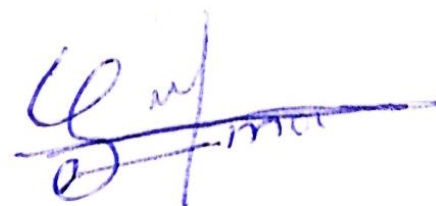


ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ
УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ МОСКОВСКИЙ
ГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

На правах рукописи



Хегази Осама Мохаммед Махмуд

**ИССЛЕДОВАНИЕ РАЗВИТИЯ СИЛ ОТРИЦАТЕЛЬНОГО ТРЕНИЯ ПО
БОКОВОЙ ПОВЕРХНОСТИ СВАИ, ВЫЗВАННЫХ ОСАДКОЙ
ОКРУЖАЮЩЕГО ГРУНТА**

2.1.2 – Основания и фундаменты, подземные сооружения

Диссертация

на соискание ученой степени

кандидата технических наук

Научный руководитель:

доктор технических наук, профессор

Знаменский Владимир Валерианович

Москва 2023 г.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	5
ГЛАВА 1 КРАТКИЙ ОБЗОР РЕЗУЛЬТАТОВ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ И ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ РАЗВИТИЯ СИЛ ОТРИЦАТЕЛЬНОГО ТРЕНИЯ И МЕТОДОВ ИХ УЧЕТА ПРИ ОПРЕДЕЛЕНИИ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙ.....	14
1.1. Причины и условия возникновения отрицательного трения	14
1.2 Экспериментальные исследования.....	17
1.3 Численные исследования.....	20
1.4 Теоретические исследования	25
1.5 Методы учета отрицательных сил трения	29
1.6 Выводы по главе	33
ГЛАВА 2 ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ ВЕРТИКАЛЬНЫХ, НАКЛОННЫХ И КОНУСНЫХ СВАЙ В ОСЕДАЮЩЕМ ГРУНТЕ.....	35
2.1 Вертикальные сваи.....	36
2.1.1 Численная модель и ее верификация	36
2.1.2 Программа параметрических исследований	39
2.1.3 Результаты численного моделирования	40
2.1.4 Влияние длины и диаметра сваи на z_0/L_{CB} и $Q_{max}/q \cdot A$	42
2.1.5 Влияние интенсивности нагрузки на поверхности грунта, q	43
2.1.6 Влияние углового коэффициента ветви разгрузки, κ	44
2.1.7 Влияние коэффициента переуплотнения (OCR) глинистого грунта на развитие сил отрицательного трения на боковой поверхности сваи.....	44
2.1.8 Влияние коэффициента трения μ	46
2.1.9 Влияние жесткости грунта под нижним концом сваи на распределение сил трения на ее боковой поверхности	47
2.1.10 Влияние сжатия ствола сваи на распределение бокового трения.....	48
2.2 Наклонные сваи	48
2.2.1 Влияние угла наклона сваи на распределение касательных напряжений на ее боковой поверхности.....	50
2.2.2 Влияние угла наклона сваи на напряженно-деформированное состояние ее ствола.....	51

2.2.3 Влияние угла наклона сваи на распределение изгибающих моментов по ее длине	52
2.2.4 Влияние угла наклона сваи на величину максимального изгибающего момента	54
2.2.5 Влияние жесткости грунта под нижним концом наклонной сваи на распределение осевых усилий и изгибающих моментов по ее длине	55
2.2.6 Влияние соотношения E_{II}/E_{I} на максимальный изгибающий момент в наклонной свае	56
2.2.7 Влияние жесткой заделке сваи в ростверк на распределение сил трения, осевых усилий, изгибающих моментов и горизонтальных смещений по ее длине	58
2.3 Конусные сваи	61
2.3.1 Влияние угла сбег α на распределение сил трения на боковой поверхности конусной сваи	64
2.3.2 Влияние угла сбег α конусной сваи-стойки на распределение сил трения на ее боковой поверхности.....	66
2.3.3 Влияние вертикальной нагрузки N на конусную сваю на распределение бокового трения по ее длине.....	68
2.4 Влияние щебеночных свай-дрен на работу одиночной фундаментной сваи в оседающем слое слабого глинистого грунта.....	74
2.4.1 Влияние щебеночных свай на распределение касательных напряжений и осевых усилий по длине рабочей сваи.....	76
2.4.2 Влияние щебеночных свай на распределение относительных смещений грунт-свая.....	77
2.4.3 Зависимость максимальных осевых усилий в свае от степени консолидации грунта.....	78
2.4.4 Влияние расстояния от сваи фундамента до щебеночных свай на ее работу	79
2.4.5 Влияние щебеночных свай на работу нагруженной одиночной сваи	79
2.5 Выводы по главе 2.....	82
ГЛАВА 3 РАЗРАБОТКА ИНЖЕНЕРНОЙ МЕТОДИКИ РАСЧЕТА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАИ ПРИ ОСЕДАНИИ ОКРУЖАЮЩЕГО ГРУНТА.....	84
3.1 Предлагаемые инженерные методы расчета глубины нулевой точки	85
3.1.1 Эмпирическое инженерное решение	85

3.2 Статистический анализ результатов.....	90
3.2.1 Модель мультилинейной регрессии с помощью SPSS	90
3.3 Регрессионная нейронная сеть с использованием MATLAB	93
3.3.1 Шаги разработки уравнения модели искусственной сети для прогнозирования нормированной глубины нулевой точки.....	98
3.3.2 Шаги разработки уравнения модели искусственной сети для прогнозирования максимального осевого усилия на сваю.....	104
3.4 Пример использования разработанной методики для расчета реального объекта	107
3.5 Выводы по главе 3.....	109
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	110
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	113
ПРИЛОЖЕНИЕ А	130

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования. Слабые глинистые грунты распространены в Египте в средней и северной частях дельты реки Нил, где их мощность достигает 15 и более метров, а влажность составляет от 60% до 90% [69]. Слабые глинистые грунты подстилаются песками крупными и средней крупности. Применение свай, прорезающих толщу слабой глины и передающих нагрузки на песчаные грунты, позволяет обеспечить несущую способность фундаментов возводимых на них зданий без превышения нормативных значений их осадок. Осложняющим моментом здесь является известное специалистам догружающее сваи негативное или отрицательное трение, которое возникает на их боковой поверхности при оседании слоя слабого грунта вокруг сваи, вызванное разными причинами, основной их которых является пригрузка насыпью дневной поверхности слабой толщи. В этом случае на участках, где величина оседания грунта превышает смещение (осадку) сваи, на ее поверхности возникает сила трения, направленная не вверх, как обычно, а вниз, которая суммируясь с внешней нагрузкой на сваю от сооружения может привести к потере сваей несущей способности или вызвать ее существенную дополнительную осадку, что должно учитывать при проектировании [17; 18; 144; 146].

Изучение явления отрицательного трения, возникающего в результате проседания окружающего сваю слабого глинистого грунта - одна из старых-новых тем. Старых, потому что ее изучение началось в шестидесятые годы двадцатого века, а новой, как возобновляемой в условиях постоянного увеличения населения во всем мире, приведшего к неизбежности и необходимости использования площадей, сложенных слабыми глинистыми грунтами и поиску новых решений для снижения воздействия отрицательного бокового трения на поведение и несущую способность свайных фундаментов, которые являются наиболее распространенным типом фундаментов при строительстве на слабых глинистых грунтах.

Несмотря на «возраст» темы и на то, что в последние годы был проведен ряд исследований для изучения влияния отрицательного трения на сваю, многие

факторы, определяющие степень этого влияния остаются неизученными, как, например соотношение модулей деформации грунта вдоль боковой поверхности сваи и под ее острием, сжимаемость ствола сваи, зависимость развития отрицательного трения от внешней нагрузки на сваю и т. п. Это обстоятельство говорит о необходимости проведения дальнейших всесторонних исследований по изучению влияния различных факторов на развитие и распределение сил отрицательного трения на боковой поверхности сваи в оседающем слабом глинистом грунте, разработки инженерной методики его учета при определении допускаемой нагрузки на сваю и предложений по способам уменьшения его воздействия на сваю.

В связи с изложенным темой диссертации, посвященную изучению указанных вопросов, следует признать актуальной.

Степень разработанности темы исследования.

Экспериментальным и аналитическим исследованиям влияния развития сил отрицательного трения по боковым поверхностям свай, вызванных оседающим по тем или иным причинам грунтом, посвящено много отечественных и зарубежных работ (Terzaghi, Poulos и Mattes, Bjerrum и др., Walker and Dravall, Бахолдин Б. В., Григорян А. А., Арутюнов И. С., Leung et al., Габибов Ф. Г., Акопян А. Ф., Уткин В. С., Далматов Б. И., Россихин А. А., Фадеев А.Б., Пилягин А. В., Тер-Мартirosян З. Г., Знаменский В. В., Le Duong, Crawford C. B., Endo M. и др., Johannessen I. J., Lee C. J. и Chen C. R. и др.).

Большинство из работ указанных авторов проводилось экспериментально на площадках, сложенных слабыми грунтами, пригруженными после погружения свай слоем насыпи, что и привело к их оседанию. Решались задачи, связанные с необходимостью оценки несущей способности свайных фундаментов в конкретных условиях строительной площадки. В целом проведенные эксперименты позволили получить ценную информацию о механизме возникновения и развития сил отрицательного трения, а также об их количественной оценке, но для систематизации экспериментальных данных с

целью разработки методики расчета несущей способности свай в оседающем грунте этого оказалось явно недостаточно. Наряду с полевыми натурными экспериментами, был также проведен ряд экспериментальных исследований возникновения и развития сил отрицательного трения в лабораторных условиях на центрифуге, которые также проводились с целью решения той или иной конкретной задачи. Что касается аналитических исследований, то, как отметил Б.И.Далматов, «большое число факторов, влияющих на развитие отрицательного трения, а также характерная для слабых грунтов значительная неоднородность их сложения не благоприятствуют разработке «строгих» решений, доступных для практического использования. Поэтому попытки получить так называемые «строгие» решения не привели к желаемым результатам». Это было сказано в 1970 г., но с тех пор, в связи с развитием численных методов, появилась возможность всестороннего комплексного изучения вопроса развития сил отрицательного трения по боковым поверхностям свай в оседающих грунтах и разработки инженерного метода его учета при проектировании свайных фундаментов, чему и посвящена настоящая выпускная работа.

Цель диссертационной работы – исследования закономерностей развития сил отрицательного трения на боковых поверхностях одиночных буровых свай, вызванных оседающим грунтом, и разработка инженерного метода их учета при определении допускаемой нагрузки на сваю.

Задачи исследования:

1. Разработка трехмерной численной модели с использованием ПК ABAQUS для изучения взаимодействия оседающих массивов водонасыщенных глинистых грунтов с одиночными вертикальными и наклонными сваями. Верификация разработанной численной модели.

2. Исследование численным методом зависимости положения «нулевой точки» и максимального осевого усилия в стволе сваи от геометрических параметров сваи, угла ее отклонения от вертикали, модуля упругости материала сваи, характеристик грунта вдоль ствола сваи и под ее нижним концом, нагрузки на голову сваю от

сооружения, дополнительной нагрузки на поверхности грунта и условий сопряжения головы наклонной сваи с ростверком (свободная голова, заделка сваи в жесткий недеформируемый ростверк).

3. Исследование влияния щебеночных свай-дрен на развитие сил трения на боковой поверхности вертикальных железобетонных рабочих свай в оседающем грунте.

4. Разработка модели искусственной нейронной сети и для прогнозирования положения «нулевой точки» (НТ) и значения максимальной осевой силы, возникающей в стволе свае.

5. Разработка инженерных методов расчета положения (НТ) и допускаемой нагрузки на сваю, работающую в условиях оседающего грунта.

Объект исследований – одиночные вертикальные, наклонные и конусные сваи, передающие нагрузку на основание в условиях оседающего грунтового массива.

Предмет исследований – влияние различных факторов на распределение сил отрицательного трения на боковой поверхности сваи, положение «нулевой точки» и максимальных осевых усилий в ее стволе, вызванных оседающим грунтом. Эффективность использования щебеночных свай-дрен для снижения сил отрицательного трения на боковой поверхности рабочих свай в слабом глинистом грунте.

Научная новизна работы заключается в следующем:

- разработаны модель искусственной нейронной сети и получено эмпирическое уравнение для прогнозирования положения «нулевой точки» и значения максимальной осевой силы, возникающей в стволе свае в оседающем грунте;

- получены новые данные о механизме возникновения и распределения сил отрицательного трения по боковым поверхностям свай в оседающем грунтовым массиве;

- установлены закономерности влияния геометрических параметров сваи, модуля упругости ее материала, нагрузки на голову сваи от сооружения, характеристик грунта, интенсивности нагрузки на его поверхности и угла наклона сваи на положение «нулевой точки» и максимального осевого усилия в ее стволе;

- установлены наиболее значимые факторы, влияющие на развитие сил отрицательного трения на боковых поверхностях свай в оседающем грунте;

- установлен механизм влияния щебеночных свай-дрен на развитие сил отрицательного трения на боковой поверхности железобетонной фундаментной сваи, передающей нагрузку на основание в условиях оседающей грунтовой толщи.

Теоретическая значимость работы состоит:

- установлены зависимости интенсивности и распределения сил отрицательного трения от способа сопряжения сваи с ростверком (свободная голова, жесткая заделка головы сваи в недеформируемый ростверк);

- установлена зависимость величины возникающего в наклонной свае изгибающего момента от ее диаметра, угла наклона и жесткости грунта под нижним концом сваи;

- выполнена оценка применения щебеночных и конусных свай для снижения влияния отрицательного бокового трения на несущую способность сваи.

Практическая значимость работы заключается в следующем:

- в возможности использования результатов выполненных исследований для анализа последствий вертикальных планировок территорий, застроенных зданиями на свайных фундаментах;

- в возможности использовать полученные уравнения и инженерную методику при проектировании фундаментов на вертикальных и наклонных сваях;

- в возможности снижать интенсивность сил отрицательного трения за счет применения конусных свай или щебеночных свай-дрен;

- в возможности выполнять расчет глубины расположения «нулевой точки» и максимальной осевой силы, возникающей в теле сваи при оседании грунта, по разработанной компьютерной программе;

- в возможности использования результатов проведенных исследований и разработанных методик расчета для актуализации нормативных документов в области геотехники.

Методология и методы исследования. Методологической основой выполненного исследования являлись труды отечественных и зарубежных ученых, технологов, проектировщиков и строителей в области геотехники. В выпускной работе применялись следующие методы:

- анализ литературных источников по тематике диссертационной работы;
- верификация разработанной трехмерной численной модели с использованием ПК ABAQUS путем сравнения полученных результатов с результатами моделирования на центрифуге;
- численное моделирование работы одиночных свай различной геометрической формы, в том числе под защитой щебеночных свай-дрен, с применением современных сертифицированных программ;
- использование современных методов математико-статистического анализа и программных комплексов SPSS и MATLAB при обработке результатов проведенных исследований.

