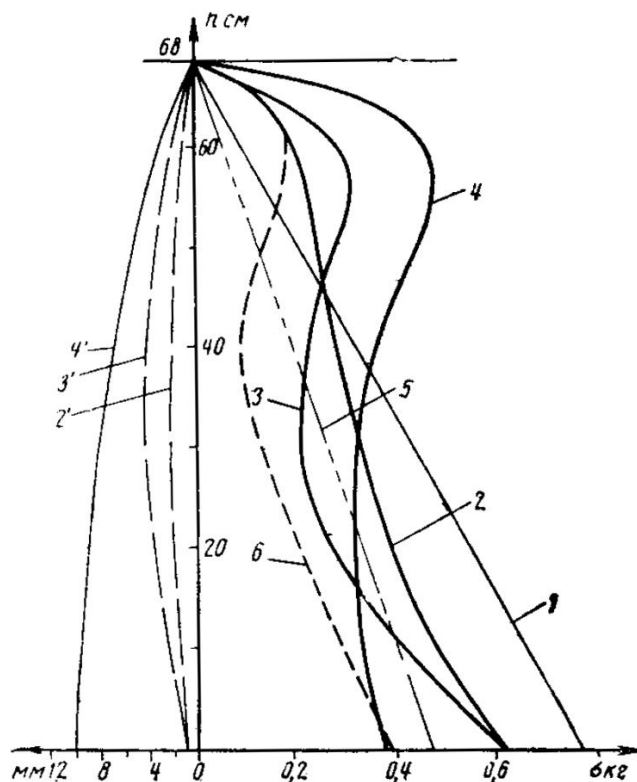


Рисунок 1.2.5 – Эпюры бокового давления песчаного грунта и щебня на гибкую подпорную стенку в зависимости от её деформаций [39]: 1 – теоретическая, рассчитанная по методу Кулона для песка; 2 – опытная после засыпки лотка песком; 3 – опытная после смещения середины стенки; 4 – то же, после смещения низа стенки; 5 – теоретическая, рассчитанная по методу Кулона для щебня; 6 – опытная для щебня; 2', 3', 4' – упругие линии стенки, соответствующие эпюрам давления 2, 3, 4

Исследование заанкеренных гибких стенок Г.А. Дуброва проводил в большом лотке, представляющем собой стальной ящик высотой 140 см, и 200x100 см в плане. Лоток имел открытую торцевую часть и одну остекленную боковину. Модель стенки представляла собой щит, состоящий из трёх вертикальных досок. На средней доске крепились стальные пластинки со стороны засыпки – восемь штук, с противоположенной стороны в зоне заделки стенки три штуки. Давление определялось аналогично вышеописанному способу в опытах с

незакрепленными стенками с помощью электротензометрии. В опытах применялся мелкозернистый песок с углом внутреннего трения 33 и 35° и объёмным весом $1,55 \text{ т/м}^3$.

В результате зависимости давления песчаного грунта от деформаций гибкой заанкеренной стенки аналогичны полученным в предыдущих опытах с незакрепленной стенкой. Наблюдается концентрация бокового давления песка на менее деформированных участках стенки и рассредоточение на более деформированных. Автор отмечает, что степень повышения давления на участках его концентрации прямопропорционально зависит от величины смещения анкерных тяг. В случае жесткого анкерного крепления консольная часть стенки смещается в сторону грунта засыпки, вызывая большие напряжения. Обратная ситуация возникает при податливой анкерной тяге, при которой происходит горизонтальное смещение точки её крепления от грунта засыпки. При этом возникает снижение напряжений в грунте.

На основании проведенных экспериментальных исследований с гибкими подпорными стенками Дуброва представил приближенный метод определения давления грунта на подпорные сооружения в зависимости от их деформаций, который позволяет учитывать установленные опытным путем закономерности распределения бокового давления грунта.

Исследования Г.Е. Лазебника в 1956-1961 гг., часть из которых выполнялись совместно с Е.И. Чернышевой в 1961-1964 гг. [123], посвященные анализу работы одноанкерных тонких подпорных стенок, проводились с целью выявления факторов, напрямую влияющих на распределение давления грунта и внутренних усилий в конструкциях, которые, как правило, не учитывались при расчете и проектировании подобных сооружений [61], [63], [62]. В лабораторных условиях был сооружен лоток с габаритными размерами плане $5 \times 2,5 \text{ м}$ и высотой $1,65 \text{ м}$. Максимальная высота моделей стенок составила $1,60 \text{ м}$, что соответствует натуральной 8-ми метровой шпунтовой стенки. Для опытов применялось пять различных по изгибной жесткости моделей шпунтовых стенок, выполненных из алюминиевого сплава, общей шириной фронта равной ширине лотка. В качестве грунта основания использовался речной песок средней крупности. В процессе испытаний имелась возможность изменять податливость анкерных опор. В свою очередь сами анкерные опоры устанавливались на 12 разных уровнях по высоте, что позволяло изменять относительную жесткость модели стенки:

Боковое давление грунта определялось как косвенным способом путем двойного дифференцирования эпюры изгибающих моментов, в свою очередь, полученную с помощью электротензометрии [61], [62], так и прямыми измерениями с использованием датчиков для измерения малых давлений (Рисунок 1.2.6) [61], [123]. Прогибы моделей и податливость анкерных устройств измерялись индикаторами деформаций.

В результате экспериментальных исследований показана зависимость величин изгибающих моментов в конструкции от гибкости стенки, соответствующая их уменьшению для

более гибких стенок. Отмечается также снижение усилия в анкере, что может служить косвенным доказательством уменьшения общего давления на подпорную стенку с увеличением гибкости стенки.

Одним из главных итогов экспериментальных работ Г.Е. Лазебника стало появление обобщающей результаты исследований таблицы, предназначенной для практического применения при расчетах гибких подпорных стенок, содержащей расчетные схемы, соответствующие разным условиям работы и гибкостям подпорных конструкций.

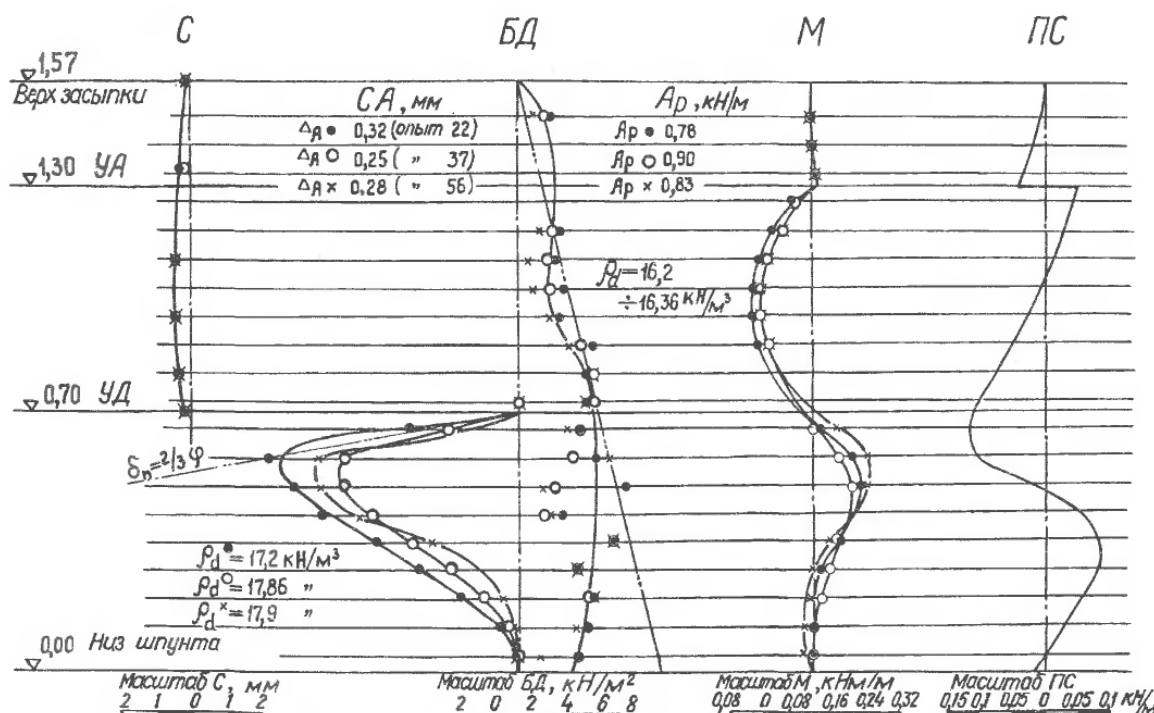


Рисунок 1.2.6 – Опытные значения усилий, давлений грунта и прогибов гибких стенок, полученные Г.Е. Лазебником: С – прогибы стенки; СА – смещение анкерной опоры; БД – боковое давление грунта; Ар – усилие в анкере; М – изгибающие моменты; PS – поперечные силы; УА – уровень анкера; УД – уровень дна

Серию опытов, направленных на исследование деформаций и их влияния на характер распределения активного давления грунта на шпунтовую металлическую стенку, провел в 1958 г. Ю.М. Гончаров [29]. Исследуемая стенка представляла собой трёхсекционную конструкцию из плоского шпунта ШП-1 длиной 6,5 м (Рисунок 1.2.7). Средняя секция предназначалась для установки струнных прогибомеров и электротензодатчиков, а наличие двух крайних секций обуславливалось созданием условий плоской задачи, обеспечивая минимизацию влияния грунта с боковых сторон котлована.

Шпунтовая стенка устанавливалась в заранее подготовленный котлован, затем с обеих сторон отсыпалась песчаная засыпка слоями 100-150 мм до высоты в 2,5 м, после чего поэтапная

засыпка осуществлялась только с одной стороны. Опыты проводились для двух различных схем: с заанкеренной и незаанкеренной подпорной стенкой. Кроме того, для заанкерной стенки проводились исследования с созданием дополнительной пригрузки величиной 10 кПа на поверхности засыпки. В процессе многоэтапных испытаний подвергались изменениям величины свободного пролета и глубины заделки стенки ниже дна экспериментального котлована. Отдельная серия опытов была направлена на исследование влияния податливости анкерного крепления на характер распределения активного давления грунта.

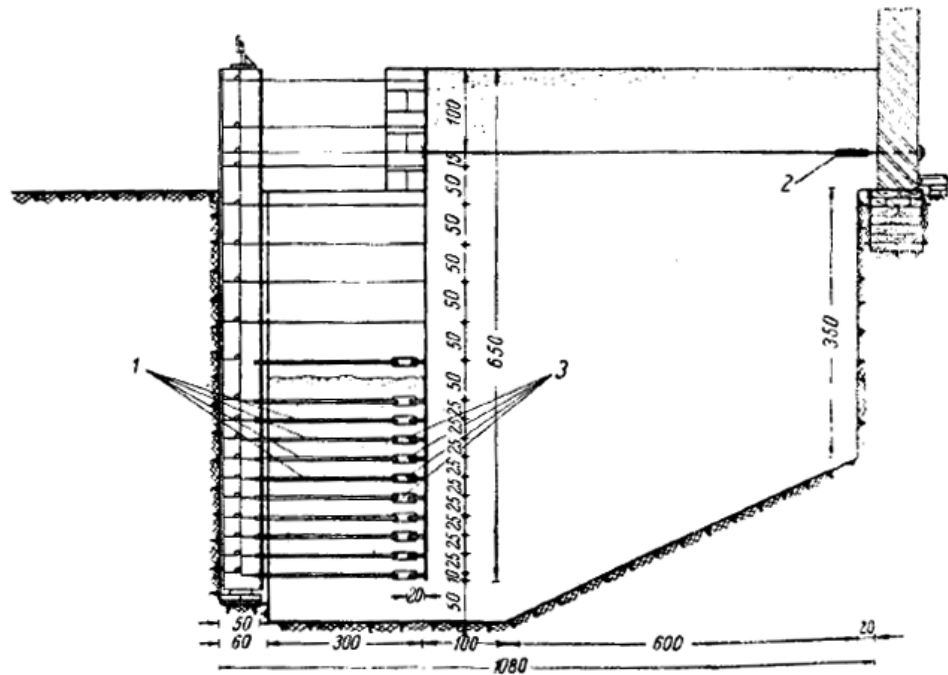


Рисунок 1.2.7 – Экспериментальная установка Ю.М. Гончарова [29]: 1 – трубы для струн прогибомеров; 2 – анкерный электротензодатчик; 3 – переходные муфты

В результате наблюдений Гончаровым были построены сопоставительные эпюры горизонтальных перемещений шпунтовой стенки и боковых давлений грунта, на основании которых автор делает важные выводы, среди которых отмечается, что экспериментальные эпюры активного давления грунта для стенок, работающих по заанкеренной схеме, не соответствуют треугольным эпюрам, определенным по схеме Кулона (Рисунок 1.2.8). Кроме того, отмечается, что полученное опытным путем интегральное давление на 10-15% меньше давления, вычисленного по классической теории, что свидетельствует не только о его перераспределении, но и об общем уменьшении. Автор также заключает, что в зоне установки анкера происходит концентрация давления, а в пролетной части его уменьшение на 30-45% по сравнению с кулоновским. Исследования показали зависимость снижения давления в пролете от гибкости подпорной конструкции, увеличение прогибов стенки соответствует уменьшению давления

грунта. В то же время, в следствии концентрации давления в приопорной зоне Гончаровым отмечается, что усилие, возникающее в анкерном креплении, на 20% выше расчётных значений.

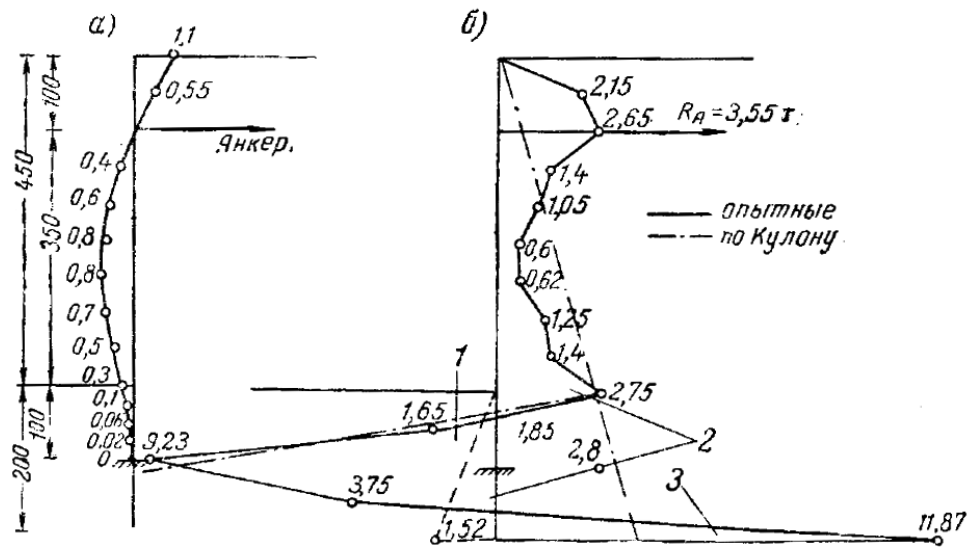


Рисунок 1.2.8 – Результаты исследований заанкеренной стенки Ю.М. Гончарова [29]: а – эпюра горизонтальных перемещений, см; б – эпюра давления, т/м²

Опыты, проведенные Гончаровым для незаанкеренной стенки, показывают деформирование конструкции аналогичное работе консольной балки, эпюры, построенные по результатам измерений, по характеру и величинам близки к кулоновским (Рисунок 1.2.9).

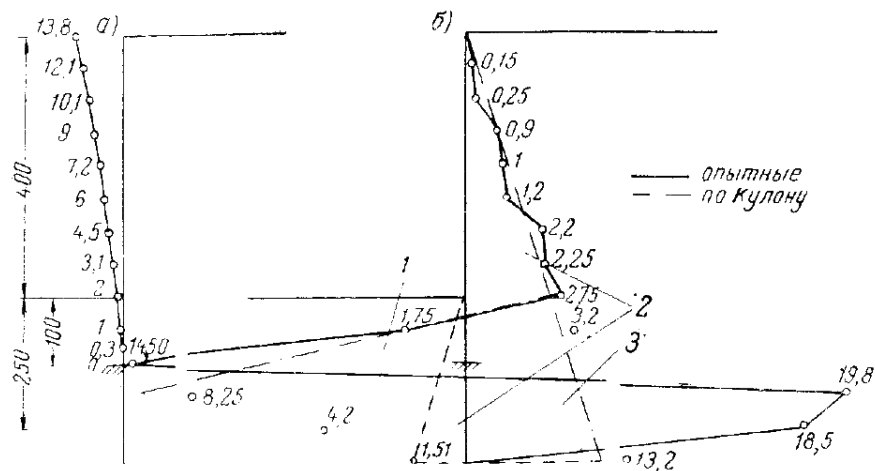


Рисунок 1.2.9 – Результаты исследований консольной стенки Ю.М. Гончарова [29]: а – эпюра горизонтальных перемещений, см; б – эпюра давления, т/м²

Несоответствие значений давления в верхней части эпюры кулоновскому давлению автор связывает с осадкой песчаной засыпки по мере отклонения верха стенки и, как следствие, уменьшением фактического давления.

В результате экспериментальных исследований Гончаров приходит к выводу о необходимости учета перераспределения активного давления грунта по высоте при проектировании гибких заанкеренных подпорных конструкций.

В 1975 г. опубликованы результаты лабораторных экспериментальных работ британских геотехников П. Брансби и Г. Миллигана по исследованию консольных гибких шпунтовых стенок рентгенографическим способом. В процессе испытаний определялись деформации стенки и грунта засыпки, а также наблюдались поверхности скольжения [150]. Опыты проводились в стеклянных лотках размерами 738х137,6 мм и 2400х1500 мм для различных по гибкости стенок. В грунт засыпки последовательно устанавливались свинцовые метки, образуя в совокупности маркерную сетку. На различных этапах испытаний производилось рентгеновское облучение, что позволило фиксировать положения маркеров и, таким образом, определять их смещения. Результатом испытаний стало установление закономерностей деформаций консольных гибких стенок в зависимости от различной плотности песчаных грунтов засыпки, трения по поверхности стенок и прочих факторов. Авторами даны методики, позволяющие прогнозировать величины и характер смещения грунта засыпки за стенкой в зависимости от её деформирования. Позднее в 1983 г. Г. Миллиган выполнил подобные испытания для заанкеренных гибких стенок [187].

Французские ученые Ф. Масрури и Р. Кастнер представили в 1992 г. результаты лотковых экспериментов заанкеренной гибкой подпорной стенки [183]. Модель стенки представляла собой дюралюминиевый лист толщиной 12 мм (Рисунок 1.2.10). В качестве засыпки использовался аналоговый грунт Тейлора-Шнебели в виде роликов из нержавеющей стали диаметрами 3-5 мм ($\varphi=21^\circ$, $c=0$).

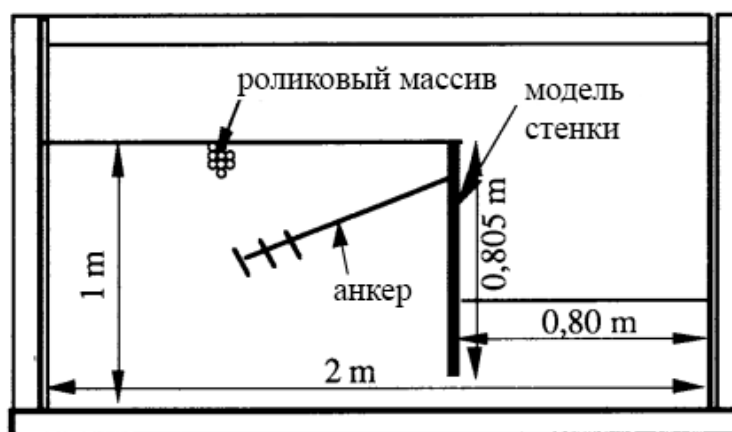


Рисунок 1.2.10 – Схема модели Ф. Масрури и Р. Кастнера

Горизонтальные перемещения стенки измерялись с помощью мессур. Для определения эпюр изгибающих моментов с последующим перерасчетом в эпюры боковых давлений применялась система тензометрических датчиков.

В результате испытаний, помимо изучения влияния характеристик грунтовых анкеров на поведение подпорной стенки, были получены экспериментальные эпюры бокового давления грунта (Рисунок 1.2.11). Характерно, что в уровне установки анкера наблюдается концентрация бокового давления, причем, как отмечают авторы, для случаев применения предварительного натяжения грунтовых анкеров эффект значительно заметнее, чем для конструкции без натяжения. Ф. Масрури и Р. Кастнера связывают увеличение давления для случая преднапряженного анкера с отпором грунта, вызванного его натяжением, а для ненапрягаемого анкера явление перераспределения давления обуславливается арочным эффектом в грунте засыпки.

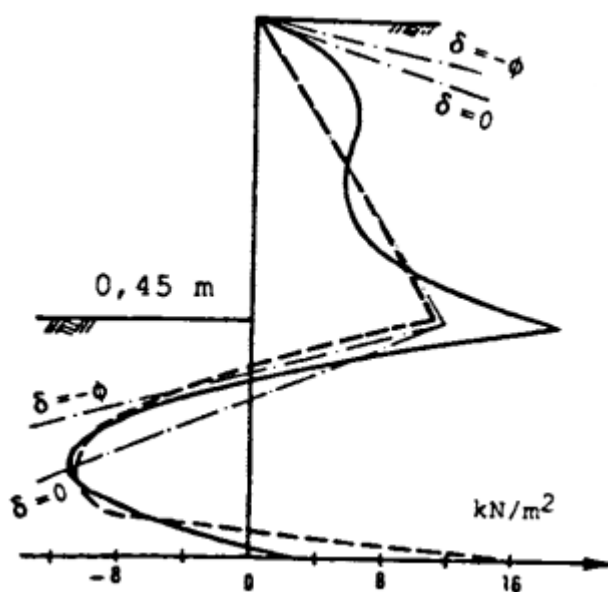


Рисунок 1.2.11– Эпюра бокового давления грунта

И.Т. Мирсаяпов и Д.Р. Сафин опубликовали в 2011 г. результаты лотковых экспериментов по исследованию взаимодействия консольной гибкой подпорной стенки с грунтовым массивом в процессе поэтапной экскавации котлована [72]. В качестве модели стенки использовался стальной лист толщиной 2 мм. Грунт засыпки – мелкий песок ($\phi=28^\circ$, $c=0,5$ кПа). Исследования проводились в лотке кубической формы со стороной 1000 мм (Рисунок 1.2.12). Для измерения деформаций стенки применялась система тезнзодачиков. Перемещения верха конструкции и осадка поверхности засыпки определялось с помощью мессур. Боковое давление грунта исследовалось посредством установленных в грунтовой массив датчиков давления.

По итогу испытаний авторами сделано несколько интересных выводов. Линии скольжения образуются под углами, которые соответствуют теоретическим решениям. Отклонения верха конструкции превышает расчетное до 2,2 раз. Авторы отмечают, что рассмотренная поэтапная экскавация котлована в значительной степени влияет на НДС массива грунта и величины деформаций стенки.

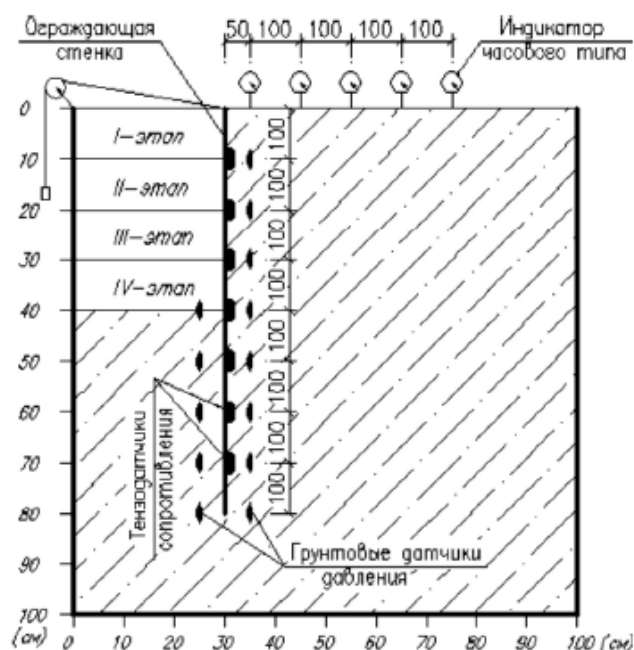


Рисунок 1.2.12 – Схема лотка, модели стенки и расположения измерительных приборов [72]

В настоящее время модельных и натурных исследований с гибкими подпорными конструкциями проводится относительно немного. Преимущественно исследуются подпорные конструкции в условиях воздействия динамических, температурных нагрузок, с учетом карстообразования и пр. Экспериментально изучается работа стенок во взаимодействии со дополнительными конструкциями – специальными распорными элементами с регулируемой длиной, новыми типами грунтовых анкеров и т.д., дополнительными удерживающими конструкциями, такими как армированный массив грунта, контрфорсы и пр. Широкий спектр научных задач по изучению работы подпорах стенок решается посредством применения программных комплексов, реализующих численное моделирование.

Натурные испытания гибких подпорных стенок представляют собой достаточно трудоёмкий процесс, требующий соблюдения и учета комплекса факторов, определяющих особенности работы конструкции и её взаимодействия с грунтом. К особенностям полномасштабных экспериментов можно отнести их значительную стоимость, высокие требования к измерительной аппаратуре и отсутствие повторяемости. В то же время натурные испытания позволяют подтвердить результаты лабораторных и расчетно-теоретических исследований, установить пределы применимости тех или иных методов расчета, и в целом способствуют получению наиболее полной качественной и количественной картины изучаемых явлений. Надёжность испытаний зависит от тщательного планирования экспериментальных работ, предварительной разработки методик проведения с их строгим соблюдением в процессе испытаний.

Данные одних из первых специально подготовленных и проведенных натурных испытаний заанкеренной шпунтовой стенки М. Дьюка в калифорнийской гавани Лонг-Бич в США были опубликованы в 1952 г. [162]. Целью исследований М. Дьюка являлось определение характера распределения и величин давления на подпорную конструкцию, а также его изменение во времени. Высота подпора составляла 8,1 м. Засыпка производилась из мелкозернистого песка и осуществлялась методом рефулирования. Стенка выполнялась из металлического шпунта Z-образного профиля. Анкерными тягами осуществлялось крепление стенки к анкерному бетонному ростверку, установленному на деревянные свайные опоры козлового типа (Рисунок 1.2.13).



Рисунок 1.2.13 – Схема натурных испытаний М. Дьюка

До намывных работ была отсыпана защитная каменная дамба по обе стороны шпунтовой стенки. Измерения бокового давления грунта проводились при помощи мессдоз, изгибающих моментов – при помощи тензометрических датчиков. В процессе проведения испытаний возникли трудности из-за постепенного выхода из строя измерительных приборов, вследствие чего страдала точность определения осредненных величин. В результате испытаний можно говорить о получении скорее качественной оценки. В процессе намыва засыпки в определенный момент М. Дьюком отмечается резкое понижение давления в пролетной части стенки и одновременное его возрастание в приопорной зоне. Указанное явление автором связывается с осадкой грунта засыпки, т.к. в момент перераспределения давления не наблюдались перемещения шпунта.

На основании проведенных натурных исследований М. Дьюк дает описание изменений в процессе намыва грунта засыпки величин коэффициентов бокового давления грунта,

перемещений шпунтовых стенок, усилий в анкерных тягах, а также выдвигает предложения для будущих полевых испытаний подобных конструкций.

Натурные исследования поведения сборной гибкой подпорной стенки проводились Н.Н. Усковым в Ставропольском порту г. Тольятти [114]. Испытуемая конструкция представляла собой железобетонную подпорную стенку уголкового типа, в которой вертикальная часть дополнительно удерживалась наклонными стальными анкерными тягами, заделанными в горизонтальную опорную плиту. Высота стенки составляла 9 м, засыпка устраивалась из песчаного грунта объемным весом $1,7 \text{ т/м}^3$ и углом внутреннего трения $26-30^\circ$.

В процессе испытаний при помощи тензодатчиков определялась эпюра изгибающих моментов в вертикальном элементе стенки с последующим перерасчётом путем двойного графического дифференцирования в эпюру давления грунта. Параллельно производились прямые измерения горизонтальных давлений грунта посредством регистрации показаний с предварительно установленных мессдоз. Н.Н. Усков отмечает хорошую сходимость эпюр давления, полученных путем дифференцирования и замеренных напрямую, подчеркивая их принципиальное отличие от прямолинейного распределения давления по Кулону. Автор наблюдает повышение давления в зоне установки анкерной тяги и его уменьшение ниже в пролетной части. Кроме того, геодезическими методами были получены данные о деформациях конструкции, с помощью тензометрических датчиков исследовались усилия в анкерной тяге.

Для сопоставления Н.Н. Усков провел лабораторные опыты на моделях стенки в масштабе 1:10 к натурным конструкциям. При этом создавались аналогичные полномасштабным модели уголкового стенок.

В 1964-1965 г. В.Н. Ренгачом были проведены комплексные экспериментальные исследования работы гибких подпорных стенок в натурных и лабораторных условиях [87], [88]. Работы в рамках натурных испытаний выполнялись на опытном глубоководном морском причале. Исследовались заанкеренные металлические и железобетонные шпунтовые стенки, общей протяженностью 1000 п.м. Средняя отметка дна водоема составляла 10 м. Грунтом засыпки служил песок с углом внутреннего трения $35-36^\circ$. В ходе испытаний с помощью уклономера определялась форма упругой линии стенки и усилия в стальных анкерных тягах посредством получения данных с предварительно установленных тензометрических датчиков. Замеры выполнялись как в процессе возведения конструкции, так и на этапе их эксплуатации, в т.ч. с созданием дополнительной поверхностной пригрузки на бровке.

Дополнительно исследовалось образование пластического шарнира в причальной стенке, выполненной из стального шпунта «Ларсен-V», путем сильной перегрузки конструкции. Отдельно изучалось поведение подпорной стенки при действии подвижной нагрузки на бровке.

В.Н. Ренгач, как и Н.Н. Усков, выполнил лотковые эксперименты, приближенных по условиям работы стенок к полевым исследованиям в масштабе 1/10 от натуры. Стенка выполнялась из стального листа. Измерения деформаций и напряжений выполнялись соответственно с помощью системы прогибомеров и тензодатчиков. По показаниям тензодатчиков производилось построение эпюр изгибающих моментов, а затем путем двукратного дифференцирования определялись эпюры бокового давления грунта на стенку.

Представляют интерес дополнительные изыскания, которые выражаются в исследованиях поведения грунта засыпки за стенкой. Для определения траекторий перемещения засыпки в грунтовый массив были установлены реостатные датчики плоской деформации ДПД-1, а для определения и фиксации границ сдвигов в грунт вертикально помещались алюминиевые ленты.

По итогам экспериментальных исследований В.Н. Ренгачом отмечается несоответствие опытных эпюр давления с получаемыми теоретически по теории Кулона. Для заанкеренных гибких стенок наблюдается перераспределение давления грунта по высоте, связанное с увеличением его в зоне установки анкера и, соответственно, со снижением на пролетном участке. Полученные экспериментальные эпюры изгибающих моментов в стенке, показывают, что фактические усилия в ней меньше рассчитанных по классическим теориям на 25-30%, а возникающие усилия в анкерных конструкциях выше, рассчитанных по Блему-Ломейеру, в среднем на 30-35%. Наблюдения за поведением грунтового массива, примыкающего к стенке, позволили автору сделать вывод об одновременном возникновении областей предельного и допредельного состояний в засыпке.

Следует упомянуть натурные исследования заанкеренных ж/б шпунтовых стенок в Усть-Донецком порту [35], [64] и угловой стенки на пристани Оса Воткинского водохранилища [86], проведенные в рамках работ Гипроречтранса. Определение давления грунта выполнялось с помощью струнных датчиков мембранного типа, напряжения в конструкциях определялись тензометрическими методами. Упругие линии стенок строились на основании измерений посредством клинометров. Общим для всех исследований Гипроречтранса стало получение эпюр давления грунта на стенки седлообразного вида, т.е. опытным путем подтверждалось распределение бокового давления по высоте для гибких заанкеренных конструкций отличное от классических треугольных эпюр активного давления, рассчитанных в соответствии с теорией Кулона.

В настоящее время натурные исследования подпорных стенок чаще всего проводятся в рамках мониторинга при строительстве объектов с глубокой подземной частью. Как правило, в ходе таких наблюдений измеряются деформации ограждающих конструкций котлованов, реже величины изгибающих моментов. Для сложных геотехнических объектов в отдельных случаях производится прямое измерение бокового давления на подпорные конструкции.

Результаты наблюдений за поведением грунтового массива и ограждающей конструкции глубокого котлована под опору моста Рунян через реку Янцзы в Китае опубликованы в 2012 г. Ш. Пенгом с соавторами [201]. Котлован глубиной около 50 м имел габаритные размеры в плане 69х50 м. Подпорная стена толщиной 1200 мм раскреплялась в 12 уровнях железобетонными плоскими рамами. Геологические условия площадки характеризовались наличием в верхней

части разреза супесчаными и песчаными грунтами, ниже залегали самые значительные по мощности отложения – пески мелкие ($\gamma=20 \text{ кН/м}^3$, $\varphi = 32^\circ$, $c=0$).

Система мониторинга в процессе экскавации котлована представляла собой несколько групп точек наблюдения в плане. Часть точек наблюдения устанавливалась непосредственно на ограждение (4 точки в плане по одной на каждую сторону котлована), а часть – располагалась в 5 метрах от стены. По высоте стены точки измерения давления грунта устанавливались с шагом 2 метра. Для оценки деформации ограждения котлована применялись инклинометрические измерения. Точки контроля деформаций соответствовали точками измерения давления.

Авторы публикации не останавливаются на подробностях принятых методик измерений и выбора конкретных приборов и аппаратуры, применяемых в ходе мониторинга, а концентрируется исключительно на анализе полученных данных. Одним из основных выводов стало заключение о перераспределении бокового давления грунта в ходе разработки котлована в зависимости от получаемых ограждающей стенкой величин деформаций. Отмечается увеличение давления в верхней части стены и его уменьшение в нижней части относительно некоторой точки выше дна котлована, что противоречит классическим теориям, которые не учитывают изменение давления в зависимости от деформаций подпорной конструкции после реализации, например, активного состояния.

Комплексные натурные исследования в рамках мониторинга строительства станции метрополитена в Париже представлены Х. Неджар и коллективом соавторов в 2021 г. [195]. Во время экскавации котлована глубиной 32 метра контролировался целый набор параметров: деформации и изгибающие моменты, возникающие в ограждении котлована, усилия в распорных элементах (в т.ч. с учетом температурного расширения), боковое давление грунта и осадки поверхности.

Котлован имел форму близкую к прямоугольной – 110x22 м. Экскавация велась под защитой «стены в грунте» толщиной 1200 мм и общей глубиной 40 м. Центральная зона котлована строилась методом «сверху-вниз» с устройством трех подземных перекрытий, одного яруса распорной системы из стальных элементов и фундаментного ростверка. Крайние зоны котлована (восточная и западная) разрабатывались под защитой четырёхъярусной распорной системы (Рисунок 1.2.15).

В верхней части геологического разреза распространены техногенные песчаные грунты мощность, которых составляет около 11-15 метров. Ниже залегают слой известняков мощностью 7-10 м, пластичные глины мощностью около 8 метров, мергели и меловые отложения. Уровень грунтовых вод располагался во время строительства на глубине 16 м в известняке, водоупором являлись нижележащие глины, таким образом, мощность водоносного горизонта составляла около 5 метров.

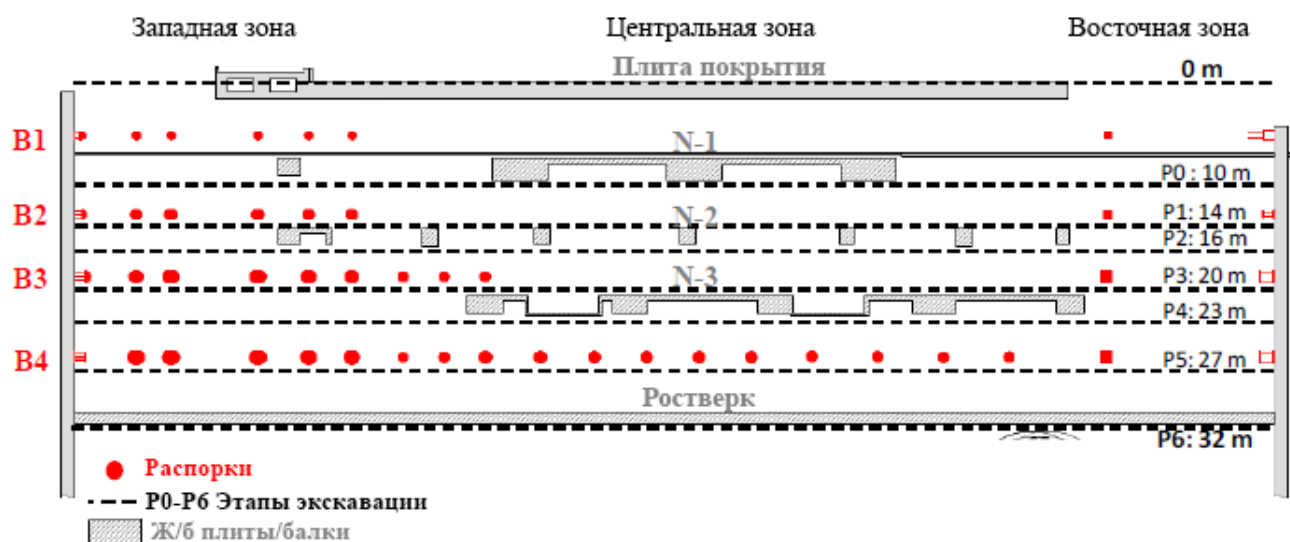


Рисунок 1.2.15 – Поперечный разрез по котловану [195]

Деформации «стены в грунте» определялись с помощью инклинометрических наблюдений. Максимальные горизонтальные смещения составили порядка 15 мм на глубинах 21-29 м и соответствовали полной экскавации котлована. Для оценки величин изгибающих моментов в ограждении котлована применялась система волоконно-оптического мониторинга. Рядом с инклинометрическими трубками размещались оптоволоконные кабели, обеспечивая регистрацию деформаций волокон на обеих гранях «стены в грунте», что в свою очередь позволяло путем перерасчёта перейти к значениям величин изгибающих моментов вдоль всей высоты ограждения. Усилия в распорной системе контролировались с помощью тензометрии, при этом проводилось измерения температуры для оценки дополнительно возникающих напряжений от температурного воздействия.

Боковое давления грунта на объекте измерялось посредством 4 пар датчиков, каждая из которых состояла отдельно из датчика общего давления и датчика давления поровой воды. Датчики крепились в арматурном каркасе «стены в грунте» на нужной высоте. Со стороны ненарушенного грунта было установлено 3 пары датчиков на глубине 14, 19 и 26 метров. Одна пара датчиков ставилась в зоне пассивного давления со стороны котлована на глубине 34,5 м.

Величины бокового давления грунта измерялись для каждого этапа экскавации. На этапе, соответствующем разработке котлована до проектных отметок, фиксировалось увеличение бокового давления в двух верхних точках (14 и 19 метров) до значений, превышающих расчётное давление покоя. В соответствии с датчиками, расположенными на глубине 26 метров, наоборот, происходило снижение величин давления. Авторы исследований связывают вышеописанное перераспределение бокового давления грунта с арочным эффектом, возникающим в грунтовом массиве за стенкой. Следует отметить, что глубина установки датчиков, зафиксировавших

снижение давления, примерно соответствует уровню максимальных горизонтальных смещений ограждения котлована (Рисунок 1.2.16).

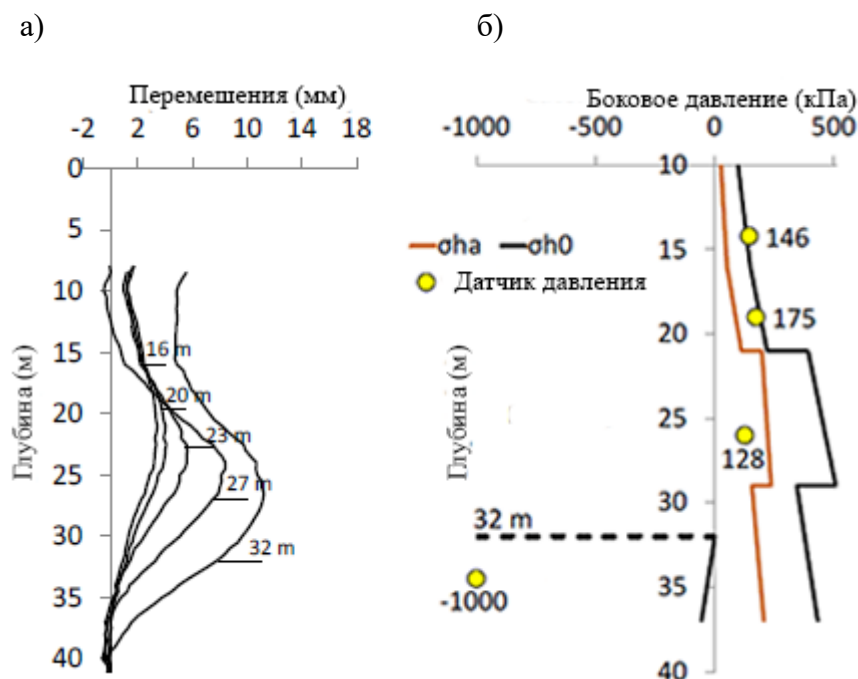


Рисунок 1.2.16 – Результаты испытаний ограждения котлована при строительстве парижского метрополитена [195]: а – эпюры горизонтальных перемещений, соответствующие различным этапам экскавации котлована; б – величины бокового давления грунта, зафиксированные на этапе полной экскавации котлована в сравнении с эпюрами давления покоя (σ_{h0}) и активного давления (σ_{ha})

В заключении раздела, посвященного экспериментальным исследованиям гибких подпорных конструкций и определению величин бокового давления грунта, можно предложить для них следующую классификацию:

- По условиям и месту проведения опытных работ – натурные, лабораторные;
- По виду воздействия – статические, динамические;
- По масштабу – крупномасштабные, мелкомасштабные;
- По способу проведения измерений – контактные методы (тензометрия, инклинометрия, мессуры, мессдозы, датчики давлений), бесконтактные (рентгенография, фотометрия, фотограмметрия, геодезические, PIV-метод);
- По виду измерений – прямые, косвенные;
- По величине силы тяжести – 1g моделирование, опыты в центрифуге с созданием дополнительной искусственной силы тяжести.

Определение опытным путем бокового давления грунта на жесткие подпорные конструкции в основном подтверждают теоретические закономерности решений Кулона,

Соколовского, соответствующие линейному распределению активного давления, растущего по величине с глубиной, приводящего к эпюре в виде треугольника или трапеции.

В конструкциях гибких ограждающих стенок в подавляющем большинстве случаев наблюдается эффект перераспределения бокового давления грунта по высоте конструкций в зависимости от величин и характера их деформаций. С учетом широкого распространения гибких подпорных конструкций, задача получения реальной картины распределения бокового давления грунта на них является востребованной.

Выводы по главе 1

1. Проведенный анализ существующих методов определения бокового давления грунта на подпорные конструкции показал, что в нормативно-технической литературе регламентируется определение активного давления на подпорные конструкции в т.ч. и гибкие стенки, как правило, по методике Ш. Кулона, в основе которой лежит допущение о замене криволинейных линий скольжения прямыми и рассмотрение сползающей призмы грунтового массива, что для многих расчётных схем недостаточно полно отражает реальную картину распределения давления грунта.

2. Многочисленные результаты лабораторных экспериментов и натурных измерений свидетельствуют о том, что фактические эпюры давления грунта на гибкие подпорные стены отличны от прямолинейной формы и зависят от деформаций конструкции. Опытные данные свидетельствуют, что для гибких заанкеренных стенок наблюдается концентрация бокового давления грунта в зоне установки анкера и одновременное его снижение на пролетном участке ограждения. Для консольных стенок экспериментально полученное распределение бокового давления, в общем, соответствует активному давлению грунта, рассчитанному по классическим теориям.

3. Существенное отличие измеренных в рамках испытаний величин бокового давления грунта от определенных теоретически по классическим теориями указывает на то, что в прилегающем грунтовом массиве за счёт арочного эффекта образуются области с допредельным состоянием. Наличие и размеры таких областей зависят от характера и величин деформаций подпорной конструкции.

4. Анализ большого количества методов и теорий определения бокового давления грунта на гибкие подпорные конструкции показывает, что задача по учету распределения бокового давления по высоте стенки в зависимости от величин и характера её деформаций должным образом в универсальном виде ещё окончательно не решена.

5. Наиболее распространённые методы расчета бокового давления грунта, основанные на теории предельного равновесия, не отражают кинематическую сторону вопроса, исключая из рассмотрения деформации и перемещения, на которые в свою очередь ориентируются только в качестве критерия степени мобилизации активного или пассивного давления грунта. Как показывает практика, предельное напряжённое состояние далеко не всегда реализуется по всей области грунтового массива, и наряду с ним, возникают области упругого равновесия, что требует решения смешанной задачи. Нелинейное поведение грунтов основания накладывает значительные ограничения на применение методов теории упругости для решения задач об определении бокового давления на подпорные стенки, а при приближении грунтовой

среды к предельному состоянию практически исключает их применение. В большинстве случаев можно отметить трудоемкость упругих решений, что для реализации расчётов требует введения не всегда обоснованных предпосылок или значительных упрощений. Анализ решений упругопластических задач с учетом кинематических условий работы подпорных стенок, рассмотренных в рамках настоящей главы, позволяет сделать вывод, что большинство из них строятся на существенно упрощающих предпосылках, требуют достаточно трудоемких вычислений, не обладают универсальностью. Значительную ограниченность практической применимости имеют эмпирические способы расчета. Помимо своей не универсальности, многие из рассмотренных методик не учитывают должным образом ряд важных характеристик конструкций и грунтов основания. Одним их главных недостатков эмпирических методов расчёта можно назвать невысокую точность получаемых результатов. Трапециевидные эпюры давления грунта, предлагаемые для многоярусно раскрепленных ограждений, представляют собой, по сути, огибающие эпюры для соответствующих этапов разработки выемок, что может дать завышенные значения усилий в распорных элементах.

6. Использование современных численных методов математического моделирования позволяет создавать наиболее точные модели основания, учитывать упругопластическую работу грунта и прочие многочисленные факторы, влияющие на величины и характер распределения бокового давления грунта на подпорные конструкции. Современные геотехнические программы являются мощным инструментом в руках инженера и ученого для проектирования и исследования подземных конструкций и их взаимодействия с грунтовым основанием. В то же время, следует отметить, что работа в современных геотехнических программных продуктах, исходя из многообразия и сложностей современных моделей грунта, связана с тщательным изучением и пониманием факторов работы конструкций и основания. Специфический характер учета гидравлических, фильтрационных, граничных, начальных и прочих, как правило, отличающихся друг от друга условий взаимодействия конструкции с грунтовым основанием, требует структурированного подхода для решения задач посредством применения передовых геотехнических программ. Отдельного внимания заслуживают такие особенности современного процесса моделирования как задание и контроль итерационных процессов, генерация конечно-элементной сетки, параметров пошагового нагружения и пр. Такое положение вещей требует от исследователя высокой квалификации, глубокого понимания внутрипрограммных алгоритмов, научного подхода, и способности оценивать адекватность полученных результатов численных решений с их обязательной верификацией в процессе изучения объекта исследования.

7. Сегодня наряду с применением современных методов численного моделирования имеется необходимость разработки сравнительно простых и удобных для практического применения инженерных методов расчёта, в основе, которых лежат аналитические решения без

чрезмерных упрощений. Такие модели должны строиться на основе обоснованных предпосылок, отражающих реальную работу основания и хорошо согласующихся с опытными данными, включающими результаты экспериментальных исследований, проводимых путем физического моделирования.