Достоверность результатов проведенных в диссертационной работе исследований и сделанных выводов подтверждается применением основных положений моделей поведения материалов, применяемых в механике грунтов, теории упругости, теории пластичности, математической статистики, использованием современных комплексов и методик обработки экспериментальных данных, непротиворечием полученных результатов имеющимся данными о развитии сил отрицательного трения по боковым поверхностям свай в оседающем грунте.

Положения, выносимые на защиту:

1. Методика и результаты численного моделирования напряженно-деформированного состояния системы «свая–оседающий грунтовый массив».

2. Результаты численных расчетов влияния различных факторов, включающих геометрические параметры сваи, модуль упругости ее материала, характеристики грунта в МСС модели, интенсивность нагрузки на поверхности грунта и угол наклона сваи на распределение сил отрицательного трения по ее боковой поверхности, положение «нулевой точки» и максимальное осевое усилие в теле сваи в оседающем грунте.

3. Результаты изучения влияния распределения сил отрицательного трения на боковой поверхности наклонной сваи с целью определения величины максимального изгибающего момента, возникающего в ее теле в результате действия отрицательного трения.

4. Результаты оценки влияния устройства щебеночных свай-дрен и применения конусных свай на снижения сил отрицательного трения на боковой поверхности сваи в оседающем грунте.

5. Математические уравнения для прогнозирования положения «нулевой точки» и величины максимального осевого усилия, возникающих в теле цилиндрической и конусной сваи при оседании окружающего грунта.

6. Модель нейронной сети для прогнозирования положения «нулевой точки» и максимальной осевой силы, возникающей в свае при оседании окружающего грунта.

Личный вклад автора диссертации заключается в следующем:

- определены и сформулированы цель и задачи исследования;
- разработана методика и выполнены численные исследования закономерностей развития сил отрицательного трения на боковых поверхностях свай в оседающем грунтовом массиве;
- предложены и обоснованы численными расчетами способы снижения негативного влияния отрицательного трения на несущую способность свайных фундаментов в оседающем грунте за счет применения конусных свай и щебеночных свай-дрен;

- выполнен статистический анализа результатов проведенных исследований с помощью программы SPSS;

- разработаны искусственные нейронные сети и получены уравнения для определения положения «нулевой точки» и максимального значения догружающей силы, возникающей в свае за счет отрицательного трения, вызванного оседанием окружающего грунта.

Апробация работы. Основные положения диссертационной работы были рассмотрены и обсуждены на:

1) International Scientific Conference Construction Mechanics, Hydraulics and Water Resources Engineering (CONMECHYDRO – 2020) 23-25 April 2020, Tashkent Institute of Irrigation and Agricultural Mechanization Engineers, Tashkent, Uzbekistan.

2) VII International Scientific Conference "Integration, Partnership and Innovation in Construction Science and Education" (IPICSE 2020) 11th-14th November 2020, Tashkent, Uzbekistan.

3) Deep Foundations and geotechnical problems of territories (DFGC 2021) 26-28 May 2021, Perm, Russian Federation.

4) Китайско-Российский Форум молодых ученых в области геотехники и подземного строительства" 14–15 сентября 2022.

Публикации. По теме диссертации опубликовано 6 научных статьях, 3 из которых опубликована в журнале, индексируемом в базе данных ВАК, 3 статьи – на международных конференциях, индексируемых в базе данных Scopus.

Объем и структура работы

Диссертация состоит из введения, трех глав, выводов, списка литературы и шести приложений. Общий объем работы 130 страниц, в том числе 112 страниц основного текста, включает 10 таблиц, 93 рисунков и 18 страницы списка использованных источников и приложений.

Выпускная квалификационная работа выполнена на кафедре «Механика грунтов и геотехника» НИУ МГСУ. Автор выражает глубокую благодарность своему научному руководителю профессору кафедры, доктору технических наук

Владимиру Валериановичу Знаменскому и всему коллективу кафедры за постоянную помощь и внимание.

ГЛАВА 1 КРАТКИЙ ОБЗОР РЕЗУЛЬТАТОВ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ И ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ РАЗВИТИЯ СИЛ ОТРИЦАТЕЛЬНОГО ТРЕНИЯ И МЕТОДОВ ИХ УЧЕТА ПРИ ОПРЕДЕЛЕНИИ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙ

1.1. Причины и условия возникновения отрицательного трения

Причиной возникновения отрицательного трения является оседание грунта относительно свай, в результате чего на ее боковой поверхности развиваются догружающие сваю силы трения, что может привести как к развитию недопустимых осадок свай и потери ими несущей способности, так и к их разрушению или к разрушению возведенных на них конструкций. Примеры развития такой ситуации показаны на Рисунках 1.1 и 1.2.

На Рисунке 1.1 показано разрушение насыпи на висячих сваях в слабой глине в северном пригороде города Ухань (Китай) Wang A. и др. [133]. Вызванное отрицательным трением разрушение бетонных свай привело к разрушению возведенной на них насыпи.

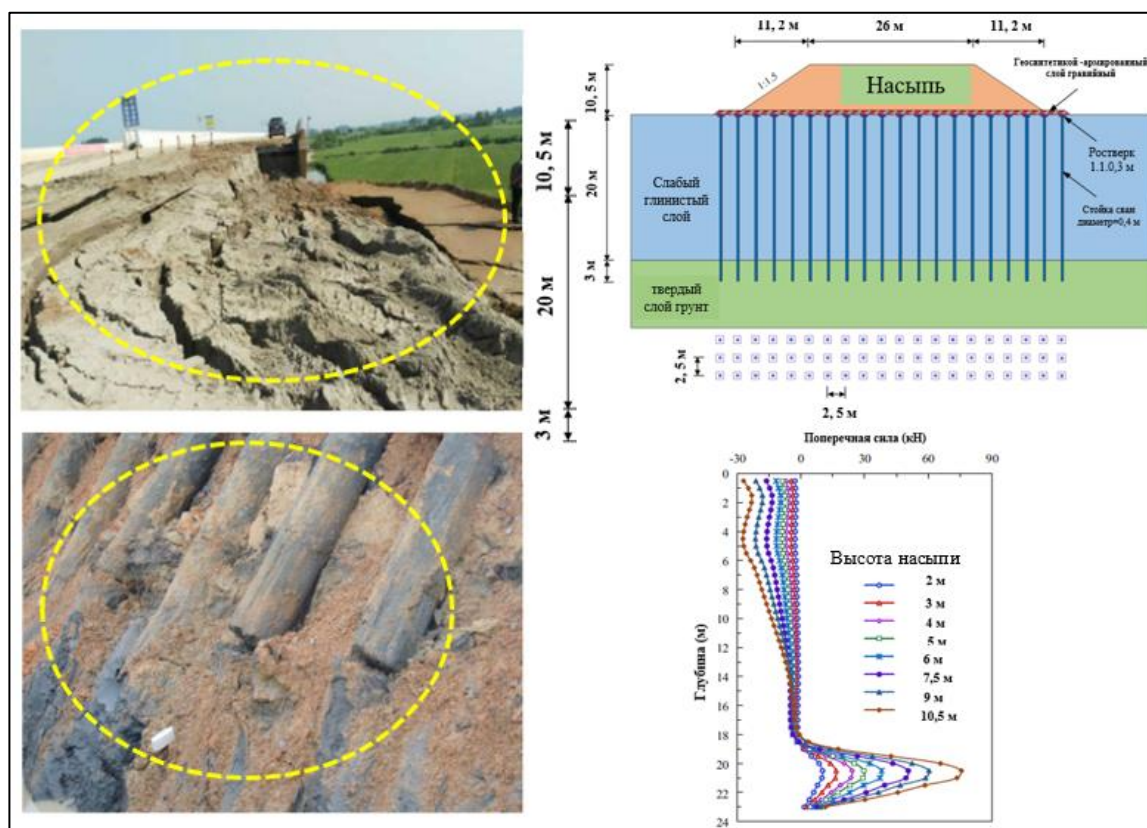


Рисунок 1.1 - Вызванное отрицательным трением разрушение насыпи на висячих сваях в северном пригороде города Ухань [133].

На Рисунке 1.2 Su D. и др. [127] приведен пример разрушения мостовой опоры на сваях, вызванного их отрывом от ростверка вследствие развития сил отрицательного трения, вызванного оседающим грунтом.

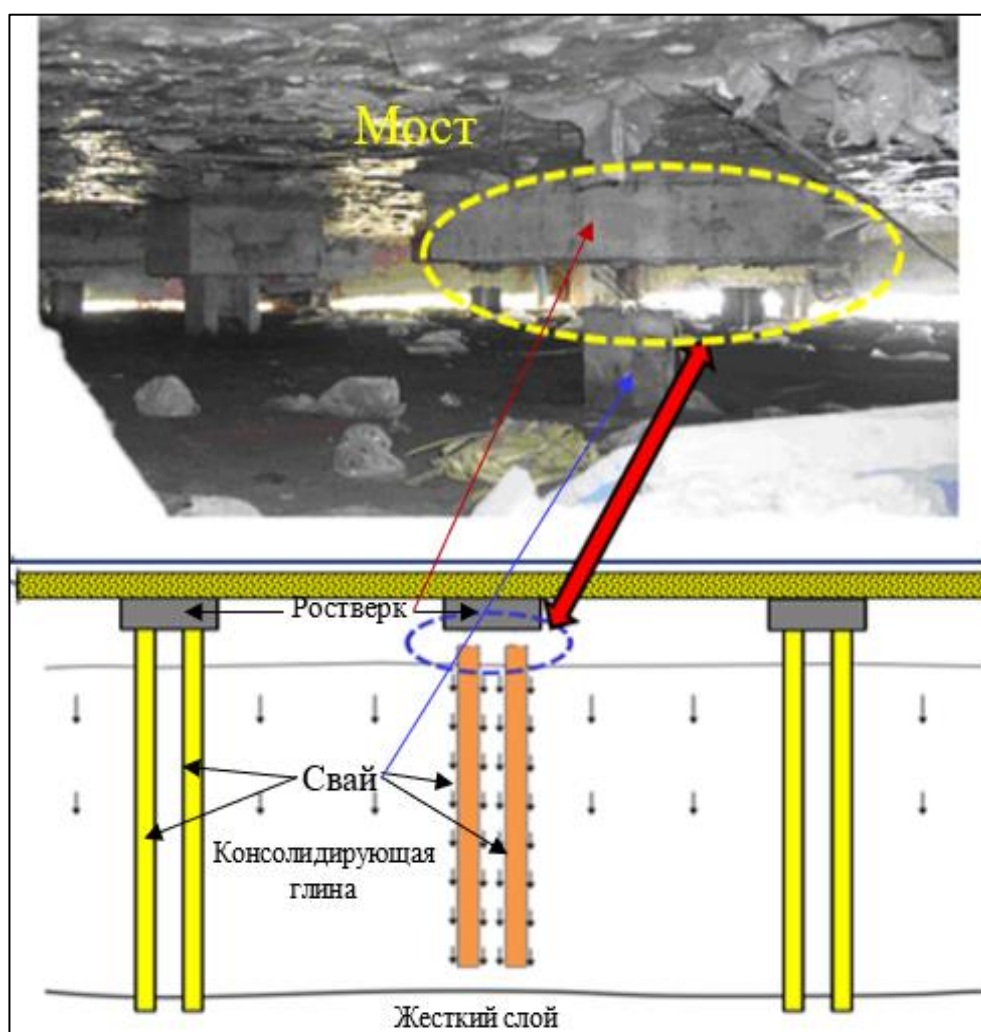


Рисунок 1.2 - Отрыв свай от ростверка, вызванный отрицательным трением [127].

Случай разрушения здания на сваях с промежуточной подушкой между ними и ростверком в апреле 1978 года в Пескаре (Италия) был проанализирован численно Maugeri и др. [104]. Maugeri и др. пришли к выводу, что вес подушки привел к консолидации слабой глины и спровоцировал развитие сил отрицательного трения на боковых поверхностях свай, что и вызвало разрушение здания.

Приведенные примеры подтверждают необходимость учета при проектировании зданий и сооружений на свайных фундаментах возможности развития сил отрицательного трения вследствие оседания грунта вокруг свай,

которое может происходить по многим причинам, наиболее часто встречающимися из которых в слабых грунтах являются: подсыпка территории с целью ее планировки, самоуплотнение намывных и насыпных грунтов, снятие взвешивающего действия воды при ее откачке для хозяйственных нужд или при осушении территории и др.

Надо отметить, что впервые на развитие догружающих сил трения в слабых грунтах обратил внимание К. Терцаги и определил понятие - нейтральная плоскость, которая позже был переименован как «нулевая точка» [15; 34; 58; 117; 124]. Проведенные автором исследования показали, что осадка слоев грунта над нейтральной плоскостью больше, чем осадка сваи, а это означает, что выше нейтральной точки на боковой поверхности сваи возникают силы трения, направленные вниз (отрицательное трение - $f_{отр}$), которые добавляются к действующей на голову сваи нагрузке (догружают сваю), а ниже нейтральной плоскости осадки слоев грунта всегда меньше осадки сваи, следовательно мобилизуются силы трения, направленные вверх (положительное трение - $f_{пол}$), которые противостоит вертикальной нагрузке, действующей на головку сваи, и дополнительной нагрузке, создаваемой отрицательным трением над нейтральной плоскостью (Рисунок 1.3).

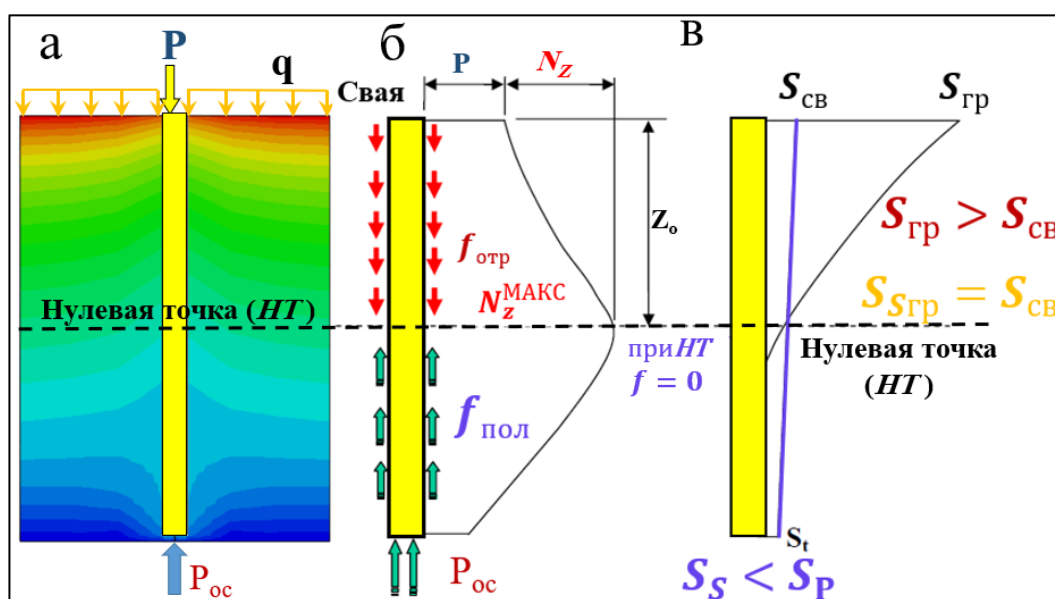


Рисунок 1.3 – Схема работы сваи в оседающем грунте: а - депланация слоев глины около вертикальной одиночной сваи; б – распределения продольных усилий по длине сваи; в- эпюры осадок грунта $S_{гр}$ и сваи $S_{св}$ [124].

Отрицательное боковое трение является наиболее распространенной проблемой при проектировании и строительстве свайного фундамента в слабых глинистых грунтах. Многие исследователи посвятили свои работы изучению этого вопроса: Кузнецов к. в. [21]; Терцаги К. [34]; Знаменский В. В. [17; 18; 144; 146]; Crawford С. В. [58]; Endo М. и др. [63]; Indraratna В. и др. [77]; Fellenius В. Н. [64; 65; 66; 67]; Poulos и Mattes [102]; Bjerrum и др. [47]; Walker L. К. [132]; Бахолдин Б.В. и Берман В. И. [7]; Григорян А.А. [11]; Арутюнов И. С. и др. [4]; Leung и др. [91]; Габибов Ф.Г. [10]; Акопян А.Ф. [2]; Уткин В.С.[36]; Далматов Б.И. и др. [14; 15]; Тер-Мартirosян З. Г. [33]; Нгуен Х. С.[24]; Ye S. и др. [140]; Van Der V. [130]; Yan W. М. и Sun T. К., Tham L. G. [138]; Lam S. Y. и др. [85; 86]; Абелев М. Ю. [1]; Мильчанина К. Л [23]; Hanna А. и Hoque М. А.[70]; Григорян А. А. и Юшубе С. В.[13]; Григорян А. А. и Хабибуллин И. И [12]; ISCH Т. N. [78]; Мавлянов Г. А. и Мустафаев А. А.[22]; Zhanabayeva А. и др. [141]; Lim С. Н. и др. [92]; Табачников С. В. [32]; Mishra А. и Patra N. R.[108]; Dashjamts D. [59]; Крутов В. И. и Ковалев А. С.[20]; Клепиков С. Н. и Сайко В. А.[19]; Сорочан Е. А. и Трофименков Ю. Г.[29]; Перлей Е. М. и др. [25]; Самородов А. В. [28]; Kong G. и др.[83-84]; Clemente F. М. [55; 56]; Lee P. К. К. [90]; Shibata Т.др.[125]; Khare М. G. и Gandhi S. R.[82]; Okabe Т. [112]; Briaud J. L. [50]; Comodromos Е. М. и Vareka S. V. [57]; Lv Y., Ding X. и Wang D. [96]; Poulos Н. G. и Mattes N. S. [102; 117]; Знаменская, Е. А. . и др. [16]; и др.

Ниже приводится краткий обзор опубликованных выполненных экспериментальных и аналитических исследований по рассматриваемому вопросу и их результаты.

1.2 Экспериментальные исследования

Fellenius В. Н. [67] изучал развитие сил отрицательного трения по боковым поверхностям свай в оседающей толще слабого грунта. Полевые измерения проводились на оснащенных измерительными приборами одиночных сваях диаметром 610 мм, длиной 43 м. Fellenius показал, что чем выше сопротивление грунта под острием сваи, тем больше глубина расположения нейтральной

плоскости. Вертикальная нагрузка на сваю, наоборот, приводит к уменьшению глубины расположения нейтральной плоскости.

В 2006 году Fellenius В. Н. [67] провел исследование с использованием сваи диаметром 300 мм, установленной на глубине 25 м с прорезанием слоя слабой глины толщиной 20 м, подстилаемой толстым слоем песка. Осадка слоя глины под действием веса насыпи толщиной 2 м привела к развитию сил отрицательного трения и осадке ненагруженной сваи.

Endo и др. [63] исследовали и развитие сил отрицательного трения на ненагруженных сваях в аллювии мощностью 43 м. Фиксация осадки началась сразу после погружения сваи. Рисунок 1.4 Б показывает, что осадка поверхности грунта за 672 дня после погружения сваи составила 120 мм, а осадка головы сваи - 53 мм. Нейтральная плоскость расположена в точке, где относительное перемещение между сваем и грунтом равно нулю. Эта глубина соответствует расположению пиковой точки распределения сил трения по глубине сваи. (рис 1.4А)

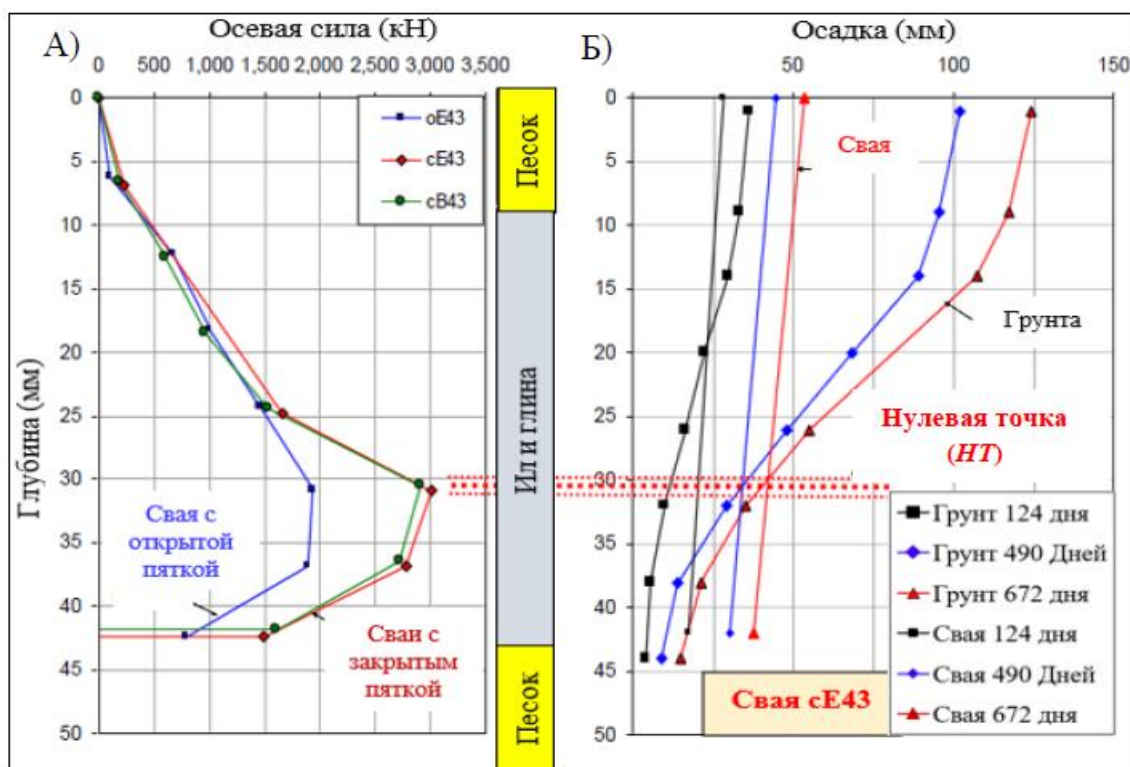


Рисунок 1.4 - Распределение силы протаскивания, и осадок грунта и сваи [63].

Indraratna и др. [77] провели измерения отрицательного бокового трения на двух пустотных сборных предварительно напряженных сваях в слабой глине.

Испытательные сваи имели внешний и внутренний диаметр 0,4 и 0,25 м соответственно, одна из свай была без покрытия, другая – с битумным покрытием. Сваи имели 27 метров в длину и на 2 метра возвышались над дневной поверхностью. Отрицательное поверхностное трение было вызвано сооружением насыпи толщиной 2 м. Было отмечено, что максимальное отрицательное поверхностное трение было мобилизовано через 3 и 6 месяцев для свай с покрытием и без покрытия соответственно. Было установлено, что битумного покрытия снижает отрицательное поверхностное трение до 40% от трения, действующего на сваю без покрытия.

Xia и др. [137] для изучения развития отрицательного поверхностного трения провели полевые испытания трех одинаковых свай, нагруженных вертикальной нагрузкой. Они установили, что отрицательное боковое трение обратно пропорционально нагрузке на голову сваи, другими словами, они нашли, что по мере увеличения нагрузки на головку сваи нейтральная плоскость перемещается вверх.

Vozozuk M. [49] исследовал развитие бокового трения на пустотелых стальных сваях диаметром 300 мм, длиной 49 м и толщиной стенки 6,4 мм. Свая была оборудована датчиками и погружена в гранулированную насыпь высотой 9 м и шириной 27 м, подстилаемую слоем морской глины. За 5 лет осадка поверхности насыпи составила 540 мм, а на глубине 44 м - 18 мм. Избыточное давление поровой воды полностью рассеялось на глубине 15 м. Относительное смещение сваи по сравнению со смещением грунта уменьшилось до нуля на глубине 15 м. Сжатие, измеренное датчиками деформации, показало, что за 5 лет свая сжалась в осевом направлении на 16 мм.

Liu и др. [95] выполнили серию модельных испытаний на центрифуге для изучения развития отрицательного бокового трения на сваях, вызванного самоуплотнением насыпи, отсыпанной с помощью земснаряда. Испытания показали, что нагрузка на сваю мало влияет на положение нулевой точки, что противоречит результатам большинства проведенных исследований.

Huang и др. [76] провели эксперименты на моделях с целью изучения распределения отрицательного у свай в песчаном грунте. Исследовалось распределение сил трения и продольных усилий по длине свай. Исследования проводились при различных значениях равномерно распределенной нагрузки на поверхности грунта, которая изменялась от 20 до 120 кПа.

Исследования показали, что глубина расположения нейтральной точки изменяется от 0,8 до 0,95 длины сваи по мере увеличения нагрузки на грунт с 20 до 120 кПа (Рисунок 1.5), что, наряду с другими исследованиями, опровергает вывод Huang и др. о ее независимости от нагрузки на поверхности грунта.

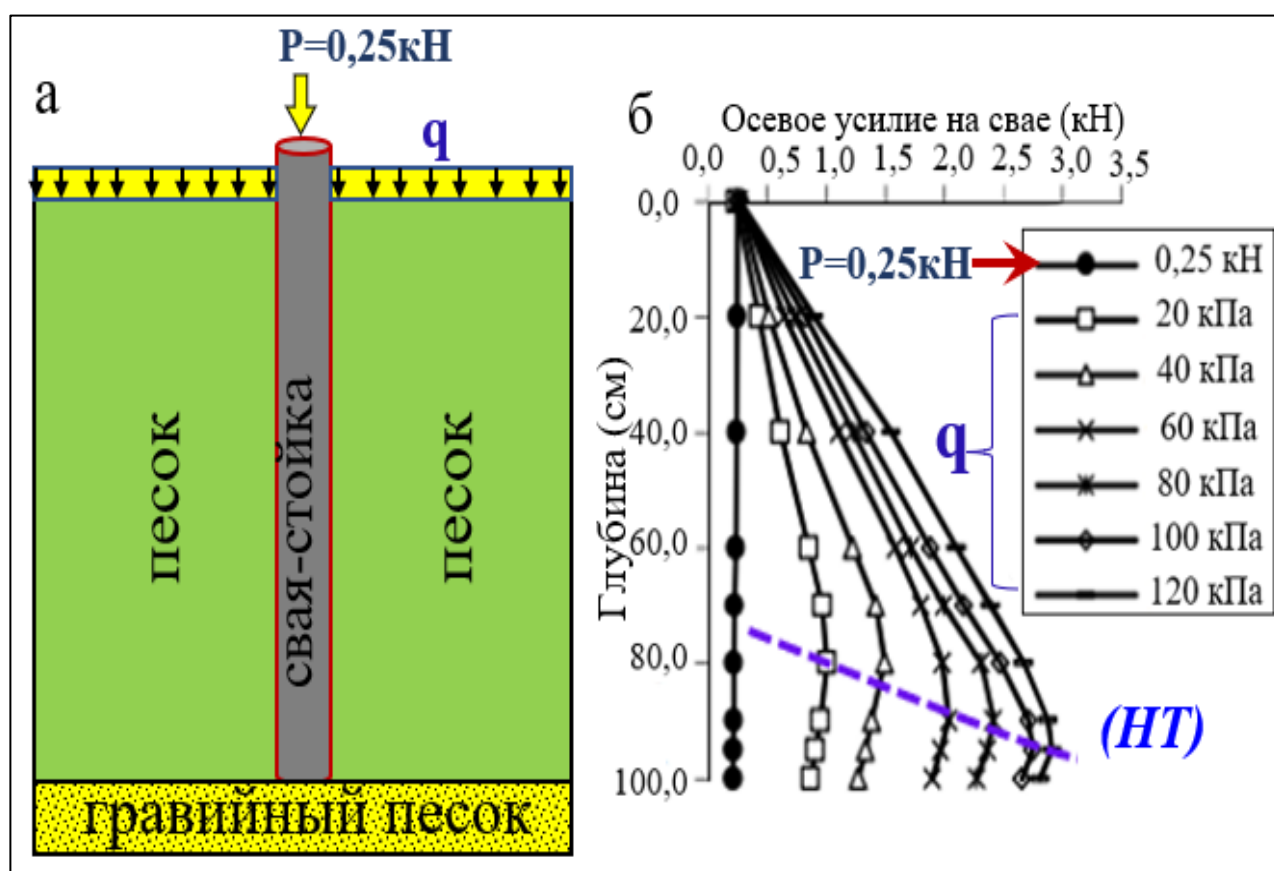


Рисунок 1.5 - Распределение осевой силы по длине свай: *а* – компоновка модели; *б* - распределение осевых усилий по длине свай при различных значениях нагрузки на поверхности грунта [76].

1.3 Численные исследования

Poorooshasb и др. [115] провели численные исследования распределения касательных напряжений по боковой поверхности абсолютно жестких свай при

оседании грунта, вызванного слоем насыпи толщиной 2 м с удельным весом $16,5 \text{ кН/м}^3$. Рассматривалось два варианта свай - свая-стойка и висячая свая. В первом случае свая длиной 12 м, диаметром 60 см полностью прорезала слой нормально консолидированной глины, подстилаемый практически несжимаемой коренной породой (Рисунок 1,6). Во втором случае свая того же диаметра имела длину 6,0 м, работая по схеме висячей сваи (Рисунок 1.7).