8. Таким образом, целью работы является разработка метода расчёта бокового давления несвязного грунта в активной зоне на гибкие подпорные конструкции с учётом характера и величины их деформаций и упругопластической работы грунтового массива. Для реализации поставленной цели в рамках работы сформулированы следующие основные задачи:

- Организация и проведение экспериментальных исследований модели гибкой подпорной стенки в лабораторных условиях с учетом её работы по различным кинематическим схемам.
- Выполнение теоретических и расчетных исследований работы гибкой подпорной стенки и влияния изменения НДС грунтового массива в пределах призмы обрушения на распределение бокового давления грунта в активной зоне.
- Разработка численно-аналитического метода определения бокового давления несвязного грунта.
- Верификация метода посредством сравнительного анализа расчётных и экспериментальных данных.

ГЛАВА 2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ МОДЕЛИ ГИБКОЙ ПОДПОРНОЙ СТЕНКИ В ЛАБОРАТОРНЫХ УСЛОВИЯХ

2.1 Задачи и постановка эксперимента

Выполнение экспериментальных работ направлено на исследование распределения бокового давления несвязного грунта на гибкую подпорную стенку с целью получения опытных данных для разработки и последующей верификации метода расчета бокового давления грунта на подпорные конструкции в зависимости от их деформаций.

В рамках экспериментальной части работ по исследованию распределения бокового давления грунта на гибкие подпорные стенки ставились следующие задачи:

- исследовать механизм деформации грунта в пределах призмы обрушения для различных кинематических условий подпорной стенки;
- качественно определить закономерность распределения бокового давления несвязного грунта в активной зоне по высоте стенки в зависимости от величин и характера её деформаций;
- сопоставить, полученные в лабораторных условиях величины горизонтальных перемещений гибкой подпорной конструкции с данными численных расчетов.

Экспериментальные исследования для модели гибкой подпорной стенки выполнялись методом физического моделирования с использованием специального лабораторного испытательного стенда производства НПП «Геотек» (г. Пенза), позволяющего проводить испытания в условиях плоского напряженно-деформированного состояния грунтового массива.

Конструктивно лабораторный стенд выполнен в виде лотка с внутренними размерами: длина – 722 мм; ширина – 156 мм; высота – 536 мм, снабжённого прозрачными передними и задними стенками, что дает возможность выполнять фотофиксацию поведения модели на любом этапе испытаний и выполнять интерпретацию опытных результатов как методами цифровой обработки образов, так и на основе принципов фотограмметрии. Стенки выполнены из двойного стекла толщиной 12 мм (Рисунок 2.1.1). Для исключения прогибов стеклянных стенок применяются рамки жесткости в виде стальных решёток, в узлах которых расположены опорные шайбы. При помощи пневматического нагружателя имеется возможность приложения внешней нагрузки.

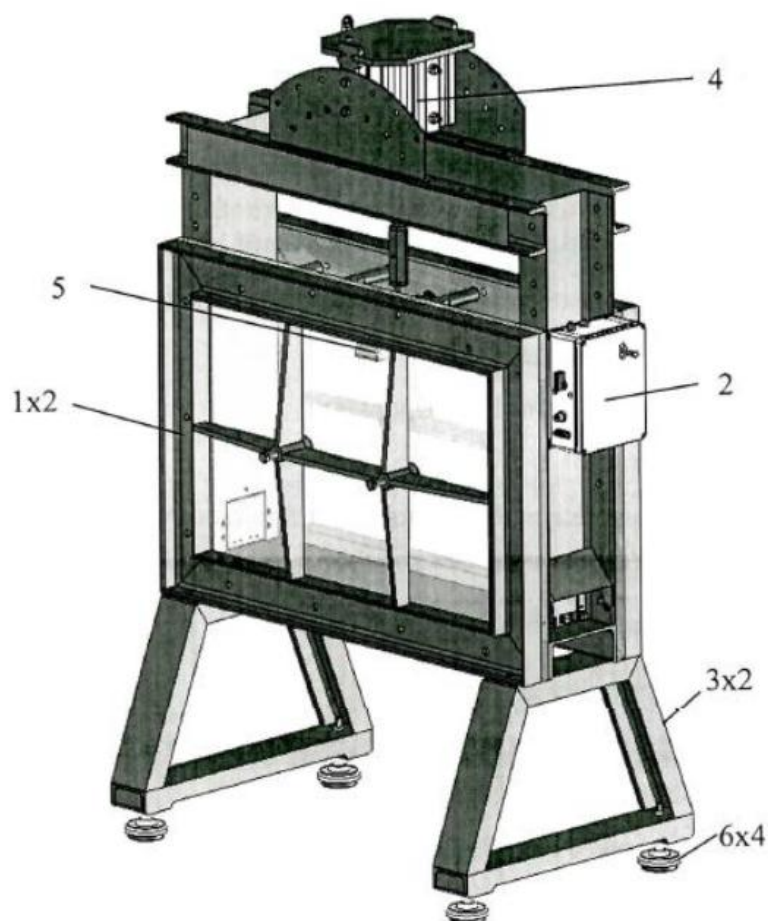


Рисунок 2.1.1 – Схема лабораторного станда (лотковой установки): 1 – рама; 2 – блок пневматический; 3 – подставка; 4 – пневмоцилиндр; 5 – штамп; 6 – виброизолирующая опора

В качестве модели гибкой подпорной стенки применялся лист оцинкованной стали толщиной 0,35 мм, шириной 155 мм, длиной 350 мм. Для того, чтобы исключить трение модельной стенки о внутренние стенки лотка, её ширина принималась меньше расстояния между внутренними стенками лотками. Для исключения просыпания грунта в образовавшиеся при этом зазоры, с обеих сторон стенки наклеивались буферные ленты (шлегеры) (Рисунок 2.1.2). Распорная система моделировалась брусками из фанеры сечением 10x10 мм, длиной 310 мм.



Рисунок 2.1.2 – Буферная лента, наклеенная на край модельной стенки

В качестве модельного грунта засыпки применялся песок средней крупности в соответствии с ГОСТ 215100-2020 [31]. В лабораторных условиях в соответствии с ГОСТ 12536-2014 [30] определялся гранулометрический состав песчаного грунта, применяемого в опытах и исследовались физические характеристики грунта засыпки в соответствии с ГОСТ 5180-2015[32] (Таблица 2.1.1). Угол внутреннего трения песчаного грунта определялся путем прямого замера предельного угла заложения откоса для применяемых в опытах грунтов засыпки. Для указанных песков угол внутреннего трения составляет 30° . Песок достаточно однородный, не включающий в себя пылеватых частиц. Грунт сухой, влажность минимальна, что практически исключает влияние сцепления.

Экспериментальное исследование работы гибкой подпорной стенки в песчаном грунте выполнялось на физической модели с соблюдением необходимых и достаточных критериев подобия для качественного анализа. Основное условие физического подобия – равенство углов внутреннего трения грунта в модели и натурном прототипе – обеспечивалось применением песка с характеристиками, соответствующими природному аналогу. Согласно теории подобия для песчаных грунтов ($c = 0$), данного условия достаточно для достоверного воспроизведения качественной картины взаимодействия стенки и окружающего её песчаного грунта. Значение угла внутреннего трения близкое к 30° было выбрано как характерное для наиболее распространенных в строительстве песчаных грунтов. Прямое количественное сопоставление

параметров модели и натурного прототипа не выполнялось, поскольку целью исследования являлась оценка характера деформаций грунта в пределах призмы обрушения и особенностей распределения давлений, а не получение абсолютных значений усилий и деформаций.

Таблица 2.1.1. Результаты лабораторных исследований физических свойств грунтов

№ п.п.	Гранулометрический состав, %								Природ. влажность	Плот-сть влажного грунта	Плот-сть сухого грунта	Плот-сть частиц грунта	Наименование грунта по ГОСТ 25100-2020 Грунты. Классификация)
	Размер частиц, мм												
	>10	10-5	5-2	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	< 0,1	W,	P,	P _d ,	P _s ,	
									д.е.	г/см ³	г/см ³	г/см ³	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	-	-	-	0,1	1,1	49,1	49	0,7	0,001	1,54	1,54	2,66	Песок средней крупности, рыхлый,малой степени водонасыщения

Помимо автоматизированного испытательного комплекса для работ использовалось осветительное оборудование и цифровой фотоаппарат на штативе. Общий вид лабораторного стенда в процессе проведения экспериментальных опытов представлен ниже (Рисунок 2.1.3).



Рисунок 2.1.3 – Общий вид лабораторного стенда и оборудования

Опытные работы проводились в соответствии с принятым общим порядком лабораторных испытаний, предполагающим проведение не менее 3-х опытов для 3 различных моделей:

- для подпорной стенки, работающей по консольной схеме (Рисунок 2.1.4);
- для подпорной стенки, закрепленной в верхней части распоркой (Рисунок 2.1.5);
- для подпорной стенки, закрепленной в верхней и нижней частях распорками (Рисунок 2.1.6);

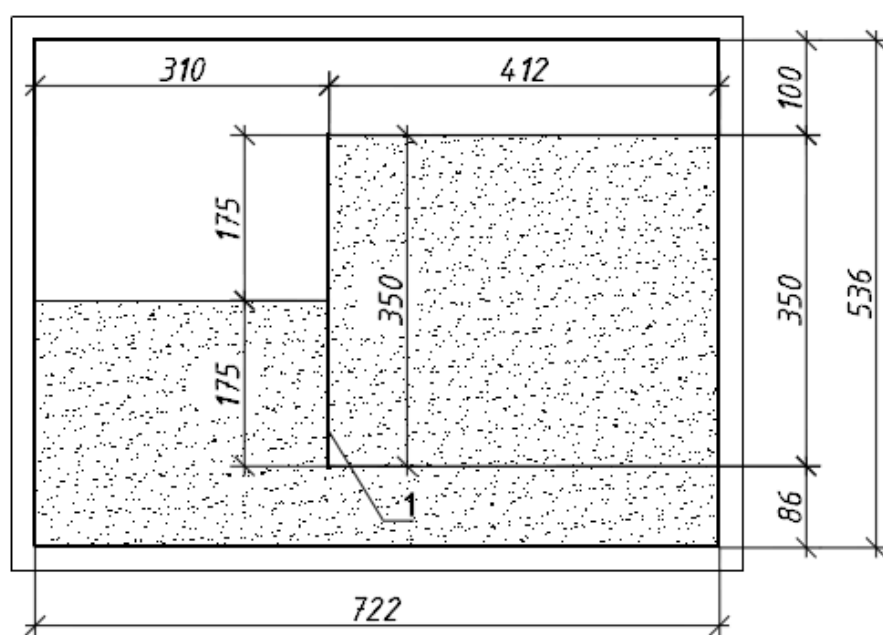


Рисунок 2.1.4 – Схема физической модели для опытов №№ 1 и 2: 1 – гибкая подпорная стенка

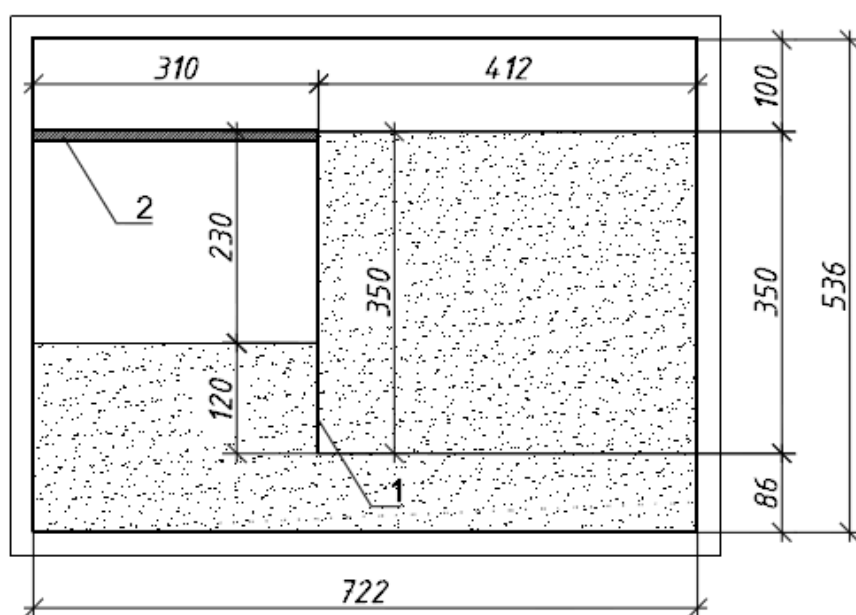


Рисунок 2.1.5 – Схема физической модели для опытов №№ 3 и 4: 1 – гибкая подпорная стенка; 2 – элемент распорной системы

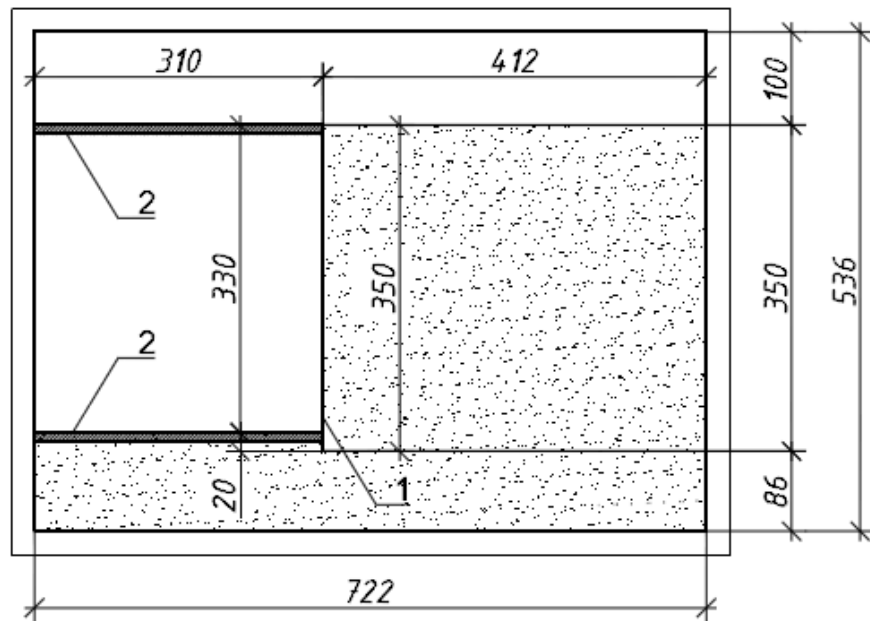


Рисунок 2.1.6 – Схема физической модели для опытов №№ 5 и 6: 1 – гибкая подпорная стенка; 2 – элемент распорной системы

Выбор принципиальных схем физических моделей, принятых для экспериментальных исследований, обусловлен их соответствием характерным случаям деформирования гибких подпорных конструкций. На основании результатов испытаний по принятым характерным схемам и опытным данным прошлых лет предполагается разработка нового метода расчета бокового давления грунта в активной зоне, позволяющей вести расчет ограждений при любых схемах раскрепления подпорных стенок с учетом факторов, описанных в настоящей работе. Схема, с закреплением распорками в верхней и нижней частях подпорной стенки, обеспечивает максимальную величину свободного пролета гибкой стенки в пределах лабораторного стенда и соответственно является экстремальной и необходимой для теоретических исследований и последующей разработки метода расчета подпорных конструкций в рамках настоящей работы.

Первая серия опытов №№1-6 проводилась для вышеописанных кинематических схем работы подпорной стенки с целью измерения горизонтальных перемещений конструкции с последующим перерасчетом в эпюры боковых давлений.

Вторая серия опытов №№7-9 включала специальные испытания, направленные на определение характера деформаций грунта в пределах призмы обрушения для различных кинематических схем, соответствующих моделям первой серии. Данная серия исследований предполагает предварительное нанесение в моделируемом массиве грунта разметочных линий, отсыпаемых из окрашенного песка.

Лабораторные исследования проводились в закрытом помещении с нормальным температурно-влажностным режимом в соответствии с принятыми экспериментальными схемами исследований.

Для проведения испытаний в лабораторный стенд засыпался песчаный грунт. По мере отсыпки песка в соответствии с экспериментальной схемой устанавливались специально изготовленные элементы физической модели. На боковую поверхность подпорной стенки предварительно равномерно наносились 9 маркеров через каждые 35 мм по высоте. Непосредственно перед проведением опыта производилась установка, настройка и калибровка фотоаппаратуры с осветительными приборами, используемых для организации бесконтактной системы измерений перемещений подпорной конструкции. До начала процесса фотографической съёмки под стеклом внутри лотка размещались масштабные линейки для последующего определения масштаба (Рисунок 2.1.7).

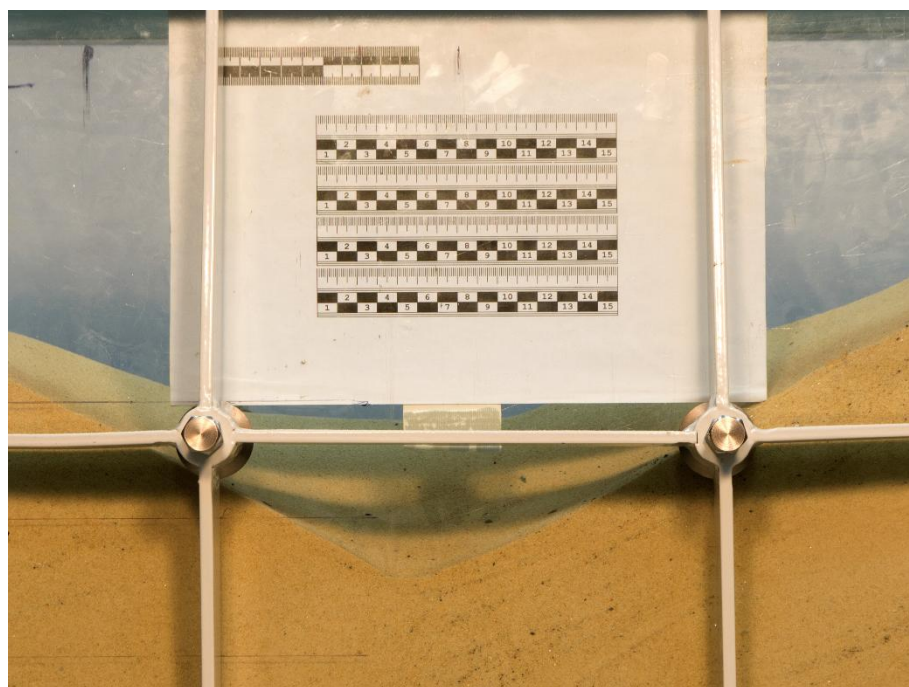
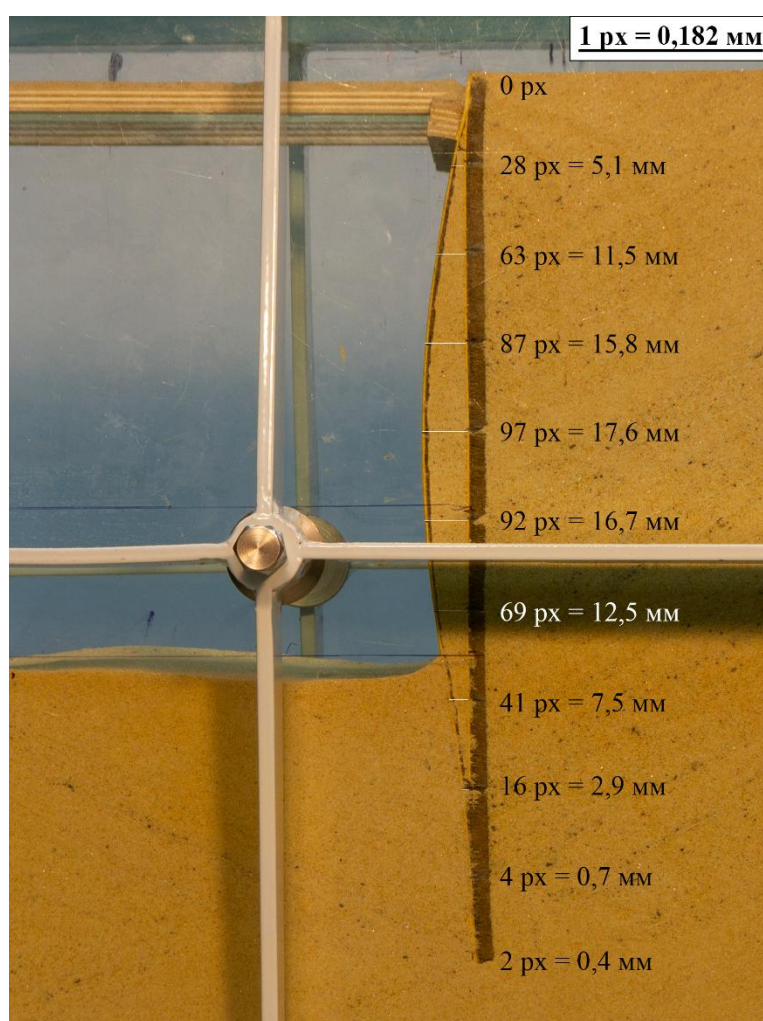


Рисунок 2.1.7 – Размещение масштабной линейки

Необходимым условием проведения опытных работ является обеспечение неизменного статического положения фотокамеры, закрепленной на устойчивом штативе, и одинаковое фокусное расстояние для всех снимков в пределах одного эксперимента. Для этого фокусировка объектива проводилась в ручном режиме. Для исключения микросдвигов в получаемом изображении отключался стабилизатор объектива камеры, а спуск затвора производился бесконтактно при помощи инфракрасного пульта управления, что позволило исключить физическое воздействие на фотокамеру в процессе фотосъёмки. Выполнение этих условий при

подготовке опыта обеспечивало получение высококачественных фотоизображений, позволяющих производить последующий анализ и измерения деформаций модельной стенки.

После подготовки физической модели и бесконтактной системы измерения перемещений осуществлялся переход к непосредственному проведению опыта, в процессе которого при помощи строительного пылесоса производилась разработка грунта в соответствии с выбранной экспериментальной схемой. Перед началом и после полной разработки грунта выполнялась фотофиксация исходного положения модельной стенки и её упругой линии после деформирования. Наличие двух указанных фотоснимков позволяет произвести их совмещение для дальнейшей обработки и непосредственного измерения горизонтальных перемещений подпорной конструкции при помощи графического программного обеспечения (Рисунок 2.1.8).



px – пиксель

Рисунок 2.1.8 – Пример совмещения фотоснимков «до» и «после» экскавации.

Измерение горизонтальных перемещений (на примере опыта №4)

После получения всех необходимых фотоснимков для каждой опытной схемы, производилась последующая обработка, которая заключается в следующем наборе операций.

Производятся отбор и сортировка полученных фотоизображений. Корректируется дисторсия и прочие искажения (виньетирование, хроматические аберрации) объектива путем применения встроенных профилей Adobe, которые основываются на метаданных EXIF для конкретной модели фотокамеры и объектива. Далее при помощи графического программного обеспечения Adobe выполняется ручное совмещение подготовленных фотоснимков, содержащих характерные этапы эксперимента и масштабные линейки, с последующим прямым измерением горизонтальных перемещений модели попиксельно.

Точность измерений горизонтальных перемещений модельной стенки зависит от применяемой масштабной линейки, фокусного расстояния объектива и разрешающей способности матрицы фотокамеры. В рамках экспериментальных работ точность измерения для различных опытов с учетом различных фокусных расстояний для каждого из них составила 0,177 – 0,194 мм.

2.2 Результаты экспериментальных исследований

В процессе проведения испытания, фотофиксации положения гибкой подпорной стенки и последующей обработки были зафиксированы значения горизонтальных перемещений подпорной конструкции и построены эпюры прогибов стенки. На рисунках 2.2.1–2.2.11 представлены, полученные в ходе испытаний, деформированные схемы для опытов №№1-6 и соответствующие им эпюры горизонтальных перемещений стенок.

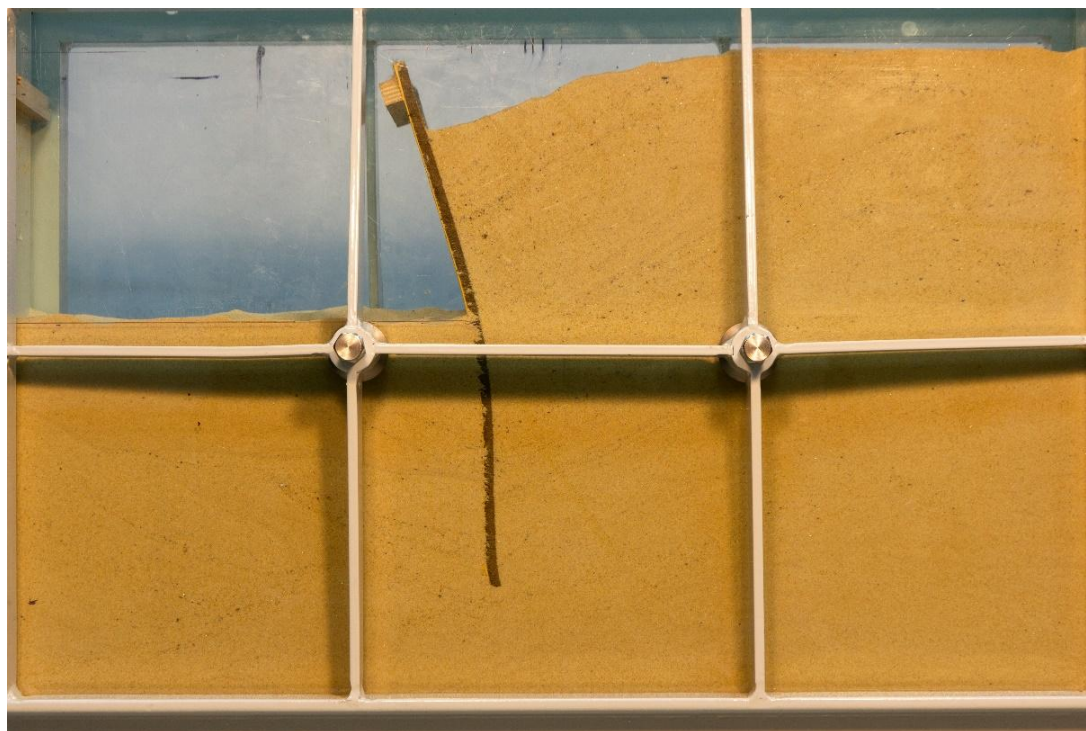


Рисунок 2.2.1 – Лотковый эксперимент. Опыт №1. Деформированная схема

Испытание №000-01-01

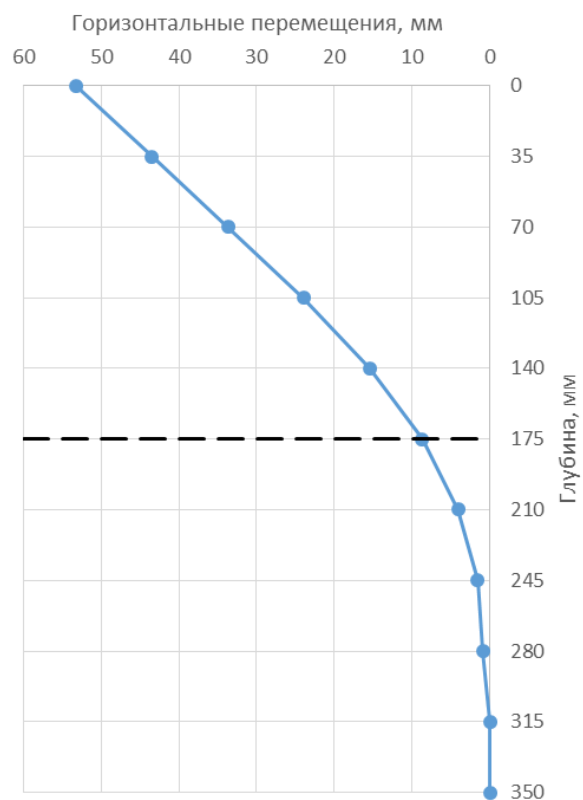


Таблица 2.2.1

Опыт № 1. Результаты испытаний	
Глубина, мм	Горизонтальные перемещения, мм
0	53,6
35	43,8
70	34
105	24,1
140	15,6
175	8,8
210	4,1
245	1,6
280	0,9
315	0
350	0

Рисунок 2.2.2 – Опыт №1. Эпюра горизонтальных перемещений подпорной стенки

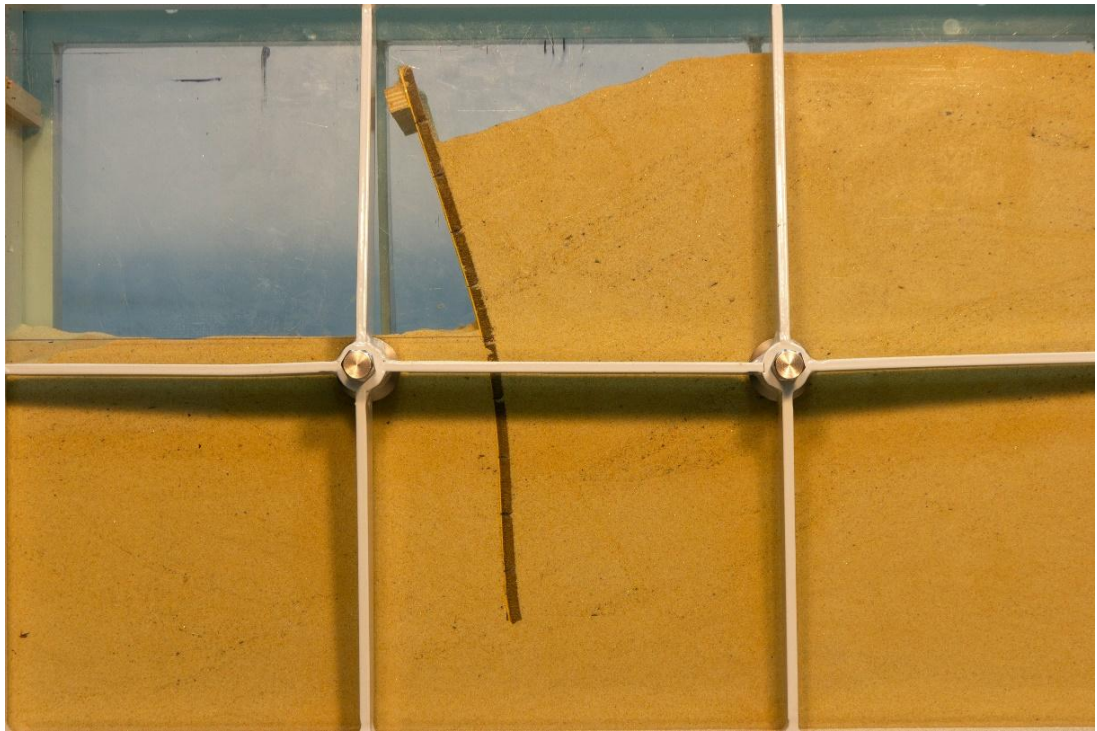


Рисунок 2.2.3 – Лотковый эксперимент. Опыт №2. Деформированная схема

Испытание №000-01-02

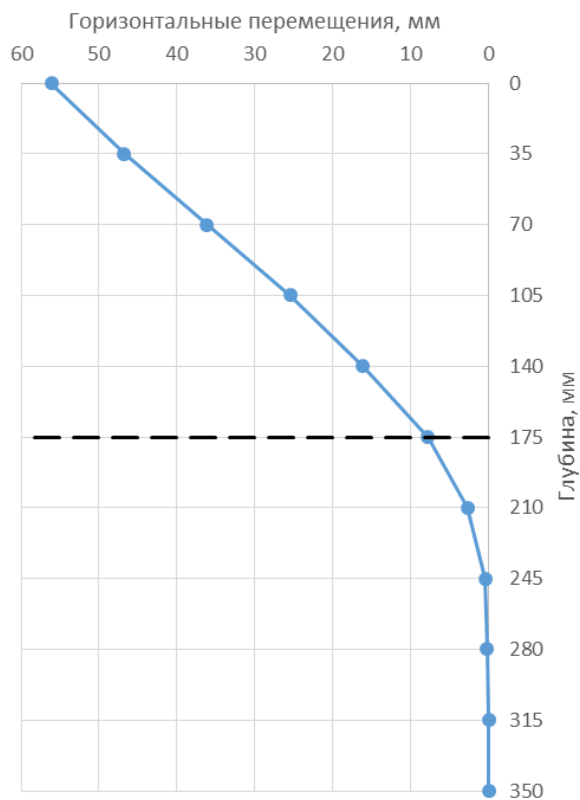


Таблица 2.2.2

Опыт № 2. Результаты испытаний	
Глубина, мм	Горизонтальные перемещения, мм
0	56,1
35	46,8
70	36,1
105	25,4
140	16,1
175	7,8
210	2,7
245	0,4
280	0,2
315	0
350	0

Рисунок 2.2.4 – Опыт №2. Эпюра горизонтальных перемещений подпорной стенки.

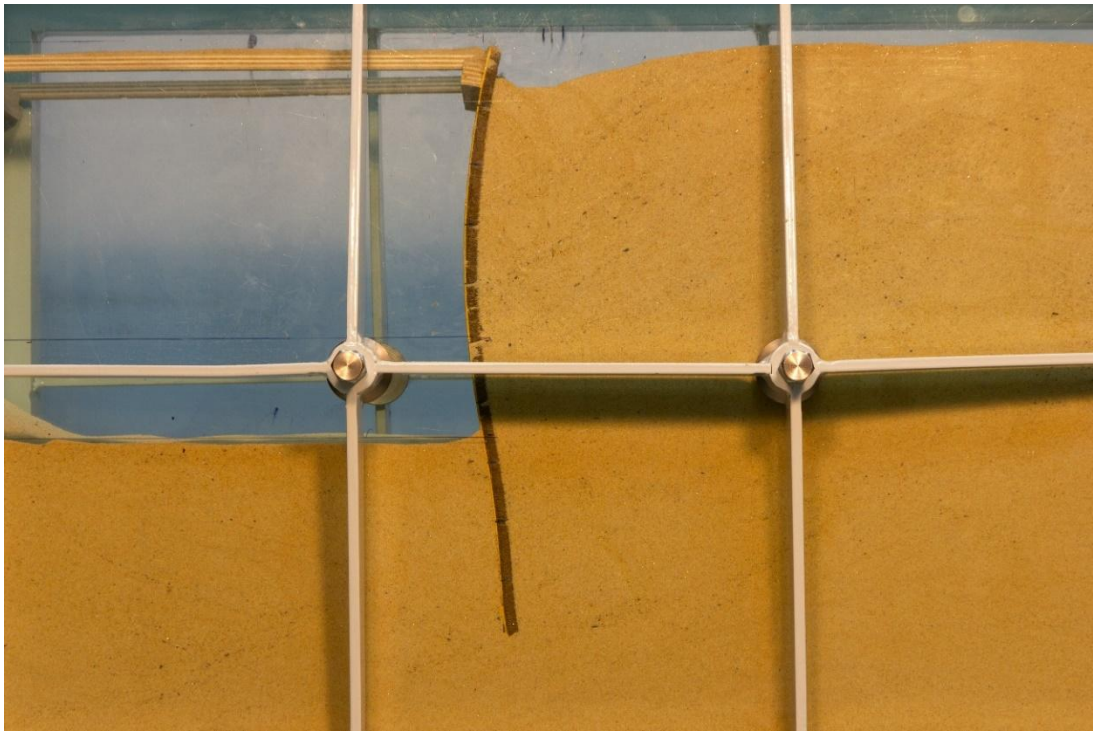


Рисунок 2.2.5 – Лотковый эксперимент. Опыт №3. Деформированная схема

Испытание №000-03

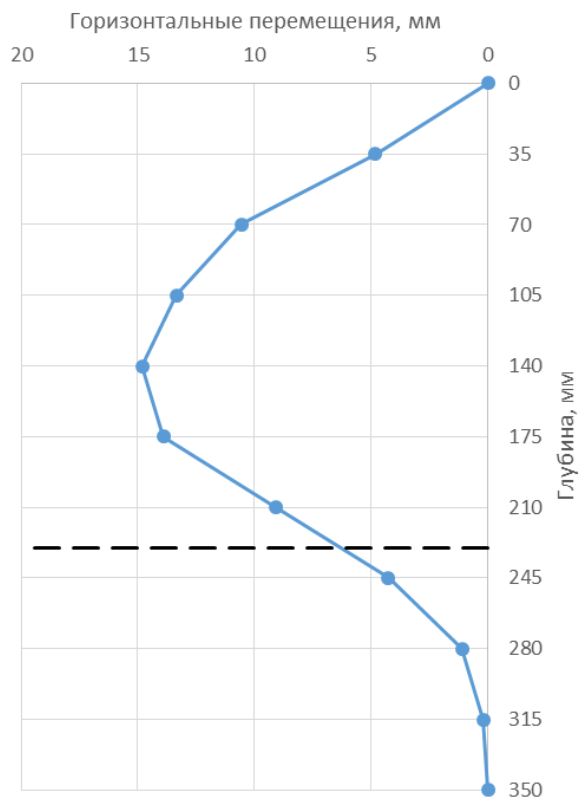


Таблица 2.2.3

Опыт № 3. Результаты испытаний	
Глубина, мм	Горизонтальные перемещения, мм
0	0
35	4,8
70	10,6
105	13,3
140	14,8
175	13,9
210	9,1
245	4,3
280	1,1
315	0,2
350	0

Рисунок 2.2.6 – Опыт №3. Эпюра горизонтальных перемещений подпорной стенки.

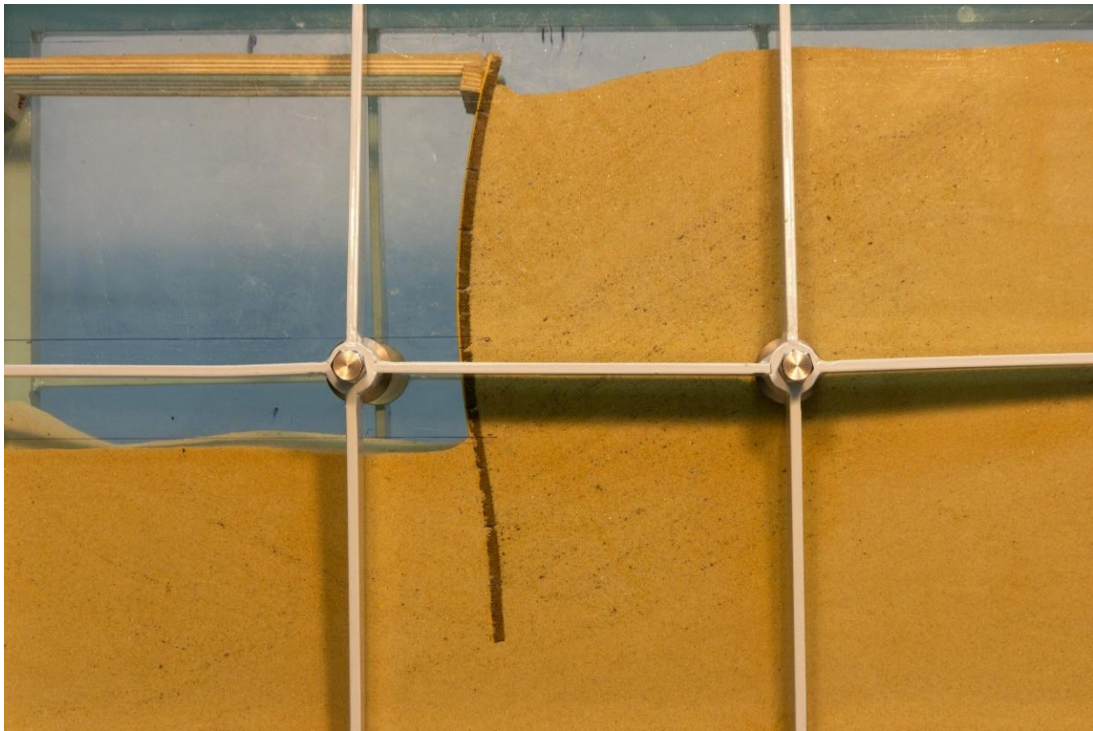


Рисунок 2.2.7 – Лотковый эксперимент. Опыт №4. Деформированная схема

Испытание №000-04

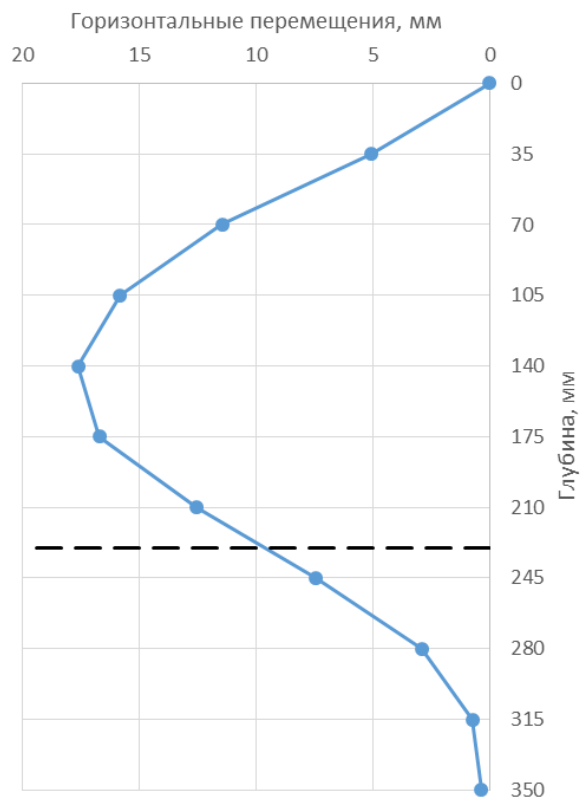


Таблица 2.2.4

Опыт № 4. Результаты испытаний	
Глубина, мм	Горизонтальные перемещения, мм
0	0
35	5,1
70	11,5
105	15,8
140	17,6
175	16,7
210	12,5
245	7,5
280	2,9
315	0,7
350	0,4

Рисунок 2.2.8 – Опыт №4. Эпюра горизонтальных перемещений подпорной стенки



Рисунок 2.2.9 – Лотковый эксперимент. Опыт №5. Деформированная схема

Испытание №000-05

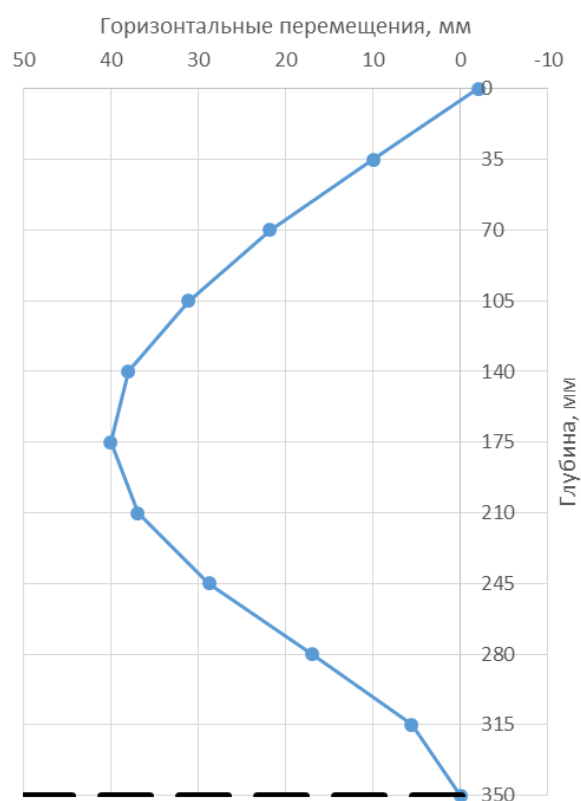


Рисунок 2.2.10 – Опыт №5. Эпюра горизонтальных перемещений подпорной стенки

Таблица 2.2.5

Опыт № 5. Результаты испытаний	
Глубина, мм	Горизонтальные перемещения, мм
0	-2
35	10
70	21,8
105	31,1
140	38
175	40
210	36,9
245	28,7
280	16,9
315	5,6
350	0



Рисунок 2.2.11 – Лотковый эксперимент. Опыт №6. Деформированная схема

Испытание №000-06

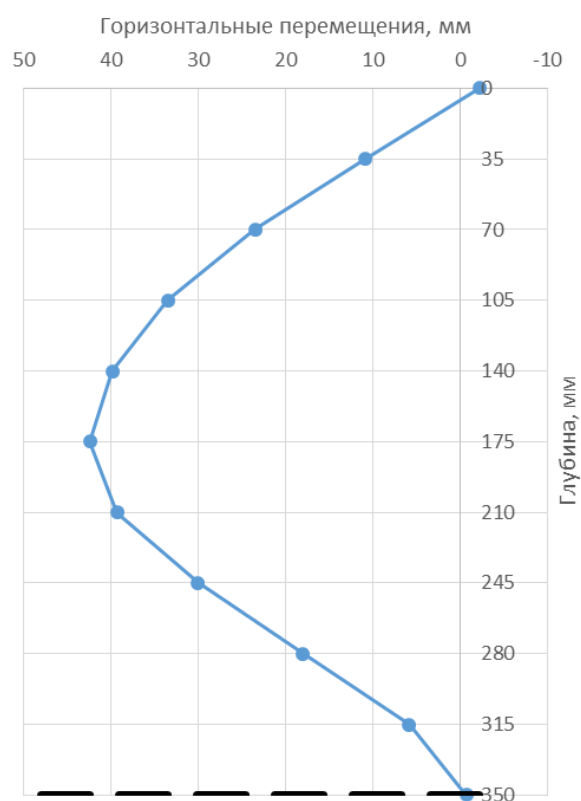


Таблица 2.2.6

Опыт № 6. Результаты испытаний	
Глубина, мм	Горизонтальные перемещения, мм
0	-2,2
35	10,9
70	23,5
105	33,5
140	39,8
175	42,4
210	39,3
245	30
280	18
315	5,8
350	-0,7

Рисунок 2.2.12 – Опыт №6. Эпюра горизонтальных перемещений подпорной стенки

Для получения эпюр давлений и внутренних усилий использовались полученные в ходе опытов значения горизонтальных перемещений стенки. Определение величин внутренних усилий, давлений и их распределение вдоль подпорной стенки выполнялось методом последовательного дифференцирования. Для увеличения точности использовалось предварительное интерполирование и экстраполирование дифференцируемых функций. Для численного дифференцирования применялись следующие формулы, посредством которых производные в точке определяются через значения функции в близких узловых точках:

$$M_i = -\frac{EI}{\lambda^2} \cdot (x_{i-1} - 2 \cdot x_i + x_{i+1}), \quad (2.2.1)$$

$$Q_i = -\frac{EI}{2 \cdot \lambda^3} (-x_{i-2} + 2 \cdot x_{i-1} - 2 \cdot x_{i+1}), \quad (2.2.2)$$

$$R_i = \frac{EI}{\lambda^4} \cdot (x_{i-2} - 4 \cdot x_{i-1} + 6 \cdot x_i - 4 \cdot x_{i+1} + x_{i+2}), \quad (2.2.3)$$

где, соответственно

M, Q, R – ординаты эпюры изгибающих моментов, поперечных сил и давлений грунта;

EI – изгибная жесткость подпорной стенки;

λ – межузловой интервал.

Ниже на рисунках 2.2.13 – 2.2.15 представлены эпюры внутренних усилий и давлений, полученные путем пересчета по методике, описанной выше на основании экспериментально определенных значений горизонтальных перемещений стенок для опытов №№ 1-6.