На Рисунках 1.6 и 1.7 (б) показаны послойные деформации грунта после завершения процесса консолидации, на Рисунках 1.6 и 1.7 (в) - эпюры распределения касательных напряжений по длине свай (в).

Эпюры показывают, что у свай-стойки касательные напряжения увеличиваются, начиная с поверхности грунта до определенной глубины, а затем начинают уменьшаться по величине, достигая нулевого значения нуля на уровне коренной породы (на уровне нижнего конца свай свай). Касательные напряжения на верхней части висячей сваи отрицательные и изменяется на положительное после нейтральной плоскости.

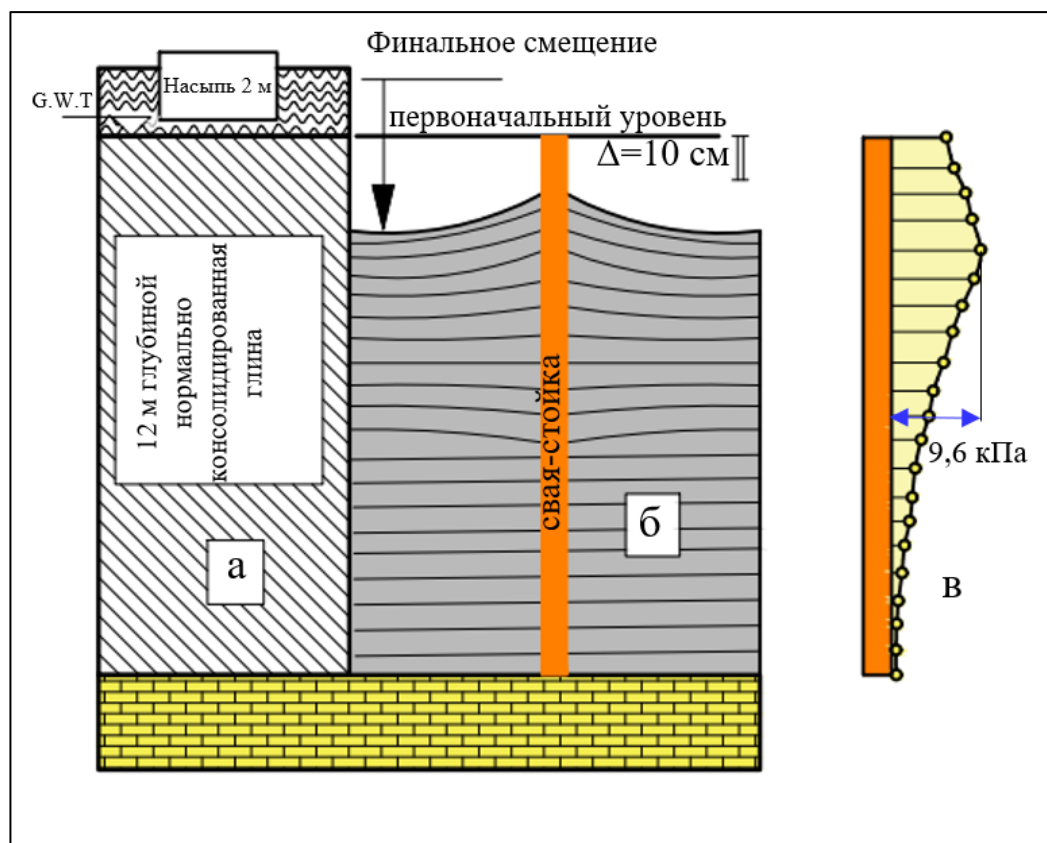


Рисунок 1.6 - Распределение касательных напряжений по длине свай-стойки [115].

По результатам проведенных исследований было показано, что глубина расположения нейтральной плоскости мало зависит от веса насыпи на поверхности грунта, в существенно большей степени она зависит от сжимаемости грунта под нижним концом сваи. Кроме того, сжимаемость грунта под нижним концом сваи приводит к уменьшению сил трения на ее боковой поверхности, так максимальное отрицательное боковое трение у сваи-стойки оказалось на 20 % больше, чем у висячей сваи при той же нагрузке от веса насыпи.

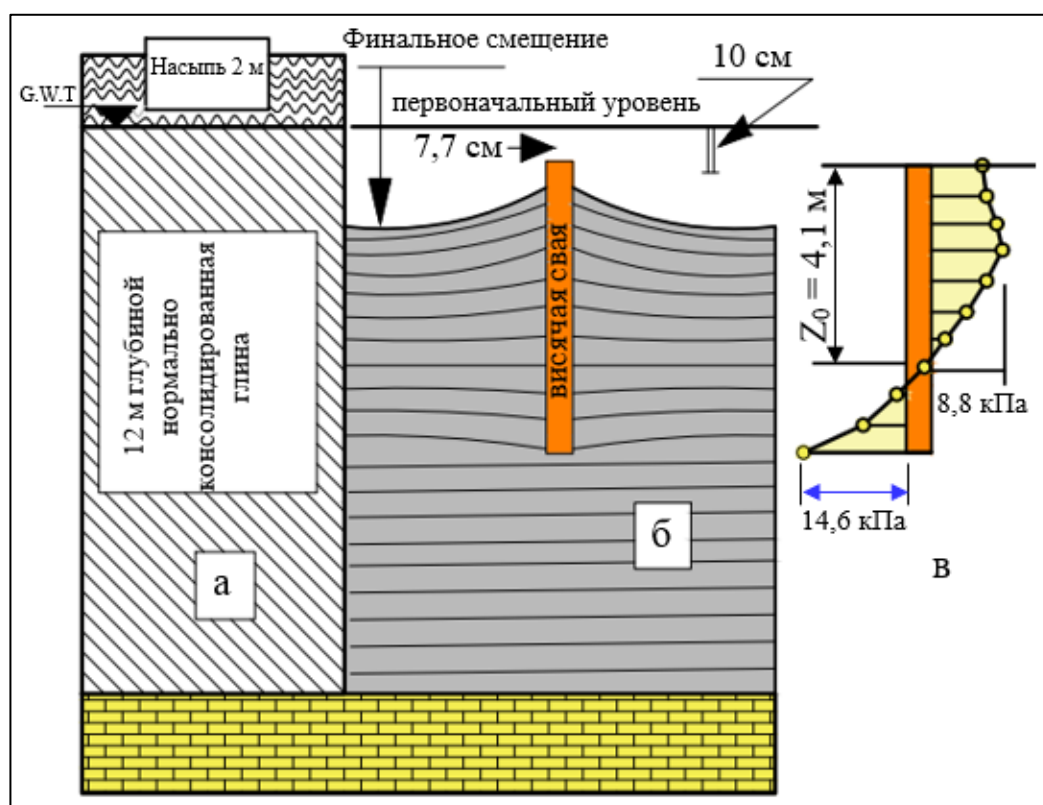


Рисунок 1.7 – Распределение касательных напряжений по длине висячей сваи [115].

Jeong и др. [80] провели численный анализ влияния взаимодействия свай в группах на распределение сил бокового трения по их поверхностям и пришли к следующим выводам :

провели численный анализ силы догружающая сваи от бокового трения и группы свай-стоек, чтобы изучить эффект взаимодействия. Автор заметил, что:

- основными параметрами, влияющими на величину и распределение сил бокового трения у свай в группах являются расстояние между сваями, их общее число и положение в группе;

- дополнительная нагрузка, вызванная силами отрицательного трения, будет минимальной на сваю, расположенную в центре группы;

- нейтральная плоскость у группы свай-стоек может быть принята на уровне их нижних концов, у групп висячих свай - на глубине, приблизительно равной 75% длины свай, расположенных в углу и на периметре группы, и на уровне нижних концов свай, расположенных внутри группы.

Lv Y. R. и др. [98] изучали влияние геометрической формы поперечного сечения свай параметров на развитие отрицательного поверхностного трения на сваях в консолидирующем грунте. Расчеты выполнялись методом конечных элементов в трехмерной постановке с использованием ПК ABAQUS. Было показано, что отрицательное боковое трение, возникающее на свае двутаврового сечения, меньше, чем на свае круглого или прямоугольного сечения (Рисунок 1.8). Также было показано, что нормированные глубины нейтральной плоскости у свай круглого, прямоугольного и двутаврового сечений составляли 0,86, 0,82 и 0,75 длины свай соответственно.

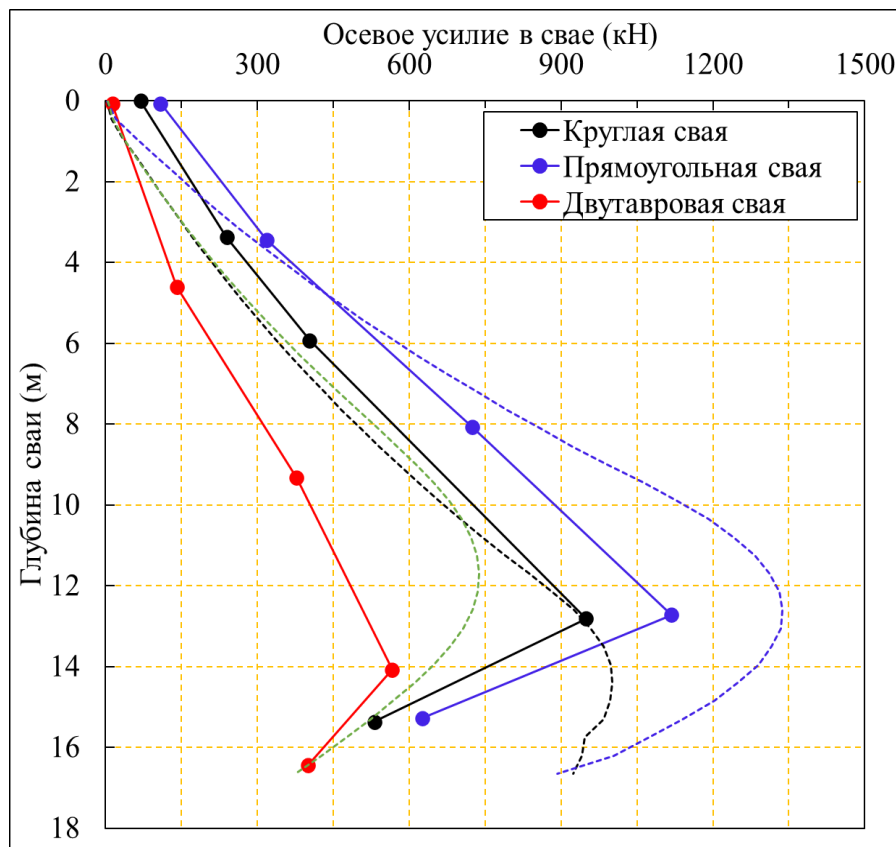


Рисунок - 1.8. Измеренное и численное распределение осевой силы по глубине круглой, прямоугольной и двутавровой сваи [98]

Аналогичные расчеты были выполнены Lv и др. [97] для свай, имеющих Y-образную и круглую форму поперечного сечения, которые показали, что дополнительная сила на сваю, имеющую Y-образное сечение, больше, чем на сваю круглого сечения (Рисунок 1.9).

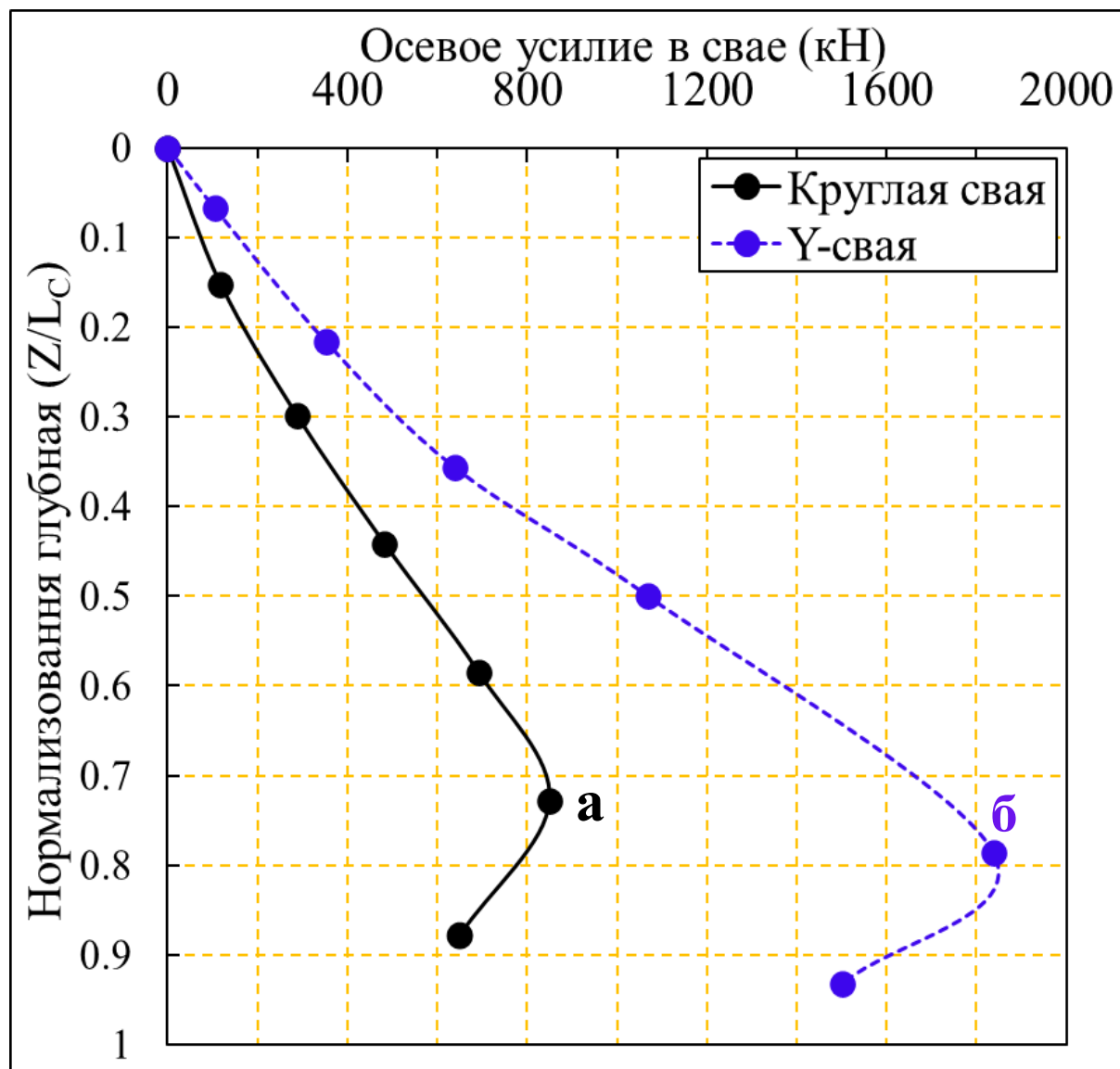


Рисунок 1.9 - Измеренная осевая сила в зависимости от нормированной глубины; (а) круглой сваи; (б) Y- сваи, а при $P=0$ кН [97]

Ли и др. [93] разработал двухмерную осесимметричную модель с использованием ПК ABAQUS для исследования влияния различных факторов на распределение отрицательного бокового трения вдоль сваи. Результаты исследования показали, что глубина нейтральной плоскости увеличивается с увеличением интенсивности поверхностной нагрузки (q).