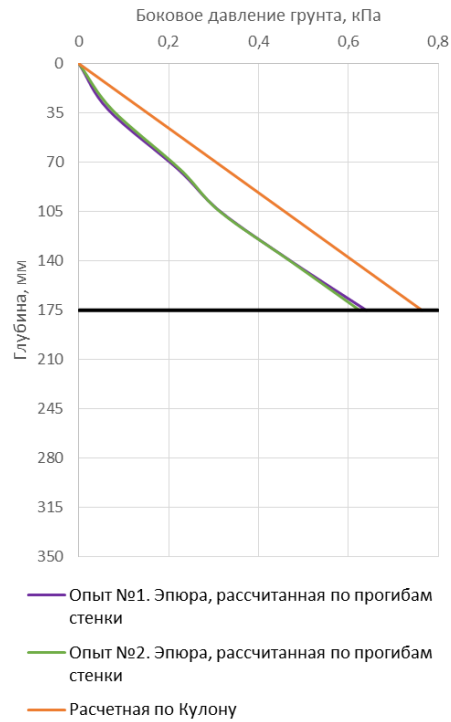


Рисунок 2.2.13 – Опыты №№ 1 и 2. Эпюры давления, рассчитанные по прогибам стенки в сопоставлении с эпюрой активного давления, определенной по классической теории Кулона

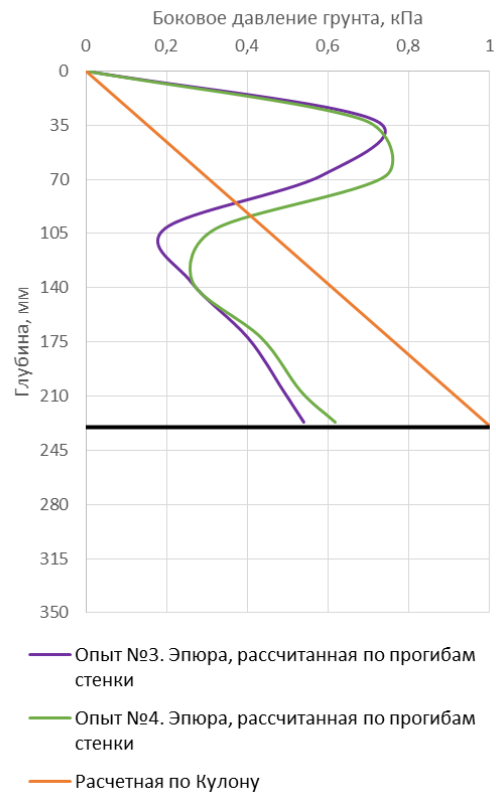


Рисунок 2.2.14 – Опыты №№ 3 и 4. Эпюры давления, рассчитанные по прогибам стенки в сопоставлении с эпюрой активного давления, определенной по классической теории Кулона

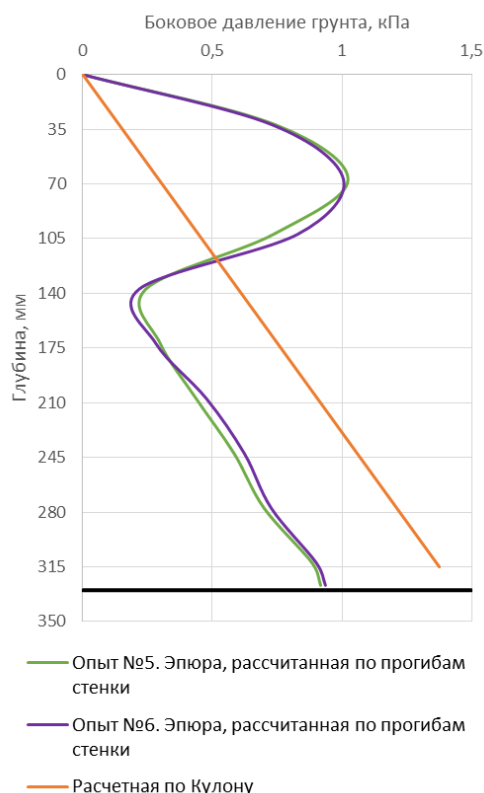


Рисунок 2.2.15 – Опыты №№ 5 и 6. Эпюры давления, рассчитанные по прогибам стенки в сопоставлении с эпюрой активного давления, определенной по классической теории Кулона

Анализ эпюр бокового давления грунта, полученных перерасчетом на основании экспериментально определенных значений горизонтальных перемещений стенок, позволяет сделать вывод о перераспределении давления грунта вдоль стенки в зависимости от характера её деформаций. Эпюры давлений в случае консольной схемы близки по форме и величинам к теоретически расчетной треугольной эпюре, полученной по методу Кулона (Рисунок 2.2.13). Опыты №№4-6, проведенные по схеме с закреплением верхнего конца стенки показывают, что экспериментальные эпюры давлений грунта отличаются от расчетных, определяемых в соответствии с теорией Кулона (рисунки 2.2.14 и 2.2.15). Отмечается следующий характер перераспределения давления:

- в верхних приопорных зонах близких к местам распорного крепления происходит концентрация давлений, при этом опытные величины давления превышают величины давлений по Кулону;
- в пролетной части наблюдается уменьшение значений величин давления;
- размеры зон концентрации и уменьшения давления и их положение по высоте вдоль стенки зависит от величины пролета подпорной конструкции.

Следует отметить, что суммарные площади эпюр давления грунта приблизительно равны эпюрам, полученным по методу Кулона, таким образом, можно сделать вывод о том, что для стенки, рассмотренной в рамках экспериментального раздела настоящей работы интегральное давление, полученное перерасчетом методом последовательного дифференцирования на основе зафиксированных горизонтальных перемещений стенки, соответствует по величине теоретическому, определенному по классическому методу.

Помимо определения горизонтальных перемещений гибкой подпорной конструкции, как отмечалось выше, была выполнена третья серия опытов №№7-9, состоявшая из специальных испытаний, направленных на определение характера деформаций грунта в пределах призмы для схем, представленных ниже (Рисунок 2.2.16).

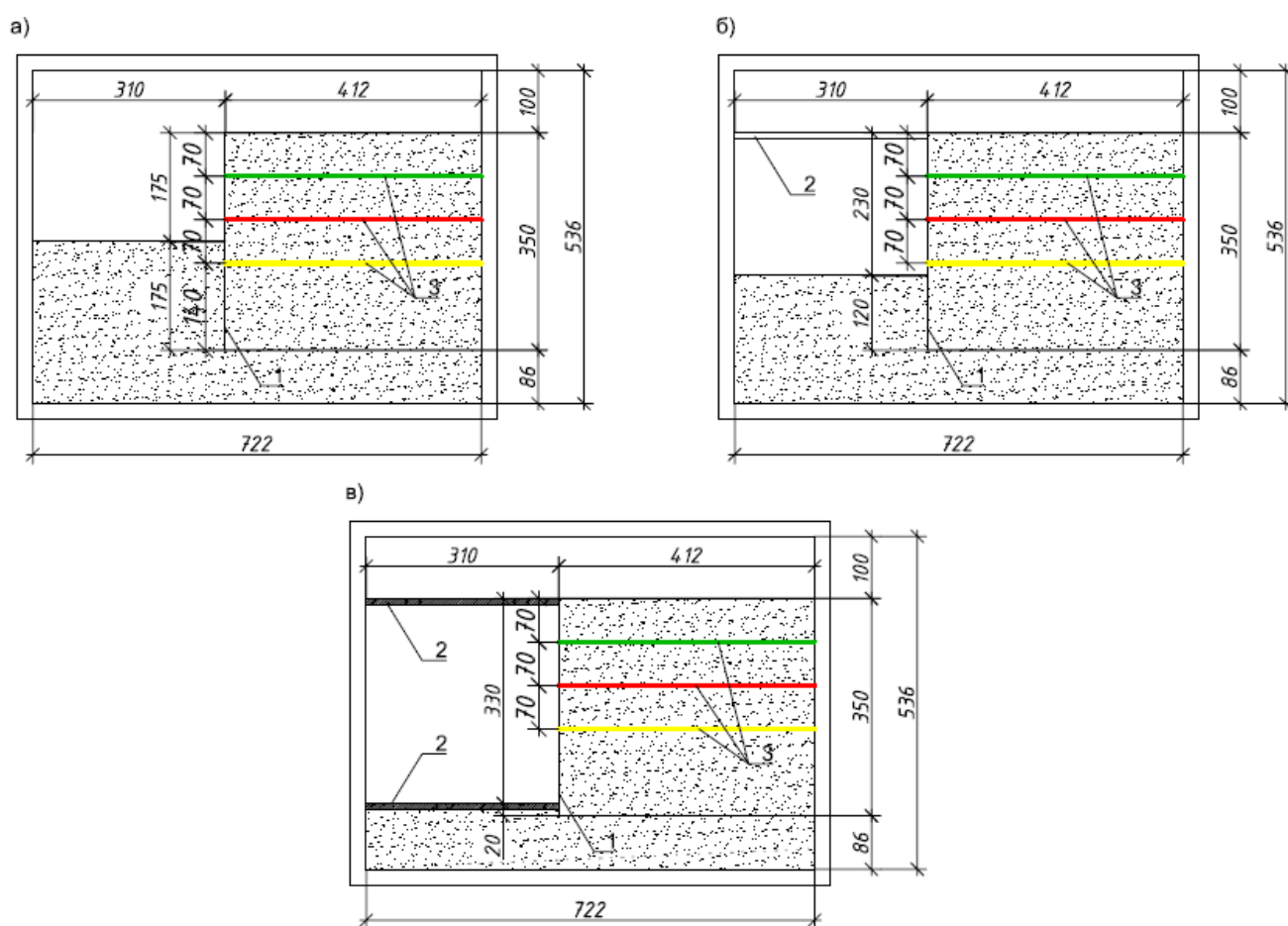


Рисунок 2.2.16 – Схемы физических моделей для опытов №№7-9: а – для подпорной стенки, работающей по консольной схеме; б – для подпорной стенки, закрепленной в верхней части распоркой; в – для подпорной стенки, закрепленной в верхней части и нижней части распоркой; 1 – модель подпорной стенки; 2 – модель распорных элементов; 3 – цветные маркерные линии

Опыт №7 проводился для модели подпорной стенки, работающей по консольной схеме, в ходе которого была получена деформированная схема, показанная на рисунке 2.2.17.



Рисунок 2.2.17 – Деформированная схема, полученная для модели подпорной стенки, работающей по консольной схеме. Опыт №7

Опыт №8 проводился для модели для подпорной стенки, закрепленной в верхней части распоркой, в ходе которого была получена деформированная схема, показанная на рисунке 2.2.18.

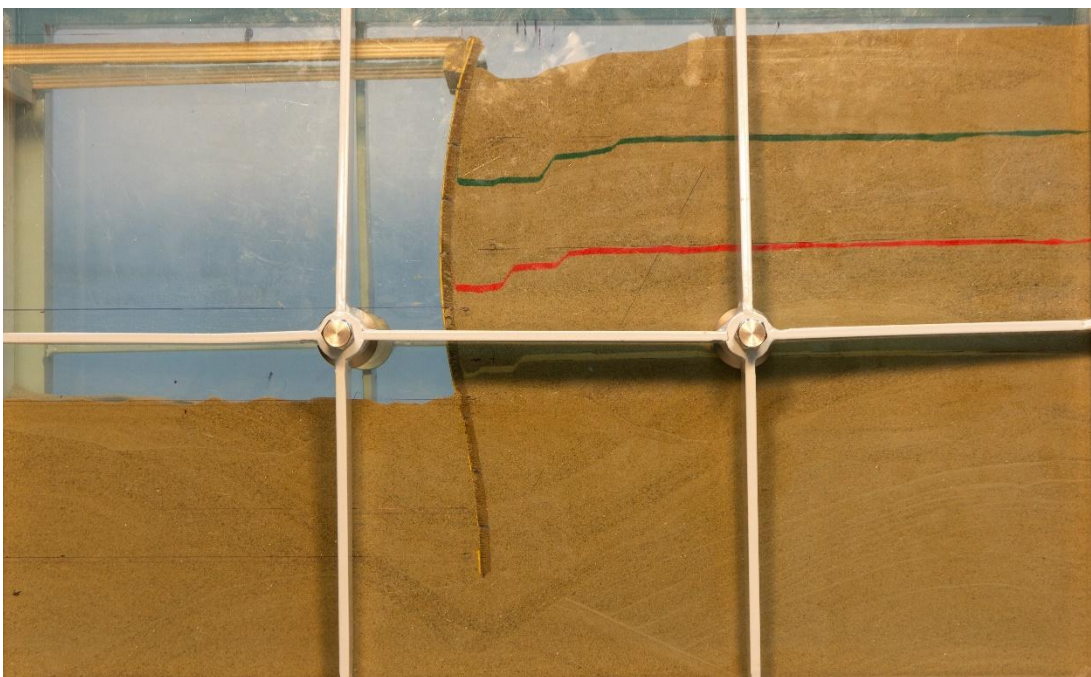


Рисунок 2.2.18 – Деформированная схема, полученная для модели подпорной стенки, закрепленной в верхней части распоркой

Опыт №9 проводился для модели для подпорной стенки, закрепленной в верхней части и нижней части распорками, в ходе которого была получена деформированная схема, показанная на рисунке 2.2.19.

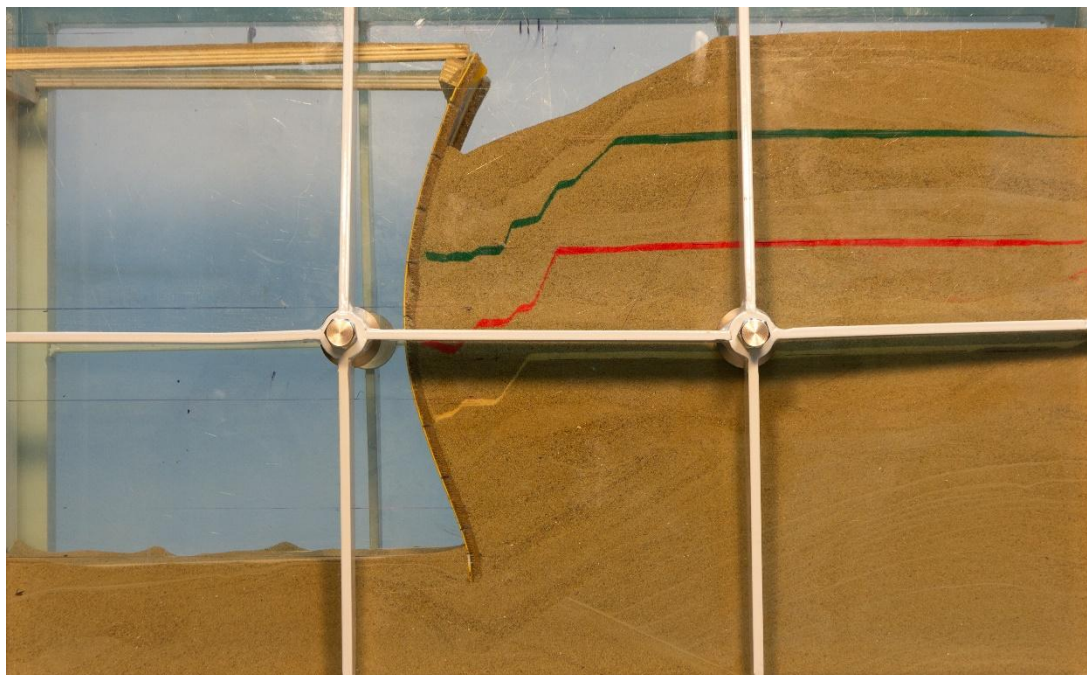


Рисунок 2.2.19 – Деформированная схема, полученная для модели подпорной стенки, закрепленной в верхней и нижней части распорками

Характер деформаций, зафиксированных при помощи разметочных линий, отсыпанных из окрашенного песка, а также формы линии осадки поверхности засыпки, позволяют установить соответствие между различными кинематическими схемами деформирования стенок и спецификой смещения массы песчаного грунта внутри призмы обрушения.

В ходе опыта №7 для модели подпорной стенки, работающей по консольной схеме, отмечается равномерное смещение грунта, который стремится заполнить свободную область, образуемую между стенкой и засыпкой в результате поворота первой. Очертания маркерных линий и формы поверхности засыпки свидетельствуют о том, что вышележащие слои грунта сползают по нижележащим (Рисунок 2.2.17).

В случае подпорных стенок, закрепленных в верхней части, которые исследовались в рамках опытов №8 и №9, наблюдается иная картина характера деформаций грунта засыпки за стенкой (Рисунок 2.2.18, Рисунок 2.2.19). Равномерного смещения грунта не происходит. В верхней области массива внутри призмы обрушения грунт встречает препятствие в виде закрепления стенки, а в центральной области песок стремится заполнить пространство, образованное максимальным смещением стенки в пролетной части. При этом очевидно, что вышележащие слои грунта оказывают сопротивление трением на нижележащие. При таком характере смещения грунта засыпки внутри призмы обрушения изменилась форма поверхности

засыпки. Вместо прямолинейного наклона (Рисунок 2.2.17) образовалась седловидная линия поверхности (Рисунок 2.2.18, Рисунок 2.2.19).

В соответствии с вышеизложенным можно утверждать, что в процессе деформирования гибкого подпорного сооружения в пределах призмы обрушения происходят микросдвиги грунта, характер которых зависит от кинематической схемы деформирования стенки. Следует отметить, что локальные смещения частиц грунта внутри призмы в целом происходят в направлении параллельном общей поверхности сдвига призмы обрушения.

С учетом полученных в рамках лабораторного эксперимента величин горизонтальных перемещений подпорной стенки, можно выполнить геометрические построения, показанные на рисунках 2.2.20 – 2.2.22, которые учитывают локальные смещения условных наклонных блоков грунта в зависимости от характера и величин деформаций опытной подпорной стенки.

Зелёная, красная и светло-жёлтая сплошные линии на рисунках 2.2.20 – 2.2.22 соответствуют положению разметочных линий в исходной схеме испытания. Пунктирные цветные линии соответствуют положению разметочных линий в деформированной схеме, полученной в ходе испытания (Рисунок 2.2.17, Рисунок 2.2.18, Рисунок 2.2.19). Голубые линии соответствуют ординатам величин горизонтальных перемещений стенки, измеренным в ходе испытания. Тонкими серыми и пунктирными чёрными линиями показано положение условных блоков грунта, соответствующее исходной и деформированной схеме, которые проводятся под углом, соответствующим теоретическому положению плоской линии скольжения призмы обрушения при переходе к активному предельному состоянию: $\theta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$.

Выполненные геометрические построения в совокупности с анализом полученных картин различных схем деформирования подпорных стенок показывают, что для разработки метода определения давления грунта можно использовать расчётные схемы, основанные на учете взаимодействия сползающих условных наклонных блоков. Причем условия такого взаимодействия диктуются характером деформаций самого подпорного сооружения.

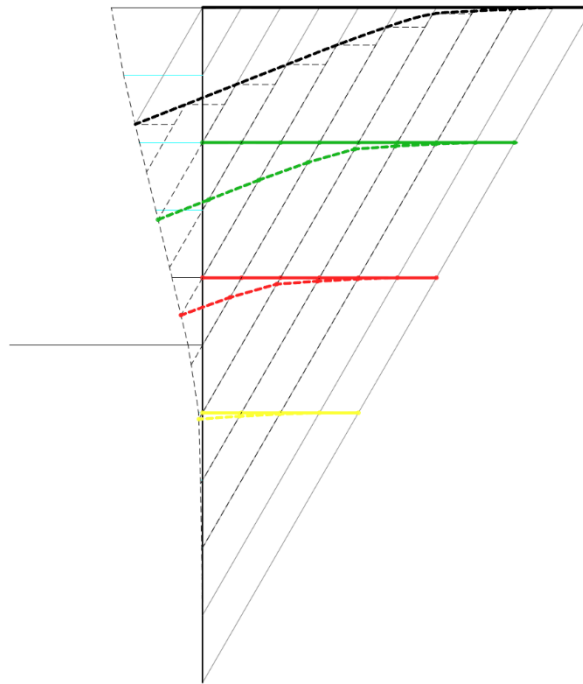


Рисунок 2.2.20 – Геометрические построения, соответствующие схеме опыта №7 и включающие в себя совмещение исходной и деформированной схемы подпорной стенки и массива грунта засыпки

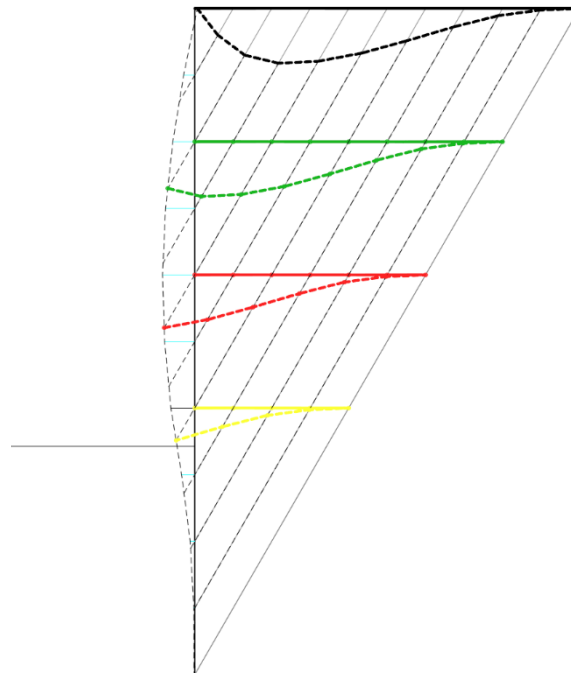


Рисунок 2.2.21 – Геометрические построения, соответствующие схеме опыта №8 и включающие в себя совмещение исходной и деформированной схемы подпорной стенки и массива грунта засыпки

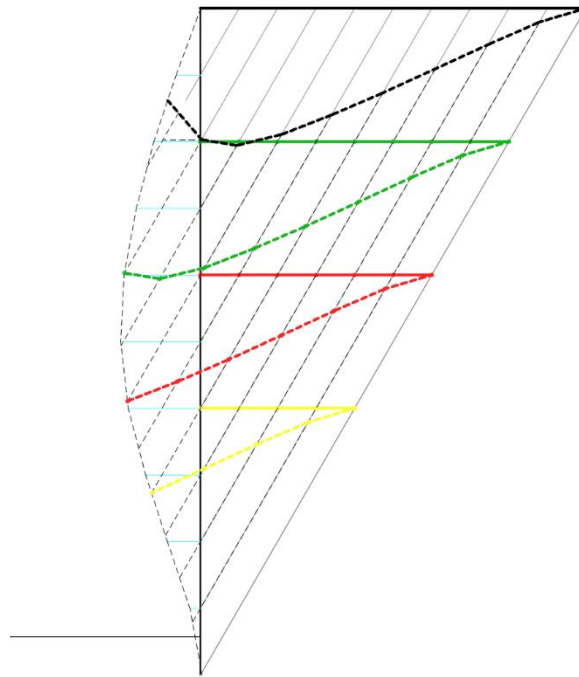


Рисунок 2.2.22 – Геометрические построения, соответствующие схеме опыта №9 и включающие в себя совмещение исходной и деформированной схемы подпорной стенки и массива грунта засыпки

Выводы по главе 2

1. Экспериментальные исследования в целом позволили показать, что различные по характеру деформации гибкой подпорной стенки значительно влияют на распределение бокового давления по высоте конструкции, что в общем подтверждает результаты опытных исследований прошлых лет.

2. Полученные эпюры давлений грунта в случае консольной схемы близки по форме и величинам к теоретически расчетной треугольной эпюре, полученной по методу Кулона. Опытные схемы с закреплением верхнего конца стенки показывают, что экспериментальные эпюры давлений грунта отличаются от расчетных давлений, определяемых в соответствии с теорией Кулона. В приопорных зонах отмечается концентрация давлений, при этом опытные величины давления превышают величины давлений по Кулону. Наоборот, в пролетной части наблюдается уменьшение значений эпюры давления. Можно отметить, что размеры и положение по высоте зон концентрации и снижения величин давлений вдоль стенки зависят от величин пролета подпорной конструкции, а, следовательно, и от её гибкости.

3. Экспериментальные исследования, направленные на анализ механизмов смещения грунта засыпки, показали, что различным кинематическим схемам работы подпорной конструкции соответствует определенный характер деформирования несвязного грунта в пределах призмы обрушения. Для консольной схемы происходит равномерное смещения условных блоков грунта, когда верхние слои грунта сползают по нижележащим. Иная картина наблюдается для схем работы стенки с закреплением верхнего конца, которая характеризуется максимальными смещениями грунта в пролетной части конструкции. При этом силы взаимодействия между смещаемыми слоями грунта по величинам и направлениям, очевидно, будут зависят от характера деформаций стенки. Анализ НДС на границах смещаемых частей грунта в пределах призмы обрушения требует отдельного изучения и будет выполнен в рамках следующих разделов настоящей работы, посвященных численным и теоретическим исследованиям.

4. Прделанные геометрические построения и их сопоставление с картиной экспериментальных исследований показали, что для разработки метода определения бокового давления грунта в зависимости от характера деформирования гибкой подпорной стенки можно рассмотреть расчетную схему, основанную на анализе взаимодействия условных блоков грунта с учетом их локальных смещений внутри призмы обрушения в процессе деформирования конструкции. Очевидно, что для получения аналитических зависимостей между величинами бокового давления грунта и деформациями стенки, следует проанализировать силы взаимодействия по границам смещаемых условных блоков грунта и установить связь между ними и деформациями.

ГЛАВА 3. ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ ГИБКОЙ ПОДПОРНОЙ СТЕНКИ

3.1 Задачи численного эксперимента

В рамках численных исследований работы гибкой подпорной стенки ставились следующие задачи:

1. Проведение серии численных экспериментов по схемам и условиям, аналогичным тем, что были приняты в лабораторных испытаниях, описанных в главе 2, и сопоставление данных, полученных в результате бесконтактного способа измерения перемещений гибкой подпорной стенки в ходе лабораторных исследований, с результатами численного моделирования.
2. Проведение серии численных расчётов для гибких подпорных конструкций, характеризующихся широким диапазоном изгибных жесткостей для ключевых кинематических схем работы стенок с целью определения величин и специфики распределения бокового давления в зависимости от их деформаций.
3. Выполнение серии численных расчетов для различных кинематических условий работы подпорных стенок с целью исследования НДС грунта засыпки в пределах призмы обрушения и получения закономерностей возникновения сил взаимодействия на границах смещаемых блоков грунта при деформировании конструкций.

Численное исследование изменения напряженно-деформированного состояния грунтового массива наиболее полно может быть выполнено с помощью математического моделирования на ЭВМ методом конечных элементов с использованием нелинейных геомеханических моделей грунта.

Моделирование изменений напряженно-деформированного состояния грунтового массива в процессе численного экспериментирования было выполнено с использованием программного комплекса Plaxis 2D 2022, апробированного при проектировании и строительстве большого числа объектов в Европе и на стройках Российской Федерации. Программа позволяет определять напряженно-деформированное состояние, как в грунтовом массиве, так и в конструкциях, взаимодействующих с грунтом.

Для моделирования работы грунтового массива была использована упруго-пластическая модель Кулона-Мора, которая требует ввода 5 основных расчетных параметров, представленных в таблице 3.1.1.

Таблица 3.1.1. Расчетные параметры модели Кулона-Мора

Обозначение	Наименование
G^*	Модуль сдвига
ν	Коэффициент Пуассона
φ	Угол внутреннего трения
c	Сцепление
ψ	Угол дилатансии

$$* G = E/2(1 + \nu)$$

Для расчетов в рамках настоящей работы использовались 15-узловые треугольные конечные элементы, обеспечивающие максимальную точность.

3.2 Численный эксперимент по условиям лабораторных испытаний

Для обеспечения контроля и проверки адекватности полученных в результате бесконтактного способа измерения перемещений гибкой подпорной стенки в процессе проведения лабораторных исследований, представленных в главе 2, была выполнена серия численных экспериментов по аналогичным схемам и условиям в масштабе 1:1.

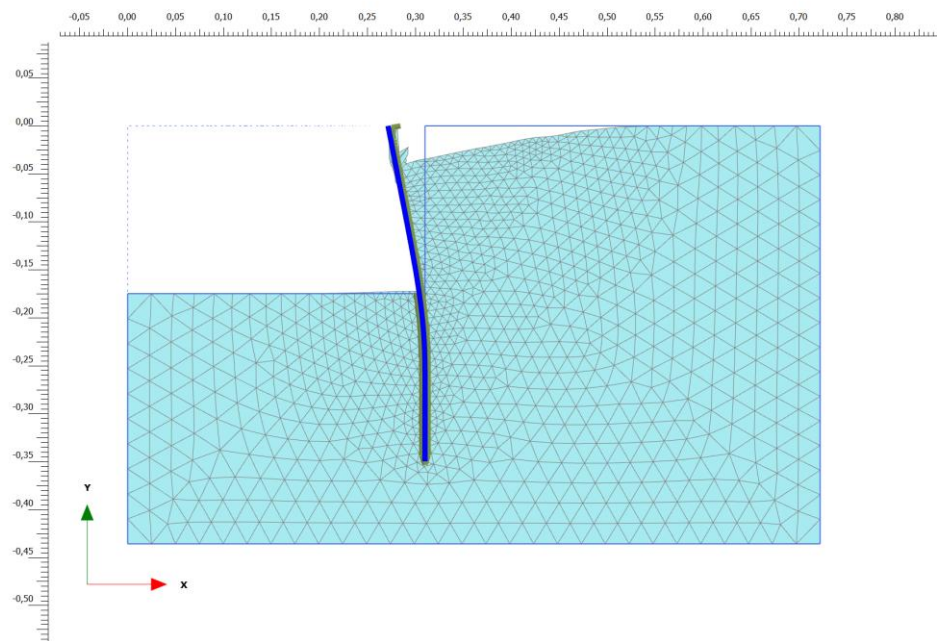


Рисунок 3.2.1 – Численное моделирование в Plaxis. По условиям физических опытов №№ 1, 2.

Деформированная схема

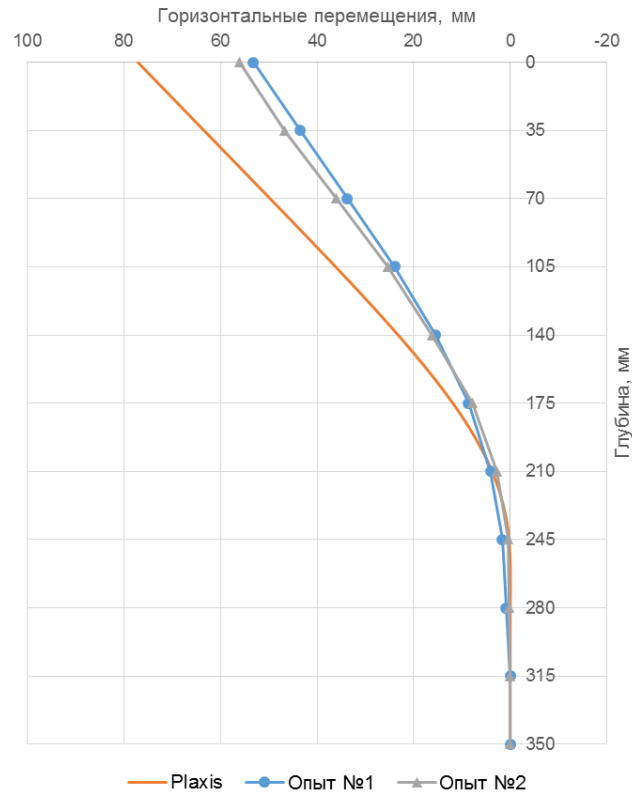


Рисунок 3.2.2 – Сопоставление результатов опытных измерений и численного моделирования. Принятые обозначения: Plaxis –эпюра горизонтальных перемещений, полученная МКЭ; Опыт №1 – эпюра горизонтальных перемещений стенки для опыта №1; Опыт №2 – эпюра горизонтальных перемещений стенки для опыта №2

Сопоставление полученных результатов лотковых испытаний в рамках экспериментальных исследований раскрепленной подпорной стенки для опытов №№3-6 и численного моделирования представлены на рисунках 3.2.3 – 3.2.6.

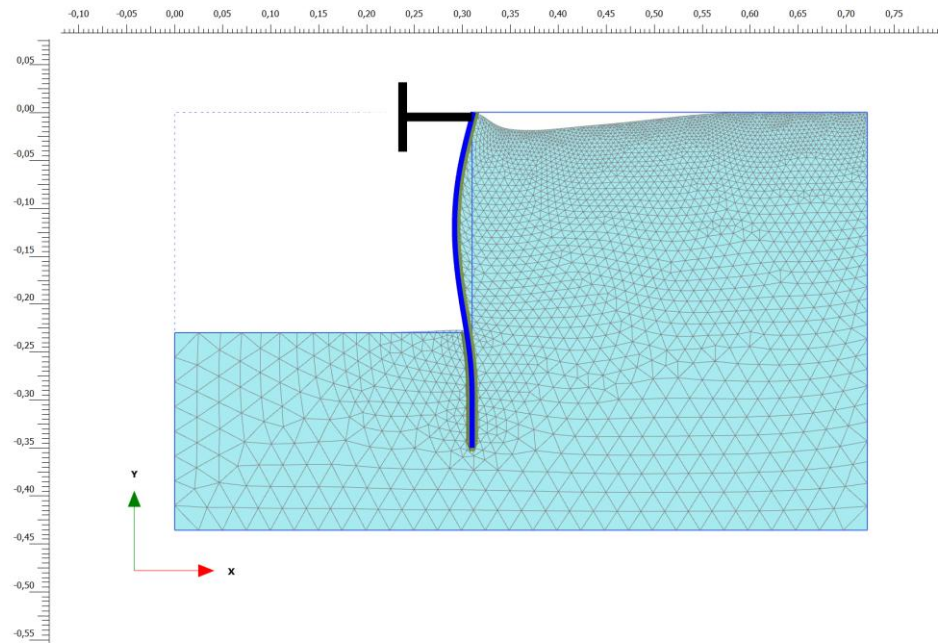


Рисунок 3.2.3 – Численное моделирование в Plaxis. По условиям физических опытов №№ 3, 4.
Деформированная схема

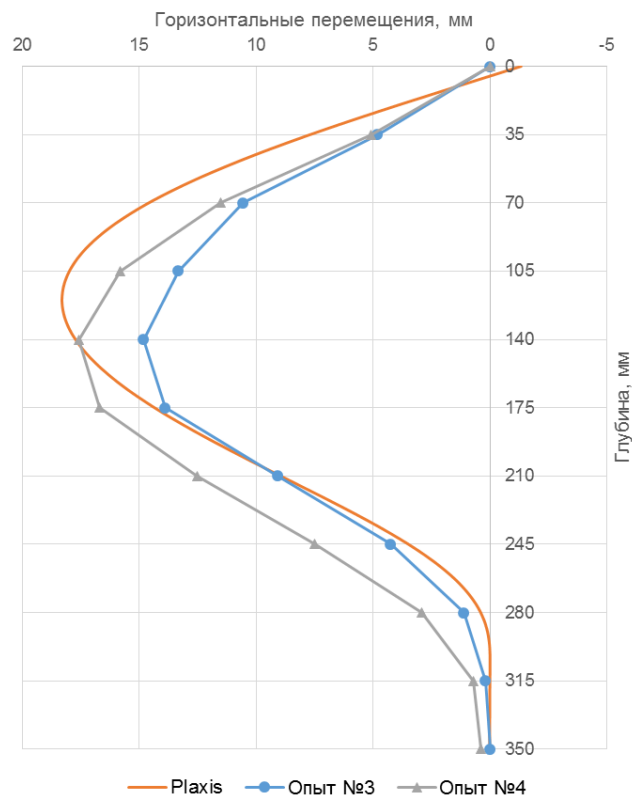


Рисунок 3.2.4 – Сопоставление результатов опытных измерений и численного моделирования.
Принятые обозначения: Plaxis –эпюра горизонтальных перемещений, полученная МКЭ; Опыт
№3 –эпюра горизонтальных перемещений стенки для опыта №3; Опыт №4 – эпюра
горизонтальных перемещений стенки для опыта №4

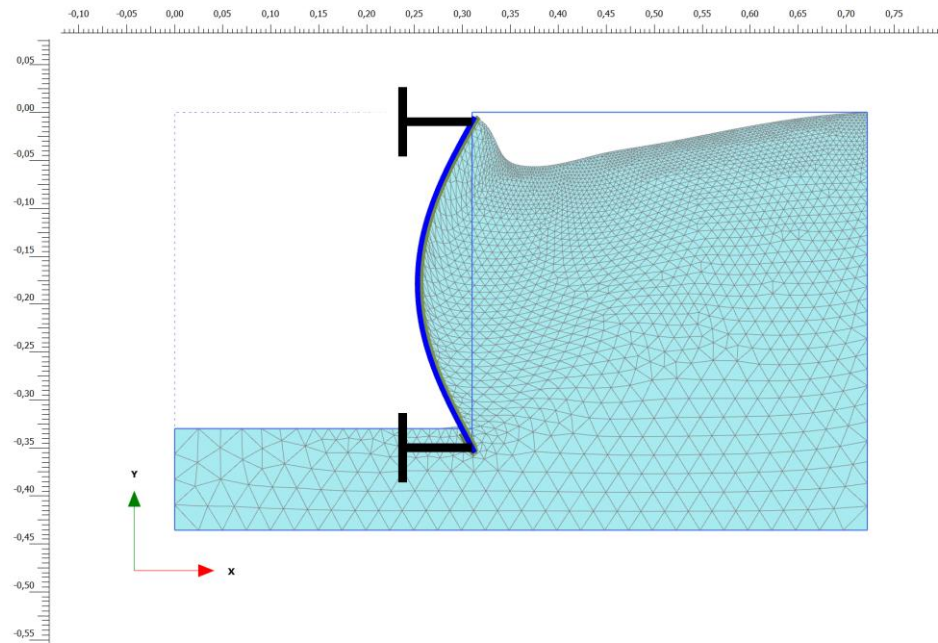


Рисунок 3.2.5 – Численное моделирование в Plaxis. По условиям физических опытов №№ 5, 6.
Деформированная схема

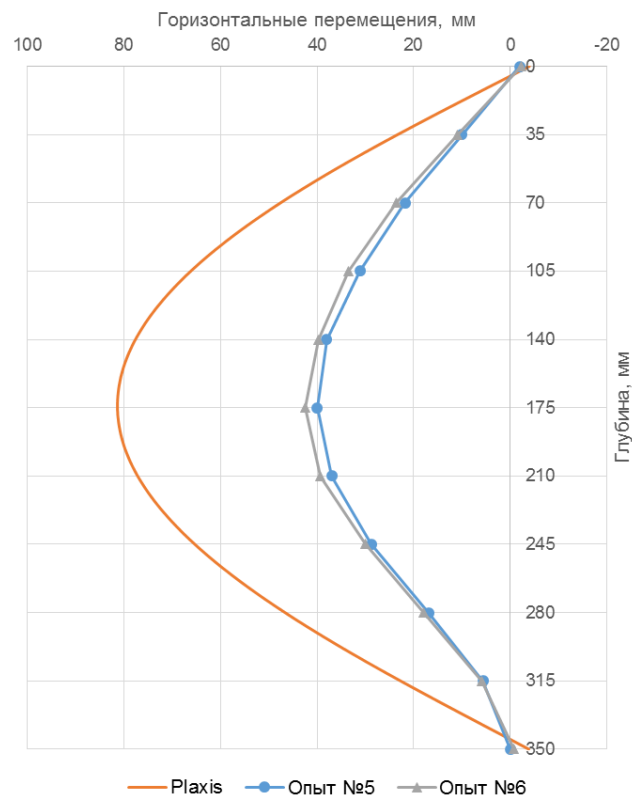


Рисунок 3.2.6 – Сопоставление результатов опытных измерений и численного моделирования.
Принятые обозначения: Plaxis –эпюра горизонтальных перемещений, полученная МКЭ; Опыт №5 –эпюра горизонтальных перемещений стенки для опыта №5; Опыт №6 – эпюра горизонтальных перемещений стенки для опыта №6.

Сопоставление результатов физических и численных экспериментов представлено в таблице 3.2.1

Таблица 3.2.1. Сопоставление экспериментальных и расчетных значений горизонтальных перемещений подпорной стенки

Опыт №	Максимальные горизонтальные перемещения, мм	
	Лотковый эксперимент	Численное моделирование в Plaxis
	$X_{\text{эксп}}$	$X_{\text{расч}}$
1	53,2	77,1
2	56,1	
3	14,8	18,3
4	17,6	
5	40	81,3
6	42,4	

Результаты численных расчетов с применением конечно-элементного программного комплекса Plaxis 2D достаточно хорошо соответствуют экспериментальным данным с точки зрения качественной сходимости, а для опытов №№ 3, 4 и количественной сходимости результатов.

3.3 Численные расчеты для широкого диапазона изгибных жесткостей

В рамках численного эксперимента была выполнена серия расчетов для подпорной конструкции следующих значений изгибной жесткости EI : 10000 кНм², 20000 кНм², 50000 кНм², 100000 кНм², 200000 кНм², 500000 кНм², 1000000 кНм² и 5000000 кНм².

Следует отметить, что указанный диапазон изгибных жесткостей соответствуют различным видам реальных конструкций ограждений котлована, применяемых в строительстве: от труб Ø273 мм до железобетонных «стен в грунте» толщиной 1200 мм.

Моделирование выполнялось для различных по изгибной жесткости подпорных стенок по двум основным расчетным схемам:

- для подпорной стенки, работающей по консольной схеме;
- для подпорной стенки, закрепленной в верхней части распоркой.

В качестве грунтовых условий принимался несвязный песчаный грунт со следующими физико-механическими характеристиками:

- удельный вес грунта засыпки $\gamma = 18$ кН/м³;

- сцепление грунта засыпки $c = 0$;
- угол внутреннего трения грунта засыпки $\varphi = 30^\circ$;
- угол дилатансии $\psi = 0$;
- угол трения по стенке $\delta = 0,1\varphi$;
- коэффициент Пуассона $\nu = 0,3$;
- модуль деформации грунта $E = 20$ МПа.

Сводные графики горизонтальных перемещений подпорных конструкций, соответствующие различным изгибным жесткостям для стенок, работающих по консольной схеме представлены на рисунке 3.3.1. Соответствующие схемы распределения боковых давлений в сопоставлении с эпюрой активного давления, определенной по классической теории Кулона показаны на рисунке 3.3.2.

Сводные графики горизонтальных перемещений подпорных конструкций, соответствующие различным изгибным жесткостям для стенок, закрепленных в верхней части распоркой представлены на рисунке 3.3.3. Соответствующие схемы распределения боковых давлений в сопоставлении с эпюрой активного давления, определенной по классической теории Кулона показаны на рисунке 3.3.4.

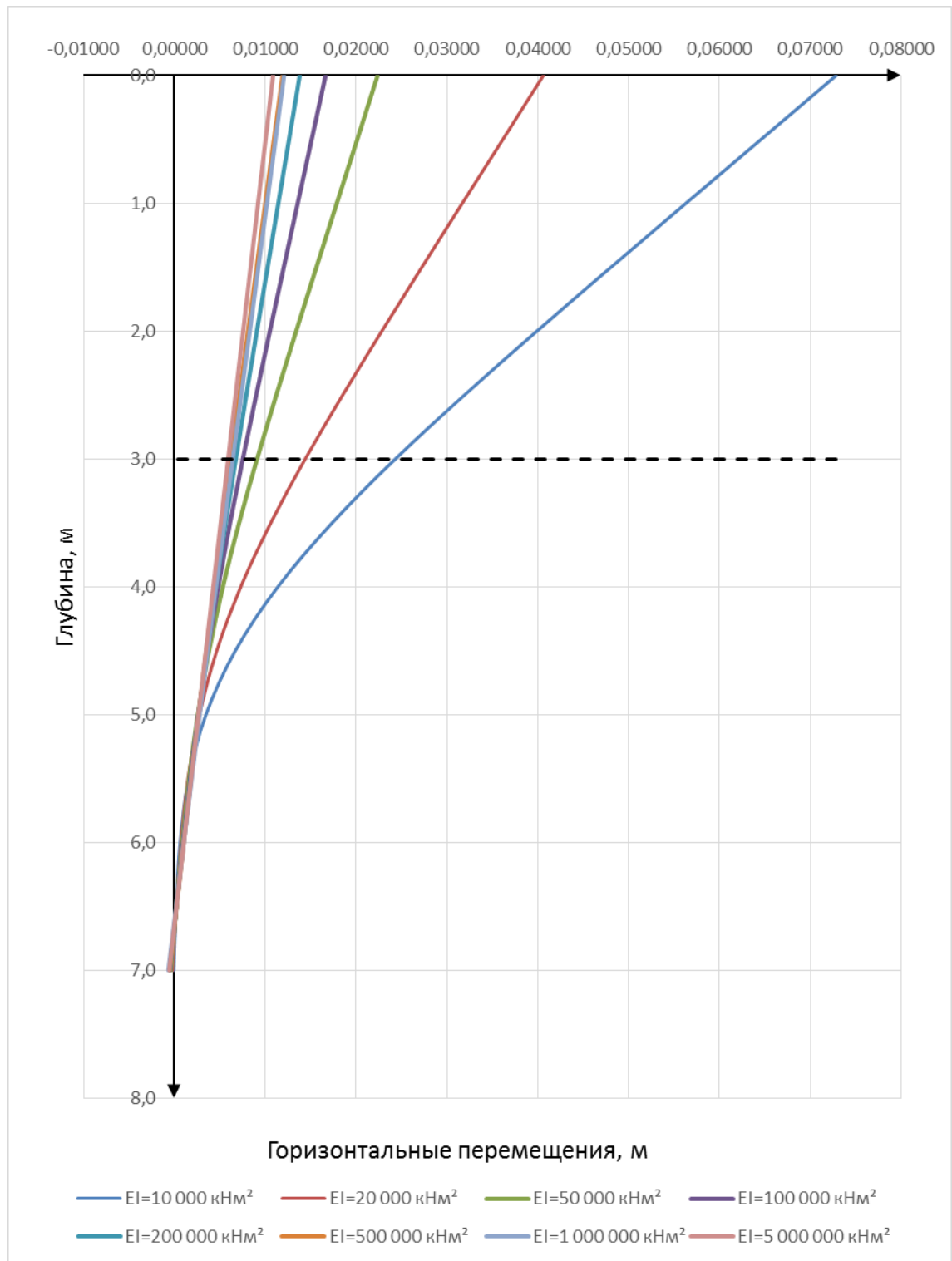


Рисунок 3.3.1 – Эпюры горизонтальных перемещений консольных стен

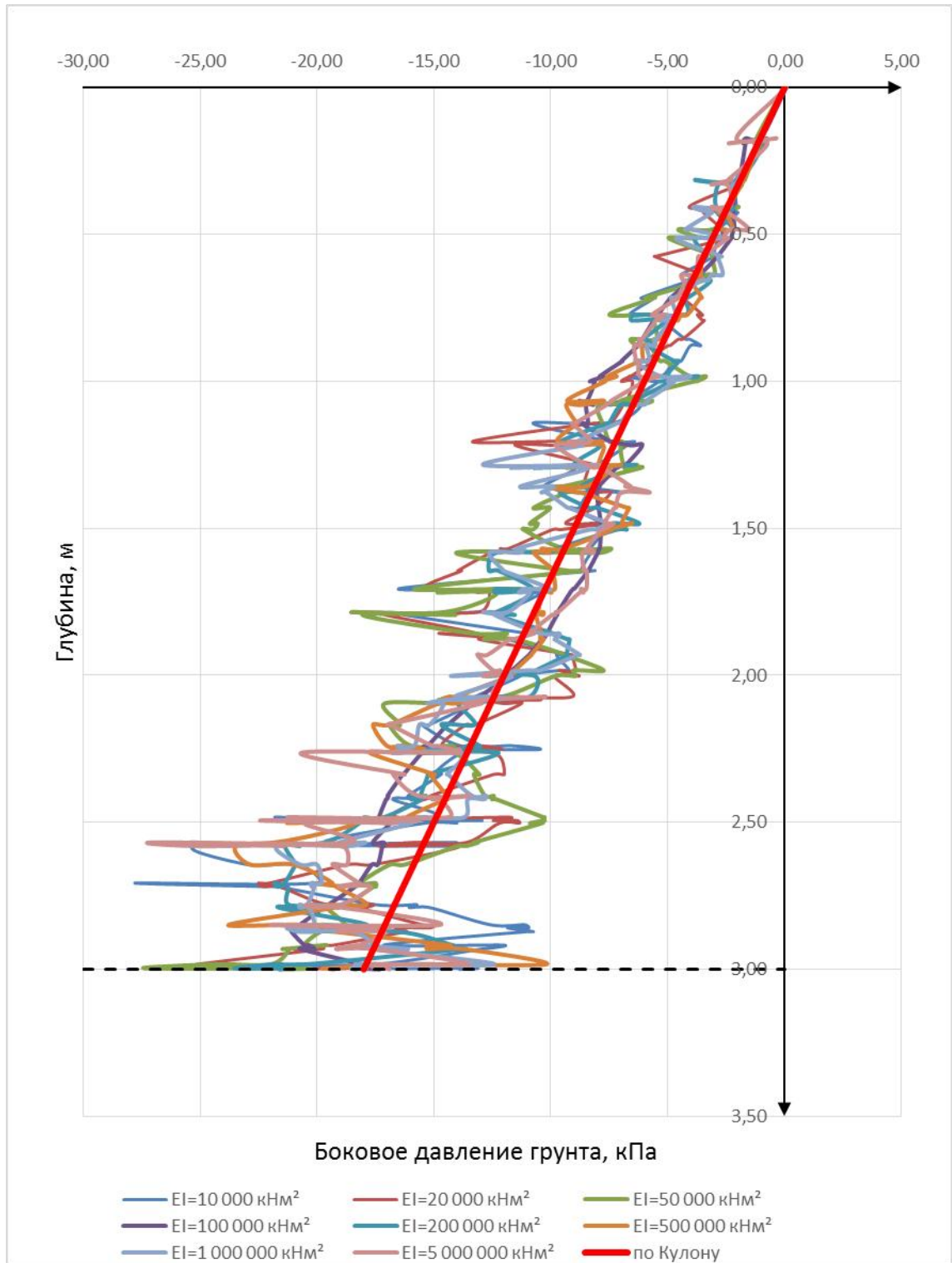


Рисунок 3.3.2 – Эпюры распределения боковых давлений для консольных стен в сопоставлении с эпюрой активного давления, определенного по классической теории Кулона

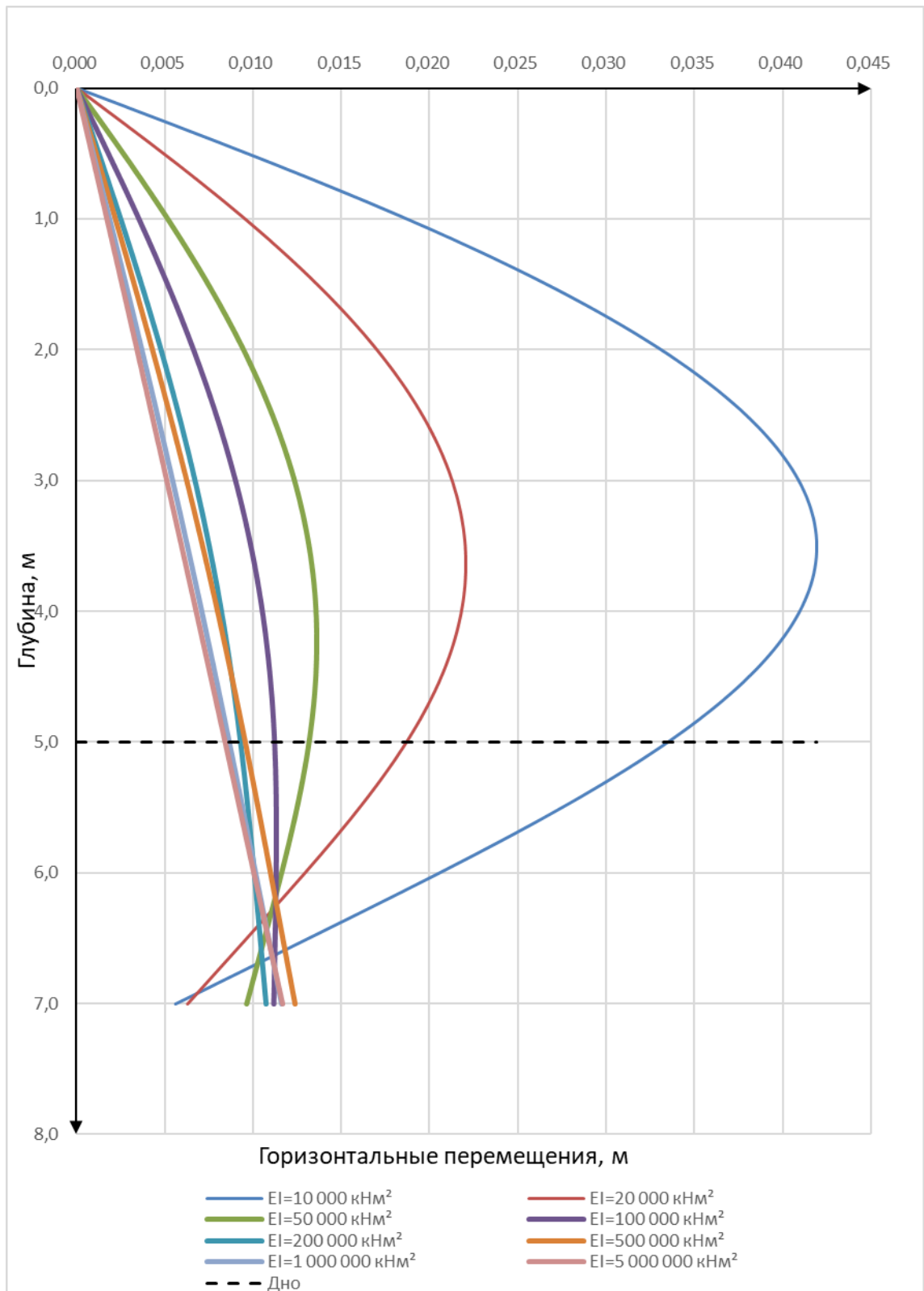


Рисунок 3.3.3 – Эпюры горизонтальных перемещений подпорных конструкций, соответствующие различным изгибным жесткостям для стенок, закрепленных в верхней части распоркой

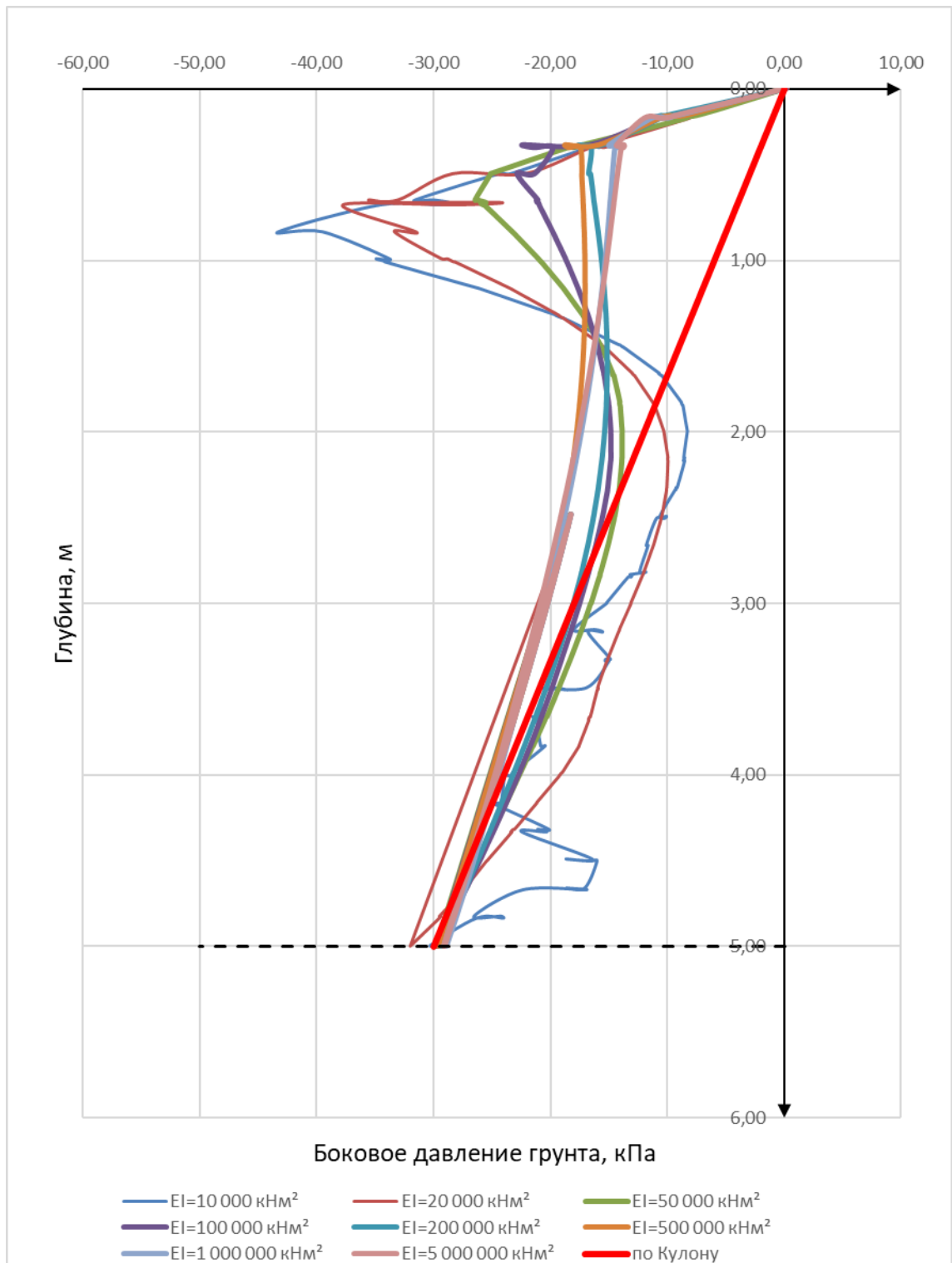


Рисунок 3.3.4 – Эпюры распределения боковых давлений для стенок, закрепленных в верхней части распоркой в сопоставлении с эпюрой активного давления, определенного по классической теории Кулона

Эпюры боковых давлений (Рисунок 3.3.2 и Рисунок 3.3.4), полученные в ПК Plaxis, отличаются «рваными» очертаниями и не похожи на эпюры, определенные аналитическими методами. Это связано с возникновением пластических зон в расчётной модели, дискретностью метода и погрешностями решения. Несмотря на это общий характер распределения боковых давлений позволяет сделать вывод о том, что только в случае консольного варианта эпюры давлений, определенные с помощью КЭ расчёта, имеют соответствие с классическими треугольными эпюрами теоретических решений по Кулону.

Совершенно иные формы эпюр боковых давлений получены в ходе численного эксперимента для закрепленных подпорных стенок (Рисунок 3.3.1). В приопорных зонах наблюдается концентрация давления грунта и, наоборот, снижение значений давления в пролетной зоне, в точках, соответствующих максимальным горизонтальным перемещениям стенки. Эффект перераспределения бокового давления грунта более заметен и выражен для наиболее гибких конструкций.

В целом результаты КЭ расчётов указывают на соответствие результатов численного моделирования и многочисленных экспериментальных данных, приведенных в главе 1 и возможность применять МКЭ для решения задач, стоящих в рамках диссертационной работы.

3.4 Численное исследование НДС массива грунта в пределах призмы обрушения

В рамках настоящего раздела предполагается выполнить исследование величин сил взаимодействия на границах, смещаемых относительно друг друга областей грунта песчаной засыпки, и их зависимость от деформаций подпорной стенки. Для этого предполагается выполнить моделирование для различных кинематических условий работы подпорной стенки, а именно консольной схеме и схемы с закреплением верхнего конца.

Общая высота стенки вместе с заделкой для всех схем составляет 7 метров. Расчетные схемы представлены ниже (Рисунок 3.4.1 а, б, в).

Для каждой схемы производится разбивка массива грунта за стенкой наклонными линиями, проведенными под углом $\theta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2} = 45^\circ + \frac{30^\circ}{2} = 60^\circ$ к горизонту, что соответствует результатам физических исследований, представленных в второй главе.

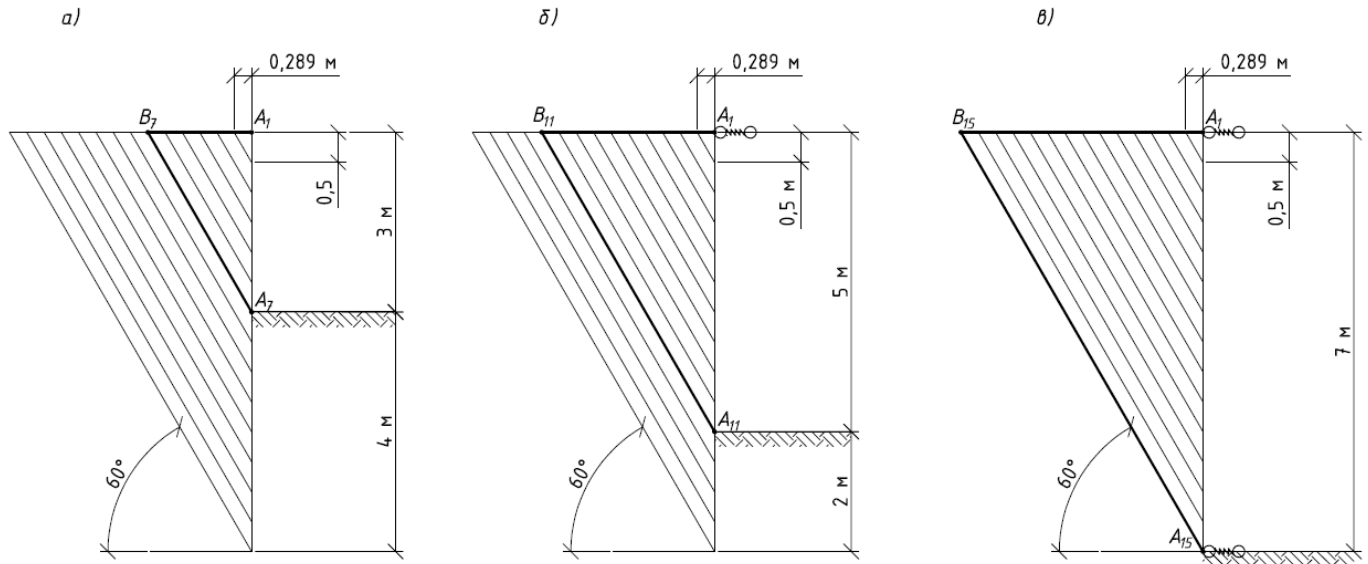


Рисунок 3.4.1 – Расчетные схемы: а – консольная схема; б – схема с закреплением верхнего конца; в – схема с закреплением верхнего и нижнего концов

Расчеты выполнялись для широкого диапазона значений изгибных жесткостей стенок, охватывающий практически все типы реальных конструкций: 10000 кПа, 20000 кПа, 50000 кПа, 100000 кПа, 500000 кПа, 1000000 кПа, 5000000 кПа, 10000000 кПа. Во всех случаях стенка принималась невесомой с постоянной осевой жесткостью $EA = 2 \cdot 10^7$ кН.

Задачей численного моделирования явилось исследование сил взаимодействия в пределах призм обрушения $A_1B_7A_7$ (Рисунок 3.4.1, а), $A_1B_{11}A_{11}$ (Рисунок 3.4.1, б) и $A_1B_{15}A_{15}$ (Рисунок 3.4.1, в) в зависимости от деформаций стенок, соответствующих заданным кинематическим условиям их работы. В этих целях для плоскостей $A_2B_2 - A_7B_7$ (Рисунок 3.4.1, а), $A_2B_2 - A_{11}B_{11}$ (Рисунок 3.4.1, б) и $A_2B_2 - A_{15}B_{15}$ (Рисунок 3.4.1, в) на основании проведенных расчетов строились зависимости значений T_i и соотношений T_i/N_i от различных видов деформаций ($x_i, \Delta x_i, u_i$), где

T_i – равнодействующие касательных сил по i -ой плоскости;

N_i – равнодействующие нормальных сил по i -ой плоскости;

x_i – горизонтальное перемещение стенки в точке i ;

Δx_i – разность горизонтальных перемещений соседних i и $i+1$ точек;

u_i – угол поворота стенки в точке i .

Ниже представлены характерные графики зависимости соотношений T_i/N_i от углов поворотов стенки для принципиально различных схем деформирования подпорных конструкций: консольной (Рисунок 3.4.2) и с закреплением верхнего конца стенки (Рисунок 3.4.3).

На рисунке 3.4.2 очевидно, что для подпорной стенки, которая работает по консольной схеме значения соотношения T/N на каждой плоскости скольжения $A_2B_2 - A_7B_7$ (Рисунок 3.4.1)

близки к предельному значению $tg\varphi$, что в общем говорит о переходе всего массива грунта в пределах призмы обрушения в активное предельное состояние. График, отражающей зависимость T/N , расположен немного ниже предельной прямой. Это можно объяснить тем, что касательные напряжения в КЭ-модели распределены вдоль линий скольжения неравномерно и предельное состояние реализуется хоть и преимущественно вдоль них, но не на всем их протяжении. Поэтому равнодействующие касательных сил, а соответственно, и их отношение к равнодействующим нормальных усилий и должны быть немного меньше теоретической предельной величины равной для несвязных грунтов $tg\varphi$.

В результате можно констатировать, что для консольной схемы работы подпорной конструкции график соотношения T/N в зависимости от деформаций по форме близок к прямой, которая характеризует наступление предельного состояния в массиве грунта. Это согласуется с классическими теориям определения активного давления грунта на ограждения.

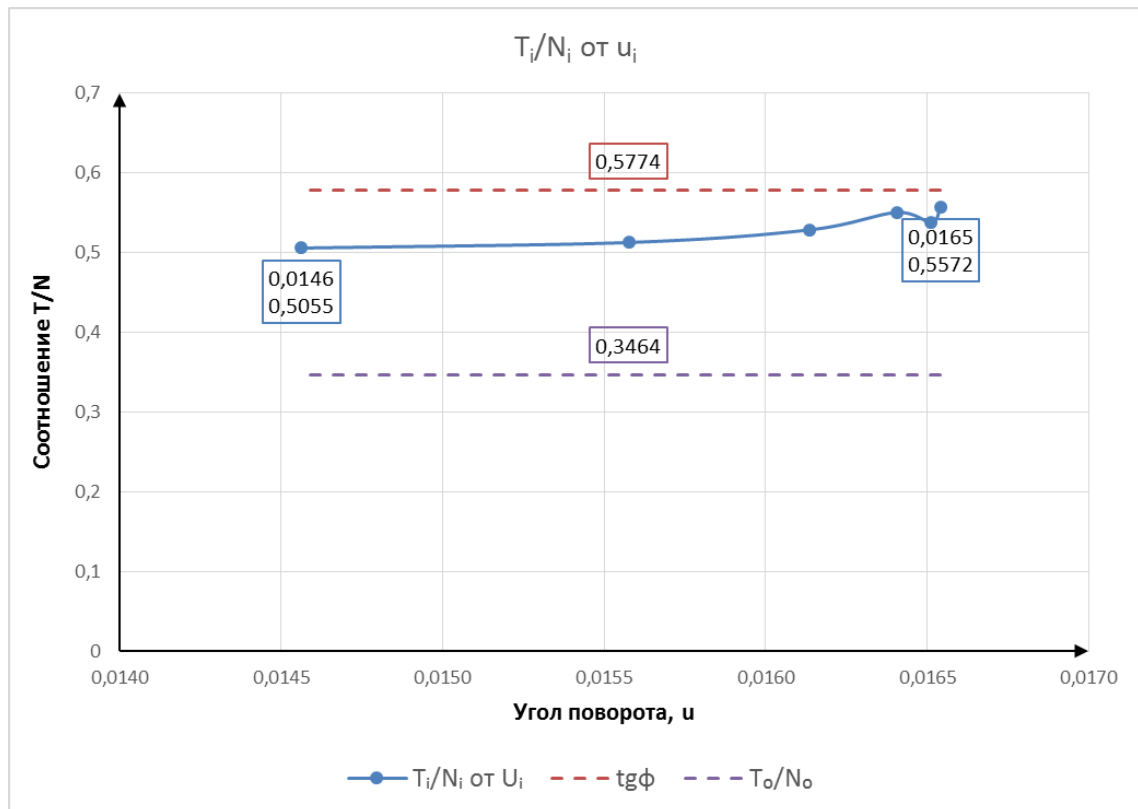


Рисунок 3.4.2 – График зависимости соотношения касательных и нормальных сил для плоскостей $A_2B_2 – A_7B_7$ (консольная схема, $EI = 50000 \text{ кНм}^2$): линия T_0/N_0 – постоянная величина соотношения касательных и нормальных сил для состояния покоя; линия $tg\varphi$ – постоянная величина соотношения касательных и нормальных напряжений в предельном случае

Численные исследования схем, отличных от консольной, а именно с закреплением верхнего конца стенок, показывают, что зависимость T_i/N_i от деформаций стенки носит более сложный вид. На рисунке 3.4.3 представлен график зависимости соотношения касательных и нормальных усилий для продеформированной подпорной стенки, закрепленной у верхнего конца. Правая часть графика относится к нижнему, заделанному в грунт, концу стенки, и характеризует постепенный переход массива грунта в нижней части конструкции от состояния покоя к активному предельному. Это соответствует зависимости для консольной схемы (Рисунок 3.4.2), что вполне логично, поскольку работа нижней части стенки аналогична работе консольной конструкции.

Часть графика, расположенная слева и соответствующая верхнему участку стенки, представляет особый интерес. Очевидно, что на плоскостях скольжения $A_2B_2 - A_9B_9$ (Рисунок 3.4.1) в результате деформаций происходит уменьшение касательных усилий, причем на трех из них они меняют знак, что означает изменение направления сил трения, поскольку нормальные усилия постоянны по знаку.

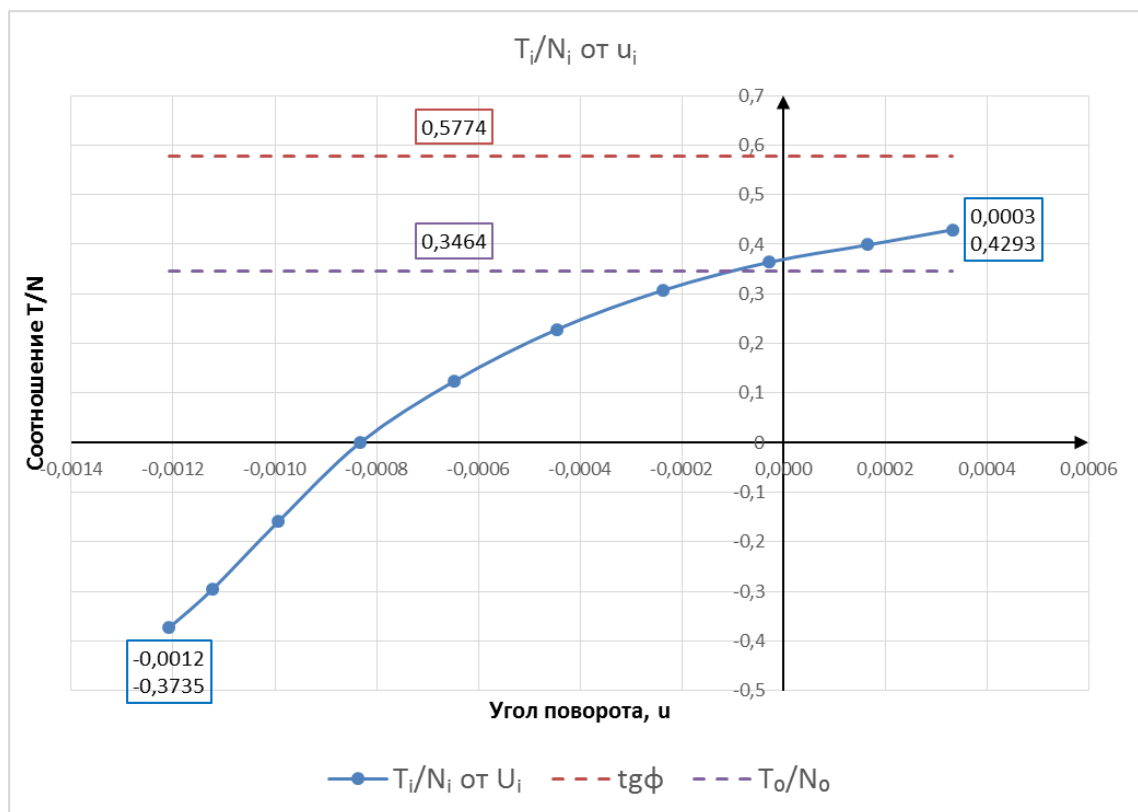


Рисунок 3.4.3 – График зависимости соотношения касательных и нормальных сил для плоскостей $A_2B_2 - A_{11}B_{11}$ (схема с закреплением верхнего конца, $EI = 200000 \text{ кНм}^2$): линия T_0/N_0 – постоянная величина соотношения касательных и нормальных сил для состояния покоя; линия $\text{tg } \phi$ – постоянная величина соотношения касательных и нормальных напряжений в предельном случае

Следует отметить, что для диапазона средних гибкостей исследуемая зависимость T/N имеет достаточно стабильный характер. В то же время для чрезвычайно гибких и жестких стенок можно наблюдать некоторые отличия в графиках в сравнении с аналогичными для конструкций среднего диапазона гибкостей.

Отдельно следует рассмотреть зависимости касательных усилий T на каждой из плоскостей, предполагаемых микросдвигов в зависимости от деформаций. Это целесообразно сделать для подпорной конструкции, имеющей закреплённые верхний и нижний концы, которая включает в себя различные частные случаи деформаций (Рисунок 3.4.1). На представленных ниже рисунках наглядно представлены зависимости $T(u)$ для различных участков стенки, характеризующихся различными типами деформаций. Очевидно, что для верхней части конструкции касательные усилия на границе наклонных блоков меняют знак при деформировании и возрастают по величине для более гибких конструкций, имеющих больший изгиб, который характеризуется максимальными значениями углов поворота u (Рисунок 3.4.4).

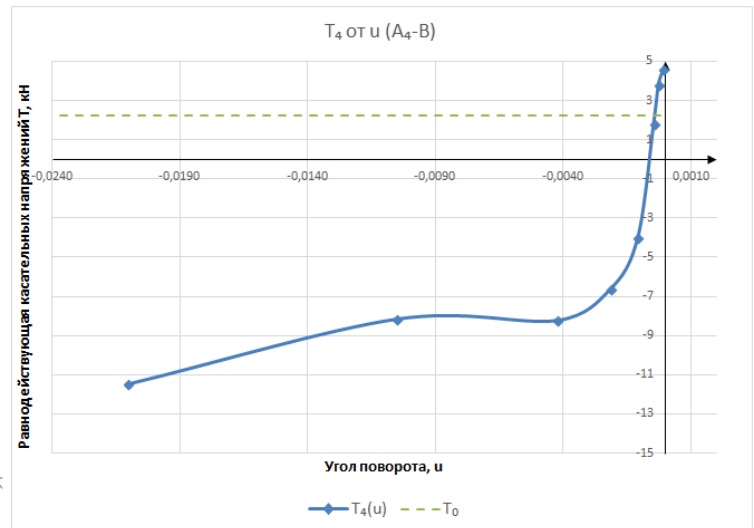
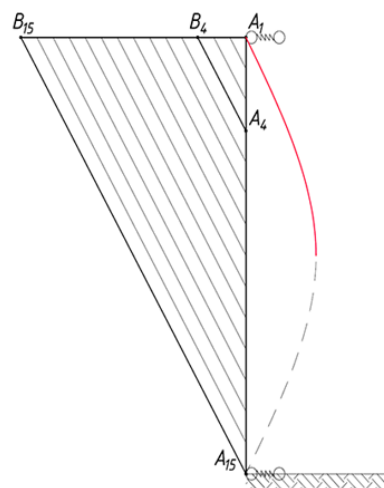


Рисунок 3.4.4 – График зависимости $T(u)$ для верхней части стенки

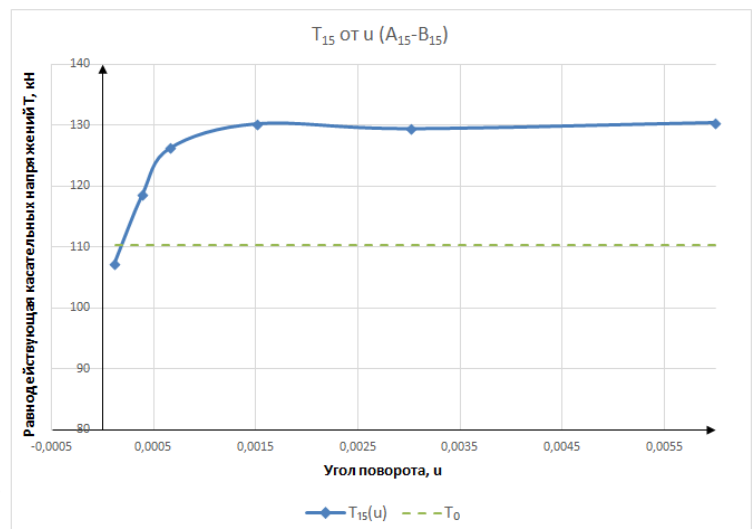
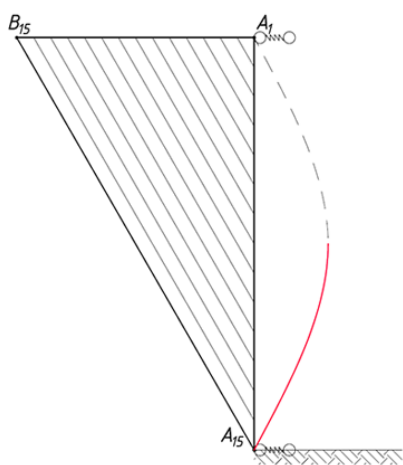


Рисунок 3.4.5 – График зависимости $T(u)$ для нижней части стенки

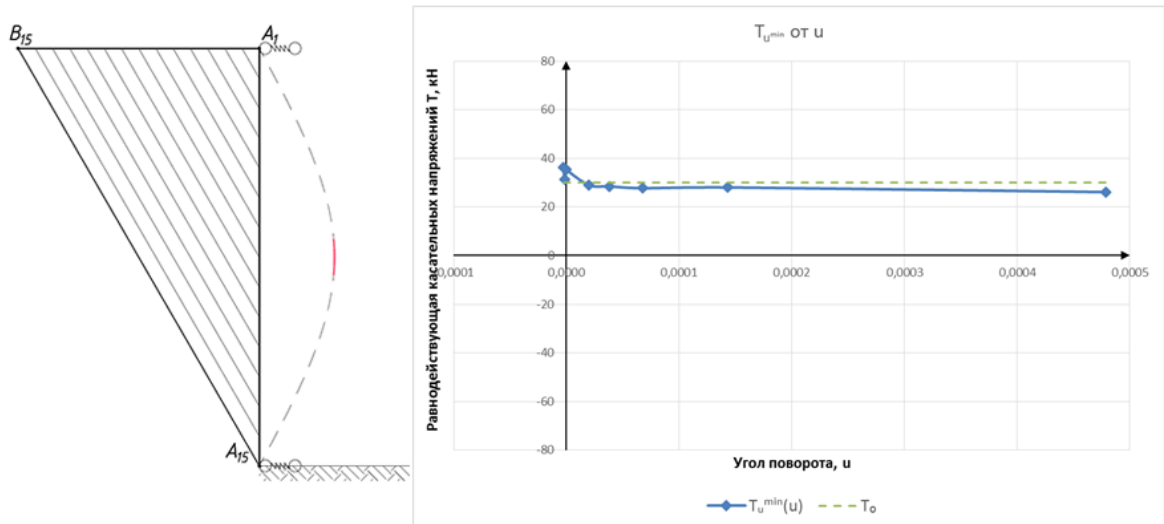


Рисунок 3.4.6 – График зависимости $T(u)$ для центральной части стенки, в зоне углов поворота близким к нулевым значениям

Обратная картина наблюдается для нижней половины стенки (Рисунок 3.4.5). Силы трения на границах блоков возрастают с увеличением деформаций, в отличие от состояния покоя (T_0). При этом силы трения не меняют своего направления, их увеличение свидетельствует о переходе грунтового массива от состояния покоя к активному.

Значение сил трения на границах наклонных блоков грунта, при углах поворота u , близких к нулю, соответствует значениям сил трения на них в состоянии покоя T_0 (Рисунок 3.4.6).

Анализ результатов численного исследования сил взаимодействия и их соотношений на границах, смещаемых относительно друг друга наклонных блоков грунта, позволяет выявить определённые закономерности.

Рассматривая сложный процесс деформации подпорной стенки с фиксацией верхнего и нижнего краёв (Рисунок 3.4.1, в), можно констатировать, что он включает в себя несколько более простых составляющих. Первая составляющая – это схема с поворотом вокруг верхней опоры, характерная для заанкеренных конструкций (Рисунок 3.4.4). Вторая – схема с поворотом вокруг нижней опоры (Рисунок 3.4.5). Кроме того, можно выделить небольшой третий участок в середине пролёта стенки, который характеризуется при деформировании значениями углов поворота, близкими к нулевым значениям (Рисунок 3.4.6).

Таким образом, проведя анализ зависимостей касательных и нормальных усилий на границах каждого блока в совокупности, можно сделать вывод, что для любого случая деформирования подпорной конструкции, графическое представление зависимости касательных усилий от деформаций (углов поворота) должно быть близко к S-образной форме. Эта закономерность проявляется при совмещении графиков $T(u)$ на рисунках 3.4.4 и 3.4.5, которые

иллюстрируют различные по характеру деформаций конструкции, с учетом полученных зависимостей T_i/N_i от u (Рисунок 3.4.2, Рисунок 3.4.3).

Как известно, значения касательных напряжений в массиве песчаного грунта имеет свой предел - $Ntg\phi$. Это говорит о том, что у S-образной зависимости должны быть две предельные асимптоты, которые характеризуют наступление предельных состояний. «Полки» S-образных графиков не должны пересекать асимптоты. Например, для консольной схемы работы при достижении активного предельного состояния грунта, график зависимости касательных сил представляет собой прямую линию (Рисунок 3.4.1), т.е. является частью «полки» общей универсальной S-образной зависимости $T(u)$.

Необходимо подчеркнуть, что результаты, полученные в ходе численных исследований, следует использовать с осторожностью при разработке аналитических методов расчёта. Это обусловлено тем, что взаимодействие усилий на выделенных наклонных полосах грунта носит более сложный характер, а распределение усилий вдоль плоскостей микросдвигов является неравномерным. Таким образом, результаты, полученные в настоящей главе, могут служить основой для разработки метода определения бокового давления грунта. Представленные данные имеют прежде всего качественное значение и могут рассматриваться в качестве отправной точки для дальнейших исследований.

Выводы по главе 3

1. Результаты исследований, проведённых с использованием численного моделирования методом конечных элементов, позволяют сделать вывод о принципиальном различии форм эпюр боковых давлений грунта в зависимости от характера деформаций подпорных стенок.

2. При моделировании по расчетным схемам, соответствующим консольной работе подпорных конструкций, полученная картина распределения активного давления грунта на стенку гармонирует с теоретическими решениями, принятыми современными нормами, в основе которых лежит теория Кулона. Эпюры давления грунтов на подпорную стенку близки по форме к треугольной. Значения давлений в пределах глубины котлована и характер распределения практически не зависит от жесткости подпорой конструкции.

3. Для моделей, соответствующих подпорным стенкам, закрепленным в верхней части распоркой были получены результаты по распределениям боковых давлений, которые хорошо согласуются с экспериментальными данными прошлых лет и результатами лабораторных исследований, проведённых в рамках данной диссертационной работы. Отмечается отчётливое перераспределение бокового давления грунта по высоте стенки в пределах глубины котлована. При одинаковых значениях давления грунта эффект перераспределения более выражен для наиболее податливых стенок. Меньшим значениям изгибных жесткостей соответствует больший эффект перераспределения, т.е. большие значения бокового давления возникают в приопорных участках и меньшие – в пролетах. С увеличением жёсткости стенок происходит уменьшение эффекта перераспределения давления грунта.

4. По итогам численного исследования можно сделать заключение о том, что результаты конечно-элементных расчётов в целом согласуются с выводами многочисленных лабораторных и натурных экспериментов относительно закономерностей распределения бокового давления грунта в зависимости от различных кинематических условий подпорных стен. Для заанкеренных стен наблюдается отклонение эпюр давления от треугольных, соответствующих классической теории.

5. Численное моделирование для различных кинематических условий работы подпорной стенки позволило выявить определенные закономерности в распределении сил взаимодействия и их соотношений на границах смещаемых наклонных блоков грунта, а именно:

– установлено качественное различие в соотношении нормальных и касательных усилий, которое обусловлено кинематической схемой изгиба конструкции и проявляется в процессе ее деформирования;

– в пределах призмы обрушения грунта в общем случае может не наступать предельное состояние, для схем с закреплением верхнего конца стенки наблюдается упругое равновесие, т.е. допредельная стадия работы;

– для общего случая деформирования стенки может быть использована S-образная зависимость касательных усилий от углов её поворота в каждой точке, которая характеризуется наличием двух предельных асимптот, соответствующих критическим состояниям.

Полученные данные предполагается использовать для дальнейшей реализации численно-аналитического метода расчёта бокового давления грунта преимущественно в качественном аспекте.

ГЛАВА 4. РАЗРАБОТКА МЕТОДА РАСЧЕТА БОКОВОГО ДАВЛЕНИЯ НЕСВЯЗНОГО ГРУНТА В АКТИВНОЙ ЗОНЕ НА ГИБКИЕ ПОДПОРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

4.1 Постановка задачи

Многочисленные результаты лабораторных экспериментов и натурных измерений [39], [122], [215], [129], [39], [29], [61], [63], а также выполненные опытные работы и численные исследования в рамках настоящей работы свидетельствуют о том, что за счет проявления арочного эффекта фактические эпюры давления грунта на гибкие подпорные стены отличны от прямолинейной формы и существенно зависят от деформаций конструкции (Рисунок. 4.2.1).

В настоящей главе изложен разработанный новый метод расчета для определения бокового давления грунта в активной зоне на гибкие подпорные конструкции в зависимости от их деформаций, позволяющий более надежно проектировать ограждения котлованов. В основу метода положено аналитическое решение, полученное в результате комплекса экспериментальных и расчетно-теоретических исследований.

4.2 Феноменологическая модель

Предлагаемый метод подразумевает определение величин давления грунта на подпорную стенку в зависимости от её деформаций. Покажем на феноменологических моделях, как различные по характеру деформации гибкой подпорной конструкции влияют на распределение давлений по высоте и чем это объясняется. Рассмотрим три характерных случая деформации подпорной стенки (Рисунок. 4.2.1 а, б, в). На этих рисунках показаны разные по характеру деформации гибкой подпорной стенки и соответствующие им эпюры боковых давлений. Различная форма обусловлена тем, что в отличие от классического решения, предполагающего смещение монолитной призмы обрушения, в пределах которой грунт находится в предельном равновесии, существуют локальные смещения наклонных блоков грунта внутри самой призмы и, как следствие, перераспределение давлений по высоте стенки в зависимости от характера и величин этих локальных смещений. По линиям скольжения или их проекциям в допредельном состоянии при смещении ограждающей конструкции, а соответственно и при перемещении грунта за стенкой, действуют нормальные и касательные напряжения. Для краткости линии скольжения и их проекции далее будем называть «линиями скольжения». Равнодействующие этих напряжений и их направления, соответствующие каждому из рассматриваемых нами случаев смещения стенки, показаны на произвольно выделенном элементарном блоке грунта, заключенной между смежными линиями (Рисунок. 4.2.1 г, д, е). Очевидно, что распределение

давлений на стенку будет зависеть от величин и направления этих сил (в частности, касательных напряжений по линиям скольжения).

Рассматриваемый первый случай деформации стенки (наиболее часто встречающийся в практике) соответствует схеме Кулона, т.к. перемещения верхнего конца стенки больше, то и, соответственно, силы трения на границах линий скольжения, расположенных выше, больше по величинам. Вследствие этого обстоятельства происходит равномерный сдвиг по всем элементарным блокам сыпучего тела за подпорной стенкой, причем каждый из них сползает по нижележащему и возникает некоторая область сползания, приближающаяся по форме к клину. Эпюра давления грунта на стенку в этом случае близка по форме к треугольнику с вершиной у верхней кромки (Рисунок. 4.2.1 а), т. е. находится в соответствии с теоретическими решениями. Распределение давлений для этого случая будет соответствовать кулоновской схеме.

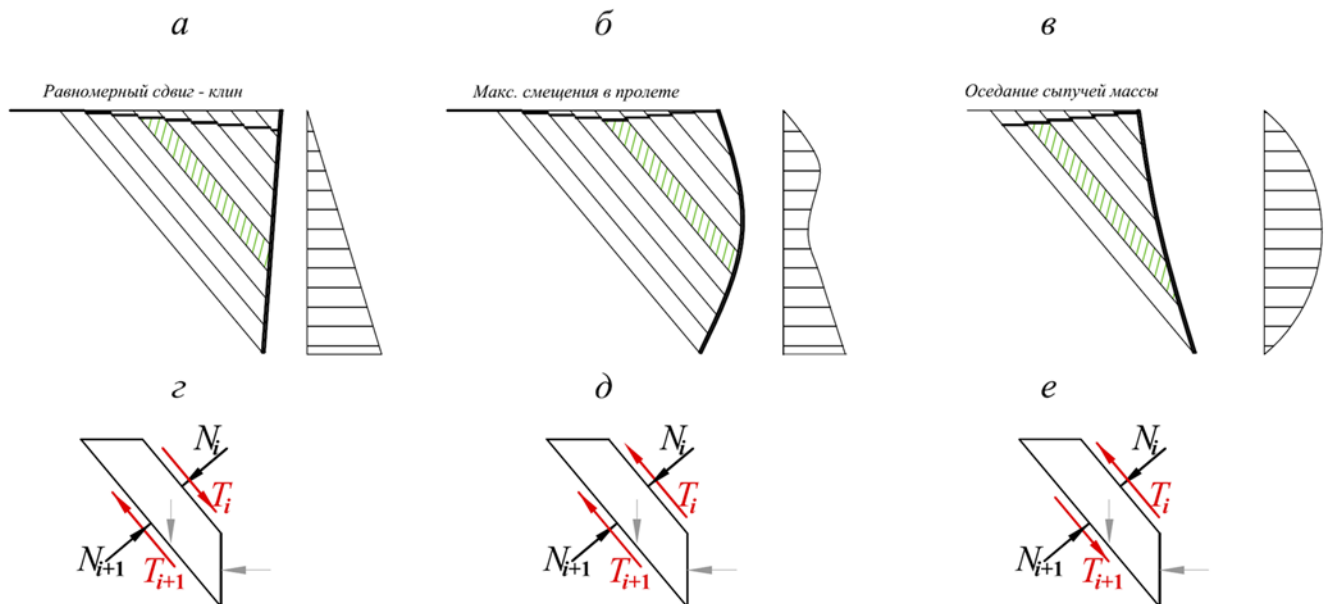


Рисунок. 4.2.1 – Эпюры боковых давлений в зависимости от разных по характеру деформаций подпорной стенки. Направления равнодействующих нормальных и касательных напряжений при смещении произвольного блока грунта

Совершенно иную картину можно наблюдать в случаях деформации стенок с закреплением в верхней части одним анкером, изображенных на рисунке 4.2.1 б, в. В этом случае максимальные перемещения наблюдаются в середине пролета стенки, величины сил трения на границах линий скольжения будут максимальны в зоне максимальных смещений. Силы взаимодействия по линиям скольжения для i -того блока могут быть направлены, как показано на рисунке 4.2.1 д.

При вращении стенки вокруг верхней кромки (Рисунок. 4.2.1 в) происходит не сдвиг сыпучей массы, а оседание вниз некоторой ее части, ограниченной кривой, вогнутой в сторону стенки. Эпюра давления сыпучего грунта на стенку в этом случае будет также криволинейной. Для сравнения с двумя первыми случаями деформации стенки на рисунке 4.2.1 е приведены силы взаимодействия по линиям скольжения для i -того блока для случая, когда стенка вращается вокруг верхней кромки. Как видно на рисунке 4.2.1 г, д, е силы трения по линиям скольжения для i -того блока для трех случаев различны по направлениям.

Вышеописанные модели перемещения сыпучего грунта в пределах призмы обрушения согласуются с серией испытаний, проведенных в рамках настоящей диссертационной работы и рассмотренных во второй главе.

4.3 Схема построения метода

На рисунке 4.3.1 представлена расчетная схема абсолютно гладкой стенки, используемая для метода наклонных блоков.

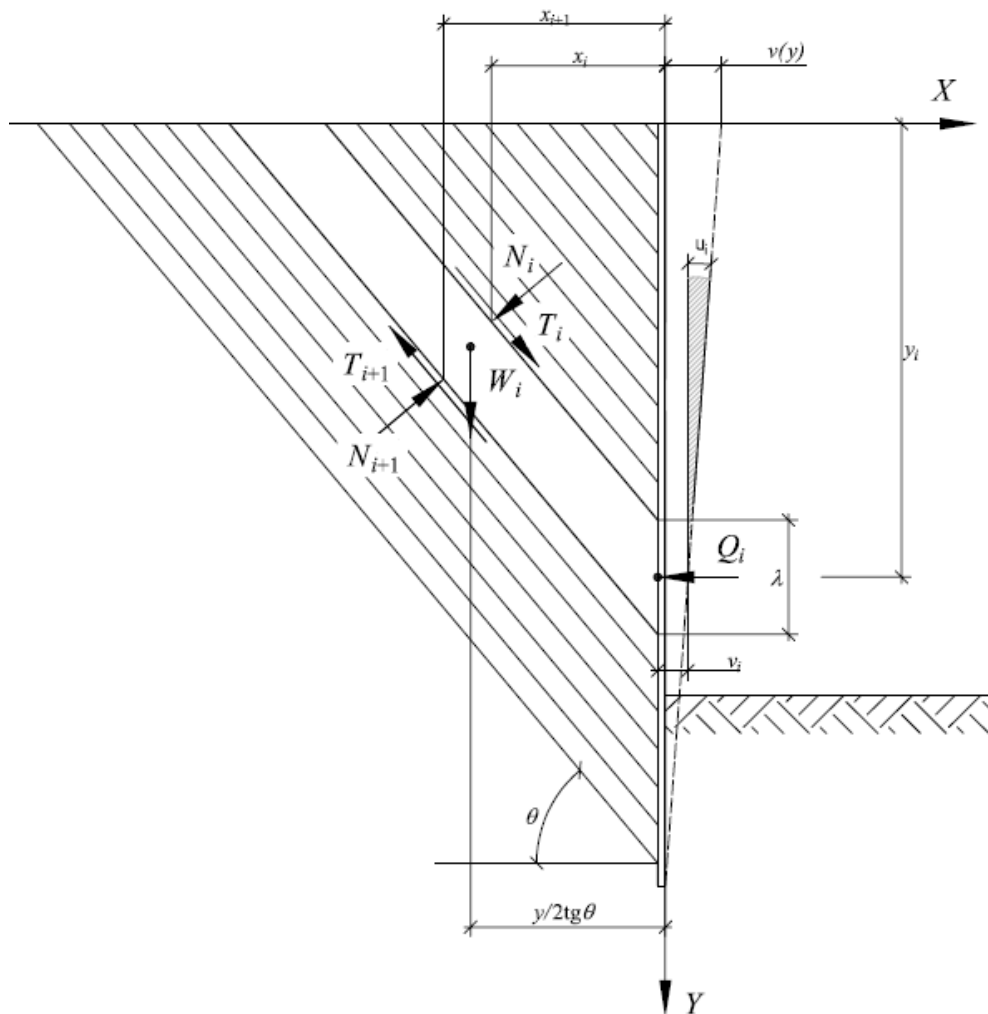


Рисунок. 4.3.1 – Расчётная схема метода наклонных блоков

Разобьём массив грунта за стенкой на элементарные наклонные блоки высотой λ , угол наклона к горизонту которых соответствует положению плоских линий скольжения по схеме Кулона при переходе к активному предельному состоянию: $\theta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$. Выделив элементарный i -ый блок, передающий давление на подпорную стенку на глубине y , рассмотрим усилия, действующие на него:

– W_i – вес элементарного блока, определяемый как:

$$W_i = \frac{\gamma y_i \lambda}{\operatorname{tg} \theta}, \quad (4.3.1)$$

где γ – удельный вес грунта;

λ – интервал разбиения по высоте стены;

y – ордината центра элементарного блока, в свою очередь, определяемая для i -го блока как:

$$\gamma_i = \lambda \cdot i - \frac{\lambda}{2} \quad (4.3.2)$$

– T_i и T_{i+1} – равнодействующие касательных напряжений на верхней и нижней гранях блока;

– N_i и N_{i+1} – равнодействующие нормальных напряжений на верхней и нижней гранях блока;

– Q_i – равнодействующая нормальных напряжений на контакте со стеной (касательные напряжения на контакте отсутствуют т. к. рассматриваемая стенка абсолютно гладкая);

В результате давления грунта подпорная стена испытывает прогиб $v(y)$.