Chiou J. S. и Wei W. T. [54] провели численные 3D-анализы ABAQUS для исследования влияния нагрузки на конструкцию на распределение отрицательного бокового трения в одиночных сваях трения (висячих сваях) и одиночных сваях стойках в консолидирующем грунте. Тематическое исследование для двух сборных железобетонных свай с инструментальными концевыми подшипниками было повторно проанализировано в слабой глине для проверки численной модели. В этой статье автор указал, что был введен коэффициент модификации (μ^*) для изменения коэффициента трения границы раздела грунт-свая ниже уровня подземных вод, который представляет собой отношение начального эффективного напряжения к общему напряжению, чтобы учесть влияние давления воды грунта на механизм трения между свайей и окружающим грунтом. Из результатов можно сделать вывод, что при той же нагрузке на поверхности грунта (q) глубина нейтральной плоскости увеличивалась с увеличением нагрузки на голову сваи.

Построив трехмерную численную модель, Yao W. и др. [139] провели аналитическое исследование отрицательного поверхностного трения на сверхдлинных сваях при поверхностной нагрузке ($q=100$ кПа), на поверхность грунта, окружающего сваю. Авторы пришли к выводу, что над нейтральной плоскостью вдоль сваи имеются две зоны поверхностного трения. В первой зоне растёт отрицательное поверхностное трение, а во второй зоне оно уменьшается по мере увеличения глубины, до достигнет глубины нейтральной плоскости. После нейтральной точки имеется положительное поверхностное трение, которое увеличивается с глубиной. Автор также указал, что на величину отрицательного трения и глубину нулевых точек влияет значение модуля деформации грунта, окружающего сваю (E_r).

1.4 Теоретические исследования

Исходя из подтвержденных экспериментальными исследованиями данных, часть из которых рассмотрена в предыдущих разделах диссертации, Б.И. Далматов и Ю.В. Россихин [15] предложили схему, отражающую характер взаимодействия

вертикальной висячей сваи с оседающим грунтом на стадии завершения процесса консолидации, показанную на Рисунке (1.10).

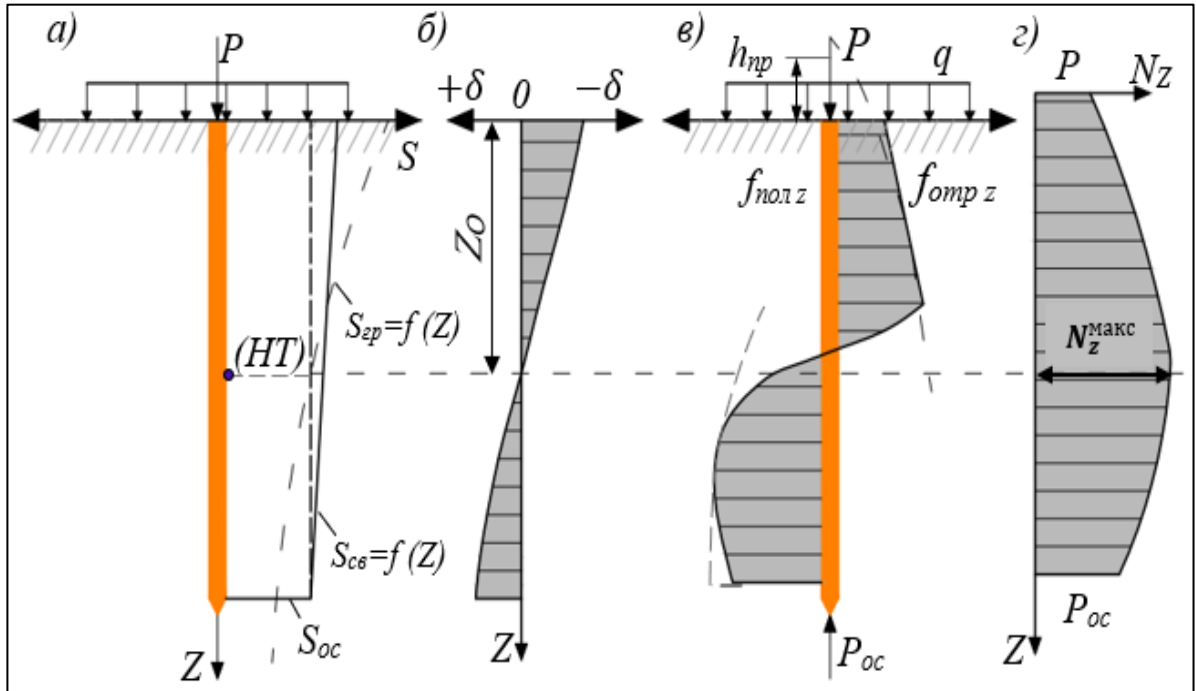


Рисунок 1.10 – Схема работы сваи в оседающем грунте: а - эпюры осадок грунта $S_{зр} = F(z)$ и вертикальных примешенный сваи $S_{св} = F(z)$; б - эпюра относительных перемещений грунта и сваи $\delta = F(z)$; в - эпюра бокового негативного и положительного трения $F_z = F(z)$; г - эпюра продольных усилий в свае $N_z = F(z)$ [15].

В соответствии с этой схемой уравнение равновесия для сил, действующих на сваю после завершения осадки выглядит следующим образом:

$$P + u \int_0^{z_0} f_{отр z} dz = P_{ос} + u \int_{z_0}^{L_{CB}} f_{пол z} dz, \quad (1.1)$$

где u и L_{CB} - периметр поперечного сечения сваи и ее длина соответственно, $f_{отр z}$ и $f_{пол z}$ определяются по СП 24.13330.2011 (Актуализированная редакция СНиП 2.02.03–85) [30] в зависимости от показателя текучести I_L глинистого грунта, крупности песчаного и глубины z .

Глубина расположения нулевой точки z_0 , от правильности определения которой определяющим образом зависит точность расчета по формуле (1.2):

$$z_0/L_{CB} = (\alpha'_1 - \delta_1) / (\alpha_1 + \xi_1 f_{отр.ср}), \quad (1.2)$$

где $\alpha_1, \alpha'_1, \delta_1, \xi_1$ -коэффициенты, отражающие влияние параметров и характеристик, не изменяющихся в процессе нахождения глубины z_0 , z_0/L_{CB} -относительная глубина расположения нулевой точки от подошвы ростверка: $f_{отр.ср.}$ - среднее значение отрицательного трения [15].

Нормализованная глубина нулевой точки (z_0/L_{CB}) может быть определена с помощью среднего значения отрицательного трения, как показано на Рисунке 1.11.

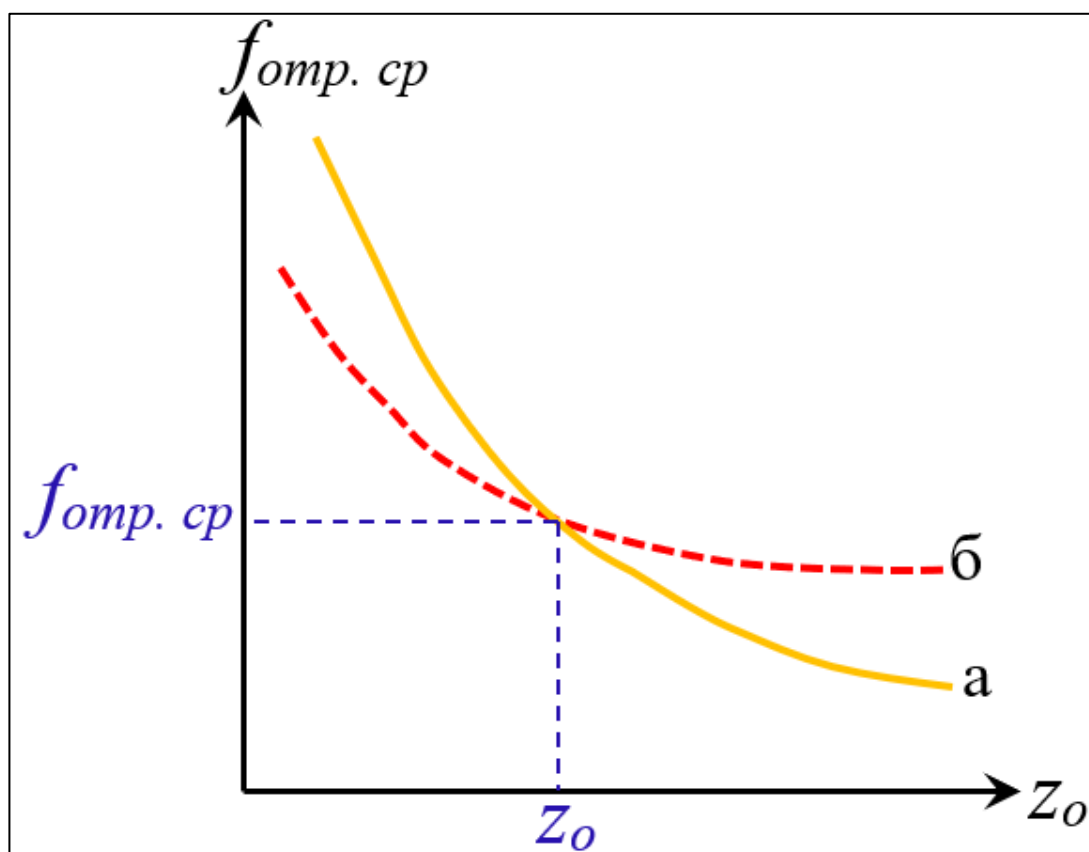


Рисунок 1.11 – Графическая зависимость между средним отрицательным трением и глубиной нулевой точки: а - график $z_0=f(f_{отр.ср.})$ подбора ординаты по средним значениям отрицательного трения; б - график $f_{отр.ср.}=f(z_0)$ средних значений отрицательного бокового трения как функции ординат z_0 [15].

Сао W. и др. [51] на основе проведенных испытаний разработали гиперболическую модель передачи нагрузки на границы раздела грунт-сваи. Было показано, что граница раздела имеет сложную форму, а глубина расположения нулевой точки зависит от степени уплотнения грунта, окружающего сваю. Указывается также, что наличие нагрузки на голову сваи оказывает явное влияния на распределение отрицательного поверхностного трения и положение нулевой

точки (*HT*) по длине сваи, и это согласуется с большинством предыдущих исследований, но противоречит результатам исследований Liu Y. и др. [95].

Fellenius В. Н. [65] предложил определять положение нейтральной плоскости графическим методом как показано на Рисунке 1.12. Нейтральная плоскость расположена на пересечении двух кривых (А и Б) распределения нормальных сил. Первая кривая (Б) построена от головы сваи вниз с первым значением силы, равным приложенной постоянной нагрузке. Нормальная сила увеличивается с глубиной за счет действия отрицательной силы бокового трения по всей длине сваи. Вторая кривая (А) построена от острия сваи вверх, с первым значением силы равным значению сопротивления грунта под острием, и увеличивается со значениями положительного бокового сопротивления. В соответствии с этой процедурой можно видеть, что чем больше сопротивление грунта под нижним концом сваи, тем ниже глубина положения нейтральной плоскости в грунте. Положение нейтральной плоскости перемещается вверх по мере увеличения приложенной постоянной нагрузки (*P*).

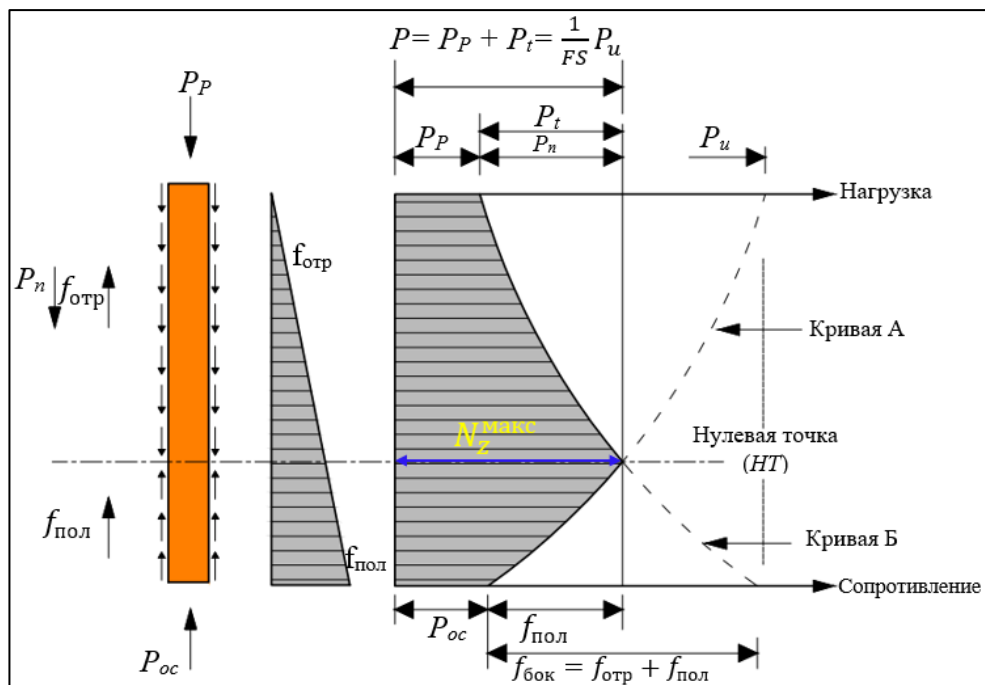


Рисунок 1.12 - Определение положения нейтральной плоскости:

P_u - предельная несущая способность сваи; N_z^{max} - максимальная догружающая сил трения; FS - коэффициент безопасности; P_{oc} - несущая способность нижнего конца сваи [65]

1.5 Методы учета отрицательных сил трения

Для определения положения нейтральной плоскости Z_0 , Vozozuk M. [49] предложил следующее порядок расчета.

Определяется вызванная боковым трением суммарная отрицательная нагрузка $P_{отр}$, накопленная от поверхности грунта до глубины Z_0 :

$$P_{отр} = M \cdot K_o \cdot \gamma_{sub} \cdot \tan \varphi \cdot u \cdot Z_0^2 / 2 \quad (1.3)$$

где:

$M = \tan \delta / \tan \varphi$ ($0 < M \leq 1$);

φ - эффективный угол трения грунта;

δ - угол трения между свайей и грунтом;

K_o - коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя;

σ_v - вертикальное эффективное напряжение;

Z_0 - глубина от поверхности грунта до глубины нулевой точки;

γ_{sub} - удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды;

u - периметр свай.