Рассматривая равновесие одиночного i -го блока, имеем для него 6 неизвестных:

– T_i , N_i , Q_i – неизвестные равнодействующие;

– x_i , y_i – геометрические характеристики, описывающие положение равнодействующих нормальных напряжений N_i и Q_i ;

– u_i – угол поворота сечения подпорной стенки, определяющий соотношения T_i и N_i .

Угол поворота, как известно, представляет собой первую производную прогиба стенки:

$$u = \frac{dv}{dy}, \quad (4.3.3)$$

где v – горизонтальные смещения (прогиб) подпорной стенки.

Если решать задачу численно, при разбиении массива грунта на n блоков мы будем иметь $6n$ неизвестных.

Для решения задачи можно использовать:

– $3n$ уравнений равновесия элементарных блоков;

- n условий эмпирической зависимости $T(u)$;
- n уравнений изгиба балки в конечно-разностной форме;
- n допущений о приложении равнодействующих Q_i , которые ввиду малости λ можно считать приложенными в средних линиях элементарных блоков, т.е. при численном подходе эпюра давлений грунта на подпорную стену заменяется кусочно-постоянной функцией.

Т. о. для $6n$ неизвестных имеем $6n$ зависимостей. Задача может быть однозначно решена. Блок-схема метода приведена на рисунке 4.3.2.

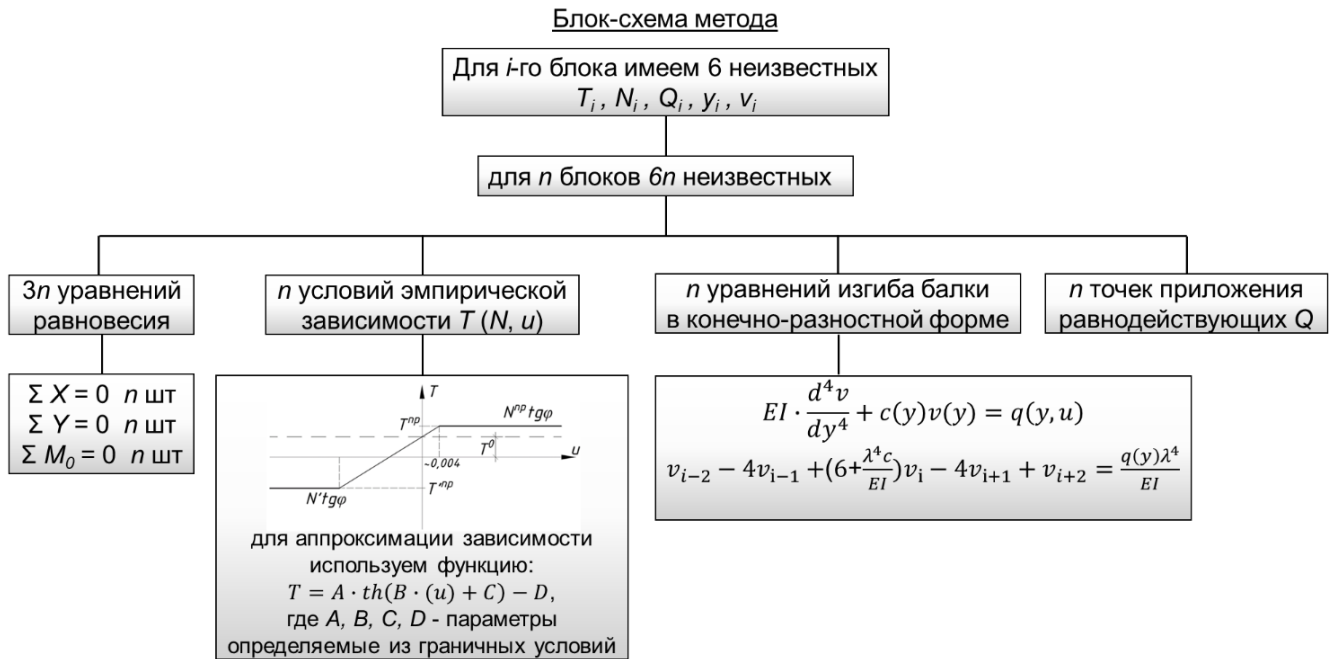


Рисунок. 4.3.2 – Блок-схема метода

4.4 Вывод дифференциального уравнения

Для реализации предлагаемого метода определения бокового давления грунта, как показано выше, необходимо получить дифференциальное уравнение изогнутой оси подпорной стенки (Рисунок. 4.3.2), в котором внешняя распределенная нагрузка представляет собой боковое давление грунта, зависящее от начального напряженного состояния в массиве, прочностных характеристик грунта и деформаций ограждающей конструкции.

Рассмотрим уравнения равновесия элементарного блока (см. Рисунок. 4.3.1) и выполним соответствующие преобразования для определения равнодействующих давлений в пределах каждого блока.

Сумма проекций всех сил на ось X :

$$N_{i+1} \cdot \sin \theta - N_i \cdot \sin \theta + T_i \cdot \cos \theta - T_{i+1} \cdot \cos \theta - Q_i = 0$$

откуда

$$Q_i = (N_{i+1} - N_i) \cdot \sin\theta - (T_{i+1} - T_i) \cdot \cos\theta \quad (4.4.1)$$

Сумма проекций всех сил на ось Y:

$$N_i \cdot \cos\theta - N_{i+1} \cdot \cos\theta + T_i \cdot \sin\theta - T_{i+1} \cdot \sin\theta + W_i = 0$$

откуда

$$N_{i+1} - N_i = \frac{\gamma \cdot y_i \cdot \lambda}{\sin\theta} - (T_{i+1} - T_i) \cdot \operatorname{tg}\theta \quad (4.4.2)$$

Поставляем (4.4.2) в (4.4.1)

$$\begin{aligned} Q_i &= \gamma \cdot y_i \cdot \lambda - (T_{i+1} - T_i) \cdot (\sin\theta \cdot \operatorname{tg}\theta + \cos\theta), \\ Q_i &= \gamma \cdot y_i \cdot \lambda - (T_{i+1} - T_i) \cdot \left(\frac{\sin^2\theta + \cos^2\theta}{\cos\theta} \right) = \gamma \cdot y_i \cdot \lambda - \frac{T_{i+1} - T_i}{\cos\theta}, \\ Q_i &= \gamma \cdot y_i \cdot \lambda - \frac{T_{i+1} - T_i}{\cos\theta} \end{aligned} \quad (4.4.3)$$

Из полученного уравнения (4.4.3) видно, что величины давлений на стенку в пределах каждого элементарного блока зависят от сил трения на его верхней и нижней границах. В свою очередь очевидно, что значения равнодействующих касательных сил на границах элементарных блоков напрямую зависят от характера и величины их смещения относительно друг друга (Рисунок. 4.2.1).

Многочисленные экспериментальные исследования, в т.ч. выполненные в настоящей диссертационной работе, и теоретические соображения, изложенные выше на феноменологических моделях (Рисунок. 4.2.1) для различных по характеру деформаций гибкой подпорной стенки показывают, что в общем случае зависимость касательных напряжений в грунте на площадках сдвига от интенсивности сдвиговых деформаций может быть представлена идеализированной кусочно-линейной зависимостью. В нашем случае эта зависимость может быть представлена в виде, показанном на рисунке 4.4.1.

Зависимость, учитывает распределение касательных напряжений на границах наклонных блоков в зависимости от характера деформирования стенки и позволяет отобразить общую картину перемещения массива грунта в пределах призмы обрушения, соответствующую экспериментальным данным и численному моделированию.

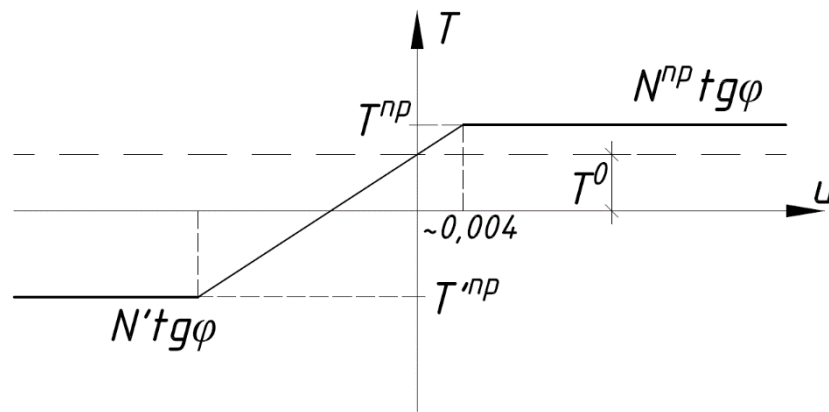


Рисунок 4.4.1 – Кусочно-линейная зависимость сил трения от угла поворота стенки $T(u)$: T^0 – интенсивность касательных напряжений на границах блоков в состоянии покоя, T^{np} – интенсивность касательных напряжений на границах блоков в состоянии предельного равновесия грунта (активная зона), T^{np} – интенсивность предельных касательных напряжений на границах блоков в зависимости от текущего значения нормальных напряжений (обжатия блока)

Для аналитической аппроксимации указанной эмпирической зависимости $T(u)$ удобно использовать функцию гиперболического тангенса (Рисунок 4.4.2), в виде:

$$T = A \cdot \text{th}(B \cdot (u) + C) - D, \quad (4.4.4)$$

где A, B, C, D – искомые параметры.

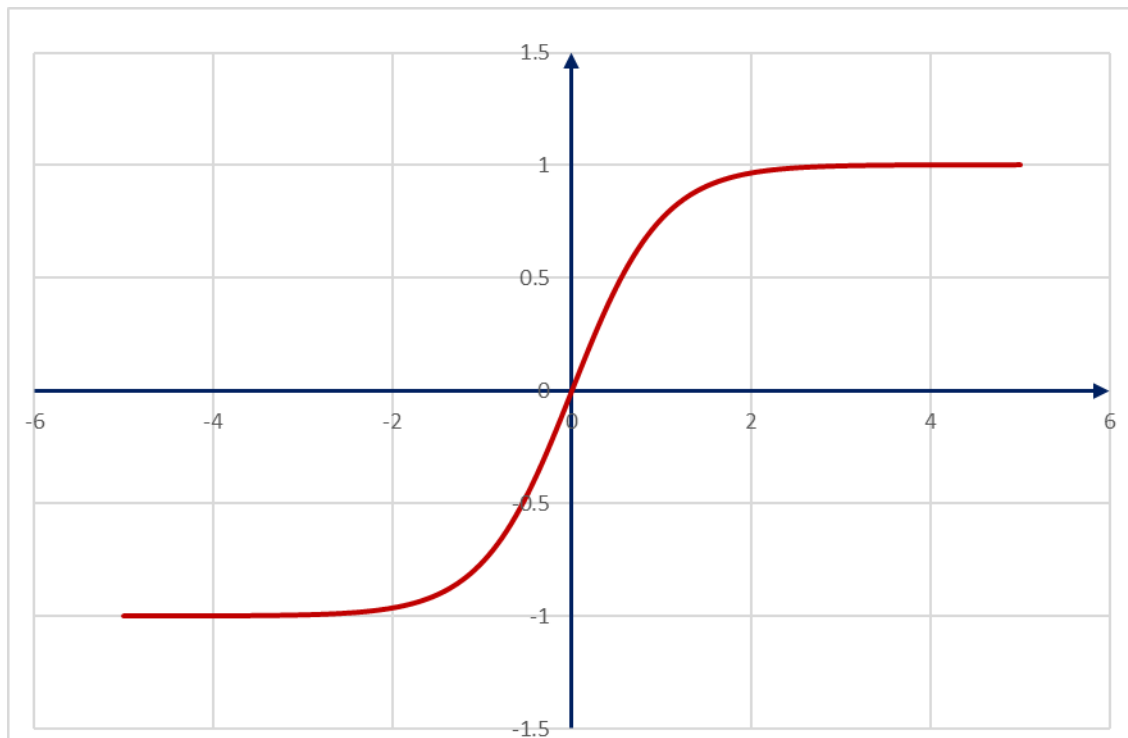


Рисунок 4.4.2 – График функции $y = \text{th}(x)$

Для аппроксимации воспользуемся выражением указанного вида $T = A \cdot \text{th}(B \cdot (u) + C) - D$ с различными параметрами амплитуды графиков A для левой (при $u \leq 0$) и правой (при $u \geq 0$) частей зависимости относительно оси ординат (Рисунок 4.4.1).

Определение параметров графика для правой и левой части требует несколько различного подхода. Правая часть зависимости, представленная на рисунке 4.4.1 соответствует процессу деформирования подпорной стенки по консольной схеме и характеризуется равномерным сдвигом по наклонным блокам сыпучего тела. Предельное состояние в данной ситуации определяется достижением максимальных значений касательных напряжений $T^{\text{пр}} = N^{\text{пр}} \cdot \text{tg } \varphi$, которые при последующих смещениях сохраняют свою величину неизменной. Левая часть графика иллюстрирует случай вращения стенки в отличную от вышерассмотренного сторону. При этом касательные силы на границах наклонных блоков уменьшаются с увеличением угла поворота стенки, и в определенный момент меняют знак. Как, показано в третьей главе, нормальные напряжения вдоль линий скольжения возрастают, усиливая степень обжатия наклонного блока. Таким образом, для определенной степени обжатия, т.е. величины равнодействующей нормальных напряжений N' на границе наклонного блока, предельное сопротивление сдвигу будет определяться как $T'^{\text{пр}} = N' \cdot \text{tg } \varphi$. Практически во всех случаях работа грунта, описываемая левой ветвью графика, происходит в допредельной (упругой) стадии.

Очевидно, что для случая работы стенки по консольной схеме (Рисунок. 4.2.1 а), что соответствует классической теории, $T^{\text{пр}}$ и $T'^{\text{пр}}$ будут равны, т.к. нормальные напряжения на границе блоков будут соответствовать активному предельному состоянию, т.е. $N^{\text{пр}}$ также будет равно N' и график в этом случае будет иметь вид: $T = A \cdot \text{th}(B \cdot u + C)$. В остальных рассмотренных выше характерных случаях работы подпорной конструкции (Рисунок. 4.2.1 б, в) $T^{\text{пр}}$ и $T'^{\text{пр}}$ будут различными, т.к. для случая активного предельного состояния (правая часть графика) нормальные напряжения будут соответствовать предельным $N^{\text{пр}}$. Для работы грунта в допредельной стадии, которая характеризуется преимущественно левой частью графика (также это справедливо для небольшого участка правой части графика в пределах которого касательные силы уменьшаются от T_0 (состояние покоя) до $T^{\text{пр}}$ (предельное активное состояние)), степень обжатия за счет перераспределения усилий на границах блоков будет возрастать и в общем случае $N' > N^{\text{пр}}$, что подтверждается результатами численных исследований, рассмотренных в предыдущей главе.

Наконец, очевидно, что в условиях отсутствия деформаций при $u = 0$, касательные T^0 и нормальные N^0 усилия на границах наклонных блоков будут соответствовать состоянию покоя.

Определим искомые параметры требуемой функциональной зависимости A, B, C, D .

Параметр амплитуды графика аппроксимирующей функции можно выразить следующим

образом:

$$A = \frac{T_{i+1}^{\text{np}} + T_{i+1}'^{\text{np}}}{2} \quad (4.4.5)$$

Параметр смещения графика вдоль оси ординат D для общего случая, когда $T^{\text{np}} \neq T'^{\text{np}}$

$$D = \frac{T_{i+1}^{\text{np}} + T_{i+1}'^{\text{np}}}{2} - T_{i+1}^{\text{np}} \quad (4.4.6)$$

или

$$D = A - T_{i+1}^{\text{np}} \quad (4.4.7)$$

Очевидно, что для частного случая, когда $T^{\text{np}} = T'^{\text{np}}$, что соответствует активному предельному состоянию, параметр D будет равен нулю.

Для случая состояния покоя ($u = 0$), получаем параметр горизонтального смещения для графиков C :

$$T_0 = A \cdot \text{th}(C) - D \quad (4.4.8)$$

Откуда:

$$C = \text{arth}\left(\frac{T^0 + D}{A}\right) \quad (4.4.9)$$

Параметр «растяжения» графиков B получаем путем численной аппроксимации с учетом того, что при малых углах поворота $u \approx 0,001-0,005$ T стремится к T_{np} [164], [44]. В свою очередь, график гиперболического тангенса $y = \text{th}(x)$ при $x \approx 1,8 - 3,0$ заметно приближается к своей асимптоте. Таким образом, можно записать систему следующих уравнений:

$$\begin{cases} B \cdot u_1 + C = 1,9 \\ B \cdot u_2 + C = -1,9 \end{cases} \quad (4.4.10)$$

где u_1 и u_2 соответственно значения углов поворота, которые являются критериями перехода грунта в предельное состояние, причем $u_1 \approx 0,004$, а u_2 является зависимой от u_1 величиной.

Решая систему уравнений (4.4.10) получаем следующие формулы для определения параметра B :

$$B = \frac{1,9 - C}{u_1} \quad (4.4.11)$$

При этом в свою очередь:

$$u_2 = \frac{1,9 \cdot u_1 + C \cdot u_1}{C - 1,9} \quad (4.4.12)$$

В результате анализа данных, полученных в ходе экспериментальных и численных исследований, представленных в главах 1–3, за критерий при котором происходит плавный переход массива грунта в предельное активное состояние можно принять значение $u_1 = 0,004$. При этом значение u_2 несколько больше u_1 , что соответствует, например, европейским геотехническим нормам [164], согласно которым соотношение между критериями мобилизации предельных состояний, для поворотов вокруг верхнего и нижнего края подпорных стенок составляет около 2-2,5.

Для того, чтобы определить функциональную зависимость между силами трения и деформациями – $T(u)$ следует рассмотреть случай, когда стенка не испытывает горизонтальных смещений и прогибов, давление грунта на стену совпадают с боковым давлением грунта в состоянии покоя. Тогда при $u(y) = 0$, Q_i определяется как:

$$Q_i^0 = \gamma \cdot y_i \cdot k_0 \cdot \lambda, \quad (4.4.13)$$

где k_0 – коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя, определяемый в соответствии с [104].

При подстановке выражения (4.4.13) в уравнение (4.4.3) получаем:

$$T_{i+1}^0 - T_i^0 = \gamma \cdot y_i (1 - k_0) \cdot \cos \theta \cdot \lambda \quad (4.4.14)$$

и соответственно:

$$T_{i+1}^0 = \gamma \cdot y_i (1 - k_0) \cdot \cos \theta \cdot \lambda + T_i^0, \quad (4.4.15)$$

где:

T_{i+1}^0 – равнодействующая касательных напряжений на нижний грани элементарного блока при отсутствии перемещений стенки;

T_i^0 – равнодействующая касательных напряжений на верхней грани элементарного блока при отсутствии перемещений стенки.

При этом:

$$N_{i+1}^0 = \frac{\gamma \cdot y_i \cdot \lambda}{\sin \theta} - (T_{i+1}^0 - T_i^0) \cdot \operatorname{tg} \theta + N_i^0 \quad (4.4.16)$$

Рассмотренный случай соответствует точке $(0, T_0)$ графика зависимости $T(u)$ (Рисунок 4.4.1).

Рассмотрим случай, когда грунт за стенкой находится в предельном состоянии и на площадках сдвига соотношение между σ и τ описывается законом Кулона.

Следуя закону прочности Кулона, запишем:

$$T^{\text{np}} = N^{\text{np}} \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (4.4.17)$$

Рассматривая равновесие элементарного блока (Рисунок. 4.3.1) в предельном случае можно получить следующие зависимости с учетом (4.4.1):

$$Q_i^{\text{np}} = (N_{i+1}^{\text{np}} - N_i^{\text{np}}) \cdot \sin \theta - (N_{i+1}^{\text{np}} - N_i^{\text{np}}) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot \cos \theta \quad (4.4.18)$$

Из уравнения (4.4.2) в предельном случае:

$$N_{i+1}^{\text{np}} - N_i^{\text{np}} = \frac{\gamma \cdot y_i \cdot \lambda}{\sin \theta} - (N_{i+1}^{\text{np}} - N_i^{\text{np}}) \cdot \operatorname{tg} \varphi \cdot \operatorname{tg} \theta,$$

$$(N_{i+1}^{\text{np}} - N_i^{\text{np}})(1 + \operatorname{tg} \varphi \cdot \operatorname{tg} \theta) = \frac{\gamma \cdot y_i \cdot \lambda}{\sin \theta},$$

перемножаем обе части уравнения на $\cos \theta$:

$$(N_{i+1}^{\text{np}} - N_i^{\text{np}})(\cos \theta + \operatorname{tg} \varphi \cdot \sin \theta) = \frac{\gamma \cdot y_i \cdot \lambda}{\operatorname{tg} \theta},$$

$$(N_{i+1}^{\text{np}} - N_i^{\text{np}}) = \frac{\gamma \cdot y_i \cdot \lambda}{(\cos \theta + \operatorname{tg} \varphi \cdot \sin \theta) \operatorname{tg} \theta},$$

$$N_{i+1}^{\text{np}} = \frac{\gamma \cdot y_i \cdot \lambda}{(\cos \theta + \operatorname{tg} \varphi \cdot \sin \theta) \cdot \operatorname{tg} \theta} + N_i^{\text{np}} \quad (4.4.19)$$

Подставив (4.4.19) в (4.4.18), получаем следующее выражение:

$$Q_i^{\text{np}} = \frac{\gamma y_i \lambda \cdot \sin \theta}{(\cos \theta + \operatorname{tg} \varphi \cdot \sin \theta) \cdot \operatorname{tg} \theta} - \frac{\gamma y_i \lambda \cdot \operatorname{tg} \varphi \cdot \cos \theta}{(\cos \theta + \operatorname{tg} \varphi \cdot \sin \theta) \cdot \operatorname{tg} \theta} =$$

$$= \frac{\gamma y_i \lambda \cdot (\sin \theta - \operatorname{tg} \varphi \cdot \cos \theta)}{(\cos \theta + \operatorname{tg} \varphi \cdot \sin \theta) \cdot \operatorname{tg} \theta} \quad (4.4.20)$$

Учитывая тригонометрическое тождество:

$$\operatorname{tg}(\theta - \varphi) = \frac{(\operatorname{tg} \theta - \operatorname{tg} \varphi)}{(1 + \operatorname{tg} \varphi \cdot \operatorname{tg} \theta)}, \quad (4.4.21)$$

разделив на $\cos \theta$ числитель и знаменатель правой части выражения (4.4.20) получим следующее выражение для Q_{np} :

$$Q_i^{\text{np}} = \frac{\gamma y_i \lambda \cdot \operatorname{tg}(\theta - \varphi)}{\operatorname{tg} \theta} \quad (4.4.22)$$

В свою очередь выполнив следующие тригонометрические преобразования с учетом того, что $\theta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$, получим известное выражение для активного давления грунта:

$$Q_i = \gamma y_i t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \lambda \quad (4.4.23)$$

Это соответствует правой части графика зависимости $T(u)$ (Рисунок 4.4.1).

Следует также рассмотреть случай, который соответствует допредельному напряженному состоянию.

В допредельном случае при снижении касательных сил на границах наклонных блоков, наблюдается увеличение нормальных составляющих усилий. Соответственно, сопротивление сдвига зависит от фактических значений нормальных усилий N' . В то время как в случае активного предельного состояния они ограничиваются $N_{пр}$.

Следуя закону прочности Кулона, можно записать:

$$T'^{пр} = N' \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (4.4.24)$$

Численные исследования сил взаимодействия по границам смещаемых блоков грунта показали, что в случае когда $T < T_0$, предельное состояние грунта не достигается, т.е. при построении графиков зависимости T/N от u , при отрицательных значениях углов поворотов выход на горизонтальную «полку» не наблюдается (Рисунок 3.4.3). Однако, несмотря на то, что предельное состояние не достигается, граничное условие в виде (4.4.24) можно применить для определения промежуточных значений сил трения на границах наклонных блоков грунта для случаев деформаций стенок при отрицательных углах поворота (Рисунок. 4.2.1 б, в) и, соответственно для значений сил трения меньших T_0 . Рассмотренный случай допредельного состояния соответствует левой части графика зависимости $T(u)$ (Рисунок 4.4.1).

Следует подчеркнуть, что в рассмотренном выше случае, когда напряжения не достигают предельных значений, интенсивность касательных напряжений на границах наклонных блоков будет определяться не только спецификой деформирования подпорной конструкции, которая характеризуется величиной и знаком углов поворота, но и уровнем нормальных напряжений. Последние, в свою очередь, также находятся в функциональной зависимости от u . Таким образом, функциональная зависимость касательных напряжений, возникающих на линиях сдвига, от величин и характера деформаций, базирующаяся на эмпирических данных, не является линейной, поскольку $T(u, N(u))$.

Для аппроксимации зависимости T от u , представленной на рисунке 4.4.1, как отмечалось выше, возможно воспользоваться графиком гиперболического тангенса (Рисунок 4.4.2) в виде (4.4.4 с определёнными параметрами этого графика A , B , C и D , соответственно в выражениях (4.4.5), (4.4.11), (4.4.9) и (4.4.7) и с учетом рассмотренных трёх случаев напряженно-

деформированного состояния грунта при различных деформациях стенки.

В конечном итоге зависимость (4.4.4) для произвольного i -го блока грунта приобретает вид:

$$T_{i+1} = A_{i+1} \cdot \text{th}(B_{i+1} \cdot (u) + C_{i+1}) - D_{i+1} \quad (4.4.25)$$

$$T_i = A_i \cdot \text{th}(B_i \cdot (u) + C_i) - D_i \quad (4.4.26)$$

где T_{i+1} и T_i соответственно равнодействующие сил трения на нижней и верхней гранях наклонного блока грунта.

Подставляя (4.4.25) и (4.4.26) в (4.4.3) мы получим выражение для определения равнодействующую бокового давления грунта Q_i в пределах высоты наклонного блока:

$$Q_i = \gamma \cdot y_i \cdot \lambda - \frac{A_{i+1} \cdot \text{th}(B_{i+1} \cdot (u) + C_{i+1}) - D_{i+1} - A_i \cdot \text{th}(B_i \cdot (u) + C_i) - D_i}{\cos \theta} \quad (4.4.27)$$

Очевидно, что выражение для бокового давления грунта (4.4.27), соответствующего каждому наклонному блоку зависит от физико-механических характеристик грунта засыпки и сил трения на её гранях, соотношение которых в свою очередь обуславливается величинами и характером деформаций стенки.

Итак, полученная функция $T(u, N(u))$ применяется для аналитической аппроксимации зависимости, представленной на рисунке 4.4.1. Иллюстрация для аппроксимирующей гладкой функций показана на рисунке 4.4.3.

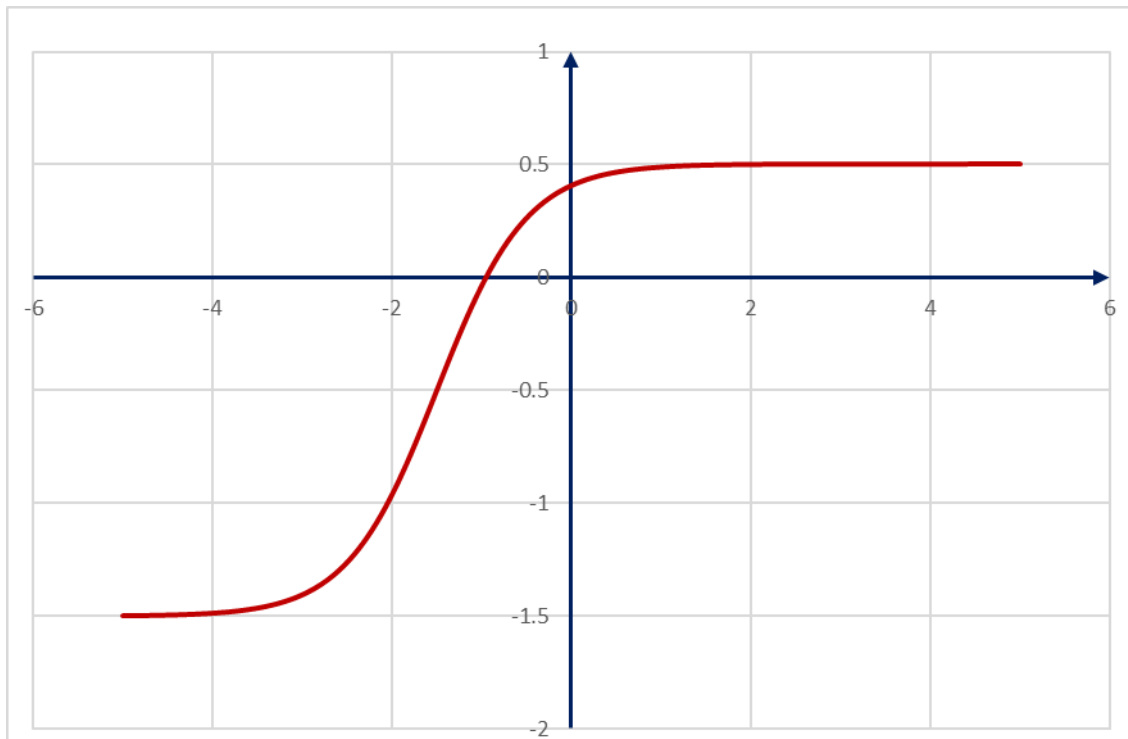


Рисунок 4.4.3 – Функция вида $T = A \cdot \text{th}(B \cdot (u) + C) - D$, применяемая для аппроксимации зависимости $T(u)$

С учетом полученных зависимостей выведем уравнение изогнутой оси балки. В общем случае запишем уравнение балки на упругом основании. Упругое основание, описываемое коэффициентом постели или упругого отпора, будем использовать для моделирования грунта, работающего в пассивной области со стороны котлована, а также упругие опоры, моделирующие распорки или анкера, удерживающих стену. Общая расчетная схема метода представлена ниже (Рисунок 4.4.4)

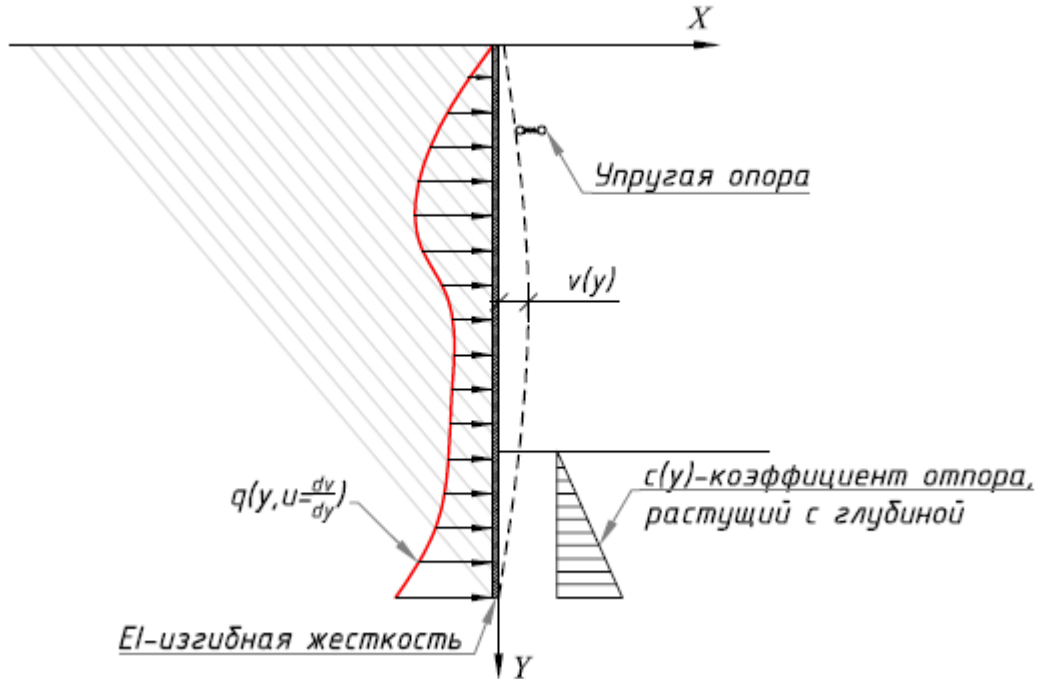


Рисунок 4.4.4 – Общая расчётная схема метода

Уравнение изгиба балки:

$$EI \cdot \frac{d^4 v}{dy^4} + cv(y) = q(y) \quad (4.4.28)$$

подставляем (4.4.27) в (4.4.28) и имея в виду, что в пределах элементарного слоя:

$$q(y) = \frac{Q}{\lambda}, \quad (4.4.29)$$

где λ – то же, что в (4.3.1)

Получим уравнение изгиба подпорной стенки (4.4.30), в котором величина давления грунта на стену со стороны массива зависит от начального напряженного состояния в массиве, прочностных характеристик грунта и деформаций ограждающей конструкции.

$$EI \cdot \frac{d^4 v}{dy^4} + c(y)v(y) = q(y, T(N(u), u)) \quad (4.4.30)$$

Полученное уравнение решается численно методом конечных разностей с учетом

различных краевых условий. Для реализации предложенного метода был составлен численный алгоритм и написана программа, в которой решение поставленной задачи выполняется методом последовательных приближений (итераций).

4.5 Численный расчет.

Автором создана программа, в которой в общем решается контактная задача взаимодействия гибкой подпорной стенки с упругим основанием, описываемым в пределах упругой схемы работы переменным коэффициентом постели, увеличивающимся с глубиной. Полученное в предыдущем разделе дифференциальное уравнение, описывающее поведение подпорной стенки под влиянием бокового давления грунта, в свою очередь зависящего от её деформаций, решается численно методом конечных разностей. Конечно-разностная форма уравнения для i -го узла приведена ниже:

$$\frac{EI}{\lambda^4} \cdot v_{i-2} - \frac{4EI}{\lambda^4} \cdot v_{i-1} + \frac{6EI + \lambda^4 \cdot c(y)}{\lambda^4} \cdot v_i - \frac{4EI}{\lambda^4} \cdot v_{i+1} + \frac{EI}{\lambda^4} \cdot v_{i+2} = q(y) \quad (4.5.1)$$

С учетом граничных условий на концах балки, которые также представляются в конечно-разностной форме, решается полученная система алгебраических уравнений. В программе для решения системы алгебраических уравнений применяется метод Холецкого. Решением системы уравнений являются значения перемещений в узловых точках.

Итерационный процесс осуществляется в соответствии со следующей последовательностью действий. Первая итерация расчётного процесса моделирует начальное напряжённое состояние, в результате чего определяются деформации подпорной стенки под воздействием давления покоя, нормальные усилия обжатия и силы трения на границах наклонных блоков. В ходе последующих итераций выполняется повторный расчёт, основанный на значениях деформаций (углов поворота стенки), полученных на предыдущих итерациях. Определяются силы трения, возникающие вследствие микросдвигов между наклонными гранями блоков. Эти силы, в свою очередь, зависят от характера и величин деформаций, а также от величин нормальных сил обжатия. На каждой итерации происходит определение распределения бокового давления грунта по высоте стенки, которое зависит от деформаций конструкции и соотношения сил, действующих на границах наклонных блоков. Итерационный расчет производится до достижения заданной минимальной погрешности с учетом точности расчета. По умолчанию точность расчета принимается 0,001 (Рисунок 4.5.1). Количество точек разбиения назначается пользователем и, в общем случае это число не ограничено. Однако необходимо учитывать, что при большом количестве точек требуется значительное время для проведения

вычислительных операций. В программу добавлена возможность ограничения максимального количества итераций.

В программе, разработанной в рамках диссертационного исследования, реализованы алгоритмы, позволяющие определить боковое давление в зависимости от характера и величин деформаций подпорной стенки с учётом возникновения и перераспределения сил взаимодействия в пределах призмы обрушения грунта. В специально разработанных дополнительных блоках программы имеется возможность исследовать и контролировать практически все расчетные величины и параметры, причем на каждой вычислительной итерации. В автоматическом режиме формируются и записываются в отдельные файлы все расчетные показатели (Рисунок 4.5.2). Для каждого наклонного блока имеется возможность вывести результирующие графики ключевых зависимостей между усилиями и деформациями (Рисунок 4.5.3 и Рисунок 4.5.4). Стандартные процедуры формирования и сохранения необходимой текстовой и графической информации, как по исходным, так и по результирующим данным также доступны (Рисунок 4.5.7). По своей сути, программа представляет собой не просто инструмент для выполнения расчётных операций, но и мощный аналитический аппарат для исследования явления перераспределения бокового давления грунта. Она позволяет проводить сравнительный анализ с экспериментальными данными, регулировать различные параметры расчёта, обладает потенциалом перспективного развития путем усложнения расчётных схем и получения аналогичных зависимостей для давлений грунта в пассивной зоне.

Общий вид главного окна программы представлен на рисунке 4.5.1. Пример расчетной схемы автоматически построенной программой – на рисунке 4.5.5. Общий вид окна представления результатов – на рисунке 4.5.7.

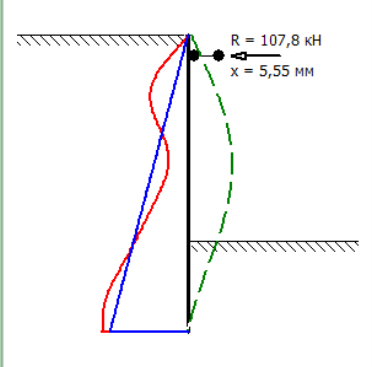
Ограждающая конструкция Глубина котлована, y_1 8 м; Заделка ниже дна котлована, y_2 3,5 м; Жесткость на изгиб, EI 100000 кНм ² ;		Характеристики грунта Удельный вес, γ 18 кН/м ³ ; Угол внутреннего трения, ϕ 30 град; Сцепление, C 0 кПа; Коэффициент Пуассона, ν 0,3 ; Коэффициент пропорциональности (для определения коэффициента упругого отпора), K 15000 кН/м ⁴ ;	
Схема ☐ Консольная ☒ Анкерная		Параметры расчета Количество разбиений - 150 Точность - 0,001	
Распорка - Анкер Глубина установки, h_1 0,8 м; Жесткость, EA 233106 кН; Длина, l_1 12 м;		Расчётная схема 	
Закрепление верхнего конца ☒ Свободный ☐ Шарнир ☐ Заделка		Закрепление нижнего конца ☒ Свободный ☐ Шарнир ☐ Заделка	
Расчет		Сохранить	
Блоки		Графики	
Количество выполненных итераций = 13 Максимальное число итераций 1000			
Выход			

Рисунок 4.5.1 – Общий вид главного окна программы

"Значения равнодействующих сил действующих в каждой точке"		"Значения величин погрешностей на 10 итерации"	
"Значения равнодействующих касательных напряжений"		Точка №1 $p = 0,0002764899$	
Точка №1 (Глубина - 0 м) $T = 0$ кН/м;		Точка №2 $p = 0,0009713921$	
Точка №2 (Глубина - 0,643 м) $T = -0,847$ кН/м;		Точка №3 $p = 0,0003341598$	
Точка №3 (Глубина - 1,286 м) $T = -3,056$ кН/м;		Точка №4 $p = 0,0002975296$	
Точка №4 (Глубина - 1,929 м) $T = -4,773$ кН/м;		Точка №5 $p = 0,0002582825$	
Точка №5 (Глубина - 2,571 м) $T = -2,955$ кН/м;		Точка №6 $p = 0,0002165098$	
Точка №6 (Глубина - 3,214 м) $T = 5,321$ кН/м;		Точка №7 $p = 0,0001804922$	
Точка №7 (Глубина - 3,857 м) $T = 21,162$ кН/м;		Точка №8 $p = 0,0001617096$	
Точка №8 (Глубина - 4,5 м) $T = 42,904$ кН/м;		Точка №9 $p = 0,0001678638$	
Точка №9 (Глубина - 5,143 м) $T = 67,455$ кН/м;		Точка №10 $p = 0,0001956017$	
Точка №10 (Глубина - 5,786 м) $T = 92,906$ кН/м;		Точка №11 $p = 0,0002378060$	
Точка №11 (Глубина - 6,429 м) $T = 119,077$ кН/м;		Точка №12 $p = 0,0002919742$	
Точка №12 (Глубина - 7,071 м) $T = 146,427$ кН/м;		Точка №13 $p = 0,0003682986$	
Точка №13 (Глубина - 7,714 м) $T = 175,303$ кН/м;		Точка №14 $p = 0,0005228411$	
Точка №14 (Глубина - 8,357 м) $T = 205,997$ кН/м;		Точка №15 $p = 0,0013217829$	
Точка №15 (Глубина - 9 м) $T = 238,903$ кН/м;		* * *	
"Значения равнодействующих нормальных напряжений"		"Значения перемещений на 11 итерации"	
Точка №1 (Глубина - 0 м) $N = 0$ кН/м;		Точка №1 $x = -0,0051001394$ м;	
Точка №2 (Глубина - 0,643 м) $N = 5,761$ кН/м;		Точка №2 $x = 0,0002307787$ м;	
Точка №3 (Глубина - 1,286 м) $N = 22,473$ кН/м;		Точка №3 $x = 0,0055616968$ м;	
Точка №4 (Глубина - 1,929 м) $N = 46,921$ кН/м;		Точка №4 $x = 0,0104612275$ м;	
Точка №5 (Глубина - 2,571 м) $N = 73,835$ кН/м;		Точка №5 $x = 0,0145807529$ м;	
		Точка №6 $x = 0,0176887158$ м;	

Рисунок 4.5.2 – Пример вывода данных величин и параметров расчета

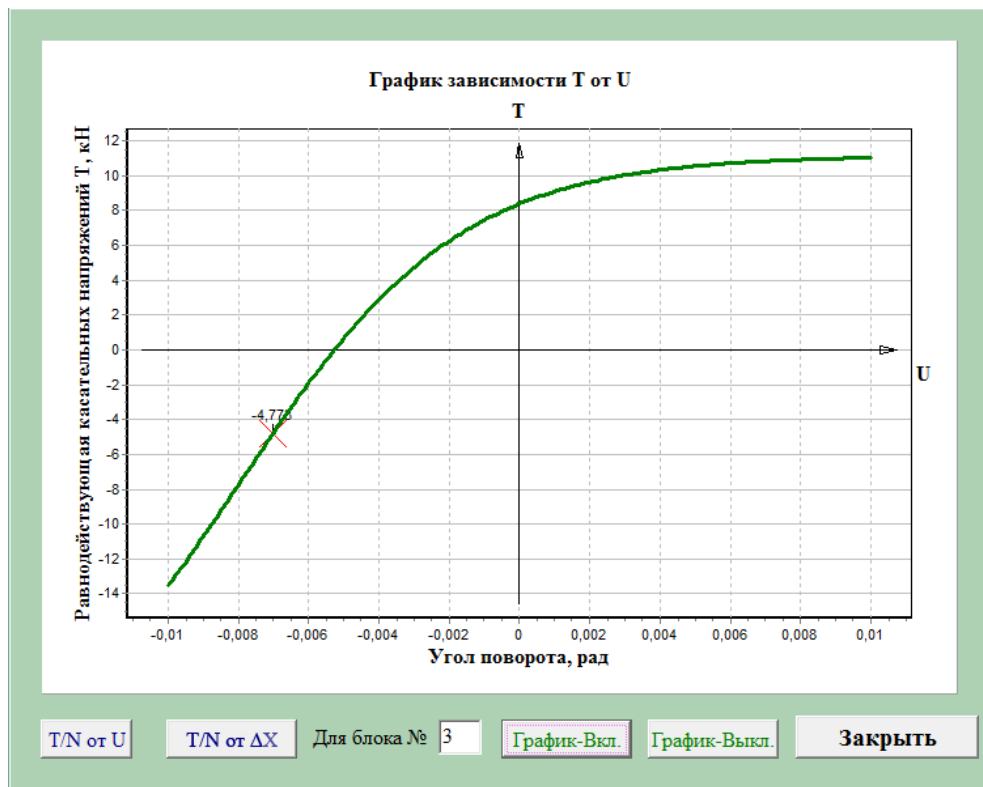


Рисунок 4.5.3 – График зависимости касательных усилий в зависимости от величин углов поворота. Автоматически указано местоположение точки на графике для блока №3, которая показывает значение и направление касательного усилия на его грани (минус 4,775 кН)

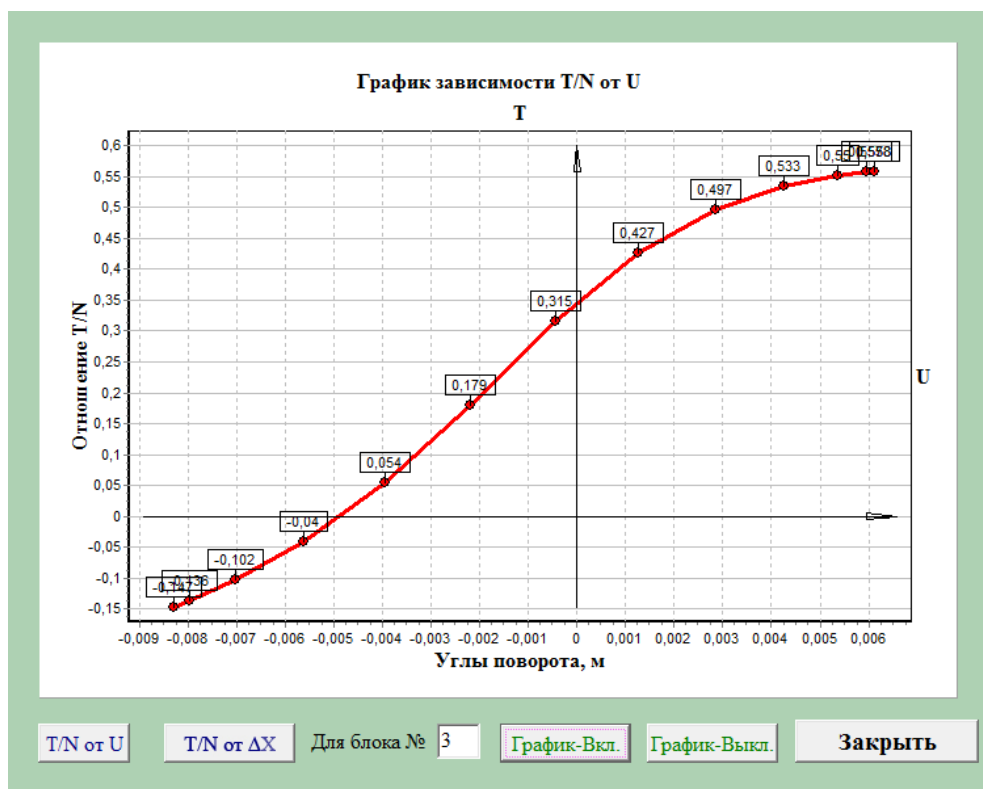


Рисунок 4.5.4 – График зависимости соотношения T/N в зависимости от углов поворота для каждой точки разбиения вдоль высоты подпорной стенки. Количество разбиений – 14

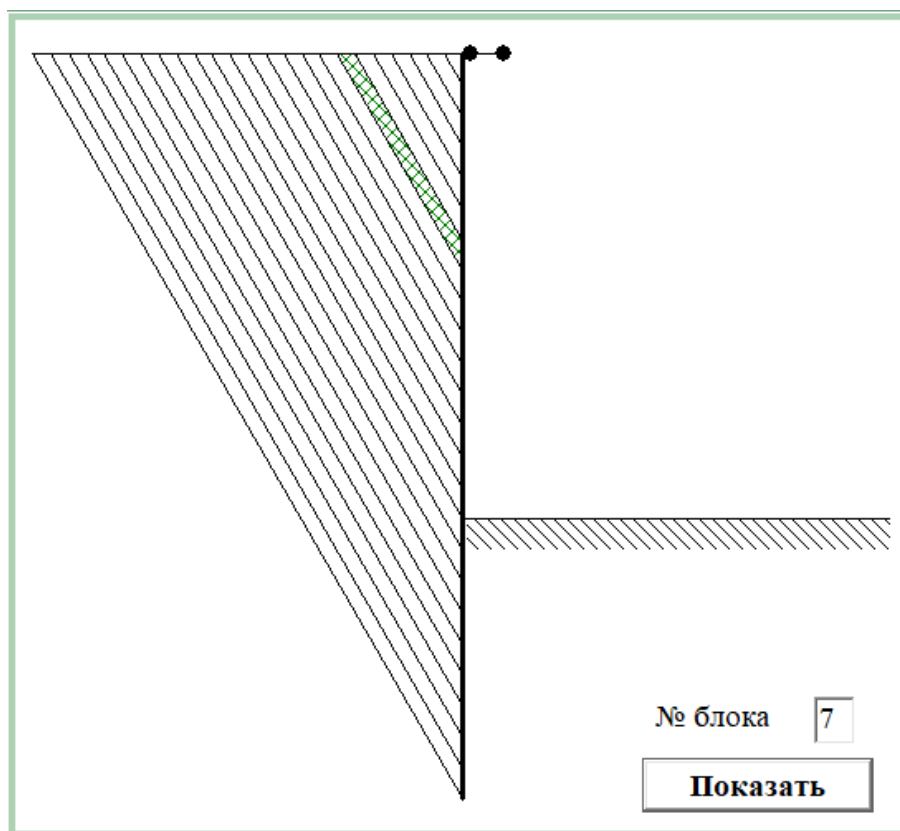


Рисунок 4.5.5 – Пример расчетная схемы

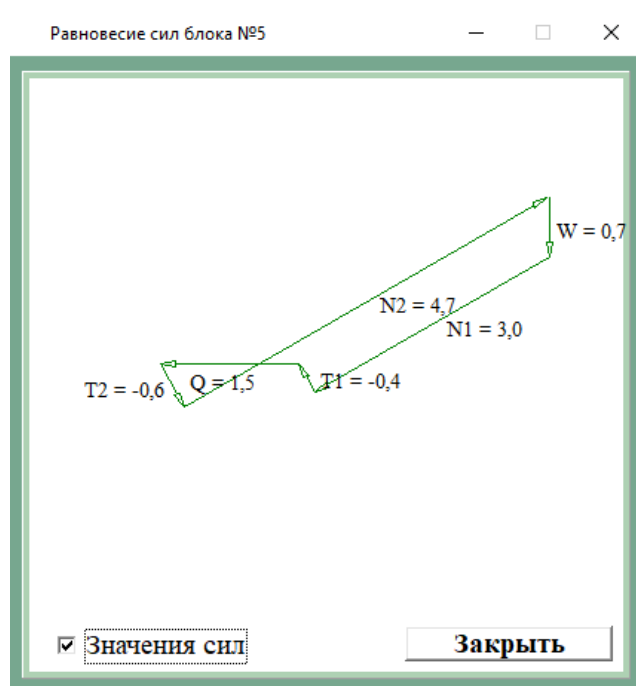


Рисунок 4.5.6 – Равновесие сил блока

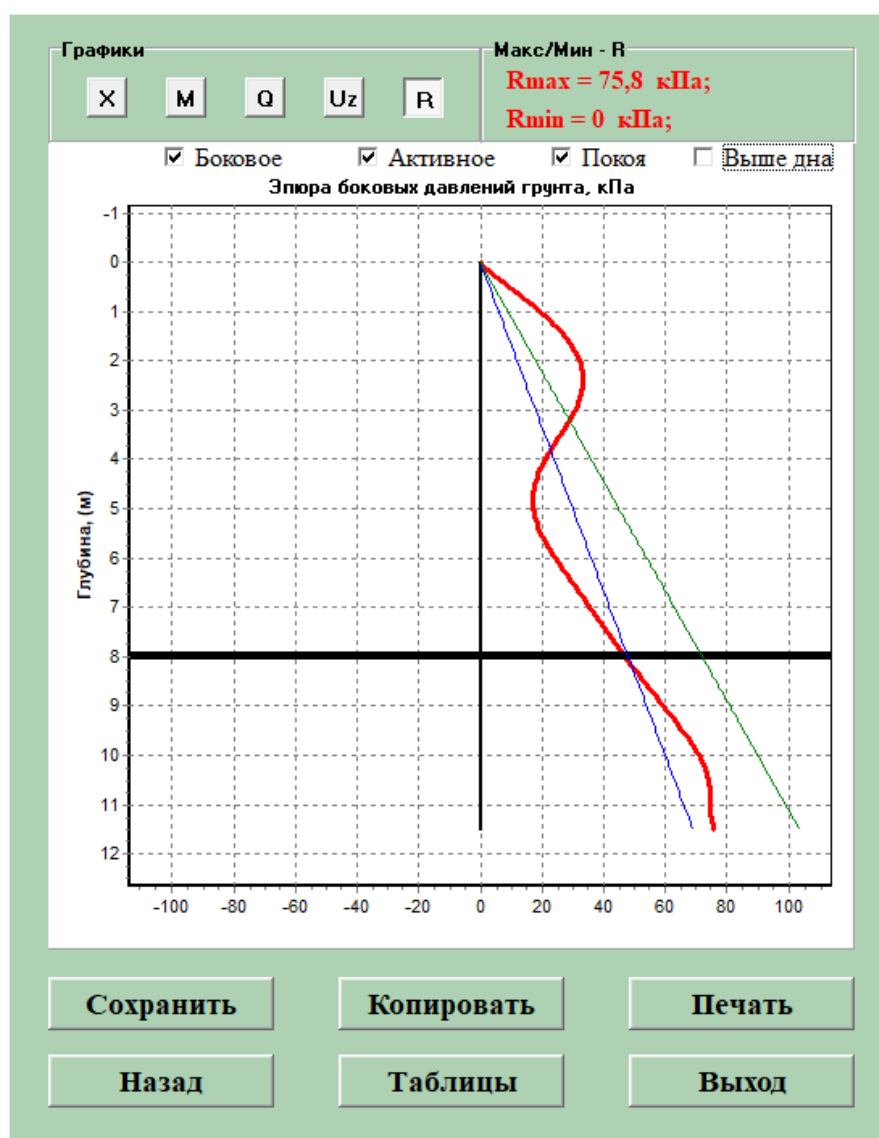


Рисунок 4.5.7 – Общий вид окна представления результатов

Программа позволяет рассчитывать консольные и раскрепленные в одном уровне подпорные стенки, а также имеется возможность задания граничных условий на концах стенки для исследования работы расчётного алгоритма по характерным кинематическим схемам деформирования конструкции (Рисунок. 4.2.1). Для этого в программе имеется возможность задавать концы подпорной конструкции: свободными, шарнирно-опёртыми и жестко заделанными.

Следует отметить, что в общем случае значение критерия мобилизации активного давления грунта u_1 допускается устанавливать в зависимости от плотности грунта засыпки или наличия конкретных экспериментальных данных. Возможность управлять этим параметром также заложена в расчетной программе.

В процессе ввода исходных параметров задачи для расчёта подпорной стенки происходит автоматическая визуализация расчетной схемы в режиме реального времени для удобства и

дополнительного контроля. После проведения расчёта добавляется деформированная схема и эпюра бокового давления грунта. Если имеется распорка, то визуализируется величина усилия и значение её податливости. (Рисунок 4.5.1).

Следует подчеркнуть, что существуют определённые расчётные ограничения, которые можно обозначить как область применения разработанного алгоритма определения бокового давления грунта. Программа позволяет проводить расчёты подпорных стенок с использованием описанного метода для широкого диапазона гибкостей, который охватывает практически все существующие типы конструкций. Однако для стенок, которые являются слишком жёсткими, и деформации которых слишком малы для мобилизации активного давления грунта, использование программы нецелесообразно, поскольку давление грунта по умолчанию останется в пределах бокового давления грунта в состоянии покоя. И наоборот, для слишком гибких конструкций, деформации, которых слишком велики, применение алгоритма также нерационально, поскольку это может привести к расхождению итерационных процессов.

Выводы по главе 4

1. Разработан метод расчета бокового давления грунта в зависимости от характера и интенсивности деформаций подпорной конструкции, названный методом наклонных блоков. В основу метода положены уравнения равновесия, методы механики грунтов, а также результаты многочисленных экспериментальных данных прошлых лет по изучению поведения гибких подпорных стенок, собственные итоги лабораторных опытных работ, проведенные в рамках диссертационной работы и соответствующих теоретических исследований.

2. Разработанный метод позволяет численно решить поставленную задачу о давлении грунта на гибкую подпорную конструкцию с учетом характера и величин её деформаций.

3. В рамках разработки метода было получено дифференциальное уравнение изогнутой оси подпорной стенки, в котором внешняя распределённая нагрузка представлена в виде бокового давления грунта, зависящего от начального напряжённого состояния массива грунта, его прочностных характеристик и деформаций ограждающей конструкции. Полученное уравнение решается численно методом конечных разностей с реализацией итерационного алгоритма, основанного на методе последовательных приближений.

4. В целях реализации предложенного метода разработана программа, которая предоставляет широкие возможности для анализа процесса перераспределения бокового давления грунта на ограждения в зависимости от его деформаций.

5. Разработанный метод позволяет определять распределение боковых давлений по высоте стенки в активной зоне. Сопоставление результатов расчетов с экспериментальными данными автора и численными расчетами МКЭ, представленными в главе 3, позволяет сделать вывод о хорошем их соответствии.

ГЛАВА 5. СОПОСТАВЛЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ РАСЧЕТОВ МЕТОДОМ НАКЛОННЫХ БЛОКОВ С ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫМИ ДАННЫМИ И РЕЗУЛЬТАТАМИ ЧИСЛЕННОГО ЭКСПЕРИМЕНТА

С целью верификации предложенного метода в настоящей главе выполнена серия сопоставительных расчетов по описанному в предыдущей главе методу наклонных блоков, реализованному в собственной программе. Найденные эпюры распределения бокового давления сопоставлялись с экспериментальными данными и результатами численного моделирования.

5.1 Сопоставление результатов расчетов методом наклонных блоков с результатами экспериментальных данных

Несмотря на большое количество существующих экспериментальных исследований, описанных в рамках второй главы, необходимо осуществить предварительный отбор данных для последующего сравнительного анализа.

Выбор эмпирических данных для сопоставительной работы определяется следующими факторами:

1. Кинематическими схемами работы конструкций. В основном представляет интерес работа одноанкерных подпорных стенок.
2. Условиями проведения эксперимента. Отбирались опыты, в которых производилась экскавация или обратная засыпка грунтом при постоянной податливости анкера. Грунт засыпки – несвязный.
3. Наличием в работах авторов исследований необходимых исходных данных по конструкциям и грунтовым условиям.
4. Различным масштабом экспериментов для более широкого охвата исследуемых конструкций и условий опытных работ.

Вследствие вышеизложенных критериев для анализа были отобраны следующие экспериментальные исследования:

1. Лотковый эксперимент в лабораторных условиях П.В. Роу [215];
2. Исследования в масштабе близком к натурному, проведенные Ю.М. Гончаровым [29];
3. Лабораторные исследования в лотке Г.Е. Лазебника [61] и Е.В. Чернышевой [123];
4. Натурные исследования причальной стенки на р. Оса, выполненные В.Ф. Раюком (Гипроречтранс) [86];

Во всех экспериментальных исследованиях, отобранных для анализа, авторы определяли значения бокового давления грунта с помощью прямых методов измерений.

Сопоставление проводилось путём сравнения результатов расчёта, выполненного по методу наклонных блоков, с результатами вышеупомянутых экспериментальных исследований. В первую очередь, это относится к полученным эпюрам давления грунта на подпорные конструкции с точки зрения их характера и абсолютных величин, т.к. именно эти факторы является первостепенной причиной распределения тех или иных внутренних усилий в конструкциях ограждения и распорной системы.

Поскольку в настоящей работе рассматривается метод определения бокового давления грунта исключительно в активной зоне, а работа грунта в пассивной зоне описывается в упругой стадии посредством коэффициента постели, возникает необходимость определения коэффициента упруго отпора для каждого сопоставительного расчета. Данный параметр можно определить в соответствии с [105], а в необходимых случаях коэффициент упруго отпора определялся с помощью численного моделирования. Коэффициент определялся как отношение бокового давления в области заделки подпорного сооружения к горизонтальным перемещениям грунта. При этом контролировалось, чтобы область грунта, для которой определялся коэффициент постели находилась в упругой стадии работы. Следует отметить, что сопоставление расчётных эпюр с опытными наиболее эффективно для экспериментов, в которых не предполагается отпор грунта перед стенкой, например, работа В.Ф. Раюка [86] и отчасти Ю.М. Гончарова [29], последний определяет местоположение нулевых перемещений нижнего конца стенки и переходит к схемам с жесткой заделкой на нижнем конце. Расчётная схема с жесткой заделкой минимизирует фактор влияния отпора грунта.

Тестовый пример №1. Определение бокового давления грунта и расчет внутренних усилий для условий лоткового эксперимента П.В. Роу.

Одна из схем испытаний Роу предполагала исследование одноанкерной гибкой подпорной стенки в отсутствии дополнительной пригрузки на поверхности засыпки. Подробное описание экспериментальных работ и схема опытной установки Роу (Рисунок 1.2.2) представлены в главе 1. Ниже показана эпюра распределения бокового давления грунта, полученная Роу, в результате прямых измерений (Рисунок 5.1.1).

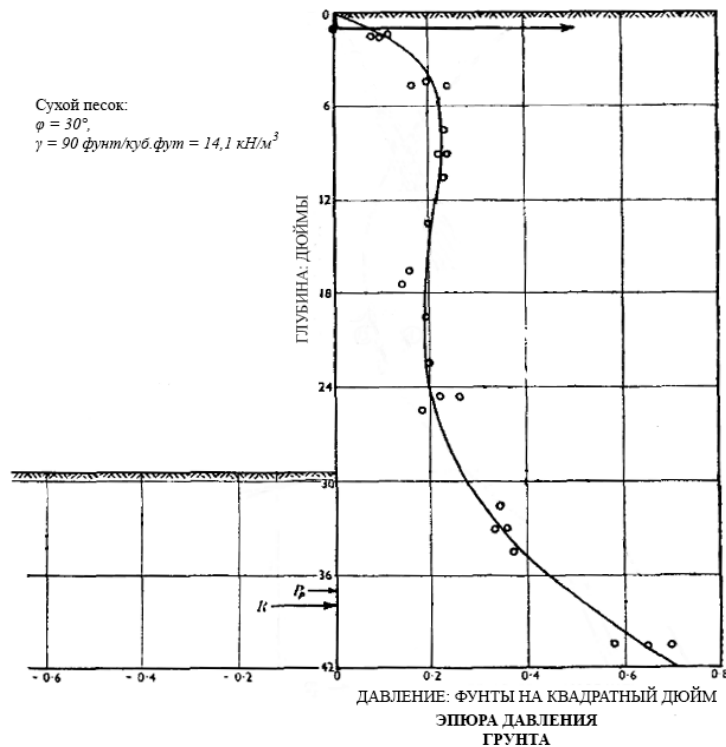


Рисунок 5.1.1 – Эпюра давления грунта на стенку, экспериментально полученная П. Роу, по материалам [215]

Для сопоставительных расчётов была проведена предварительная подготовка. Параметры подпорной конструкции и физико-механические характеристики грунта засыпки были переведены из британской системы измерения в метрическую (Таблица 5.1.1). Посредством математического моделирования был определен коэффициент упруго отпора грунта в заделке.

Исходные данные, соответствующие экспериментальной схеме Роу, были введены в разработанную программу (Рисунок 5.1.12), а также в модель для сопоставительного расчёта МКЭ. На рисунке 5.1.3 показана расчётная эпюра бокового давления грунта в сопоставлении с опытной, полученной Роу, эпюрой давления, построенной по Кулону, а также с распределением давления грунта, полученным в ходе расчета МКЭ по условиям, соответствующим таблице 5.1.1 и рисунку 5.1.2.

Таблица 5.1.1. Тестовый пример №1. Эксперимент Роу. Параметры подпорной стенки и физико-механические свойства грунта засыпки

Конструкция			
Глубина котлована	y_1	0,749	м
Заделка ниже дна котлована	y_2	0,321	м
Жесткость на изгиб	EI	11	кНм^2
Глубина установки анкера	$h_{\text{анк}}$	0,0214	м
Жесткость анкера	$EA_{\text{анк}}$	21856	кН
Длина анкера	l_1	1,016	м
Грунт			
Удельный вес	γ	14,1	кН/м^2
Угол внутреннего трения	φ	30	°
Коэффициент Пуассона	ν	0,3	–

Ограждающая конструкция

Глубина котлована, y_1 м;

Заделка ниже дна котлована, y_2 м;

Жесткость на изгиб, EI кНм^2 ;

Схема

☐ Консольная ☒ Анкерная

Распорка - Анкер

Глубина установки, h_1 м;

Жесткость, EA кН;

Длина, l_1 м;

Закрепление верхнего конца

☒ Свободный ☐ Шарнир ☐ Заделка

Закрепление нижнего конца

☒ Свободный ☐ Шарнир ☐ Заделка

Расчет **Сохранить**

Блоки **Графики**

Количество выполненных итераций = 9

Максимальное число итераций

Выход

Характеристики грунта

Удельный вес, γ кН/м^2 ;

Угол внутреннего трения, φ град;

Сцепление, C кПа;

Коэффициент Пуассона, ν

Коэффициент пропорциональности (для определения коэффициента упругого отпора), K кН/м^4 ;

Параметры расчета

Количество разбиений -

Точность -

Расчётная схема

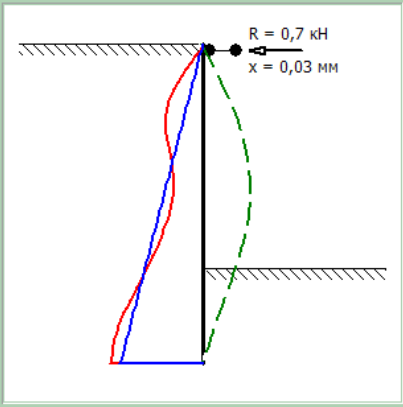


Рисунок 5.1.2 – Расчёт подпорной конструкции в соответствии с экспериментом Роу. Тестовый пример №1

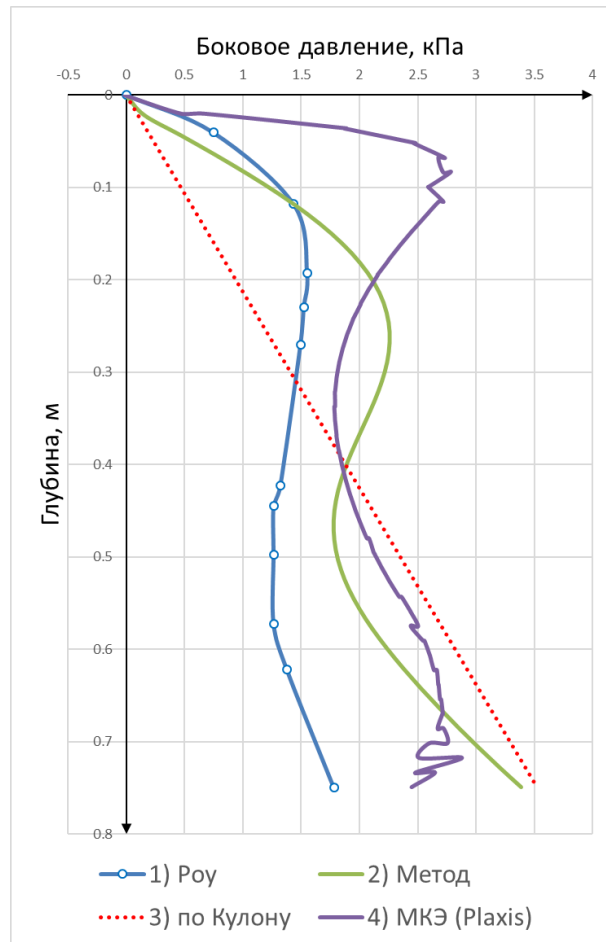


Рисунок 5.1.3 – Тестовый пример №1. Эпюры давления грунта: 1 – опытная P_{0y} ; 2 – рассчитанная по методу наклонных блоков; 3 – по Кулону; 4 – МКЭ (Plaxis)

Таблица 5.1.2. Тестовый пример №1. Сопоставление основных величин опытных и расчетных параметров

Описание сопоставляемого параметра	Параметр	Опыт	Расчёт	Расчёт МКЭ
	соотв. глубина			
Давление в приопорной зоне	$R_{оп}, \text{кПа}$	1,84	2,26	2,8
	$Y_{гоп}, \text{м}$	0,21	0,25	0,1
Давление в пролёте	$R_{пр}, \text{кПа}$	1,49	1,78	1,78
	$Y_{Рпр}, \text{м}$	0,45	0,47	0,34
Горизонтальное смещение	$X_{max}, \text{мм}$	–	1,5	2,3
	$Y_{Xmax}, \text{м}$	–	0,49	0,55
Изгибающий момент	$M_{max}, \text{кНм}$	0,15	0,17	0,23
	$Y_{Mmax}, \text{м}$	0,49	0,43	0,5
Усилие в распорке	$R, \text{кН}$	–	0,7	0,9

Максимальное расхождение между основными сопоставляемыми величинами находится в пределах 19% (Таблица 5.1.2), при этом местоположение точек максимального, в приопорной зоне, и минимального, в пролётной зоне, давления грунта по высоте стенки показывает хорошее совпадение. Несмотря на то, что Роу применял стенки с металлической поверхностью, трение по поверхности стенки предполагается, в то время как метод расчёта в рамках настоящей работы разработан для абсолютно гладкой стенки. Этим можно объяснить меньшую общую площадь эпюры Роу в сравнении с расчетной. Однако, следует отметить, что по характеру распределения бокового давления эпюры достаточно хорошо коррелируют между собой и кардинально отличаются от треугольной эпюры, построенной для гладкой стенки по классической методике Кулона.

Разница между величинами, полученными по предлагаемому методу и МКЭ, также незначительная. Можно отметить, что зона концентрации давления грунта для эпюры, рассчитанной по МКЭ, располагается немного выше в отличие от полученной по методу наклонных блоков и опытной эпюры Роу. При этом интегральные давления в пределах свободной длины ограждения близки по значениям для обоих типов расчётов и незначительно превышают значение равнодействующей активного давления грунта, определенного по методу Кулона.

Тестовый пример №2. Определение бокового давления грунта и расчет внутренних усилий для условий крупномасштабного эксперимента Ю.М. Гончарова [29].

Содержание опытных работ, проведённых Ю.М. Гончаровым изложено в первой главе. Экспериментальная установка представлена рисунке 1.2.7. Для сопоставления предлагается рассмотреть две различные схемы работы подпорной стенки, исследуемые Гончаровым, – одноанкерную и консольную. Соответствующие эпюры давления, полученные в ходе экспериментальных работ, представлены в главе 1 (Рисунок 1.2.8 и Рисунок 1.2.9).

Таблица 5.1.3. Тестовый пример №2. Эксперимент Гончарова. Параметры подпорной стенки и физико-механические свойства грунта засыпки

Конструкция			
Глубина котлована	y_1	4	м
Заделка ниже дна котлована	y_2	2,5	м
Жесткость на изгиб	EI	1743	кНм^2
Глубина установки анкера	$h_{\text{анк}}$	1	м
Жесткость анкера	$EA_{\text{анк}}$	120237	кН
Длина анкера	l_1	7,2	м
Грунт			
Удельный вес	γ	18,6	кН/м^3
Угол внутреннего трения	φ	30	°
Коэффициент Пуассона	ν	0,3	–

Для заанкеренных стенок Гончаров определяет место заделки нижнего конца ниже дна котлована там, где не происходит прогиба. Для различных гибкостей конструкций автор показывает закономерность расположения условной заделки нижнего конца по глубине, что подтверждается формой изогнутой упругой линии стенки. Таким образом, для сопоставления можно использовать расчётную схему стенки, нижний конец которой закреплен на глубине, в соответствии с экспериментальными данными, а коэффициент упругого отпора принять равным нулю (Рисунок 5.1.4).

На рисунке 5.1.5 показана расчётная эпюра бокового давления грунта в сопоставлении с опытной, полученной Гончаровым, эпюрой давления, построенной по Кулону, а также с распределением давления грунта, полученным в ходе расчета МКЭ по условиям, соответствующим таблице 5.1.3 и рисунку 5.1.4.

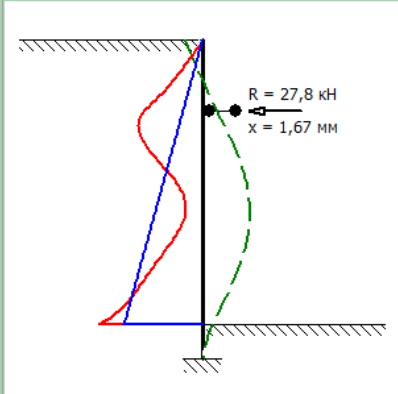
Ограждающая конструкция Глубина котлована, y_1 4 м; Заделка ниже дна котлована, y_2 0,5 м; Жесткость на изгиб, EI 1743 кНм^2 ;		Характеристики грунта Удельный вес, γ 18,6 кН/м^3 ; Угол внутреннего трения, φ 30 град; Сцепление, C 0 кПа ; Коэффициент Пуассона, ν 0,3 ; Коэффициент пропорциональности (для определения коэффициента упругого отпора), K 0 кН/м^4 ;	
Схема ☐ Консольная ☒ Анкерная		Параметры расчета Количество разбиений - 100 Точность - 0,001	
Распорка - Анкер Глубина установки, h_1 1 м; Жесткость, EA 120237 кН ; Длина, l_1 7,2 м;		Расчётная схема 	
Закрепление верхнего конца ☒ Свободный ☐ Шарнир ☐ Заделка			
Закрепление нижнего конца ☐ Свободный ☐ Шарнир ☒ Заделка			
Расчет		Сохранить	
Блоки		Графики	
Количество выполненных итераций = 14			
Максимальное число итераций 1000			
Выход			

Рисунок 5.1.4 – Расчёт подпорной конструкции в соответствии с экспериментом Гончарова.

Тестовый пример №2

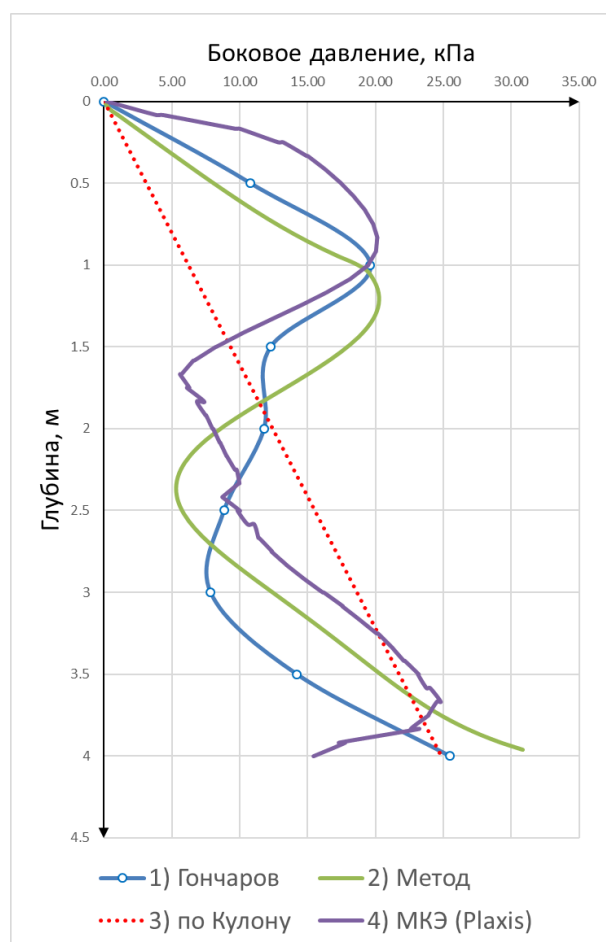


Рисунок 5.1.5 – Тестовый пример №2. Эпюры давления грунта: 1 – опытная Гончарова; 2 – рассчитанная по методу наклонных блоков; 3 – по Кулону; 4 –МКЭ (Plaxis)

Таблица 5.1.4 Тестовый пример №2. Сопоставление основных величин опытных и расчетных параметров

Описание сопоставляемого параметра	Параметр	Опыт	Расчёт	Расчёт МКЭ
	соотв. глубина			
Давление в приопорной зоне	$R_{оп}, \text{кПа}$	19,62	20,2	20,13
	$Y_{гоп}, \text{м}$	1	1,2	0,83
Давление в пролёте	$R_{пр}, \text{кПа}$	7,85	5,3	5,6
	$Y_{Рпр}, \text{м}$	3	2,4	1,7
Горизонтальное смещение	$X_{max}, \text{мм}$	3,2	5,9	4,8
	$Y_{Xmax}, \text{м}$	2,5	2,5	2,5
Изгибающий момент	$M_{max}, \text{кНм}$	–	–	–
	$Y_{Mmax}, \text{м}$	–	–	–
Усилие в распорке	$R, \text{кН}$	23,3	27,8	33,1

Совокупный анализ результирующих данных, полученных, в ходе эксперимента, расчетов по предлагаемому методу и с помощью МКЭ (Таблица 5.1.4, Рисунок 5.1.5), позволяет сделать вывод о высокой степени их корреляции для тестового примера №2. Следует обратить внимание на то, что горизонтальные перемещения для опытной стенки существенно меньше расчетных значений (Таблица 5.1.4). Это вполне объяснимо с учетом наличия трения грунта о поверхность стенки. Однако, исходя из логики, также можно сделать вывод, что степень перераспределения давления грунта должна быть меньше расчётной, и, следовательно, давление в пролёте должно быть больше расчётного по значению, что и наблюдается (Рисунок 5.1.10). В опытных условиях концентрация давлений в приопорной зоне, наоборот, должна быть несколько ниже, однако максимальные значения бокового давления на приопорном участке приблизительно равны. Значительное увеличение давления, определенного опытным путем, можно объяснить наличием дополнительного трения грунта засыпки по боковым стенкам котлована, вследствие невыполнения в полной мере условий плоской задачи при проведении эксперимента, а также возможным возникновением дополнительного пассивного отпора в верхней части стенки, что могли зафиксировать измерительные приборы исследователя.

Для подпорной стенки, работающей по консольной схеме, был проведен аналогичный расчет. В результате сравнения эпюр (Рисунок 5.1.6) можно сделать однозначный вывод о том, что для консольной схемы работы подпорной стенки, полученная расчетная эпюра бокового давления грунта коррелирует с экспериментальной и полностью соответствует эпюре активного давления, определённой по методу Кулона.

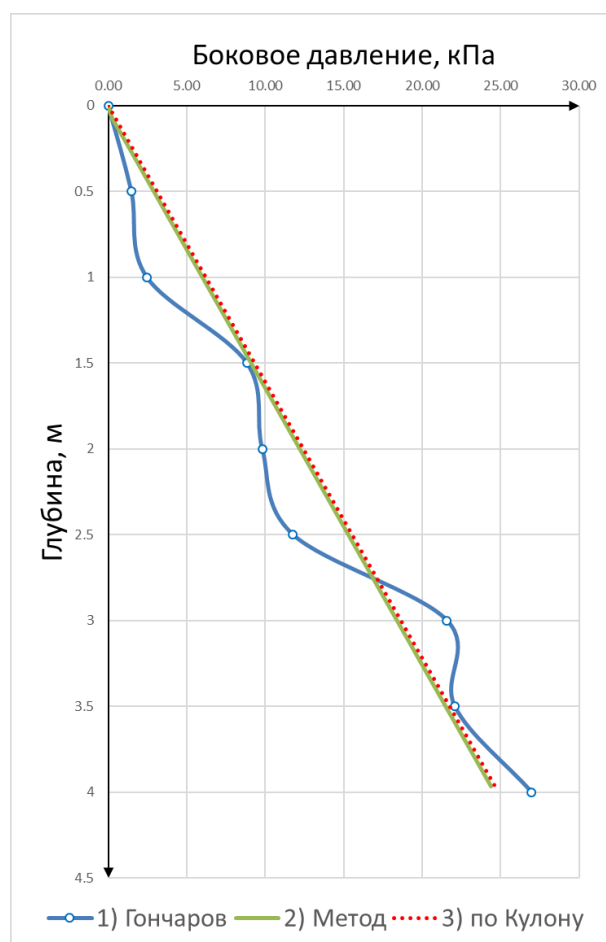


Рисунок 5.1.6 – Тестовый пример №2. Эпюры давления грунта: 1 – опытная Гончарова; 2 – рассчитанная по методу наклонных блоков; 3 – по Кулону

Тестовый пример №3. Определение бокового давления грунта и расчет внутренних усилий для условий лабораторных исследований Г.Е. Лазебника и Е.И. Чернышевой [61].

Содержание экспериментально-исследовательских работ Г.Е. Лазебника и Е.И. Чернышевой в целом даётся в главе 1. На рисунке 5.1.7 показаны полученные авторами опытные эпюры горизонтальных перемещений стенки, бокового давления грунта в сравнении с треугольной эпюрой, построенной в соответствии с теорией Кулона (при нулевом трении по поверхности конструкции), и эпюры внутренних усилий.

В работе [123] отмечается, что конструкция анкерных опор позволяла исследователям изменять их податливость, которая в рамках сопоставительных работ составляла 1,55 – 1,7 мм. Следует отметить, что податливость анкерных элементов напрямую влияет на характер формы упругой линии, которая отличается от рассмотренных выше экспериментов в рамках тестовых примеров 1 и 2 в аспекте перемещений верхнего конца стенки (Рисунок 5.1.7), который выраженно перемещается в сторону котлована, что не наблюдается в предыдущих двух примерах (Рисунок 5.1.2) и (Рисунок 5.1.4). Нужно отметить, что это дает возможность сопоставительного

анализа с точки зрения охвата различных условий работы конструкций, не смотря на аналогичные кинематические схемы.

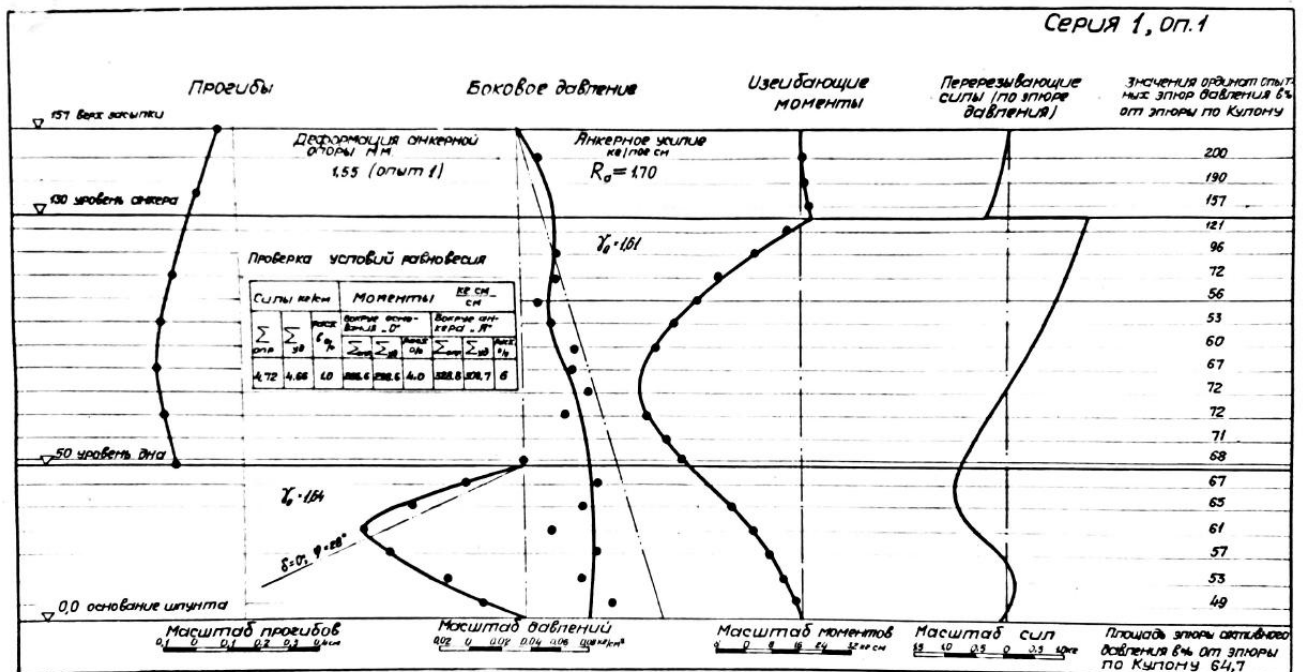


Рисунок 5.1.7 – Эпюры, экспериментально полученные Г.Е. Лазебником и Е.И. Чернышевой, по материалам [61], [123]

Исходные данные по конструкции и грунтовым условиям для тестового примера №3 представлены ниже (Таблица 5.1.5, Рисунок 5.1.8).

Таблица 5.1.5. Тестовый пример №3. Эксперимент Лазебника и Чернышевой. Параметры подпорной стенки и физико-механические свойства грунта засыпки

Конструкция			
Глубина котлована	y_1	1,07	м
Заделка ниже дна котлована	y_2	0,5	м
Жесткость на изгиб	EI	37,1	кНм ²
Глубина установки анкера	$h_{\text{анк}}$	0,25	м
Жесткость анкера	$EA_{\text{анк}}$	2534	кН
Длина анкера	l_1	2	м
Грунт			
Удельный вес	γ	15,8	кН/м ²
Угол внутреннего трения	φ	28	°
Коэффициент Пуассона	ν	0,3	–

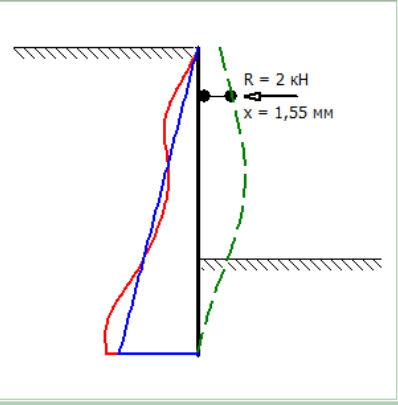
Ограждающая конструкция Глубина котлована, y_1 1,07 м; Заделка ниже дна котлована, y_2 0,5 м; Жесткость на изгиб, EI 37,1 кНм ² ;		Характеристики грунта Удельный вес, γ 15,8 кН/м ³ ; Угол внутреннего трения, ϕ 28 град; Сцепление, C 0 кПа; Коэффициент Пуассона, ν 0,3 ; Коэффициент пропорциональности (для определения коэффициента упругого отпора), K 150000 кН/м ⁴ ;	
Схема ☐ Консольная ☒ Анкерная		Параметры расчета Количество разбиений - 51 Точность - 0,001	
Распорка - Анкер Глубина установки, h_1 0,25 м; Жесткость, EA 2534 кН; Длина, l_1 2 м;		Расчётная схема 	
Закрепление верхнего конца ☒ Свободный ☐ Шарнир ☐ Заделка			
Закрепление нижнего конца ☒ Свободный ☐ Шарнир ☐ Заделка			
Расчет		Сохранить	
Блоки		Графики	
Количество выполненных итераций = 11 Максимальное число итераций 1000			
Выход			

Рисунок 5.1.8 – Расчёт подпорной конструкции в соответствии с экспериментом Лазебника и Чернышевой. Тестовый пример №3

На рисунке 5.1.9 показана расчётная эпюра бокового давления грунта в сопоставлении с опытной, полученной Лазебником и Чернышевой, эпюрой давления, построенной по Кулону, а также с распределением давления грунта, полученным в ходе расчета МКЭ по условиям, соответствующим таблице 5.1.5 и рисунку 5.1.8.

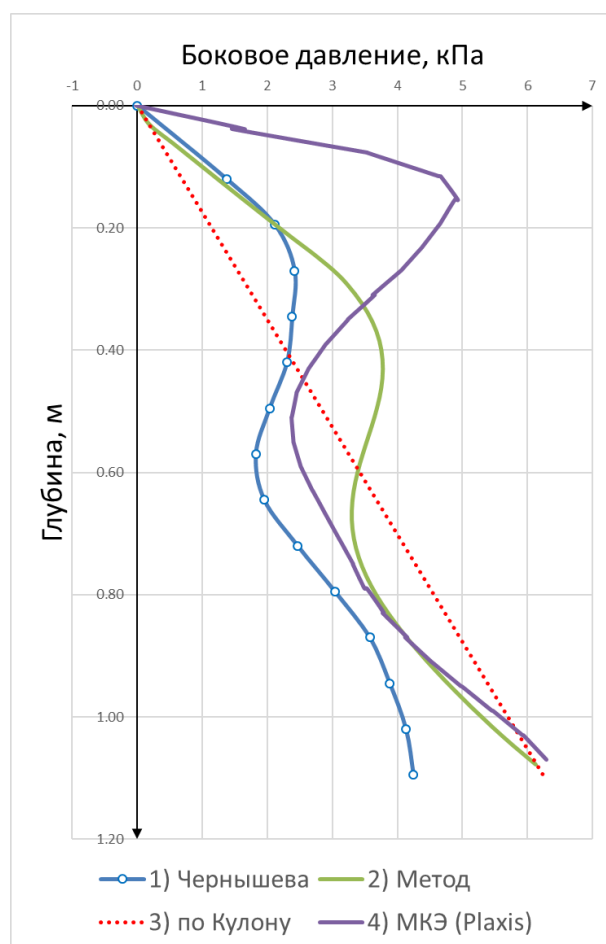


Рисунок 5.1.9 – Тестовый пример №3. Эпюры давления грунта: 1 – опытная Лазебника и Чернышевой; 2 – рассчитанная по методу наклонных блоков; 3 – по Кулону; 4 – полученная МКЭ (Plaxis)

Основные значения сопоставляемых величин, полученных опытным и расчетным путем сведены в таблице 5.1.6. Сравнительный анализ опытных данных с результатами расчетов демонстрирует высокую степень корреляции в характере распределения бокового давления грунта (кривая 1 и 2 на рисунке 5.1.9). Величины экспериментальных давлений в целом несколько ниже расчетных, что естественным образом объясняется наличием трения между поверхностью стенки и грунтом засыпки. По расчёту МКЭ область концентрации давления грунта находится несколько выше в отличие от опытной и полученной по предлагаемому методу.

Суммарное давление грунта, полученное экспериментально, по значению меньше расчетных значений. Величины интегральных значений бокового давления грунта, определенных расчетом по новому методу и МКЭ имеют близкие значения между собой и равнодействующей эпюры давления, построенной по методу Кулона.

Таблица 5.1.6. Тестовый пример №3. Сопоставление основных величин опытных и расчетных параметров

Описание сопоставляемого параметра	Параметр	Опыт	Расчёт	Расчёт МКЭ
	соотв. глубина			
Давление в приопорной зоне	$R_{оп}, \text{кПа}$	2,4	3,77	4,92
	$Y_{гоп}, \text{м}$	0,27	0,431	0,154
Давление в пролёте	$R_{пр}, \text{кПа}$	1,82	3,29	2,365
	$Y_{Рпр}, \text{м}$	0,57	0,67	0,51
Горизонтальное смещение	$X_{max}, \text{мм}$	2,71	2,2	2,98
	$Y_{Xmax}, \text{м}$	0,8	0,67	0,72
Изгибающий момент	$M_{max}, \text{кНм}$	0,41	0,37	0,47
	$Y_{Mmax}, \text{м}$	0,5	0,7	0,88
Усилие в распорке	$R, \text{кН}$	1,7	2	2,8

Тестовый пример №4. Определение бокового давления грунта и расчет внутренних усилий для условий натурального эксперимента по исследованию поведения причальной стенки на р. Оса, выполненные В.Ф. Раюком (Гипроречтранс) [86].

Натурные исследования подпорной конструкции на р. Оса описываются в главе 1. Характерной особенностью конструкции опытной стенки являлось отсутствие заделки её нижнего конца в грунт основания. Нижний опорой служил выступ горизонтальной плиты (Рисунок 5.1.10). Подпорная стенка в опытах В.Ф. Раюка была выполнена не из металла, а из железобетона, что также является отличительной особенностью от вышерассмотренных примеров. На рисунке 5.1.10 представлены результирующие эпюры давлений, прогибов и изгибающих моментов в сравнение с рассчитанными по классической теории Кулона.

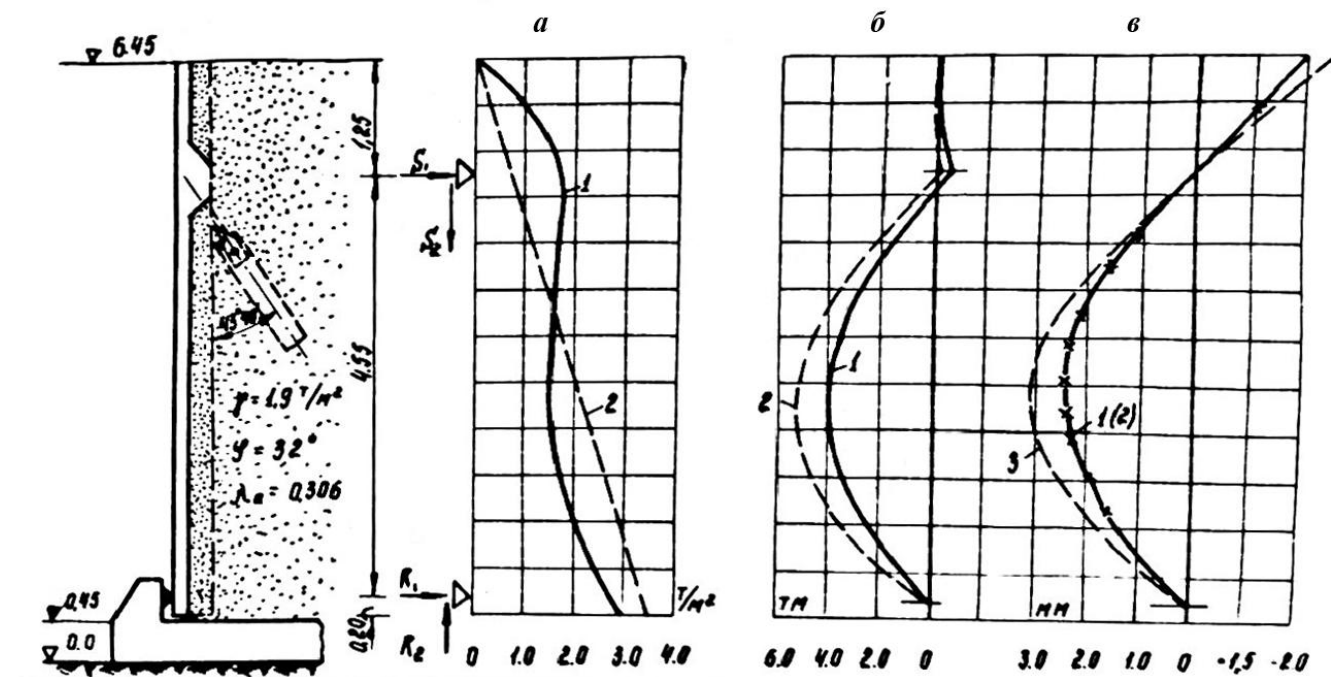


Рисунок 5.1.10 – Результирующие эпюры, полученные в ходе натурального эксперимента В.Ф.