Определяется суммарное положительное трение, которое генерируется в зоне от $Z_{нт}$ до уровня нижнего конца свай:

$$P_{пол} = M \cdot K_o \cdot \gamma_{sub} \cdot \tan \varphi' \cdot u \cdot \frac{L_{CB}^2 - Z_0^2}{2} \quad (1.4)$$

Для определения глубины расположения нейтральной плоскости автор [49] предположил, что свая передает нагрузку на грунт только через ее боковую поверхность ($P_{отр} = P_{пол}$), тогда;

$$Z_0 = \frac{L_{CB}}{\sqrt{2}} \quad (1.5)$$

Предположение о передаче свайей нагрузки, а грунт только за счет трения по ее поверхности не соответствует реальной работе свай.

Tomisawa K. и Nishikawa [129], проведя испытания на центрифуге, предложили для оценки бокового отрицательного трения на свае расчетную схему, показанную на Рисунке 1.13.

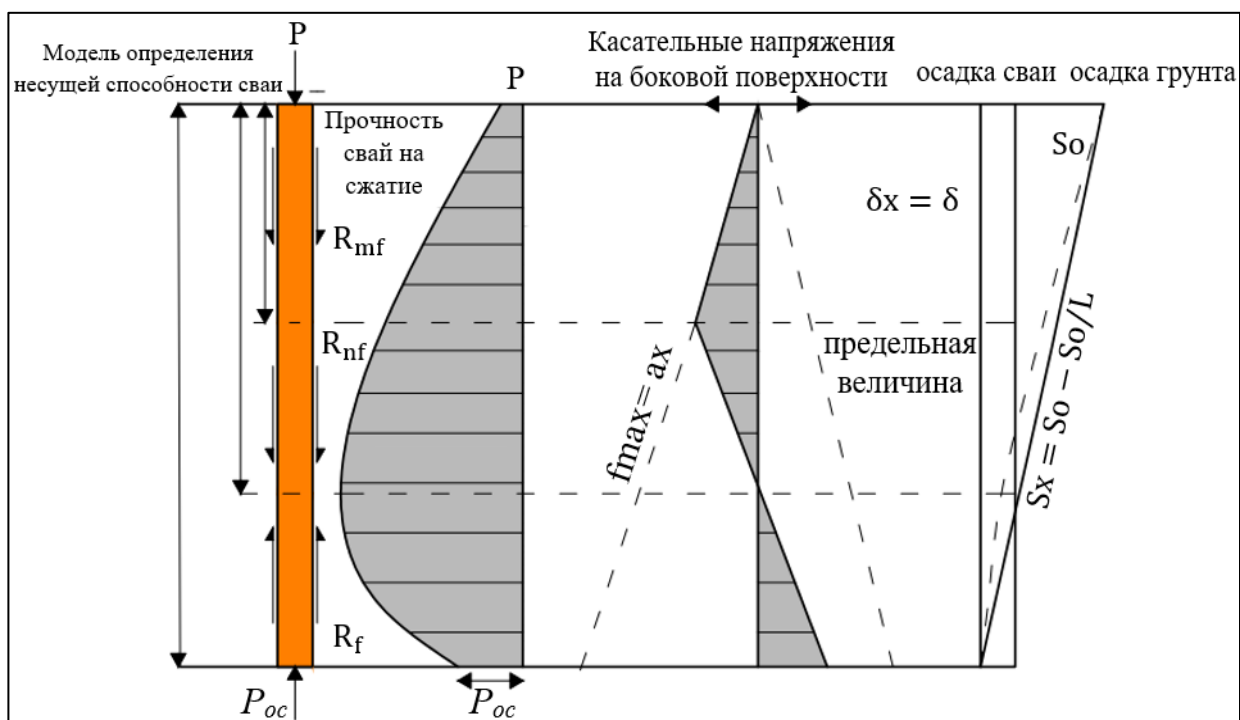


Рисунок. 1.13 – расчетная схема для определения отрицательного трения на боковой поверхности висячей сваи висячей сваи, подвергаемой боковому отрицательному трению [129]

В соответствии с предложенной схемой уравнение равновесия имеет вид:

$$P + R_{mf} + (R_{nf} - R_f) = P_{oc} \quad (1.6)$$

где:

P – нагрузка на головку сваи;

R_{mf} – предельное значение отрицательной силы трения;

R_f - положительная сила трения ниже нейтральной плоскости;

R_{nf} - отрицательная сила трения на участке от глубины, где заканчивается R_{mf} , до нейтральной плоскости;

P_{oc} - несущая способность нижнего конца сваи.

Осевая сила на глубине X от поверхности до глубины X_m определяется как:

$$R_x = P + \frac{u \cdot a \cdot X^2}{2} \quad (1.7)$$

От глубины X_m до L_{CB} :

$$R_x = P + \frac{u \cdot a \cdot X_n^2}{2} + \frac{u \cdot C_s \cdot S_0 (X - X_m)(2X_n - X - X_m)}{2L_{CB}} \quad (1.8)$$

где:

u - периметр свай;

a - градиент увеличения бокового трения по глубине свай;

C_s - коэффициента бокового трения;

S_0 - осадка грунта.

Максимальная осевая сила на уровне нейтральной плоскости R_{nx} может быть выражена, при условии, что $X_n = X_m$, следующим образом:

$$R_{nx} = P + \frac{U \cdot a \cdot X_n^2}{2} + \frac{U \cdot C_s \cdot S_0 (X - X_m)^2}{2L_{CB}} \quad (1.9)$$

Liu Y. и др. [95] провели линейный регрессионный анализ и предложили два уравнения, с помощью которых можно прогнозировать значение максимального отрицательного трения на поверхности свай, а также положение нулевой точки в условиях незавершившейся консолидации с коэффициентом корреляции более 97%.

$$P_{\max} = 2 \times N^{-0,1366} \times H^{1,6546} \times \left(\frac{L_{CB}}{D} \right)^{-0,8076} \quad (1.10)$$

где P_{\max} – максимальное продольное усилие в свае; N — нагрузка на голову свай; H – толщина насыпи; L_{CB} – длина свай; D - диаметр свай.

Глубина Z_0 устанавливается соотношением:

$$Z_0 = kt + c \quad (1.11)$$

$$k = -0.9 \times 10^{-3} \times H^{0,92} \times N^{0,43} \quad (1.12)$$

$$c = 0.32 \times H \times N^{0,10} \quad (1.13)$$

где k - скорость изменения глубины нулевой точки, c - начальная глубина нулевой точки в начале консолидации; t - время от начала процесса консолидации (месяц).

Shen R. F. [124] по результатам испытания на центрифуге предложил уравнение (1.14) для определения глубины нулевой точки, учитывающее интенсивность нагрузки, приложенной на поверхности глинистого грунта, нагрузку, действующую на голову свай, а также жесткость грунта под нижним концом свай:

$$Z_0 = \sqrt{\left(\frac{q}{\gamma'}\right)^2 + \frac{R_{tu} - N}{\pi\beta D} + \frac{\gamma' L_{CB}^2}{2}} - qL_{CB} - \frac{q}{\gamma'} \quad (1.14)$$

где: Z_0 - глубина расположения нулевой точки; γ' – удельный вес грунта ($\gamma' = (\gamma_s - \gamma_w)$); L_{CB} - длина сваи; D - диаметр сваи; R_{tu} - расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи; R_{su} - предельное сопротивление ствола сваи ($R_{su} = \int_0^{L_{CB}} A_s \beta N_t \sigma'_z dz$); A_s - площадь поперечного сечения сваи; A_t – площадь боковой поверхности сваи.

Значения коэффициентов β и N_t определяются по Таблице 1 в зависимости от типа грунта и значения угла его внутреннего трения.

Таблица 1. Диапазоны значений β и N_t [103]

Тип грунта	φ°	β	N_t
Глина	25-30	0,25-0,35	3-30
Ил	28-34	0,27-0,50	20-40
Песок	32-40	0,30-0,60	30-150
Гравий	35-45	0,35-0,80	60-300

Расчеты показали, что предложенный метод дает явно завышенные значения глубины расположения нулевой точки.

Hanna A. M. и Sharif A. [71] провели ряд численных исследований и по их результатам предложили уравнение (1.15) для прогнозирования положения нулевой точки с учетом отношения длины сваи к ее диаметру. Недостатками этого метода являются неучет нагрузки на сваи (N) и жесткости грунта под ее нижним концом.

$$\frac{Z_0}{L_{CB}} = \sqrt{\frac{N_Z}{N_{\max}}} = R_N \quad (1.15)$$

где: R_N - коэффициент, принимаемый по графикам на Рисунке 1.14;
 $N_Z = \int_0^{Z_{HT}} \beta(\pi D)(\gamma'z + q)dz$; $N_{\max} = \int_0^{L_{CB}} \beta(\pi D)(\gamma'z + q)dz$; $N_S = \frac{L_{CB}\gamma'}{q}$; FS - коэффициент безопасности; D - диаметр сваи.

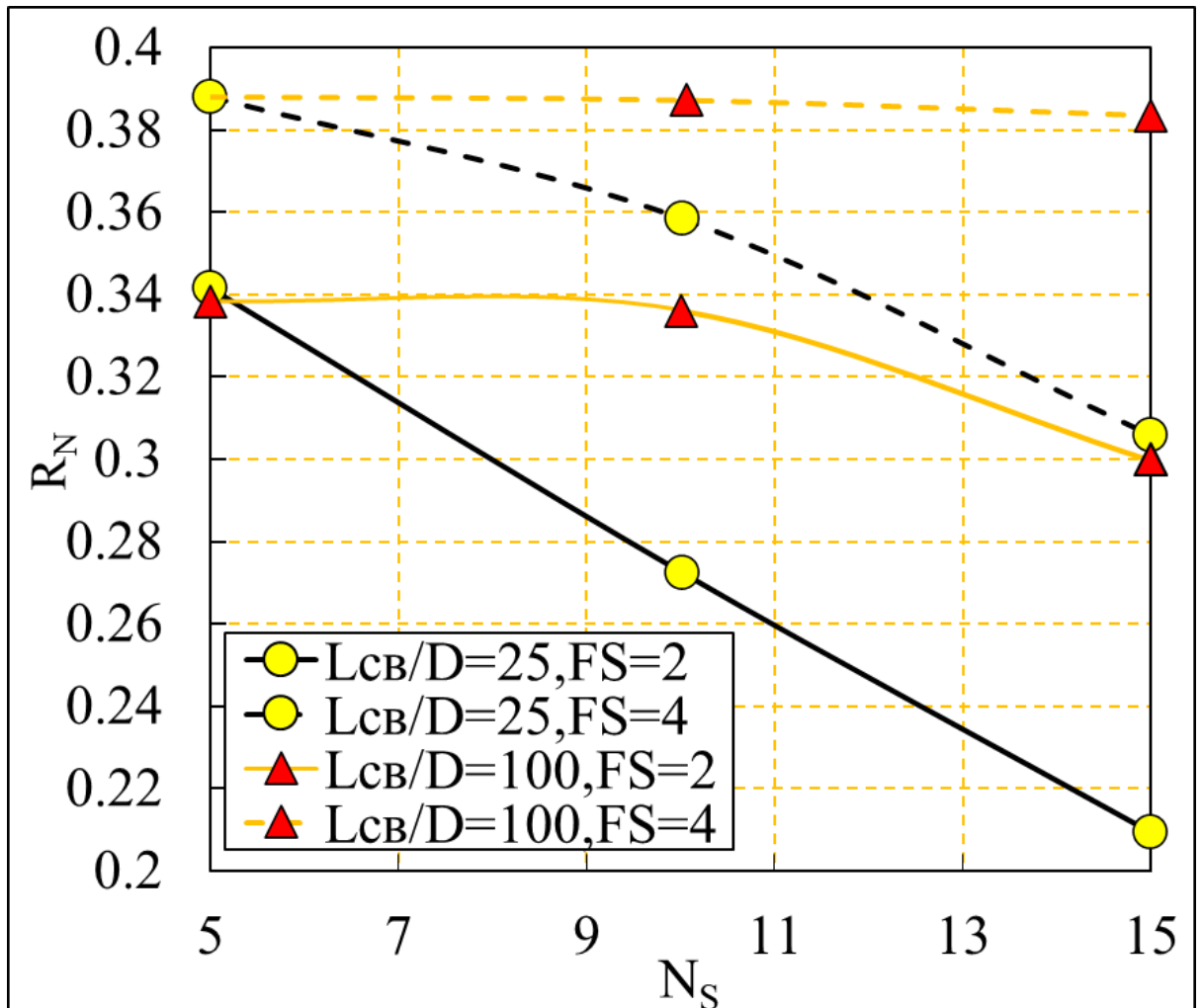


Рисунок 1.14 - Значения коэффициента R_N [71]

1.6 Выводы по главе

1. Анализ опубликованных результатов проведенных исследований показал, что влияние вызванного оседающим грунтом отрицательного трения на несущую способность и осадки свай является существенным и должно учитываться в расчетах при проектировании свайных фундаментов.

2. Выполненные исследования показывают, что отрицательное трение, возникающее на боковой поверхности сваи, зависит от ряда факторов, к основным

из которых относятся тип сваи (свая-стойка или висячая свая), геометрические размеры сваи (длина и диаметр), характеристики грунта прорезаемого сваей и под ее нижним концом, интенсивность нагрузки на поверхность грунта, приводящей к его оседанию, вертикальная нагрузка на сваю, коэффициент трения на контакте грунта с поверхностью сваи и, в меньшей степени, форма поперечного сечения сваи.

3. Выполненные экспериментальные исследования проводились, как правило, с целью решения частных задач при проектировании и возведении реальных объектов и касались, в основном, установления факта его проявления и влияния на осадки свай. Результаты комплексных исследований работы свай в условиях оседающей грунтовой толщи практически отсутствуют.

4. В проведенных исследованиях не рассматривались вопросы развития сил отрицательного трения по боковым поверхностям пирамидальных и наклонных свай, взаимодействие которых с оседающим массивом грунта отличается от взаимодействия с ним вертикальных свай.

5. Рекомендуемые для практических расчетов методы учета сил отрицательного трения на несущую способность и осадки свай в большинстве случаев не учитывают влияние на них сжатия ствола свай, жесткости грунта под их нижними концами и действующую на сваю вертикальную нагрузку, что может привести к их недооценке и, как следствие, развитию недопустимых деформаций возведенных строений.