Раяком: а – эпюры бокового давления грунта; 1 – опытная; 2 – рассчитанная по Кулону;
 б – эпюры изгибающих моментов, рассчитанные по эпюрам давления; 1 – по опытной эпюре; 2 – по эпюре Кулону; в – эпюры прогибов; 1 – опытная; 2 – рассчитанная по опытной эпюре давления; 3 – рассчитанная по эпюре Кулону

Данные, соответствующие экспериментальным исследованиям (Таблица 5.1.7) были предварительно подготовлены и введены в разработанную программу для определения бокового давления грунта (Рисунок 5.1.11).

Таблица 5.1.7. Тестовый пример №4. Эксперимент Раяка. Параметры подпорной стенки и физико-механические свойства грунта засыпки

Конструкция			
Глубина котлована	y_1	5,8	м
Заделка ниже дна котлована	y_2	0,2	м
Жесткость на изгиб	EI	36000	кНм ²
Глубина установки анкера	$h_{\text{анк}}$	1,25	м
Жесткость анкера	$EA_{\text{анк}}$	327273	кН
Длина анкера	l_1	5	м
Грунт			
Удельный вес	γ	18,6	кН/м ²
Угол внутреннего трения	φ	32	°
Коэффициент Пуассона	ν	0,3	–

Ограждающая конструкция Глубина котлована, y_1 6 м; Заделка ниже дна котлована, y_2 0 м; Жесткость на изгиб, EI 36000 кНм ² ;		Характеристики грунта Удельный вес, γ 18,6 кН/м ³ ; Угол внутреннего трения, ϕ 32 град; Сцепление, C 0 кПа; Коэффициент Пуассона, ν 0,3 ; Коэффициент пропорциональности (для определения коэффициента упругого отпора), K 0 кН/м ⁴ ;	
Схема ☐ Консольная ☒ Анкерная		Параметры расчета Количество разбиений - 100 Точность - 0,001	
Распорка - Анкер Глубина установки, h_1 1,25 м; Жесткость, EA 327273 кН; Длина, l_1 5 м;		Расчётная схема 	
Закрепление верхнего конца ☒ Свободный ☐ Шарнир ☐ Заделка			
Закрепление нижнего конца ☐ Свободный ☒ Шарнир ☐ Заделка			
Расчет		Сохранить	
Блоки		Графики	
Количество выполненных итераций = 12 Максимальное число итераций 1000			
Выход			

Рисунок 5.1.11 – Расчёт подпорной конструкции в соответствии с экспериментом Раюка.

Тестовый пример №4

Расчётная эпюра бокового давления грунта в сопоставлении с опытной, кулоновской и рассчитанной по МКЭ показана на рисунке 5.1.12.

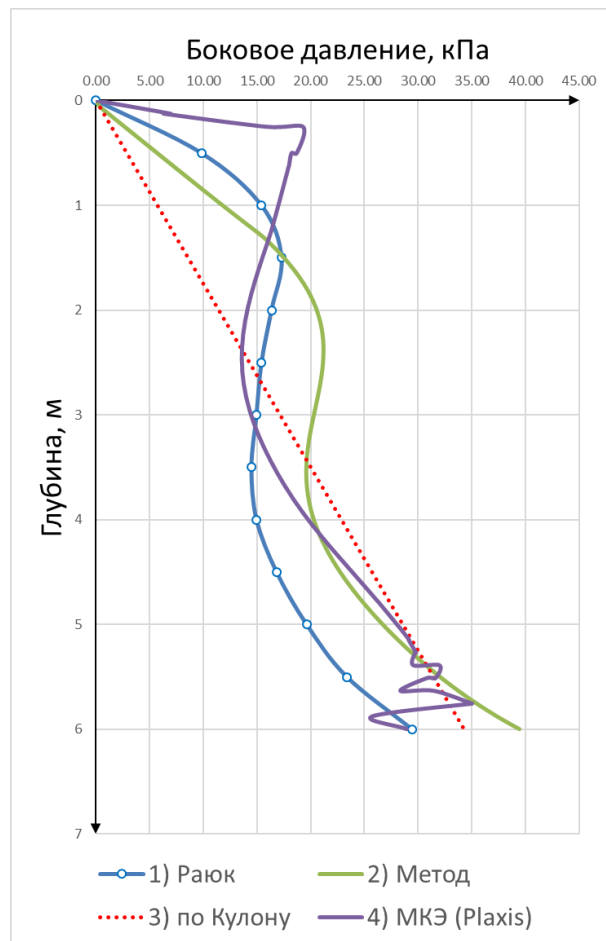


Рисунок 5.1.12 – Тестовый пример №4. Эпюры давления грунта: 1 – опытная Раюка; 2 – рассчитанная по методу наклонных блоков; 3 – по Кулону; 4 – полученная МКЭ (Plaxis)

Как видно из рисунка 5.1.12 и таблицы 5.1.8 опытная и рассчитанная по предлагаемому методу эпюра бокового давления грунта имеют хорошее совпадение по очертанию, но в отличие от опытной, абсциссы расчётной эпюры имеют более высокие значения, что объясняется шероховатостью лицевой поверхности железобетонной опытной стенки, которая влияет на снижение общего бокового давления грунта. При этом закономерно, что такие параметры как горизонтальное смещение, интегральное давление, усилие в анкерной тяге заметно меньше для опытной конструкции в сравнении с расчетами. В то же время величины рассматриваемых параметров, полученные в рамках расчетов по методу наклонных блоков и МКЭ близки по значениям.

Таблица 5.1.8. Тестовый пример №4. Сопоставление основных величин опытных и расчетных параметров

Описание сопоставляемого параметра	Параметр	Опыт	Расчёт	Расчёт МКЭ
	соотв. глубина			
Давление в приопорной зоне	R_{оп}, кПа	17,28	21,1	18,7
	Y_{гоп}, м	1,5	2,4	0,5
Давление в пролёте	R_{пр}, кПа	14,48	19,6	13,6
	Y_{Рпр}, м	3,5	3,5	2,5
Горизонтальное смещение	X_{max}, мм	2,5	4,3	4
	Y_{Xmax}, м	3,5	3,5	3,7
Изгибающий момент	M_{max}, кНм	39,2	59	49,7
	Y_{Mmax}, м	3,7	3,78	4
Усилие в распорке	R, кН	48	58,6	61,3

5.2 Сопоставление результатов расчетов методом наклонных блоков с результатами численного эксперимента

В рамках четвертой главы представлены обобщённые результаты серии численных расчётов, проведенных для гибких подпорных конструкций, обладающих широким диапазоном изгибных жесткостей и характеризующихся ключевыми кинематическими схемами работы стенок. Сопоставление выполнено для анализа правильного учета влияния жёсткости подпорной стены.

Далее представлены краткие результаты сравнительного анализа расчётов методом наклонных блоков и численного эксперимента для нескольких тестовых примеров. Тестовые примеры №№ 5-7 относятся к кинематическим схемам работы подпорных стенок с закреплением верхнего конца, а тестовые примеры №№ 8-10 – к консольным схемам работы конструкций.

Для первой группы расчётов (тестовые примеры №№ 5-7) приняты следующие исходные данные. Грунт засыпки однородный ($\gamma = 18 \text{ кН/м}^2$, $\varphi=30^\circ$). Глубина котлована – 5 м, заделка стенки ниже дна котлована – 2 м. Жесткость стенки на изгиб соответственно 20000 кНм^2 , 50000 кНм^2 и 100000 кНм^2 .

Расчётная схема Plaxis для тестовых примеров №№ 5-7 представлена ниже (Рисунок 5.2.1).

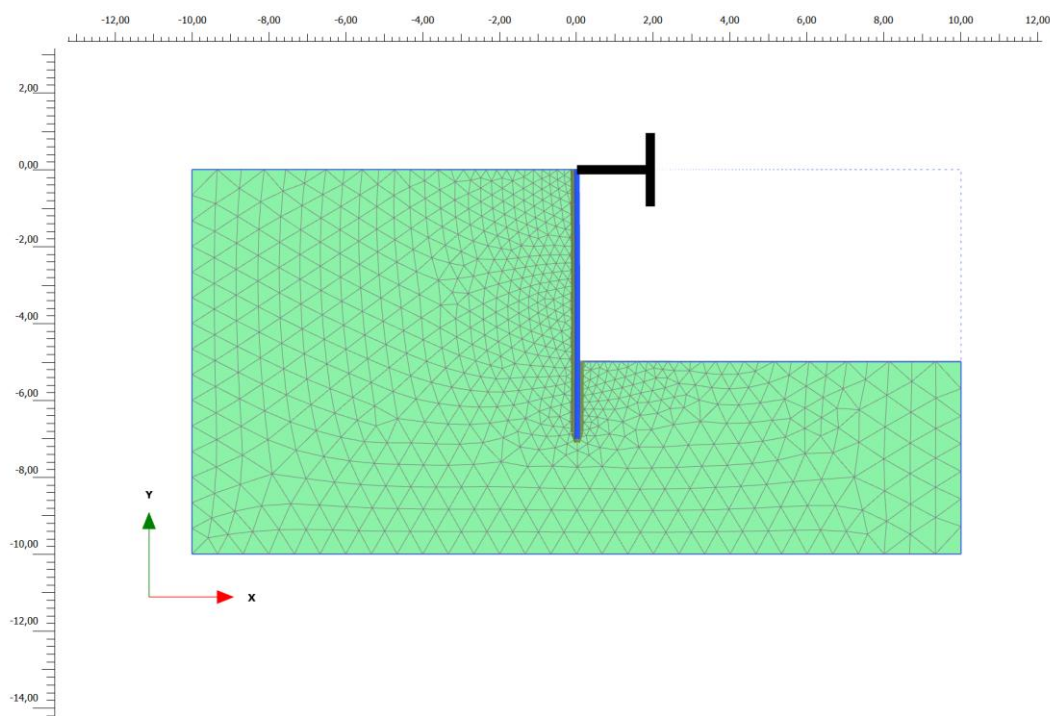


Рисунок 5.2.1 – Тестовые примеры №№ 5-7. Расчетная схема Plaxis

Результаты вычислений тестовых примеров №№5–7 были обобщены и представлены в виде таблицы 5.2.1.

Таблица 5.2.1. Тестовые примеры №№5-7. Сопоставление основных расчётных величин

Описание сопоставляемого параметра	Параметр	Расчёт	Расчёт МКЭ	Расчёт	Расчёт МКЭ	Расчёт	Расчёт МКЭ
Изгибная жесткость стенки	EI , кНм^2	20 000		50 000		100 000	
Давление в приопорной зоне	$R_{оп}$, кПа	26	34	23	26	24	21
Давление в пролёте	$R_{пр}$, кПа	6,7	9,9	18,4	13,8	24	15
Горизонтальное смещение	X_{max} , мм	19,2	19,8	13,4	13,6	11,9	11,3

В ходе анализа результатов вычислений, проведённых для тестовых примеров №№5-7, соответствующих кинематическим схемам работы подпорной конструкции с закреплением верхнего конца, можно сделать вывод о том, что наблюдается значительное сходство в характере распределения бокового давления грунта, а также более высокая степень соответствия в отношении абсолютных значений давления и перемещений (Таблица 5.2.1).

Для второй группы расчётов (тестовые примеры №№ 8-10) приняты следующие исходные данные. Грунт засыпки однородный ($\gamma = 18 \text{ кН/м}^2$, $\varphi=30^\circ$). Глубина котлована – 3 м, заделка стенки ниже дна котлована – 4 м. Жесткость стенки на изгиб соответственно 50000 кНм^2 , 100000 кНм^2 и 200000 кНм^2 . Расчётная схема Plaxis для тестовых примеров №№ 5-7 представлена ниже (Рисунок 5.2.2).

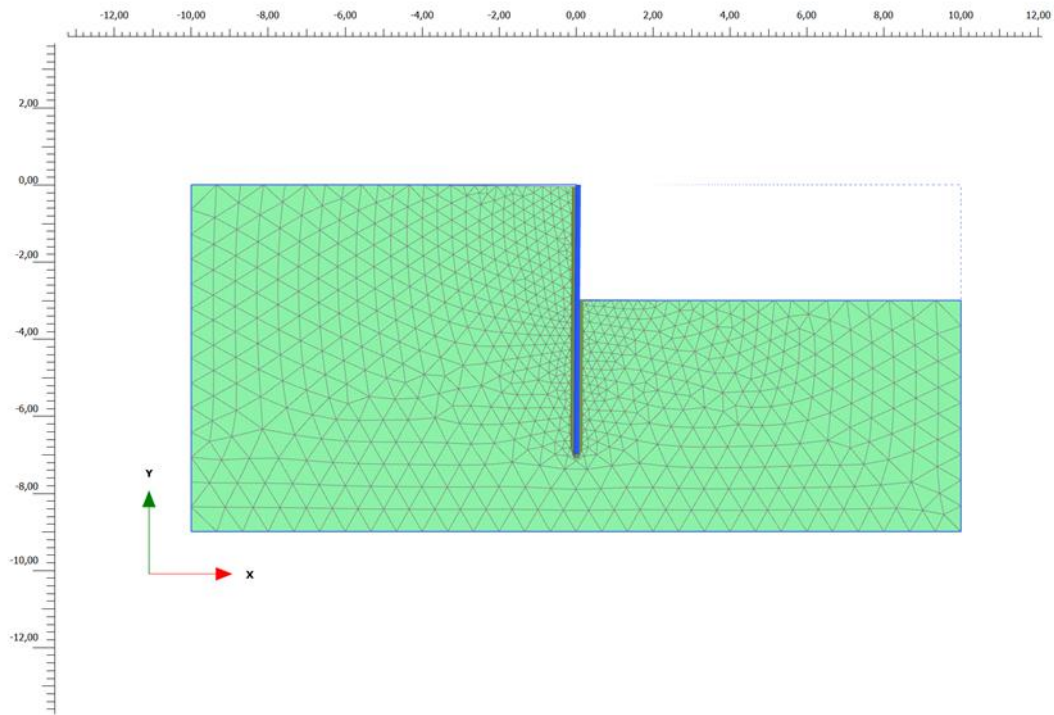


Рисунок 5.2.2 – Тестовые примеры №№8-10. Расчетная схема Plaxis

Результаты вычислений тестовых примеров №№5–7 были обобщены и представлены в виде таблицы 5.2.2.

Таблица 5.2.2. Тестовые примеры №№8-10. Сопоставление основных расчётных величин

Описание сопоставляемого параметра	Параметр	Расчёт	Расчёт МКЭ	Расчёт	Расчёт МКЭ	Расчёт	Расчёт МКЭ
Изгибная жесткость стенки	EI, кНм²	50 000		100 000		200 000	
Давление	R, кПа	18,6	22	18,8	22	19	22,2
Горизонтальное смещение	X_{max}, мм	37,7	42,8	33,4	36,5	31,2	33,6

Анализ результатов расчёта, проведённых для тестовых примеров №№8-10, соответствующих консольным схемам работы подпорной конструкции, позволяет сделать вывод о практически полном соответствии и высокой степени корреляции между результатами расчётов, выполненных по предлагаемому методу, и результатами, полученными с использованием МКЭ (Таблица 5.2.2). Кроме того, эпюры давления грунта полностью соответствуют эпюрам активного давления, определенными по классическому методу Кулона.

Выводы по главе 5

1. Проведено детальное сопоставление расчетных данных вычислений, полученных по разработанному методу наклонных блоков, с результатами экспериментальных исследований, прошлых лет и численного моделирования МКЭ.
2. Сравнительный анализ экспериментальных данных с расчетными результатами показывает высокую степень соответствия в характере распределения бокового давления грунта. Наблюдаемое незначительное превышение расчетных значений давления над экспериментальными закономерно объясняется влиянием сил трения, возникающих на контактной поверхности между стенкой и грунтом засыпки.
3. Результаты сопоставления расчетов, выполненных методом наклонных блоков, и численного моделирования МКЭ демонстрируют существенное сходство как в характере распределения бокового давления грунта, так и в количественных показателях давлений и перемещений подпорной конструкции.
4. Полученные данные подтверждают возможность применения предложенного метода для определения давления на гибкие подпорные стенки, закрепленных в верхней части анкером или распоркой с учетом деформаций конструкции и взаимодействия наклонных блоков грунта.

ГЛАВА 6. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРАКТИЧЕСКОМУ ИСПОЛЬЗОВАНИЮ РЕЗУЛЬТАТОВ ИССЛЕДОВАНИЯ

На основе комплекса экспериментальных, численных и теоретических исследований особенностей распределения бокового давления грунта на гибкие подпорные стенки в зависимости от их деформаций представляется возможным дать практические рекомендации по их расчету.

По новому методу, описанному и верифицированному в предыдущих главах, было проведено более 100 расчётов для характерных схем и конструкций, наиболее часто встречающихся в практике. Целью расчётов являлось получение таблиц коэффициентов и графиков, позволяющих определять перераспределение бокового давления грунта по высоте подпорной стенки.

При проведении расчётов рассматривались следующие основные диапазоны параметров:

1. Грунт засыпки – несвязный, с углом внутреннего трения в диапазоне $26\text{--}34^\circ$, что соответствует характерным значениям для песчаных грунтов;

2. Глубина заделки нижнего конца стенки, существенно влияющая на перераспределение давления, варьировалась в пределах $1/3\text{--}1/2$ глубины котлована. Выбранные значения отражают реальные условия эксплуатации конструкций, так как меньшая глубина заделки может не обеспечить необходимую устойчивость, а увеличение глубины свыше указанных пределов не оказывает существенного влияния на распределение давлений;

3. Жёсткость грунта в зоне заделки также учитывалась как важный фактор, влияющий на перемещения и характер деформаций подпорной стенки. Диапазон значений модуля деформации составил $15\text{--}35$ МПа, что типично для песчаных грунтов. Поскольку расчётная схема и алгоритм разработанной программы используют коэффициент упругого отпора вместо прямого задания модуля деформации, для их корреляции была выполнена серия расчётов методом конечных элементов (МКЭ);

4. Изгибная жесткость подпорных конструкций варьировалась в пределах, соответствующих реальным гибким конструкциям, применяемым на практике.

На основании проведенных расчетных исследований при определении бокового давления несвязанного грунта в активной зоне аналитическими методами можно рекомендовать учитывать перераспределение бокового давления по высоте ограждающей конструкции в зависимости от деформаций, а именно его концентрации в зонах раскрепления подпорных стенок распорными элементами и его снижение в пролетных зонах (Рисунок 6.1.1)

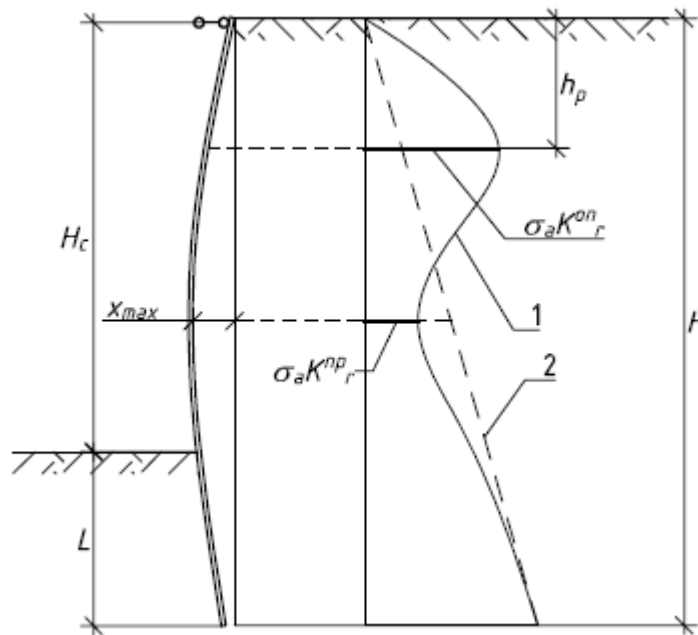


Рисунок 6.1.1 – Расчетная схема к определению бокового давления несвязного грунта на гибкие подпорные конструкции в зависимости от их деформаций: 1 – эпюра давления грунта, определенная с учетом перераспределения; 2 – эпюра активного давления грунта, определенная методом предельного равновесия (σ_a)

Рекомендуется использовать поправочные коэффициенты перераспределения бокового давления грунта, указанные в таблицах 6.1.1, 6.1.2, 6.1.3, при условии установки распорной конструкции на глубине не более полуметра от поверхности, в зависимости от относительной жесткости ограждения (критерия гибкости), определяемой как:

$$f_c = \frac{H_c^4}{EI}, \quad (6.1.1)$$

где f_c – критерий гибкости ограждающей конструкции ($\text{м}^3/\text{кН}$);

H_c – высота пролета ограждающей конструкции от опоры до уровня появления пассивной зоны, допускается принимать совпадающей с уровнем дна котлована (м);

EI – жесткость стенки на изгиб из расчета на 1 п.м. ограждения (кНм).

На коэффициент увеличения активного давления в приопорной зоне K_r^{on} рекомендуется умножать значение активного давления грунта, определенное методами предельного равновесия в уровне, соответствующем $h_p = H_c/3$ м.

На коэффициент уменьшения активного давления в пролетной зоне K_r^{np} рекомендуется умножать значение активного давления грунта, определенное методами предельного равновесия

в уровне, соответствующем максимальному горизонтальному перемещению гибкой подпорной конструкции X_{max} (см. Рисунок 6.1.1).

Таблица 6.1.1. Значения поправочных коэффициентов увеличения K^{on}_r и уменьшения K^{np}_r активного давления несвязного грунта с расчётным значением угла внутреннего трения $\varphi = 26^\circ$

Критерий гибкости, м ³ /кН	Расчетное значение угла внутреннего трения грунта											
	$\varphi = 26^{\circ}$											
	Модуль деформации грунта											
	$E = 15 \text{ МПа}$				$E = 25 \text{ МПа}$				$E = 35 \text{ МПа}$			
	Длина заделки стенки ниже дна котлована											
	$L = H_c/3$		$L = H_c/2$		$L = H_c/3$		$L = H_c/2$		$L = H_c/3$		$L = H_c/2$	
f_c	K^{on}_r	K^{np}_r	K^{on}_r	K^{np}_r	K^{on}_r	K^{np}_r	K^{on}_r	K^{np}_r	K^{on}_r	K^{np}_r	K^{on}_r	K^{np}_r
0,0625	4,00	0,30	3,90	0,30	3,70	0,32	3,50	0,32	3,40	0,34	3,20	0,34
0,0313	3,20	0,40	3,10	0,40	3,00	0,42	2,90	0,42	2,80	0,44	2,70	0,44
0,0208	2,80	0,50	2,70	0,50	2,50	0,52	2,40	0,52	2,30	0,54	2,20	0,54
0,0156	2,60	0,60	2,50	0,60	2,30	0,62	2,20	0,62	2,10	0,64	2,00	0,64
0,0125	2,45	0,70	2,30	0,70	2,20	0,72	2,10	0,72	2,00	0,74	1,90	0,74

Таблица 6.1.2. Значения поправочных коэффициентов увеличения K^{on}_r и уменьшения K^{np}_r активного давления несвязного грунта с расчётным значением угла внутреннего трения $\varphi = 30^\circ$

Критерий гибкости, м ³ /кН	Расчетное значение угла внутреннего трения грунта											
	$\varphi = 30^{\circ}$											
	Модуль деформации грунта											
	$E = 15 \text{ МПа}$				$E = 25 \text{ МПа}$				$E = 35 \text{ МПа}$			
	Длина заделки стенки ниже дна котлована											
	$L = H_c/3$		$L = H_c/2$		$L = H_c/3$		$L = H_c/2$		$L = H_c/3$		$L = H_c/2$	
f_c	K^{on}_r	K^{np}_r	K^{on}_r	K^{np}_r	K^{on}_r	K^{np}_r	K^{on}_r	K^{np}_r	K^{on}_r	K^{np}_r	K^{on}_r	K^{np}_r
0,06250	3,70	0,35	3,60	0,35	3,40	0,37	3,20	0,37	3,00	0,38	2,90	0,38
0,03125	3,10	0,50	3,00	0,50	2,80	0,52	2,60	0,52	2,50	0,54	2,40	0,54
0,02080	2,75	0,60	2,60	0,60	2,45	0,62	2,30	0,62	2,20	0,65	2,10	0,65
0,01560	2,55	0,70	2,40	0,70	2,25	0,72	2,10	0,72	2,00	0,75	1,90	0,75
0,01250	2,45	0,80	2,30	0,80	2,10	0,82	1,90	0,82	1,80	0,85	1,70	0,85

Таблица 6.1.3. Значения поправочных коэффициентов увеличения K^{on}_r и уменьшения K^{np}_r активного давления несвязного грунта с расчётным значением угла внутреннего трения $\varphi = 34^\circ$

Критерий гибкости, м ³ /кН	Расчетное значение угла внутреннего трения грунта											
	$\varphi = 34^{\circ}$											
	Модуль деформации грунта											
	$E = 15 \text{ МПа}$				$E = 25 \text{ МПа}$				$E = 35 \text{ МПа}$			
	Длина заделки стенки ниже дна котлована											
	$L = H_c/3$		$L = H_c/2$		$L = H_c/3$		$L = H_c/2$		$L = H_c/3$		$L = H_c/2$	
f_c	K^{on}_r	K^{np}_r	K^{on}_r	K^{np}_r	K^{on}_r	K^{np}_r	K^{on}_r	K^{np}_r	K^{on}_r	K^{np}_r	K^{on}_r	K^{np}_r
0,06250	3,30	0,37	3,20	0,37	3,00	0,38	2,90	0,38	2,80	0,39	2,75	0,39
0,03125	2,90	0,55	2,70	0,55	2,60	0,57	2,50	0,57	2,40	0,60	2,35	0,60
0,02080	2,45	0,70	2,30	0,70	2,15	0,72	2,05	0,72	1,95	0,74	1,85	0,74
0,01560	2,25	0,80	2,05	0,80	1,90	0,82	1,80	0,82	1,70	0,86	1,65	0,86
0,01250	2,15	0,90	1,90	0,90	1,70	0,92	1,60	0,92	1,50	0,96	1,45	0,96

Для промежуточных значений f_c , E , L , φ значения коэффициентов K^{on}_r и K^{np}_r определяют интерполяцией.

Ниже на примерах показан принцип работы с таблицами для определения бокового давления грунта.

Пример №1. Определить боковое давление грунта в активной зоне на ограждающую конструкцию котлована по следующим исходным данным.

Ограждение котлована – стальные трубы $\varnothing 530 \times 8$ мм, шаг 1000 мм ($EI = 93860 \text{ кНм}^2$), глубина котлована – 7 м, заделка стенки ниже дна котлована – 3 м. Распорная система из труб $\varnothing 630 \times 8$ мм, шаг 5,3 м, длина 10 м, глубина установки от поверхности 0,2 м. Грунт – песок крупный ($\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$, $\varphi = 30^\circ$, $E = 35 \text{ МПа}$).

Для определения поправочных коэффициентов увеличения K^{on}_r и уменьшения K^{np}_r активного давления грунта предварительно определяем необходимые параметры ограждения.

Относительную жесткость ограждения в виде критерия гибкости определяем по формуле (6.1.1):

$$f_c = \frac{7^4}{93860} = 0,02558 \frac{\text{м}^3}{\text{кН}}$$

Заделка ниже дна котлована L составляет 0,43 от глубины котлована H_c , это значение ($L = H_c/2,33$) лежит между табличными – $H_c/3$ и $H_c/2$.

Находим глубину $h_p = H_c/3 \text{ м} = 2,33 \text{ м}$, которая соответствует уровню увеличения активного давления грунта.

Для определения глубины, соответствующей снижению активного давления грунта, необходимо выполнить предварительный расчёт ограждения классическими методами. Это

позволит установить уровень, на котором возникают максимальные горизонтальные перемещения стенки. В рамках данного примера расчет, выполненный в программе Wall-3, показал, что максимальное горизонтальное смещение соответствует глубине 4,75 м.

На основании данных таблицы 6.1.2 выполнена линейная интерполяция для определения поправочных коэффициентов K^{on}_r и K^{np}_r .

Для $f_c = 0,02558 \frac{м^3}{кН}$ при $L = H_c/2,33$ получено: $K^{on}_r = 2,27$, $K^{np}_r = 0,65$. Результаты определения коэффициентов приведены в таблице 6.1.4.

Таблица 6.1.4. Пример №1. Определение поправочных коэффициентов K^{on}_r и K^{np}_r

Критерий гибкости, $м^3/кН$	Расчетное значение угла внутреннего трения грунта					
	$\varphi = 30^\circ$					
	Модуль деформации грунта					
	$E = 35 МПа$					
	Длина заделки стенки ниже дна котлована					
	$L = H_c/3$		$L = H_c/2,33$		$L = H_c/2$	
f_c	K^{on}_r	K^{np}_r	K^{on}_r	K^{np}_r	K^{on}_r	K^{np}_r
0,03125	2,50	0,54	2,44	0,54	2,40	0,54
0,02558	–	–	2,27	0,65	–	–
0,02080	2,20	0,65	2,14	0,65	2,10	0,65

После определения поправочных коэффициентов ($K^{on}_r = 2,27$ и $K^{np}_r = 0,65$) и соответствующих им уровней характерных точек изменения бокового давления грунта необходимо выполнить геометрические построения в соответствии со схемой (Рисунок 7.1.1).

На профиле ограждающей конструкции отметить глубины, соответствующие повышению и понижению активного давления грунта – 2,33 м и 4,75 м. Выполнить построение эпюр давления с учетом поправочных коэффициентов по точкам:

- в верхней зоне (0; $\sigma_a(0)$) и (2,33; $K^{on}_r \times \sigma_a(2,33)$);
- в средней зоне (2,33; $K^{on}_r \times \sigma_a$) и (4,75; $K^{np}_r \times \sigma_a(4,75)$);
- в нижней зоне (4,75; $K^{np}_r \times \sigma_a(4,75)$) и (7; $\sigma_a(7)$),

где σ_a – ордината активного давления грунта на соответствующих глубинах, определенная методом предельного равновесия.

Результаты геометрических построений, выполненных с учетом поправочных коэффициентов, представлены в сопоставлении эпюрами, полученными методом наклонных блоков с использованием разработанного специализированного ПО и методом предельного равновесия (Рисунок 6.1.2).

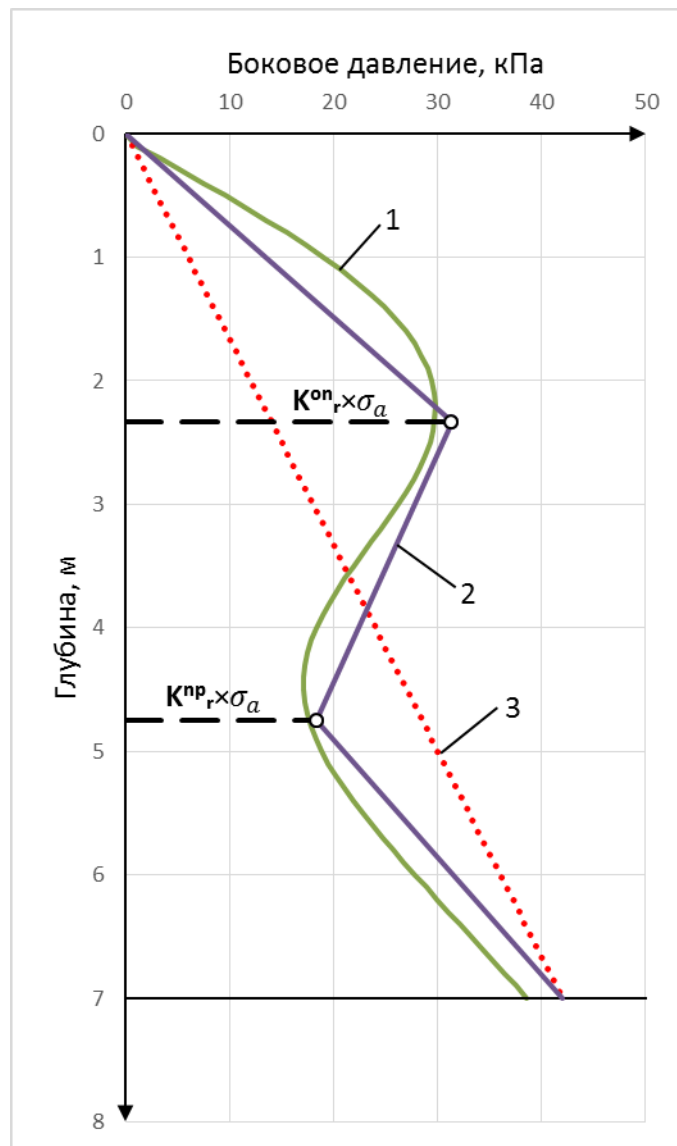


Рисунок 6.1.2 – Пример №1. Построение эпюры бокового давления несвязного грунта:

1 – эпюра давления грунта, определенная методом наклонных блоков с помощью разработанного ПО; 2 – эпюра давления грунта, определенная при помощи, составленных на основе метода наклонных блоков, таблиц для расчетов; 3 – эпюра активного давления грунта, определенная методом предельного равновесия (σ_a)

Значения равнодействующих бокового давления грунта, определяемых как площади эпюр в пределах глубины котлована, соответственно, составляют:

- для эпюры, построенной по методу наклонных блоков с помощью разработанного ПО – 159,3 кН (Рисунок 6.1.2, кривая 1);
- для эпюры, построенной при помощи таблиц, составленных на основе метода наклонных блоков – 164,4 кН (Рисунок 6.1.2, кривая 2);

Расхождение в значениях интегральных давлений между методом наклонных блоков и графическим методом с поправочными коэффициентами составило около 3%.

Пример №2. Определить боковое давление грунта в активной зоне на ограждающую конструкцию котлована по следующим исходным данным.

Ограждение котлована – стальные трубы $\varnothing 377 \times 8$ мм, шаг 1000 мм ($EI = 33163$ кНм²), глубина котлована – 5 м, заделка стенки ниже дна котлована – 1,7 м. Распорная система из труб $\varnothing 630 \times 8$ мм, шаг 5,3 м, длина 10 м, глубина установки от поверхности 0,2 м. Грунт – песок средней крупности ($\gamma = 18$ кН/м³, $\varphi = 28^\circ$, $E = 25$ МПа).

Расчёт и графическое построение эпюры бокового давления грунта выполняются аналогично рассмотренному ранее примеру.

Относительная жесткость ограждения в виде критерия гибкости $f_c = 0,01885 \frac{\text{м}^3}{\text{кН}}$.

Заделка ниже дна котлована составляет треть глубины – $L = H_c/3$, м.

Глубина, соответствующая уровню увеличения активного давления – $h_p = H_c/3 = 1,67$ м.

Глубина, соответствующая уровню уменьшения активного давления – 3,7 м (определена предварительным расчетом).

По таблицам 6.1.1 и 6.1.2 находятся значения для близлежащих значений углов внутреннего трения – $\varphi = 26^\circ$ и $\varphi = 30^\circ$, затем выполняется линейная интерполяция для $\varphi = 28^\circ$. Все промежуточные значения и окончательные результаты сведены в таблицу 6.1.5.

Таблица 6.1.5. Пример №2. Определение поправочных коэффициентов K_r^{on} и K_r^{np}

Критерий гибкости, м ³ /кН	Расчетное значение угла внутреннего трения грунта					
	$\varphi = 26^{\circ}$		$\varphi = 28^{\circ}$		$\varphi = 30^{\circ}$	
	Модуль деформации грунта					
	$E = 25 \text{ МПа}$					
	Длина заделки стенки ниже дна котлована					
	$L = H_c/3$					
f_c	K^{on}_r	K^{np}_r	K^{on}_r	K^{np}_r	K^{on}_r	K^{np}_r
0,02080	2,50	0,52	2,475	0,57	2,45	0,62
0,01885	–	–	2,40	0,6075	–	–
0,01560	2,30	0,62	2,275	0,67	2,25	0,72

Геометрические построения эпюры давления грунта выполняются аналогичным примеру №1 способом (Рисунок 6.1.3).

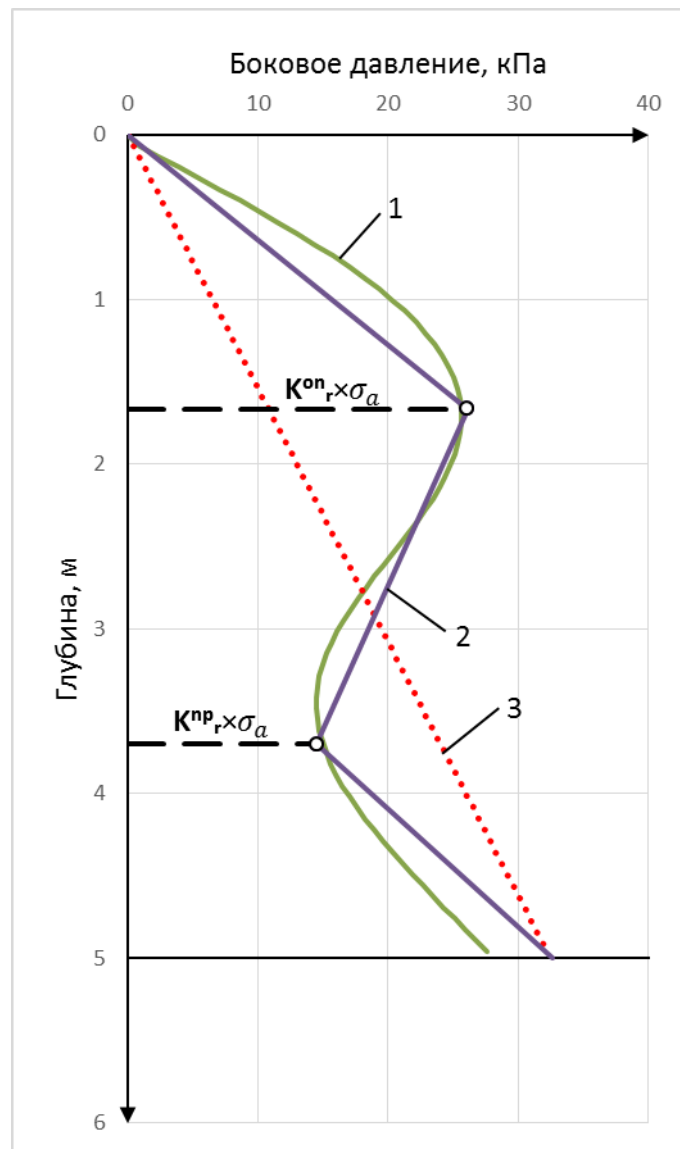


Рисунок 6.1.3 – Пример №2. Построение эпюры бокового давления несвязного грунта:

1 – эпюра давления грунта, определенная методом наклонных блоков с помощью разработанного ПО; 2 – эпюра давления грунта, определенная при помощи, составленных на основе метода наклонных блоков, таблиц для расчетов; 3 – эпюра активного давления грунта, определенная методом предельного равновесия (σ_a)

Значения равнодействующих бокового давления грунта, определяемых как площади эпюр в пределах глубины котлована, соответственно, составляют:

- для эпюры, построенной по методу наклонных блоков с помощью разработанного ПО – 93,5 кН (Рисунок 6.1.3, кривая 1);
- для эпюры, построенной при помощи таблиц, составленных на основе метода наклонных блоков – 93,7 кН (Рисунок 6.1.3, кривая 2);

Расхождение в значениях интегральных давлений между методом наклонных блоков и графическим методом с поправочными коэффициентами составило около менее 0,5%.

Полученные в рамках рассмотренных примеров незначительные значения расхождений результатов, в общем, демонстрирует пригодность применения таблиц с поправочными коэффициентами (Таблица 6.1.1, Таблица 6.1.2, Таблица 6.1.3) для инженерных расчетов ограждений котлована.

Выводы по главе 6

1. Разработаны практические рекомендации, позволяющие простейшим образом учитывать эффект перераспределения бокового давления грунта в активной зоне без применения специализированных геотехнических программных комплексов.
2. Значения поправочных коэффициентов, учитывающих перераспределение бокового давления грунта, представлены в виде таблиц.
3. В зависимости от гибкости подпорных стен, физико-механических характеристик грунтов метод быстро позволяет оценить степень концентрации бокового давления грунта в приопорной зоне и его снижение в пролетной зоне путем применения предлагаемых поправочных коэффициентов увеличения K_r^{on} и уменьшения K_r^{np} активного давления несвязного грунта.
4. Результаты проведенных вычислений показали, что расхождение между расчетами с использованием таблиц поправочных коэффициентов и методом наклонных блоков (реализованным в специализированном ПО) не превышает 3%. Такое незначительное отклонение подтверждает возможность применения табличного метода для практического применения при проектировании ограждений котлованов.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Проведенные в рамках диссертационной работы экспериментальные, расчетно-теоретические и численные исследования позволяют сделать следующие выводы:

1. На основании проведенного анализа отечественных и зарубежных исследований и нормативно-технических документов, содержащих данные по проблематике настоящей работы, установлено, что при работе гибких подпорных конструкций фактические эпюры давления грунта на них отличны от прямолинейной формы и зависят не только от величин, но и от характера деформации стенок. Для кинематических схем работы подпорных конструкций с закреплённым верхним концом характерно перераспределение бокового давления грунта по высоте, проявляющееся в концентрации давления в приопорных зонах и его снижении в пролётных участках. При этом эпюра давления приобретает характерную криволинейную форму седлообразного типа. Нормативные документы предлагают определение коэффициентов давления на ограждающие конструкции без учета вышеназванных факторов и не связывают его с характером деформаций подпорных стен.

2. Проведённые в настоящем исследовании экспериментальные работы и анализ опытных данных прошлых лет позволили подтвердить выводы о перераспределении бокового давления грунта в зависимости от характера деформации подпорной стены. Наблюдаемые смещения грунта засыпки при разных кинематических схемах работы конструкции показали соответствие между их пространственным распределением и характером деформаций стенки. Полученные данные позволили разработать расчетный подход, учитывающий взаимодействие наклонных блоков грунта, их локальные перемещения в пределах призмы обрушения и специфики деформационного поведения гибкой подпорной конструкции.

3. В результате численных исследований выполнен анализ условий возникновения предельного напряженного состояния грунта, характерных для различных схем работы гибких подпорных стенок. Были установлены следующие ключевые закономерности распределения контактных усилий на границах поверхностей скольжения (или их проекциях в допредельном состоянии), соответствующих зонам локальных смещений в пределах призмы обрушения:

– принципиальное различие в характере соотношений нормальных N и касательных T усилий для различных кинематических схем работы конструкций при деформировании;

– при консольной схеме зависимость T/N от деформаций соответствует наступлению предельного состояния и демонстрирует линейный характер, что согласуется с классическими решениями теории активного давления грунта;

– для схемы с закреплённым верхним концом наблюдается сложное нелинейное поведение указанного соотношения, не соответствующее предельному состоянию;

– для всех рассмотренных случаев деформирования выявлена S-образная зависимость касательных усилий от углов поворота, характеризующаяся наличием двух предельных асимптот, соответствующих критическим состояниям.

4. Разработан и апробирован новый численно-аналитический метод определения бокового давления грунта на подпорные конструкции в зависимости от характера и величин их деформаций. В основе метода лежат уравнения равновесия и принципы механики грунтов. Практическая реализация метода учитывает экспериментальные данные о поведении гибких подпорных конструкций, включая результаты собственных лабораторных исследований и теоретических разработок. Учитывается упругопластическое поведение грунта в пределах призмы обрушения, что позволяет оценивать распределение бокового давления по высоте стенки в активной зоне. Метод позволяет получить уточнённые значения внутренних усилий: снижение изгибающих моментов в стенке на 20-25% по сравнению с традиционными расчётами и увеличение усилий в распорках на 15-20%, что соответствует экспериментальным данным и обеспечивает более экономичное и надежное проектирование конструкций за счёт учёта реального взаимодействия подпорной конструкции с упругопластическим массивом грунта.

5. Выведено дифференциальное уравнение изгиба подпорной стенки, в котором внешняя распределённая нагрузка представлена в виде бокового давления грунта, которое зависит от начального напряжённого состояния массива, прочностных характеристик грунта и деформаций ограждающей конструкции. Численное решение уравнения выполнено методом конечных разностей с использованием итерационного алгоритма на основе метода последовательных приближений, что позволило определить эпюры бокового давления грунта, перемещений и внутренних усилий в конструкциях. Результаты расчетов по разработанному методу демонстрируют хорошее соответствие с имеющимися экспериментальными данными и результатами численного моделирования с использованием конечно-элементных программ.

6. На основе разработанного численно-аналитического метода разработаны практические рекомендации по учету перераспределения бокового давления в активной зоне для гибких подпорных стенок с верхним распорным креплением. Рекомендации предполагают модификацию классических методов определения давления грунта путём введения поправочных коэффициентов: коэффициента увеличения давления $K_r^{on} = 1,45-4,00$ в верхней трети высоты пролета и коэффициента снижения давления $K_r^{np} = 0,30-0,96$ в зоне максимальных горизонтальных смещений стенки, которые учитывают перераспределение бокового давления в зависимости от относительной гибкости конструкции, прочностных и деформационных характеристик грунта.

7. Полученные решения были использованы при разработке нормативного документа СП 381.1325800.2018 «Сооружения подпорные. Правила проектирования» в части Приложения

Н «Рекомендации по определению активного давления несвязного грунта на гибкие подпорные конструкции в зависимости от их деформаций».

8. Перспективные направления дальнейших научных исследований в рамках развития настоящей работы предполагают следующие этапы:

- усовершенствование расчетной модели метода наклонных блоков за счет учета контактного трения на границе "грунт-конструкция", поверхностных нагрузок, сцепления пылевато-глинистых грунтов, фильтрационных, реологических свойств грунтов, а также факторов многослойности основания и влияния подземных вод;
- получение аналогичных зависимостей для давлений грунта в пассивной зоне;
- уточнение значений критерия мобилизации предельных значений бокового давления для различных схем закрепления стен;
- усовершенствование численных алгоритмов и развитие отечественного программного обеспечения, позволяющего решать универсальные задачи, связанные с определением бокового давления грунта на подпорные конструкции с учетом его перераспределения по высоте.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Алексеев А.Г. Методика определения давления, действующего на подпорные стены при промерзании пучинистого грунта // Вестник НИЦ «Строительство». №10. 2014. – С.14-21.
2. Алексеев А.Г. Определение горизонтального давления морозного пучения, действующего на подпорные стены при промерзании грунта // Промышленное и гражданское строительство. № 6. 2007. – С.24.
3. Ангельский Д.В. К расчету свайных оснований на горизонтальную нагрузку //Труды МАДИ. – 1937. – №. 7. – С. 41-49.
4. Андриасян В.В. Боковое давление покоя в дискретных средах //Научные труды ОИИМФа – 1970 – № 4. – С.69-73.
5. Аргунов П.П. Метод комбинированного применения теории упругих и пластических деформаций к расчету давления грунта на подпорные стены //Известия АН СССР, ОТИ. – 1942. – №. 10-С. – С. 36-45..
6. Архангельский М.М. Расчет гибких фундаментов, свай и шпунтовых стенок на действие горизонтальных сил //тр. НИИЖТа.–М.,–1952.–вып. – 1952. – Т. 8. – С. 95-115.
7. Безухов, Н.И. Теория сыпучих тел. / Н.И. Безухов - М.-Л.: Госстройиздат,1934.–107 с.
8. Бенмебарек Н., Лабди Х., Бенмебарек С. Численное исследование активного давления грунта на жесткую подпорную стенку при различных режимах перемещения. Основания, фундаменты и механика грунтов. 2016. №1. С.24.
9. Березанцев В.Г. Осесимметричная задача теории предельного равновесия сыпучей среды/ В.Г. Березанцев – М:Гостехиздат, 1952. – 120 с.
10. Бескин М.Г. Давление грунта на подпорные стенки при наличии временной нагрузки на поверхности / М.Г. Бескин. Исследования по теории сооружений. -М.: Стройиздат, 1954. - С. 557-571.
11. Беспрозванная И.М. Определение грунта на подпорную стену с наклонной задней гранью в зависимости от ее перемещения и жесткости основания // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1965. №4. С. 4-7.
12. Брыксин В.В. Влияние деформаций гибких подпорных стен в несвязных грунтах на перераспределение активного давления // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2025. №5. С. 9-24.