6. Изложенное в п.п. 1-5 настоящих Выводов позволяет тему диссертационной работы, посвященную дальнейшему исследованию работы свай в оседающей грунтовой толще, изучению развития сил отрицательного трения по их боковым поверхностям и разработке метода их учета при проектировании свайных фундаментов, считать актуальной.

Цель и задачи настоящей диссертационной работы сформулированы во Введении.

ГЛАВА 2 ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ ВЕРТИКАЛЬНЫХ, НАКЛОННЫХ И КОНУСНЫХ СВАЙ В ОСЕДАЮЩЕМ ГРУНТЕ

Исследования работы свай в условиях оседающей грунтовой толщи проводились методом конечных элементов с помощью ПК ABAQUS, которая успешно используется для описания моделей взаимодействия свай с окружающим грунтом. Исследования проводились в трехмерной постановке. Грунт (слабая водонасыщенная глина) моделировалась модифицированной моделью Cam Clay (MCC), слой песка моделью Мора-Кулона (MC), свая моделировалась как 3D линейный эластичный материал. Интерфейс между свайей и грунтом моделировался с использованием алгоритма "поверхность к поверхности" в ПК ABAQUS 2017. Принималось, что поверхности находятся в контакте, когда относительное смещение между ведущим узлом (свая) и подчиненным узлом (грунт) составляет менее 5,0 мм [80; 81; 88; 89; 91; 92; 97; 98], при относительном смещении более 5,0 мм произойдет сдвига между поверхностями грунта и свай. Элементы сопряжения нулевой толщины располагались вдоль границы раздела свая-грунт. Трение между свайей и грунтом перед проскальзыванием моделировалось методом Мора-Кулона с коэффициентом трения μ , равным 0,32 (Рисунок 2.1).

Исследовалось влияние различных факторов, к которым относились длина свай, ее диаметр, характеристики глинистого грунта в модели MCC, жесткости грунта под нижним концом свай, вертикальная нагрузка действует на голову свай, угол наклона свай к вертикальной осина, угол конусности свай, заделке свай в ростверк и экранирование свай группой щебеночные дренажей на динамику развития и распределение сил трения на боковых поверхностях вертикальных, наклонных и призматических свай и осевых (продольных) усилий в них при оседании окружающего грунта, вызванного действием нагрузки на его поверхности. Дополнительно был рассмотрен вопрос о влиянии щебеночных свай-дрен на ускорение процесса консолидации окружающего рабочую железобетонную сваю водонасыщенного глинистого грунта и уменьшение сил отрицательного трения на ее боковой поверхности.

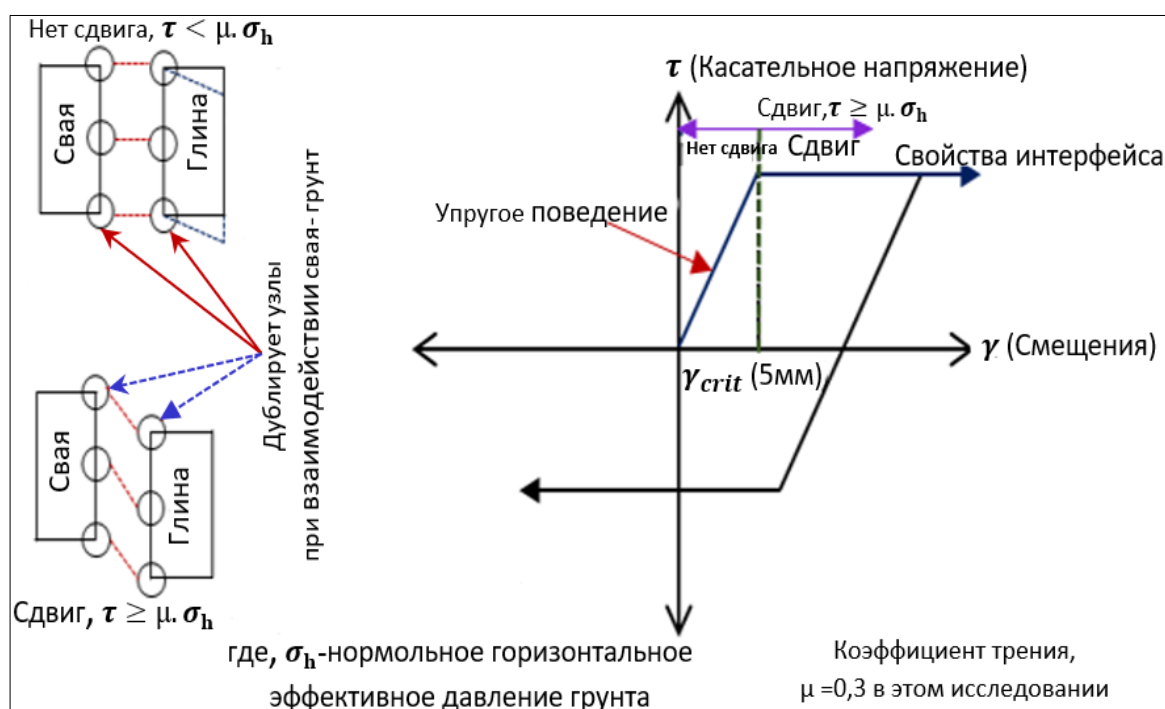


Рисунок 2.1 – Работа контактного элемента [89]

2.1 Вертикальные сваи

2.1.1 Численная модель и ее верификация

3D модель испытания одиночной вертикальной сваи круглого сечения с разбивкой конечно-элементной сетки и граничными условиями показана на Рисунке 2.2. Модель симметрию относительно осей X и Y, поэтому только одна ее четверть имеет сетку 3D. Показанные на модели размеры соответствуют модельному испытанию сваи на центрифуге, результаты которого использованы для верификации (см. ниже).

Для моделирования свай использовался 8-узловой элемент с уменьшенными элементами интеграции C3D8R. С боковых сторон сваи - роликовые опоры, а закрепленные опоры устанавливались снизу.

Внешняя граница модели грунта была ограничена от горизонтального перемещения ($U_x=U_y=0$), в то время как ей было разрешено перемещаться в вертикальном направлении. Нижняя поверхность модели грунта ограничивалась от смещения как в горизонтальном, так и в вертикальном направлениях ($U_x=U_y=U_z=0$). На дневной поверхности грунта задавалось граничное поровое давление дренажа $U = 0$ кПа [17; 18; 144; 146].

Между грунтом и свайей устанавливался описанный выше контактный элемент.

Верификация разработанной конечно-элементной модели проведена с целью проверки возможности ее использования для выполнения намеченного численного эксперимента. Для верификации использовались результаты моделирования на центрифуге, проведенные LY. V. и др. [97]. Моделируемая свая имела, в пересчете на натуру, диаметр 1,20 м, длину 16,80 м. Мощность слоя слабого глинистого грунта составляла 18,0 м и подстилалась слоем песка мощностью 12,0 м. Нижний конец сваи находился на 1,20 м выше границы раздела глина-песок, как это показано на Рисунке 2.2.

Равномерно распределенная вертикальная нагрузка ($q=45$ кПа) прикладывалась к поверхности грунта.

Расчетные параметры сваи и элементов грунта приведены в Таблице 2.1.

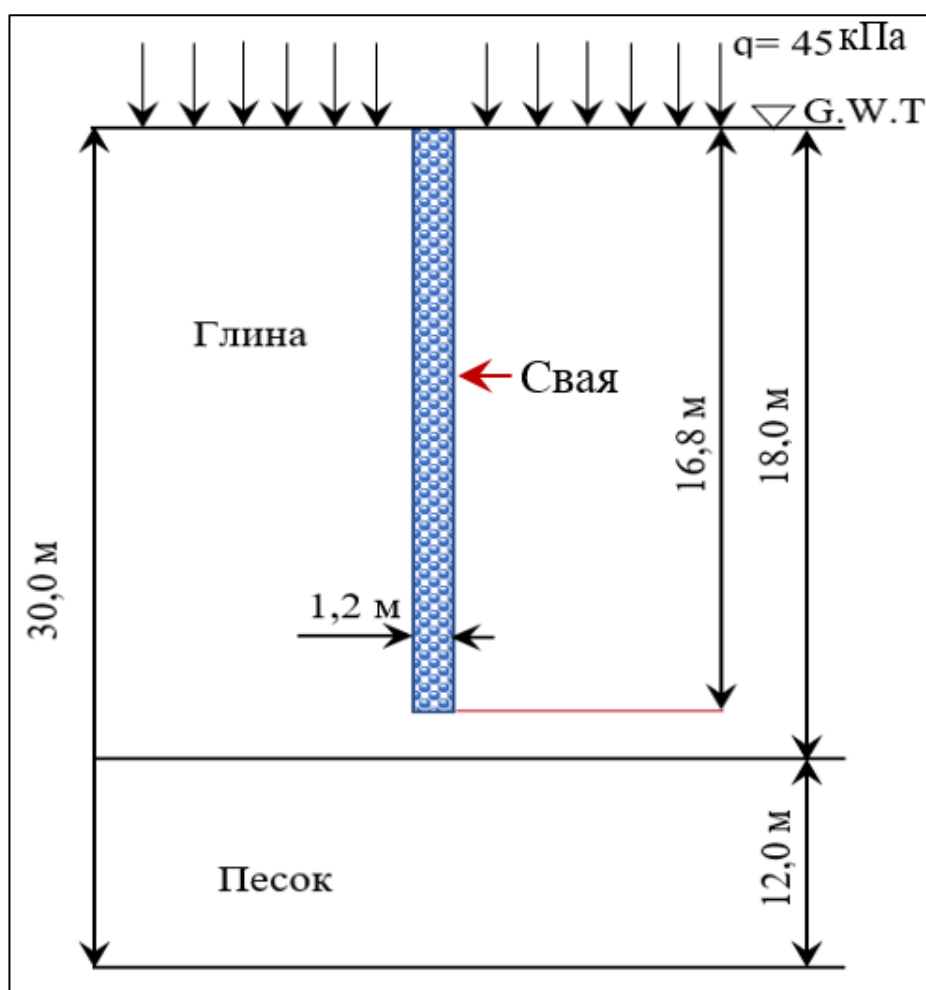


Рисунок 2.2 – Схема эксперимента LY. V. и др. [97]

Таблица 2.1. Конститутивные модели и параметры материала [97]

Свойства	Свая	Песок	Глина
Конститутивная модель	Линейно-Упругий (ЛУ)	МС	МСС
γ_{sat} (кН/м ³)	27	19,4	16,3
ν	0,35	0,30	0,35
E , (кПа)	7×10^7	$1,2 \times 10^5$	-
M	-	-	0,98
λ	-	-	0,14
k	-	-	0,012
p_0 , (кПа)	-	-	64
e	-	0,73	1,6
φ	-	$29,7^\circ$	25°
ψ	-	$8,3^\circ$	0°
$K_0 = (1 - \sin \varphi)$	-	0,50	0,58
K (m/s)	-	1×10^{-4}	1×10^{-8}

В таблице 2.1 γ_{sat} - удельный вес грунта в насыщенном состоянии, ν - коэффициент поперечной деформации, E - модуль деформации грунта, φ - угол внутреннего трения, ψ - угол расширения, p_0 - начальное давление, K - коэффициент фильтрации, e - коэффициент пористости грунта, λ - угловой коэффициент нормали уплотнения (NCL) в осях $e - \ln P'$ (Рисунок 2.4), k - угловой коэффициент линии набухания в осях $e - \ln P'$, M – наклон критического состояния кривой в осях $P' - q$, q - девиаторное напряжение сдвига (Рисунок 2.4), K_0 - коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя [44; 60; 75; 120; 126].

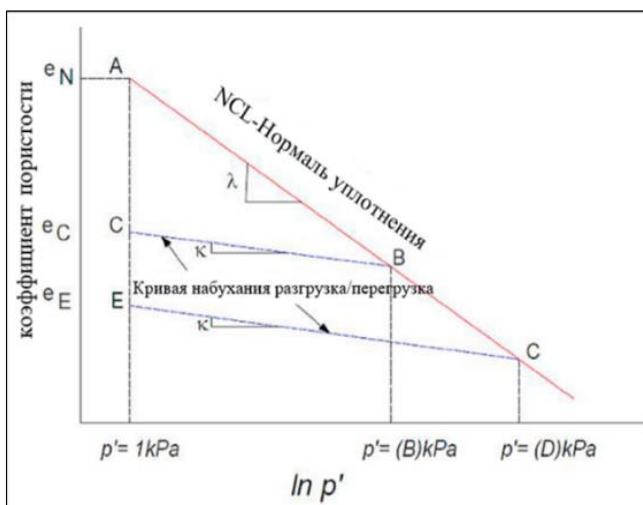


Рисунок 2.3 - Поведение грунта при изотропном уплотнении [44]

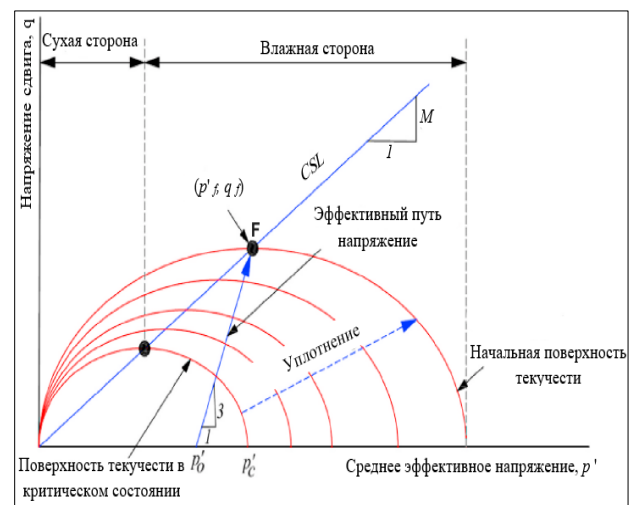


Рисунок 2.4 - Модифицированная Cam-Clay поверхность текучести [44]

Сравнение результатов 3D-моделирования в проведенном исследовании с результатами моделирования на центрифуге [97] представлены на Рисунке 2.5. Хорошие корреляции наблюдаются между полученными и измеренными значениями касательных напряжений и осевых усилий в свае [17; 146].