13. Брыксин В.В. Особенности деформирования модели гибкой подпорной стенки и грунта засыпки. Эксперимент в лабораторных условиях // Вестник НИЦ «Строительство». 2024;41(2):103-117.
14. Брыксин В.В. Учет распределения бокового давления несвязанного грунта при расчете гибких подпорных конструкций в зависимости от их деформаций // Вестник НИЦ «Строительство». 2025;46(3):144-157.
15. Брюм А.И. Морские порты и портовые сооружения/ А.И. Брюм, П.А. Воронов, Р.И. Гинсбург, А.Н. Кутейников, А.Т. Федоров, П.Б. Шаповалов, Ф.М. Шихиев – М.: Морской транспорт. 1959. – 520 с.
16. Будин А.Я. Тонкие подпорные стенки / А.Я. Будин. – Л.: Стройиздат, 1974. – 192 с.
17. Бурдин Т.В., Калини С.А., Королев К.В., Макарова В.С. Постановка и пример решения задачи об активном давлении грунта как задачи вариационного исчисления. Фундаменты глубокого заложения и проблемы геотехники территорий: Материалы III Всероссийской конференции с международным участием, Пермь, 29–31 мая 2024 года. – Пермь: ПНИПУ, 2024. – С. 335-345.
18. Быковский В.Н. Расчет давления сыпучего тела на ограждения с учетом их подвижности. Научные доклады Высшей школы //Лесоинженерное дело.-1958. №1. С.117–120.
19. Ванг. Ж., Лиу. Ф., Жи Ч. Влияние дренажа на активное давление грунта по Кулону // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2008. №5. С. 5-8.
20. Гвоздев, А.А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия / А.А. Гвоздев. – М.: Стройиздат, 1949. – с. 18.
21. Гениев Г.А. Вопросы динамики сыпучей среды. Научное сообщение Акад. строительства и архитектуры СССР, ЦНИИСК, вып. 2, М:Госстройиздат, 1958 г. – 122 с.
22. Гладков И.Л., Жемчугов А.А., Салмин И.А. Методика определения бокового давления грунта на гибкие подпорные стены в зависимости от горизонтальных перемещений. Численные методы расчетов в практической геотехнике: сборник статей международной научно-технической конференции; СПбГАСУ. – СПб. 2012. – С.254-260.
23. Голушкевич С.С. Плоская задача теории предельного равновесия сыпучей среды/ С.С Голушкевич – М:Гостехиздат, 1948. – 148 с.
24. Голушкевич С.С. Статика предельных состояний грунтовых масс/ С.С Голушкевич – М:Гостехиздат, 1957. – 288 с.
25. Гольдштейн Л.М. О приближенном решении задачи пространственного предельного равновесия грунтов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1969. – №5. С. 12-15.

26. Гольдштейн М.Н, Дорфман А.Г., Дудинцева И.Л. Применение вариационного метода к расчету давления грунта на подпорные стены // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1969. №4. С. 8-9.
27. Гольдштейн М.Н. Механические свойства грунтов / М.Н. Гольдштейн. – 2-е изд., перераб. – М.:Стройиздат, 1971.–367 с
28. Гончаров Ю.М. Расчёт тонких стенок с учётом перераспределения активного давления грунта по высоте стенки // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1962. №5. С. 24-26.
29. Гончаров Ю.М. Экспериментальное исследование взаимодействия шпунтового ограждения и грунта, сб. №43 "Механика грунтов", НИИ Оснований и подземных сооружений, 1961 г.– с.27-41.
30. ГОСТ 12536-2014 Грунты. Методы лабораторного определения гранулометрического (зернового) и микроагрегатного состава. – М: Стандартиформ, 2019. – 20 с.
31. ГОСТ 25100-2020 Грунты. Классификация. – М: Стандартиформ, 2020. – 38 с.
32. ГОСТ 5180-2015 Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик. – М: Стандартиформ, 2019. – 20 с.
33. Грошев М.Е., Ломбардо В.Н. Методика решения задачи о взаимодействии подпорных сооружений с грунтовым массивом // Гидротехническое строительство. №8. 1985. – С.30-36.
34. Грошев М.Е.. Взаимодействие подпорных гидротехнических сооружений с грунтом обратных засыпок и основанием: дис. ...канд. техн. наук: 05.23.07 / Михаил Егорович Грошев – 1981 г. – 221 с.
35. Гуревич В. Б. Строительство гидротехнических сооружений из сборного железобетона. М : Речной транспорт. 1961. - 299 с.
36. Гуткин Ю.М. О влиянии полосовых распределенных и линейных сосредоточенных нагрузок на активное давление грунта // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2015. №4. С. 6-11.
37. Гуткин Ю.М. О влиянии сосредоточенной нагрузки на активное давление грунта// Основания, фундаменты и механика грунтов. 2014. №5. С. 6-10.
38. Гуткин Ю.М. Об активном давлении грунтовых массивов ограниченной ширины // Гидротехническое строительство. 2015. №4. С. 45-48.
39. Дуброва Г.А. Взаимодействие грунта и сооружений. М.:Речной транспорт, 1963 г.– 220 с.

40. Дубровский М.П. Кинематика взаимодействия портовых гидротехнических сооружений с грунтовой средой: автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.22.19/Дубровский Михаил Павлович. – Одесса. 1994. – 48 с.
41. Дубровский М.П. Определение бокового давления грунта на подпорную стенку с учетом кинематики сооружения // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1994. №2. С. 6-9.
42. Дубровский М.П. Определение бокового давления грунта на подпорные стенки при неплоских по-верхностях скольжения с учетом кинематических факторов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1997. №1. С. 15-19.
43. 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. – М.: Госстройиздат, 1962. – 239 с.
44. Зарецкий Ю.К., Воронцов Э.Ю., Икрамов Ф.А. Приближенное решение задачи о давлении несвязного грунта на смещаемую подпорную стенку // Строительство и архитектура. №11. 1983. – С.28-37.
45. Зарецкий Ю.К., Воронцов Э.Ю., Турдибеков Ш.А. Совершенствование методов определения давления грунта на подпорные стенки // Гидротехническое строительство. №8. 1986. – С.34-38.
46. Зубков В.М. Подземные сооружения, возводимые способом "стена в грунте" / В.М. Зубков, Е.М. Перлей, В.Ф. Раяк и др. Под ред. канд. техн. наук В.М. Зубкова.– Ленинград: Стройиздат: Ленингр. отд-ние, 1977. – 200 с.
47. Ильичев В.А., Петрухин В.П., Колыбин И.В., Мещанский А.Б., Бахолдин Б.В. Геотехнические проблемы строительства ТРК «Манежная площадь». НИИОСП им. Герсевича – 70 лет. Труды института. 2001. – С.31-38.
48. Ильичев В.А., Ухов С.Б., Зарецкий Ю.К., Колыбин И.В. Опыт строительства подземной части ТРК на Манежной площади // Горный вестник. №4. 1997. – С.26-31.
49. Калинович Б.Ю. О расчете шпунтовых рядов и свай на горизонтальные силы. Труды ЛИВТ, №1. 1932 г. – с. 188-201.
50. Кандауров И.И. Механика зернистых сред и её применение в строительстве/И.И. Кандауров. – 2-е изд., испр. и перераб. – Л.:Стройиздат, 1988. – 280 с.
51. Канкян Г. Определение величины угла обрушения и давления сухого песка на подпорную стенку // Журнал технической физики. 1937. т.7. вып.24. С. 2295-2304.
52. Караулов А.М., Королев К.В. К вопросу определения предельного давления грунта на подпорные стенки // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2015. №4. С. 2-5.

53. Клейн Г.К. Давление грунта на подпорную стену в зависимости от её перемещений и жесткости основания / Основания, фундаменты и механика грунтов. 1963. №4, – с. 1-4.
54. Клейн Г.К. Давление грунта на сооружения в зависимости от их перемещений. / Гидротехническое строительство. №1, 1966. – с. 41-44.
55. Клейн Г.К., Караваев В.Н. Вероятностная модель ползучести подпорной стены / Строительная механика и расчеты сооружений №5. 1972. – с. 33-35.
56. Клейн, Г.К. Расчёт подпорных стен / Г.К. Клейн – М.: Высшая школа, 1964. – 196 с.
57. Клейн, Г.К. Строительная механика сыпучих тел / Г.К. Клейн – М.: Стройиздат, 1977. – 256 с.
58. Кречмер В.В. Метод расчета шпунтовых стенок как упругих конструкций с учетом сжимаемости грунта в область засыпки, сб. №30 "Механика грунтов", НИИ Оснований и подземных сооружений, 1956 г. – с. 74-110.
59. Курдюмов В. И. Краткий курс оснований и фундаментов. Издание второе. – С.-Петербург, 1897. – 260 с.
60. Лазарева И.В. Расчет методом конечных элементов гибкой стенки, погруженной в грунт// Основания, фундаменты и механика грунтов. 1976. №2. С. 27-29.
61. Лазебник Г.Е. Давление грунта на сооружения. Киев. ППНВ, 2005 г. – 243 с.
62. Лазебник Г.Е. К расчету подпорных шпунтовых стенок // Речной транспорт, №2, 1961. – с. 39-43.
63. Лазебник Г.Е., Чернышева Е.И. Исследование распределения давления грунта на модели гибких одноанкерных подпорных стенок // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1966. №2. С. 3-5.
64. Левачев С.Н. Натурные исследования бойверка из железобетонного заанкерowanego шпунта. // Речной транспорт. №1, 1966. – с. 43-45.
65. Лучковский И.Я. Влияние местных нагрузок на характер распределения давления грунта на ограждающие конструкции // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1991. №4. С. 24-27.
66. Малиев А.С. Балки на упругом основании с переменным по их длине коэффициентом постели. В сб."Труды Ленинградского института инженеров промышленного строительства", вып.6, ГОНТИ,1938 г. – с. 9-34.
67. Маликова Т.А. Расчет полосы нагруженной любой нагрузкой, лежащей на четверти упругой плоскости, сб. №49 "Механика грунтов", НИИ Оснований и подземных сооружений, 1962.– с.33-59.

68. Малышев М.В. Об использовании для сыпучих грунтов условия прочности Губера-Мизеса-Боткина // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1969. №5. С. 3-5.
69. Мангушев Р.А., Бояринцев А.В., Русецкий А.А. Сравнительный расчет ограждения котлованов методом шпунтовой стены и экранов жесткости. // Вестник гражданских инженеров. №1. 2018.– С.75-82.
70. Мангушев Р.А., Денисова О.О. Влияние технологического воздействия изготовления горизонтальной диафрагмы методом jet-grouting на ограждение котлована типа "стена в грунте" // Жилищное строительство. №9. 2022. – С.25-31.
71. Мейстер В.А. Указания по расчету подпорных стенок методом В. В. Соколовского. М-во строительства предприятий тяжелой индустрии СССР. Техн. укрп. Всесоюз. науч.-исслед. ин-т водоснабжения, канализации, гидротехн. сооружений и инж. гидрогеологии "ВОДГЕО". - Москва : изд. и тип. ВОДГЕО, 1950. – 40 с.
72. Мирсаяпов И.Т., Сафин Д.Р. Экспериментальные исследования НДС грунтового массива при совместном деформировании с ограждающей конструкцией консольного типа в процессе поэтапной разработки котлована // Известия КГАСУ. №3 (17). 2011. – С.79-84.
73. Муллер Р.А, Гаргер Б.И.. Аналитические способы учета шероховатости и податливости подпорной стенки/ Гидротехническое строительство. №9, 1971. – с. 22-25.
74. Новоторцев В.И. Опыт применения теории пластичности к задачам об определении несущей способности оснований сооружений/ В.И. Новоторцев – Известия НИИ гидротехники; Т. XXII. 1938 г. - с. 115-127.
75. Перлей Е.М. Свайные фундаменты и заглубленные сооружения при реконструкции действующих предприятий / Е.М. Перлей, В.Ф. Раяк, В.В. Беленькая, А.Н. Алмазов; под общ. ред. Е.М. Перлея. – Ленинград: Стройиздат: Ленингр. отд-ние, 1989. – 175 с.
76. Покровский Г.И. Исследования по физике грунтов. Элементы физики дисперсных систем применительно к грунтам и почвам / Г.И. Покровский. – М. ОНТИ. 1937. – 135 с.
77. Покровский Г.И. О давлении грунта на подпорные стены в зависимости от их высоты и смещения// Гидротехническое строительство. №5-6, 1940. – с. 45-47.
78. Поспехов В.С., Бахмисов В.В. Угловой эффект в конструкциях ограждений глубоких котлованов в песчаных грунтах. Сб. Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении. Материалы научно-технической конференции. Новочеркасск, 2022. С. 87-105.
79. Поспехов В.С., Шулятьев О.А., Бауков А.Ю. Исследование углового эффекта конструкции ограждения опытного котлована в песчаных грунтах. // Геотехника. №1. 2020. – С. 16-30.

80. Прилежаев А.И. К вопросу о давлении земли на подпорные стенки, сб. института инж. путей сообщения, вып. 75, 1908 г. – 364 с.
81. Прокофьев И.П. Давление сыпучего тела и расчёт подпорных стенок. -М. Стройиздат. 1947 г. – 142 с.
82. Прокофьев И.П. К вопросу о давлении грунта на жёсткую стенку, вращающуюся вокруг верхнего конца. -В кн.:Труды МИИТ. М. 1946 г.
83. Пузыревский Н.П. Фундаменты/ Н.П. Пузыревский – Л.,М: ОНТИ Госстройиздат НКТП СССР, 1934. – 516 с.
84. Рабинович, И.М. Основы строительной механики стержневых систем / И.М. Рабинович – М.: Госстройиздат, 1960 г. – 519 с.
85. Раюк В.Ф. Расчет бокового давления грунта на вертикальную грань подпорной стенки с учетом ее деформаций и смещения. // Гидротехническое строительство. 1968. №9 С. 35-40.
86. Раюк В.Ф. Теоретические и экспериментальные исследования давления грунта на подпорные стены с учетом их смещения и деформации. Диссертация к.т.н., Л. 1967 г.
87. Ренгач В.Н. Исследование работы гибких заанкеренных стенок. Диссертация к.т.н., Л. 1966 г.
88. Ренгач В.Н. Шпунтовые стенки (Расчет и проектирование) // В.Н. Ренгач. – Л.: Стройиздат, 1970 г. – 112 с.
89. Роско К. Значение деформаций в механике грунтов, сб. переводов иностранных статей «Механика». №3. М: Мир. 1971. – с.91-145.
90. Рубан, П. С. Геотехнические исследования грунтов. Вольмар Феллениус. Статика грунтов. Пер. инж. П. С. Рубан. – Москва; Ленинград: Госстройиздат, 1933 г – 98.
91. Рудых О.Л. Использование МКЭ для определения давления грунта засыпки на подпорные стены // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1981. №4. С. 20-22.
92. Савинов О.А. Современные конструкции фундаментов под машины и их расчет. изд. 2/ О.А. Савинов. – Л.: Стройиздат, 1979 г. – 200 с.
93. Сахновский А.М. Давление несвязного грунта на жёсткие несмещающиеся подпорные стенки при уплотнении обратной засыпки. Вопросы земляного полотна и геотехники на ж.д. транспорте. Днепропетровск. ДИИТ. вып.219/30. 1981. – С .113-118.
94. Сахновский А.М. Инженерный метод расчета давления несвязного грунта на подпорные стены, опертые по верху. Земляное полотно и геотехника на железнодорожном транспорте. Межвуз. сб. науч. тр. //ДИИТ. 1984. – С.82-88.
95. Синельников В.В. Развитие метода Кулона при определении давления сыпучего тела. Труды МИИТ. М. Трансжедцориздат. вып.69.1946. – С.241-265.

96. Снитко, Н.К. Определение бокового давления грунта по уравнению совместности перемещений сдвига. // Основания, фундаменты и механика грунтов. №1, 1963. – с. 4-7.
97. Снитко, Н.К. Статическое и динамическое давление грунта и расчёт подпорных стенок / Н.К. Снитко. – Л.: Стройиздат, 1963. – 296 с.
98. Соколовский В. В. Статика сыпучей среды, изд. 2/ В.В. Соколовский. – М.: Гостехиздат, 1954 г. – 276 с.
99. Соколовский В. В. Статика сыпучей среды, изд. 3/ В.В. Соколовский. – М.: Физматгиз, 1960 г. – 243 с.
100. Соколовский В. В. Статика сыпучей среды/ В.В. Соколовский. – Л.: АН СССР, 1942 г. – 208 с.
101. Сорочан Е.А., Ким М.С. Давление набухающего грунта на неподвижные ограждающие конструкции // Основания, фундаменты и механика грунтов. № 2. 1994. – С.10-13.
102. Сорочан Е.А., Ким М.С. Давление набухающего грунта на подпорные стенки. // Основания, фундаменты и механика грунтов. № 3. 1988. – С.9-11.
103. СП 101.13330.2012 Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбозащитные и рыбопропускные сооружения.
104. СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений.
105. СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты.
106. СП 381.1325800.2018 «Сооружения подпорные»
107. СП 43.13330.2012 Сооружения промышленных предприятий.
108. Справочник проектировщика. Основания, фундаменты и подземные сооружения. М.: Стройиздат, 1985. – 480 с.
109. Терцаги, К. Строительная механика грунта на основе его физических свойств / К. Терцаги. – М.: Госстройиздат, 1933. – 392 с.
110. Тимошенко, С.П. История науки о сопротивлении материалов / С.П. Тимошенко. – М.: Государственное издательство технико-теоретической литературы, 1957 – 536 с.
111. Троицкая М.Н. Зависимость между силой и деформацией как основа расчета прочности грунтов в дорожных конструкциях. Труды ДОРНИИ, №7. М: Дориздат. 1947. с.1-45
112. Урбан И. В. Расчет тонких стенок с учетом упругих свойств грунта и стенки. Труды МИИТ, вып. 55, 1939 г. – с. 43-69.
113. Урецкий, Б.А. Портовые набережные / Б.А. Урецкий – Л.: ОНТИ НКТП. Главная редакция строительной литературы, 1938. – 284 с.
114. Усков Н.Н. Экспериментальные исследования гибких сборных подпорных стенок с песчаными засыпками. Диссертация к.т.н., М. 1961 г.

115. Федоровский В.Г., Воробьев Н.В. Предельное равновесие сыпучего клина и коэффициенты активного и пассивного давления // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. Том. 236. 2001 г. – С. 154-167.
116. Харр М.Е. Основы теоретической механики грунтов. / М.Е. Харр; Пер. с англ. проф. М. Н. Гольдштейна – М: Стройиздат, 1971. – 319 с.
117. Христианович С.А. Плоская задача математической теории пластичности при внешних силах, заданных на замкнутом контуре. – Москва. Математический сборник, Т. 1 (43), № 4. 1936 г. – с. 511-534.
118. Христофоров В.С. К вопросу о расчете гибких заакеренных стенок: дис. ...канд. техн. наук: 05.00.00 / Владимир Сергеевич Христофоров – 1946 г. – 156 с.
119. Цагарели З. В. Способ определения давления сыпучей среды на подпорные стены с использованием экспериментальной формы поверхности сползания // Гидротехническое строительство. №6. 1967. – С.44-48.
120. Цагарели З. В. Экспериментальное исследование давления сыпучей среды на подпорные стены с вертикальной задней гранью и горизонтальной поверхностью засыпки. // Основания, фундаменты и механика грунтов. № 4. 1965. – С.1-3
121. Цагарели З. В. Экспериментальное исследование давления сыпучей среды на подпорные стены с наклонной задней гранью в сторону засыпки. // Основания, фундаменты и механика грунтов. № 3. 1967. – С.5-7.
122. Чеботарев Г.И. Механика грунтов, основания и земляные сооружения. Либроком. 2009 г. – 618 с.
123. Чернышева Е. И. Исследование и расчет давления грунта на гибкие стенки. Диссертация к.т.н., Киев, 1965 г.
124. Шапиро Д.М. Инженерный метод расчета давления грунта на подпорные стенки // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. – Т. 8, № 3. 2017. – с. 51–61.
125. Швей В.И. О давлении грунта на подпорные стенки. Журнал технической физики, 1940, т. X, вып.7. -с.578-587.
126. Шейнин В.И., Лесовой Ю.В. Определение надежности подпорных стен по несущей способности основания. Ускорение научно-технического прогресса в фундаментостроении. Том II. Методы проектирования эффективных конструкций оснований и фундаментов. М. Стройиздат. 1987. – С.108-109.
127. Шеляпин Р.С., Черняев В.Ф. Некоторые вопросы давления песчаных грунтов на неподвижную подпорную стенку по теории зернистой среды. Основания, фундаменты и механика грунтов. III всесоюзное совещание. Киев. 1971.– с. 373-378.

128. Шехтер О.Я. Вычисление перемещений и напряжений на границах четверти плоскости при действии сосредоточенных сил, нормальных и касательных к границе, сб. №49 "Механика грунтов", НИИ Оснований и подземных сооружений, 1962.– с.17-32.

129. Шихиев Ф.М. Исследование портовых гидротехнических сооружений тонкостенной конструкции: дис. ...канд. техн. наук: 05.23.02 / Фуад Максимович Шихиев. – Одесса. 1953. – 242 с.

130. Шихиев Ф.М. Кинематическая теория давления грунтов на причальные сооружения и другие типы жестких и гибких ограждений: дис. ... д-ра техн. наук: 05.00.00 / Фуад Максимович Шихиев. – Одесса. 1964. – 597 с.

131. Шихиев Ф.М. Новый метод расчета заанкерных больверков // Научн. труды. Гидротехника. – Вып. XX.– 1959. – с. 15-32.

132. Шихиев Ф.М. О методике лабораторных исследований причальных сооружений тонкостенной конструкции. Научные труды ОИИМФ. Юбилейный выпуск. М.Морской транспорт. 1955. – с.236-246.

133. Шихиев Ф.М. О распределении давления сыпучих тел по высоте подпорных стен. Научные труды ОИИМФ. Юбилейный выпуск. М.Морской транспорт. 1955. -с.221-235.

134. Шихиев Ф.М., Варгин М.Н. О критических смещениях ограждений, приводящих к предельному напряженному состоянию в засыпке // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1971. №1. С. 3-5.

135. Шулятьев О.А., Минаков Д.К. Влияние изменения напряженно-деформированного состояния в грунтовом массиве при устройстве стены в грунте на расчет ограждающих и распорных конструкций котлована. // Геотехника. №3. 2018. – С. 54-68.

136. Шулятьев О.А., Минаков Д.К. Экспериментальные и численные исследования изменения напряженно-деформированного состояния грунтового массива при устройстве стены в грунте траншейного типа // Вестник НИЦ «Строительство». №2. 2018. – С.118-135.

137. Яропольский И.В. Полевые и лабораторные исследования устойчивости и прочности свай и шпунтовой стенки. - Ленинград. Труды Института/ Наркомвод СССР. Центр. науч.-иссл. ин-т вод. трансп. ЦНИИВТ; Вып. 155. 1935. – 177 с.

138. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 6th Ed (US), 2012. – 1661 p.

139. Alavinezhad S.P. Shahir H. Determination of apparent earth pressure diagram for anchored walls in c-φ soil with surcharge. World Journal of Engineering. 2020;17(4):481-489.

140. Audoy, J.-V. Note additionnel au mémoire de M. Michaux sur la construction des revêtements. Mémorial de l'Officier du Génie, No. 11, Paris. 1832. – pp. 349–374.

141. Baker, B. The Actual Lateral Pressure of Earthwork. In: Minutes and Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 65, pp. 140–186. Correspondence on Pressure of Earthwork, 1881. – pp. 209–241.
142. Barros P. L. A. A Coulomb-type solution for active earth thrust with seepage // *Geotechnique* 56. №3. 2006. pp. 159-164.
143. Belidor, B. F. La science des ingenieurs, dans la conduite des travaux de fortification et d'architecture civile. // Chez firmin didot, imprimeur de l'institut, libraire pour les mathématiques, la marine, l'architecture hydraulique. Paris. 1813. – pp. 39-62.
144. Boussinesq, J. V. Essai théorique sur l'équilibre d'élasticité des massifs pulvérulents, compare à celui de massifs solides et sur la poussée des terres sans cohésion. Brussels: Imprimerie F. Hayez. 1876. – 180p.
145. Boussinesq, J. V. Complement a de precedentes notes sur la pousse des terres. *Annales des ponts et chaussées*, series 6, Tome VII, No. 26, 1884. – pp. 443–481.
146. Boussinesq, J. V. Sur la determination de l'épaisseur minimum que doit avoir un mur vertical, d'une hauteur et d'une densité données, pour contenir un massif terreux, sans cohésion, dont la surface supérieure est horizontale. *Annales des ponts et chaussées*, series 6, Tome III, No. 29, 1882. – pp. 625–643.
147. Boussinesq, J. V.. Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques. Paris: Edition Gautier-Villars, 1885 – pp. 705–712.
148. Boussinesq, J.V. Intégration de l'équation différentielle qui peut donner une deuxième approximation, dans le calcul rationnel de la poussée exercée contre un mur par des terres dépourvues de cohésion. *Journal de mathématiques pures et appliquées*, Tom XV, 1870. – pp. 267–270.
149. Bowles, J.E.. *Foundation Analysis and Design*, Fifth Edition, New York, McGraw Hill Inc. 1996. – pp. 791-794
150. Bransby P.L., Milligan G.W.E. Soil deformations near cantilever sheet pile walls. *Geotechnique* 25, No. 2. 1975. – pp. 175-195.
151. Caquot, A, Kerisel, J. Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations. Paris, France: Gauthier-Villars, 1948 – 121 p.
152. Caquot, A. Equilibre des massifs à frottement interne. Stabilité des terres pulvérulentes ou cohérentes. Paris, France: Gauthier-Villars, 1934 – 91 p.
153. Cauchy, A. L. Exercices de Mathématiques, Vol. 3. Paris: Chez de Bure Frères, Libraires du Roi et Bibliothèque du Roi. 1828. – 388 p.
154. Cauchy, A. L. Recherches sur l'équilibre et le mouvement intérieur des corps solides ou fluides, élastiques ou non élastiques. In: *Bulletin des Sciences de la Société Philomathique de Paris*, 1823. – pp. 9–13.

155. Chang-Yu Ou. Deep excavations. Theory and Practice. Taylor&Francis Group, London, UK. 2006. – 532 p.
156. Considere, A. Note sur la poussée des terres. Annales des ponts et chaussées, 4th series, vol. 10, No. 256. 1870. – pp. 547–594.
157. Costet, J. Cours pratique de mécanique des sols. 2. Calcul des ouvrages/ J. Costet, G. Sanglerat. – Paris: BORDAS, 1983. – 447 p.
158. Coulomb, C. A. Essai Sur une application des regles de maximis et minimis a quelques problemcs de statique relatifs a l'architecture. // Memoires de Mathematiques et de Physique, Presentes a l'Academie Royale des Sciences, par divers Savants, et lus dans ses Asemblees. Vol. 7. 1776. – pp. 343-382.
159. Cramer, E. Die Gleitfläche des Erddruck-Prismas und der Erddruck gegen geneigte Seitenwände. Zeitschrift für Bauwesen, Vol. 29, 1879. – pp. 521–526.
160. Culmann, K. Die graphische Statik. Zurich: Meyer & Zeller. 1866 –p. 670.
161. Donath, A. Untersuchungen über den Erddruck auf Stützwände. Zeitschrift für Bauwesen, Vol. 41, 1891. – pp. 491–518.
162. Duke C.M. Field Study of a Sheet-Pile Bulkhead. Translation ASCE. Vol. 78. No 155. 1952.– pp. 1-26.
163. Engesser, F. Geometrische Erddruck-Theorie. Zeitschrift für Bauwesen. Vol. 30, 1880 – pp. 189–210.
164. Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules .The European Standard EN 1997-1:2004 has the status of a British Standard.
165. Fellenius, W, “ Jordstatiska berlkningar med friktion och kohesion for cirkularcylindriska glidytor ” Kungl. Viig- och Vattenb. k&rem 75.drsskrift., Stockholm, 1926 – pp. 79-127.
166. Flaate, K. S., Stresses and Movements in Connection with Braced Cuts in Sand and Clay. University of Illinois. Ph.D Thesis. 1966. – 264 p.
167. Français, J.-F., Recherches sur la poussée des terres, sur la forme et les dimensions des murs revêtement et sur les talus d'excavation. In: Mémorial de l'officier du Génie, No. 4, Paris. 1820. – pp. 157–206.
168. Hansen, J. B. Earth Pressure Calculation, The Danish Technical Press The Institution of Danish Civil Engineer, 1953 – 273 p.
169. Heyman, J. Coulomb's Memoir On Statics: An Essay In The History Of Civil Engineering.London: Imperial College Press. 1997. – 244 p.
170. Hou G., Shu S. At-Rest Lateral Earth Pressure for Coulomb's Retaining Wall Conditions//Soil Mechanics and Foundation Engineering Vol. 60 №3.2023. – pp. 268-276.

171. Hultin, S. Grusfyllningar för kajbyggnader. Teknisk Tidskrift, Heft 46, Stockholm, 1916 – pp. 292–294.
172. Jaky, J. Stability of Earth Slopes. Proc. 1st. Int. Conf. Soil Mech. Found. Engg., Cambridge, 1936 – pp. 200–207.
173. Karman, T. v. Über elastische Grenzzustände. Verhandlungen des 2. Internationalen Kongresses für technische Mechanik, Zürich 12-17 September., 1927 – pp. 23–33.
174. Kezdi, A. Erddrucktheorien. Berlin: Springer, 1962. 319 p.
175. Kötter, F. Die Entwicklung der Lehre vom Erddruck. In: Jahresbericht der Deutschen Mathematiker-Vereinigung. Vol. 2, 1891–1892, Berlin: Georg Reimer. 1893– 156 p.
176. Kötter, F. Über das Problem der Erddruckbestimmung. In: Verhandlungen der Physikalischen Gesellschaft Berlin, Vol. 7, 1888. pp. 1–8.
177. Kurrer, K-E. The History of the Theory of Structures: Searching for Equilibrium. Ernst & Sohn, 2 edition. Berlin. 2018 – 1212p.
178. Ladanyi B. Zavisnost velicine aktivnogo potiska tla o pomaku potpornog zida. Gradevinar, t. 12, №9, 1960. – pp. 285–294.
179. Lamé, G. Leçons sur la théorie mathématique de l'élasticité des corps solides. Paris: Bachelier. 1852. – 335p.
180. Levy, M. Sur une théorie rationnelle de l'équilibre des terres fraîchement remuées et ses applications au calcul de la stabilité des murs de soutènement. Journal de mathématiques pures et appliquées, Tom XVIII, 1873. – pp. 241–300.
181. Lohmiller H. Berücksichtigung von ebenen Geländeoberflächen und ungleichmäßigen Auflasten bei der erweiterten klassischen Erddrucktheorie//Bautechnik, Vol. 72. №. 1. 1995.– pp. 42–50.
182. Lohmiller H. Die erweiterte klassische Erddrucktheorie, auch unter Berücksichtigung verschiedener Erdschichten//Bautechnik, Vol. 86. №. 7. 2009. – pp. 409–415.
183. Masrouri, F., Kastner R. Anchored flexible retaining walls experiments on models: calculation by the reaction modulus method. Proceedings of the Conference Retaining Structures, Cambridge. T. Telford, London. 1993. – pp. 807-815.
184. Masrouri, F., Kastner R. Earth pressure on braced flexible walls - Model tests and field investigations. Underground Construction in Soft Ground, Fujita & Kusakabe (eds) Balkema, Rotterdam. 1995. – pp. 135-138.
185. Mayniel, J.-H. Traité expérimental, analytique et pratique de la poussée des terres et des murs de revêtement. Paris: D. Colas. 1808 – 340p.

186. Medina J., Sau N. and Acuña Q. Lateral Earth Pressure Coefficient and Lateral Earth Pressure against Retaining Walls/ *Journal of Geological Resource and Engineering*. 6. 2018.– pp.251-260.
187. Milligan G.W.E. Soil deformations near anchored sheet-pile walls. *Geotechnique* 23, No. 1. 1983. – pp. 41-55.
188. Mohr, O. *Abhandlungen aus dem Gebiete der Technischen Mechanik*. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn. 1906. – 459p.
189. Mohr, O. Beitrag zur Theorie des Erddrucks. *Zeitschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover*, Vol. 17, 1871. – pp. 344–372.
190. Mohr, O. Über die Darstellung des Spannungszustandes und des Deformationszustandes eines Körperelements und über die Anwendung derselben in der Festigkeitslehre. *Civilingenieur*, Vol. 28, 1882– pp. 113-156.
191. Mohr, O. Zur Theorie des Erddrucks. *Zeitschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover*, Vol. 18, 1872– pp. 67–74, 245–248.
192. Muller-Breslau, H. Bemerkungen über die Berechnung des Erddrucks auf Stützmauern. *Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen*, Vol. 54, 1908– pp. 43–56.
193. Muller-Breslau, H. *Erddruck auf Stützmauern*. Stuttgart: Alfred Kröner Verlag, 1906–173p.
194. Navier, C. L. M. H. *Résumé des Leçons données à l'École Royale des Ponts et Chaussées sur l'Application de la Mécanique à l'Etablissement des Constructions et des Machines*. 1er partie: Leçons sur la résistance des matériaux et sur l'établissement des constructions en terre, en maçonnerie et en charpente. Paris: Firmin Didot père et fils. 1826 – pp. 103-120.
195. Nejjar K. et al. Experimental study of the performance of a 32 m deep excavation in the suburbs of Paris // *Géotechnique*. – 2021. – T. 73. – №. 6. – C. 469-479.
196. Ohde, J. Zur Erddruck-Lehre. *Die Bautechnik*. Vol. 25. No. 6. 1948. pp. 121–126, , Vol. 27. No. 4. 1950. pp. 111–114, Vol. 29. No. 2 1952. pp. 31–35, No. 8. pp. 219–224, No. 11. pp. 315–318.
197. Ohde, J. Zur Theorie des Erddruckes unter besonderer Berücksichtigung der Erddruckverteilung // *Die Bautechnik*, 1938. Vol. 16, No. 10/11, pp. 150–159, No. 13, pp. 176–180, No. 19, pp. 241–245, No. 25, pp. 331–335, No. 37, pp. 480–487, No. 42, pp. 570–571 & No. 53/54, pp. 753–761.
198. Orazalin, Z., Whittle, A., Olsen, M. Threedimension analyses of excavation support system for the strata center basement on the MIT campus. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2015.141 (7):1-14.
199. Peng J. Modified horizontal slice element method for active earth pressure against rigid retaining walls//*Soil Mechanics and Foundation Engineering* Vol. 59 №5. 2022. – pp. 484–491.

200. Peng J., Zhu Y. Derivation of Shukla's generalized expression for dynamic active thrust by inclined slice element method//Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 56, No. 2, May, 2019.–pp. 77-81.
201. Peng S. Q., Zhao Q. H., Chen Z. Y. The relationship between retaining wall deformation and earth pressure in deep excavation //Advanced Materials Research. – 2012. – T. 446. – C. 1690-1695.
202. Petterson, K. Kajraset i Göteborg den 5 mars 1916. Teknisk Tidskrift, Heft. 30, Heft. 31, Stockholm, 1916 – pp. 281–287, pp. 289–291.
203. Poncelet, J.-V. Mémoire sur la stabilité des revêtements et de leurs fondations. Mémorial de l'officier du Génie, No. 13, 1840. – pp. 7–270.
204. Prandtl, L. Über die Härte plastischer Körper. Nachr. Ges. Wiss. Goettingen, Math.-Phys. Kl., 1920 – pp. 74–85.
205. Prony, G. C. F. M de. Nouvelle Architecture Hydraulique. Paris. 1790 – p. 288.
206. Prony, G. C. F. M. de, 1802/1. Recherches sur la poussée des terres, et sur la forme et les dimensions à donner aux murs de revêtement. Paris: Impr. de la République.1820 – pp. 7-9.
207. Rankine, W. J. M. A Manual of Civil Engineering. 11th ed. London: C. Griffin & Co. 1876. –786 p..
208. Rankine, W. J. M. A Manual of Civil Engineering. 5th ed. London: C. Griffin & Co. 1867. – 784 p.
209. Rankine, W. J. M. A Manual of Civil Engineering. London: C. Griffin & Co. 1862. – 783 p.
210. Rankine, W. J. M. On the stability of loose earth. Philosophical Transactions of the London Royal Society, Vol. 147, 1857. – pp. 9–27.
211. Rebhann, G. Theorie des Erddruckes und der Futtermauern, mit besonderer Rücksicht auf das Bauwesen. Vienna: Carl Gerold's Sohn, 1871. p.543.
212. Reissner, H. Zum Erddruckproblem. Proc., 1st Int. Congress for Applied Mechanics, C. B. Biezeno and J. M. Burgers, eds., Delft, the Netherlands, 1924 – pp. 295–311.
213. Resal, J. Poussée des terres. Deuxième partie: Théorie des terres cohérentes. Application
214. Resal, J. Poussée des terres. Première partie: Stabilité des murs de soutènement. Paris: Béranger, 1903 – 254 p.
215. Rowe P.W. Anchored Sheet-Pile Walls. / Proceedings of the Institution of Civil Engineers.–Part 1. No. 1. 1952.– pp. 27-70.
216. Rowe P.W., Briggs A. Measurements on Model Struttred Sheet Pile Excavations: 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engg., Vol.2. Paris, 1961 – pp.473–478.

217. Sabatini, P.J., Pass, D.G. and Bachus, R.C. "Geotechnical engineering circular No. 4: ground anchors and anchored systems", Federal Highway Administration (FHWA), Report No. FHWAIF-99-015.1999. – 304 p.
218. Saint-Guilhem, P. D. Mémoire sur la pousée des terres avec ou sans surcharge. Annales des ponts et chaussées, series 3, Vol. XV, 1857. – pp. 319–350.
219. Scheffler, H. Theorie der Gewölbe, Futtermauern und eisernen Brücken. Braunschweig: Verlag der Schulbuchhandlung, 1857. – pp. 291-374.
220. Scheffler, H. Ueber den Druck im Innern einer Erdmasse. Journal für die Baukunst. Berlin: Bei G. Reimer, 1851. – pp. 195–223.
221. Schmidt H. Culmannsche E-Linie bei Ansatz von Reibung und Kohäsion//Die Bautechnik. Vol. 43. № 3. 1966. – pp. 80–82.
222. Sharma S., Vinod Prabhu N., Naveen Y., Bhuvaneshwari S. Numerical Modelling of Lateral Deformation of the Cantilever Retaining Wall in Expansive Clays. Advances in Geotechnical and Transportation Engineering. 2020. – pp.233-247.
223. Skempton A.W. Landmarks in early soil mechanics. The measurement, selection, and use of design parameters in geotechnical engineering: Proc. of 7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. – Brighton, UK, September 1979. – London: British Geotechnical Society, 1979. V. 5. – pp. 1–26.
224. Skempton, A.W. Les premiers temps de la mécanique des sols. //Revue Française de Géotechnique №15, 1981. – pp. 5-34.
225. Stroyer, J.P. Earth pressure on flexible walls, Proceedings of the Institute of Civil Engineers,1, November, 1935 – pp. 94–139.
- Tables numériques. Paris: Béranger, 1910 – 346 p.
226. Terzaghi K., Peck R. B., Mesri G. Soil Mechanics in Engineering Practice. 3rd ed. – New York: John Wiley & Sons, 1996. – 592 p.
227. Terzaghi, K. v., 1936. Distribution of the lateral pressure of sand on the timbering of cuts. Proc. 1st. Int. Conf. Soil Mech. Found. Engg.,Cambridge, 1936 – pp. 211–215.
228. Tschebotarioff, G. P., Flexible Bulkheads. The Dock and Harbour Authority, 1951.
229. Tschebotarioff, G. P., Large-Scale Model Earth Pressure Tests of Flexible Bulkheads. ASCE Proceedings, 1948 Vol. 74, No. 1: also published in ASCE Transactions, Vol. 114 (1949).
230. Tschebotarioff, G.P. Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures, Second Edition, New York, McGrawHill Book Company Inc.1973. – 643 p.
231. Twine, D., and Roscoe, H. Temporary Propping of Deep Excavations – Guidance on Design. Construction Industry Research and Information Association, London. 1999. – 228 p.

232. Winkler, E. Neue Theorie des Erddruckes nebst einer Geschichte der Theorie des Erddruckes und der hierüber angestellten Versuche. Vienna: R. v. Waldheim. 1872. – 143p.
233. Winkler, E. Neue Theorie des Erddruckes. Zeitschrift des Österreichischen Ingenieurund Architekten-Vereines, Vol. 23, 1871– pp. 79–89, 117–122.
234. Woltman, R. Beyträge zur hydraulischen Architektur. Dritter Band. Göttingen: Johann Christian Dieterich, 1794 – 377 p.
235. Woltman, R. Beyträge zur hydraulischen Architektur. Vierter Band. Göttingen: Johann Christian Dieterich, 1799 – 424 p.

ПРИЛОЖЕНИЕ А. СПРАВКИ О ВНЕДРЕНИИ РЕЗУЛЬТАТОВ ДИССЕРТАЦИОННОЙ РАБОТЫ.



№ _____ от «__» _____ 20__ г.

на № _____ от «__» _____ 20__ г.

В диссертационный совет Д 54.1.002.01
при АО «НИЦ «Строительство»
по адресу: 109428, г. Москва,
2-я Институтская ул., д. 6

СПРАВКА О ВНЕДРЕНИИ РЕЗУЛЬТАТОВ ДИССЕРТАЦИОННОГО ИССЛЕДОВАНИЯ

Настоящей справкой подтверждается, что результаты диссертационной работы Брыксина Виталия Владимировича на тему: «Разработка метода расчета бокового давления несвязного грунта в активной зоне на гибкие подпорные конструкции с учетом их деформаций» были использованы при разработке нормативного документа СП 381.1325800.2018 «Сооружения подпорные. Правила проектирования» в части Приложения Н «Рекомендации по определению активного давления несвязного грунта на гибкие подпорные конструкции в зависимости от их деформаций».

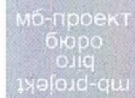
Заместитель генерального директора
по научной работе



А.Г. Алексеев

АО «НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»:
109428, г. Москва, 2-я Институтская ул., д. 6
тел.: +7 (495) 602-0070,
факс: +7 (499) 171-2250
inf@cstroy.ru | www.cstroy.ru

ИНН 5042109739, КПП 504201001,
ОГРН 1095042005255
Юридический адрес АО «НИЦ «Строительство»:
141367, Московская область, г. Сергиев Посад,
пос. Загорские Дали, д. 6-11



Россия, Москва, Крылатские Холмы 33/3

т./ф. +7 499 500 15 53 www.mb-proekt.ru

mb-proekt.ru

info@mb-proekt.ru, mbproekt@mail.ru

Russia, Moscow, Krylatskie Holmy 33/3

tel/fax +7 499 500 15 53 www.mb-proekt.ru

mb-proekt.ru

info@mb-proekt.ru, mbproekt@mail.ru

Адрес места нахождения: ООО "МБ-Проект бюро" 121614, г. Москва, ул. Крылатские Холмы, д. 33, корп. 3 тел: 8 (499) 500-15-53

Исх. 91 от 17.12.2025г.

СПРАВКА

о внедрении результатов диссертационной работы Брыксина Виталия Владимировича на тему: «Разработка метода расчета бокового давления несвязного грунта в активной зоне на гибкие подпорные конструкции с учетом их деформаций»

Результаты диссертационного исследования Брыксина Виталия Владимировича на тему: «Разработка метода расчета бокового давления несвязного грунта в активной зоне на гибкие подпорные конструкции с учетом их деформаций» имеют практическое значение и были использованы при выполнении проекта подземной автостоянки на объекте: «Многофункциональный жилой комплекс (2-я очередь), по адресу: г. Москва, Волгоградский проспект, вл. 32/5. Этап 1» для поверочных расчетов внешних стен подземной части здания в условиях песчаных грунтов.

Генеральный директор



Тришняева О.В.



НАУЧНЫЙ И ПРОЕКТНЫЙ ИНСТИТУТ РЕКОНСТРУКЦИИ
ИСТОРИЧЕСКИХ ГОРОДОВ, РАЗРАБОТКИ И ВНЕДРЕНИЯ
ПРОГРЕССИВНЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМ (АО «ИНРЕКОН»)

ИНРЕКОН

115114, Москва, Шлюзовая наб., д.6, стр.4 +7 (499) 611-11-15 info@inrecon.ru | www.inrecon.ru

от 16.12.2025 г. № 21-195
на № _____ от _____

СПРАВКА

о внедрении результатов диссертационной работы Брыкисина В.В.:
«Разработка метода расчета бокового давления несвязного грунта в активной зоне на гибкие
подпорные конструкции с учетом их деформаций»

Результаты исследований, выполненных в рамках диссертационной работы Брыкисина В. В. на тему: «Разработка метода расчета бокового давления несвязного грунта в активной зоне на гибкие подпорные конструкции с учетом их деформаций» были успешно применены при проектировании ограждающих конструкций котлована и стен подземной части здания на объекте: «Многофункциональный жилой и общественный комплекс с образовательным центром на 510 мест по адресу: г. Москва, район Хорошево-Мневники, вл. 1», что позволило принять оптимальное проектное решение.

Генеральный директор
АО «ИНРЕКОН»



И.В. Егоров

Заместитель Генерального
директора АО «ИНРЕКОН», к.т.н.

Н.А. Беликов

ПРИЛОЖЕНИЕ Б. ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

Активная зона – область грунтового массива за подпорной стенкой, в которой происходит его деформация и, в частном случае, мобилизация активного давления при смещении подпорной конструкции от грунта.

Активное давление грунта – частный случай бокового давления грунта на конструкцию, возникающий в условиях предельного равновесия грунтового массива в результате смещения конструкции от грунта с формированием призмы обрушения.

Боковое давление грунта – горизонтальная составляющая давления грунта, действующего на удерживающую его подпорную конструкцию и возникающего от собственного веса грунта, внешних нагрузок и прочих факторов.

Гибкая подпорная конструкция – подпорное сооружение, конструкция которого способна испытывать деформации изгиба, влияющие на характер эпюры давления грунта.

Давление покоя – боковое давление грунта, которое реализуется в условиях отсутствия деформаций подпорной конструкции.

Пассивная зона – область грунтового массива перед подпорной стенкой, в которой происходит его деформация и, в частном случае, мобилизация пассивного давления при смещении подпорной конструкции на грунт.

Пассивное давление грунта – частный случай бокового давления грунта на конструкцию, возникающий в условиях предельного равновесия грунтового массива в результате смещения конструкции на грунт с формированием призмы выпирания.

Подпорная конструкция – инженерное сооружение, предназначенное для восприятия бокового давления и удержания грунтового массива от обрушения и смещения в условиях перепада высот.