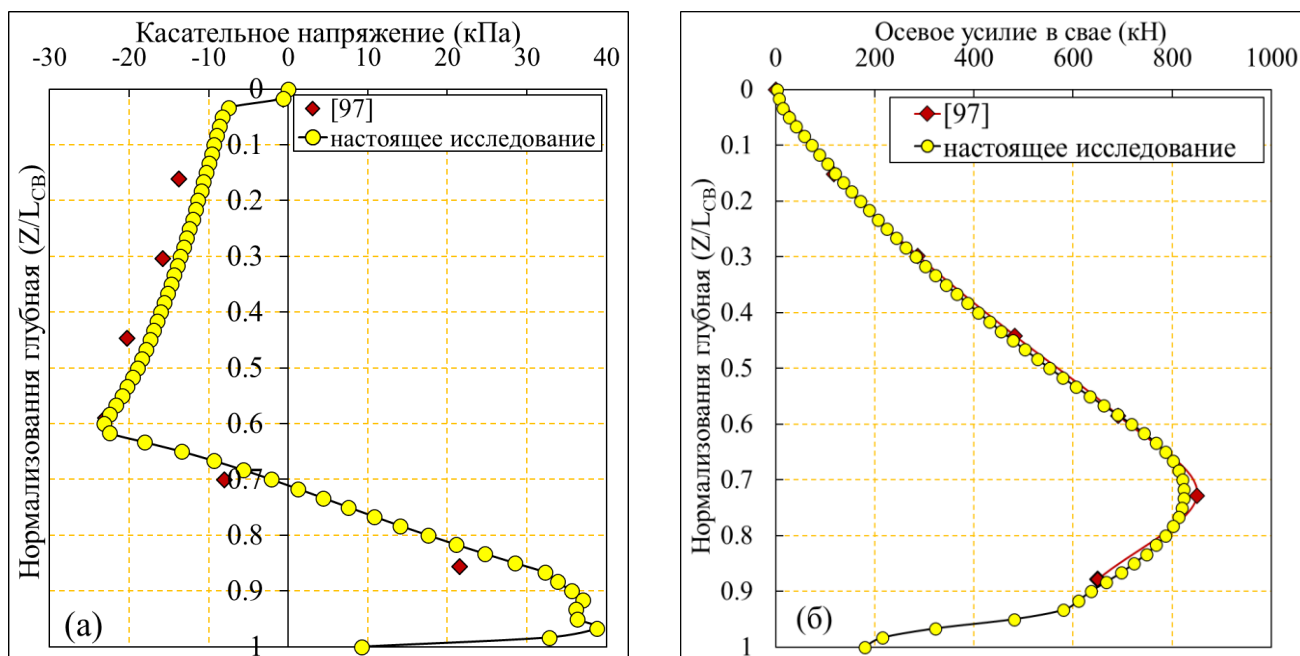


Рисунок 2.5 - Сравнение результатов 3D-моделирования в проведенном исследовании с результатами моделирования на центрифуге [17; 146]

2.1.2 Программа параметрических исследований

Программа параметрических исследований влияния ряда факторов, к которым относятся длина и диаметр сваи, характеристики глинистого грунта в модели МСС, величина нагрузки, воздействующей на поверхность грунта, величины нагрузки на голову сваи, угла наклона сваи θ и угла сбегания α на механизм распределения отрицательного трения по боковой поверхности одиночной сваи в водонасыщенном глинистом грунте приведена в Таблице 2.2.

Таблица 2.2. Программа параметрических исследований

Параметр	Значение параметра
Диаметр свай, D (м)	0,6; 0,8; 1,0; 1,2; 1,4
Длина свай, L_{CB} (м)	16,8; 20; 40; 60; 80
L_{CB}/D	(14; 16,66; 33,33; 50; 66,66)
Нагрузка на поверхности грунта, q (кПа)	40; 50; 60; 70; 80
OCR	0,80; 0,90; 1,00; 1,10; 1,20
λ	0,05; 0,10; 0,15; 0,20; 0,25
κ/λ	0,10; 0,20; 0,40; 0,60; 0,80
μ	0,08; 0,16; 0,32; 0,40; 0,50
E_{II} (кПа)	6500; 16250; 32500; 45500; 65000; 97500
$E_{II}/E_{Г}$	1; 2,50; 5,00; 7,00; 10,00; 15,00
Модуль Юнга свай, E (кПа)	(1,75; 3,5; 5,25; 7,0; 8,75) $\times 10^7$
Вертикальная нагрузка на голову свай N (кН)	(0,00; 0,25; 0,50; 0,75; 1,00; 1,25; 1,50; 1,75; 2,00) $\times Q_{\max}$
Угол наклона свай θ	0° ; 5° ; 10° ; 15° ; 20° ; 25°
Угол сбег конусной свай α	0° ; $0,68^\circ$; $1,02^\circ$; $1,36^\circ$; $1,70^\circ$

2.1.3 Результаты численного моделирования

Полученные численным моделированием эпюры распределения сил трения по боковой поверхности свай, осевых усилий, вертикальное смещение сваи и грунта и относительное смещение по ее длине в разное время, прошедшее с начала консолидации, на примере свай длиной $L_{CB}=16,8$ м, диаметром $D=1,20$ м при $q = 45$ кПа, $E_{II}/E_{Г}=1,00$ показаны на Рисунках 2.6 и 2.7.

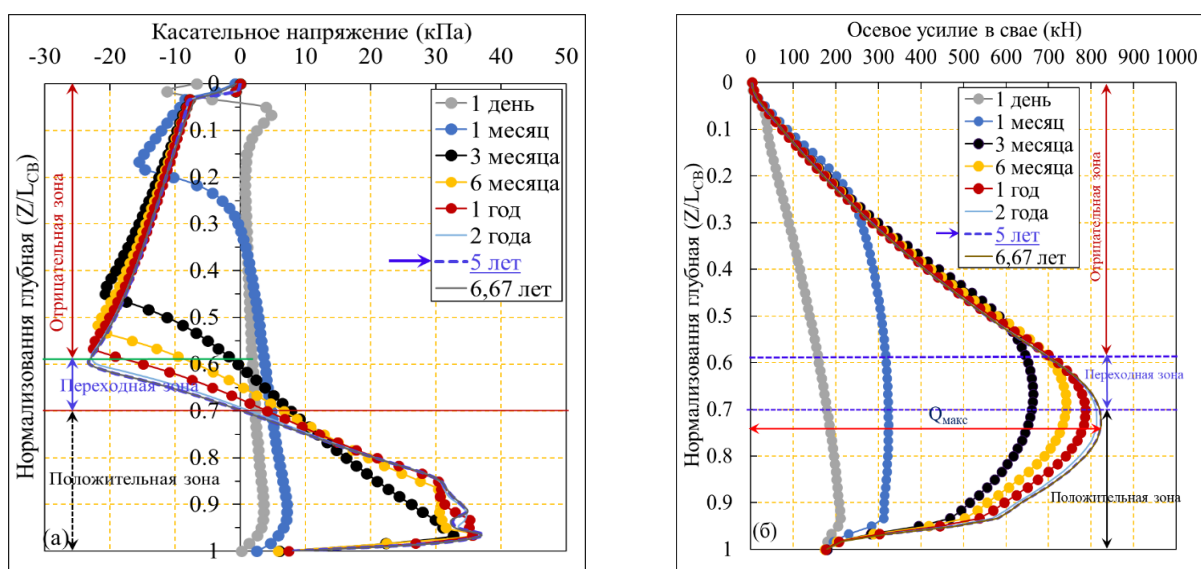


Рисунок 2.6 - Распределение касательных напряжений и осевых усилий по длине свай при $q = 45$ кПа, $E_{II}/E_{Г}=1,00$, $L_{CB}=16,8$ м, $D=1,20$ м

Из Рисунка 2.6а видно, что отрицательное трение, равное нулю на поверхности грунта, постепенно увеличивается с глубиной до максимального значения, а затем постепенно уменьшается в переходной зоне до достижения нулевого значения в нейтральной точке, после чего переходит в положительное и достигает значения максимального в точке, расположенной рядом с концом сваи [17; 144; 146].

Осевая сила, возникающая в свае в процессе консолидации, постепенно увеличивается, начиная с верха сваи до максимального значения в конце переходной зоны, при котором относительное смещение между свайей и грунтом равно нулю, а затем уменьшается, как показано на Рисунке 2.6б [17; 144; 146].

На Рисунке 2.7б для тех же условий показаны эпюры относительных смещений между свайей и окружающим грунтом, которые показывают, что относительное смещение в зоне отрицательного трения γ_{cri} больше 5 мм, в переходной зоне γ_{cri} меньше 5 мм, а в зоне положительного трения относительное смещение γ_{cri} отрицательное, что означает, что на этом участке осадка сваи больше, чем осадка грунта, а γ_{cri} составляет примерно 2 мм.

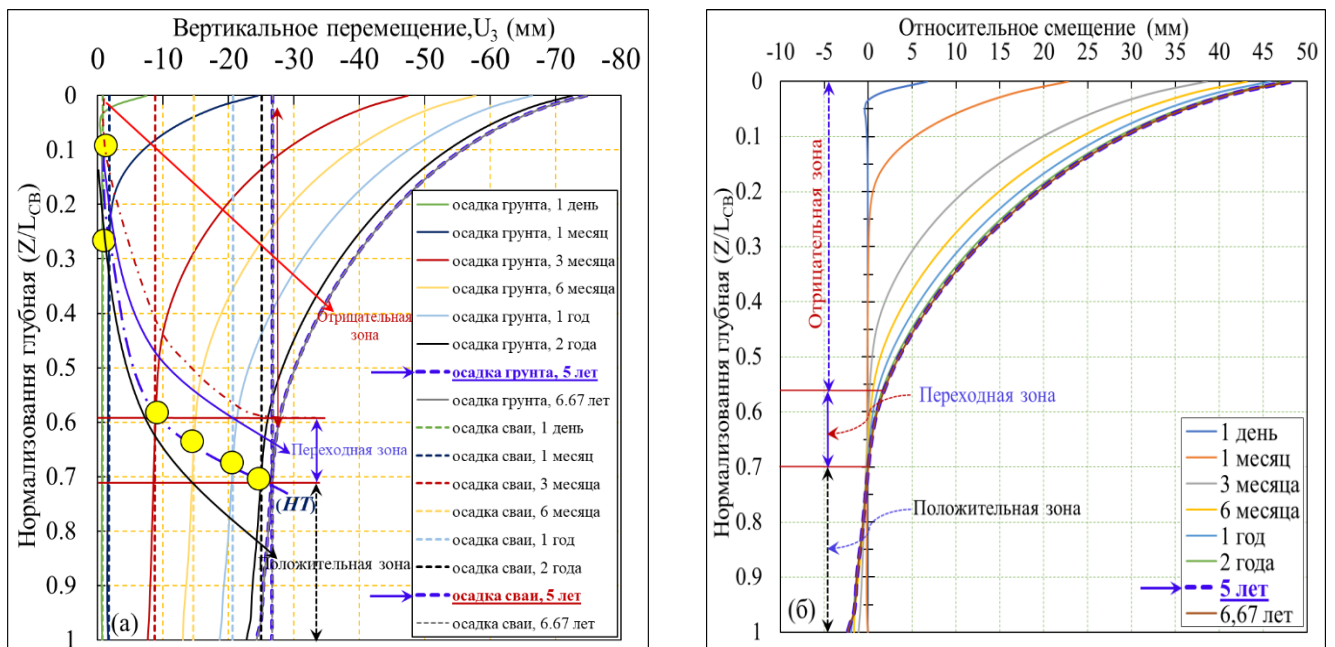


Рисунок 2.7- Распределение вертикальных смещений сваи, грунта и относительных смещений между свайей и грунтом при $q = 45\text{кПа}$, $E_{п}/E_{г}=1,00$, $L_{св}=16,8\text{ м}$, $D=1,20\text{ м}$

Графики на Рисунках 2.67 и 2.7 показывают также, что глубина расположения нулевой точки и осевые усилия в свае заметно увеличивались в течение первых пяти лет пока степень консолидации окружающего грунта, не достигла 90%, после чего стабилизировались (Рисунок 2.7а).

2.1.4 Влияние длины и диаметра сваи на z_0/L_{CB} и Q_{\max}/qA

На Рисунке 2.8, 2.9 приведены графики, отражающие влияние длины и диаметра сваи на глубину расположения нулевой точки z_0 и максимальное осевое усилие в свае Q_{\max} для различных значениях отношения κ/λ . Глубина нулевой точки нормирована длиной сваи L_{CB} , максимальное осевое усилие в свае – осевой нагрузкой в ее голове qA , где $q = 45$ кПа, $A = \frac{\pi D^2}{4}$.

Графики показывают, что глубина расположения нулевой точки уменьшается, а максимальное осевое усилие в свае увеличивается при увеличении ее длины и диаметра. Приводит к уменьшению глубины расположения нулевой точки и увеличению максимального осевого усилия в свае и увеличению отношения κ/λ . Так при длине сваи 80 м нормализованное максимальное осевое усилие увеличилось от 112 до 167 при увеличении κ/λ от 0,1 до 0,8.

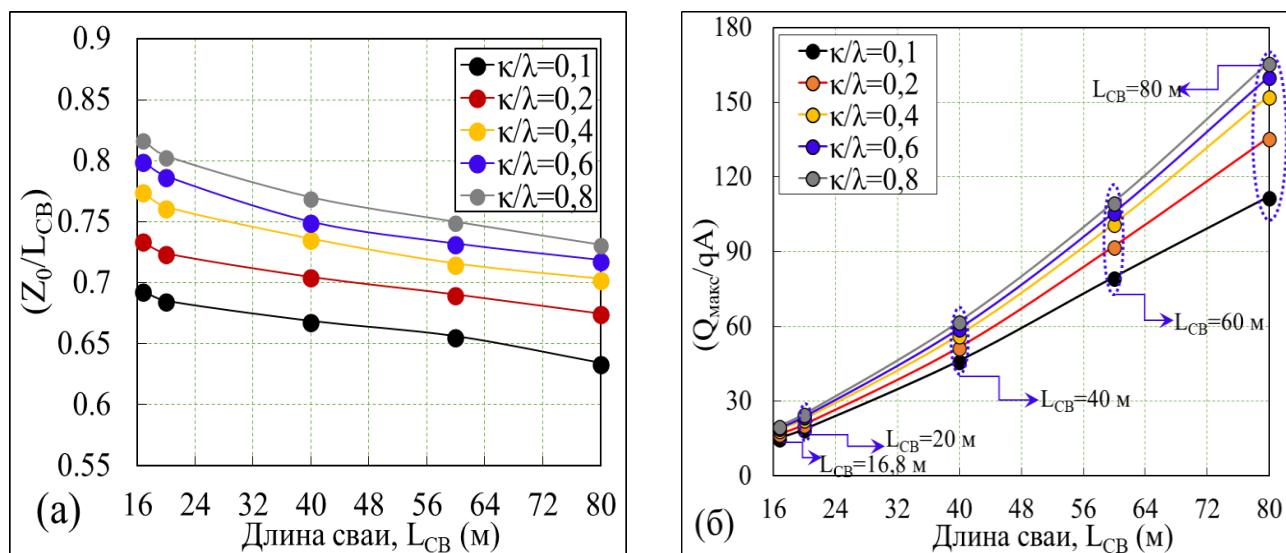


Рисунок 2.8 - Влияние длины сваи на (а) нормализованную глубину нулевой точки, (б) нормализованное максимальное осевое усилие в свае

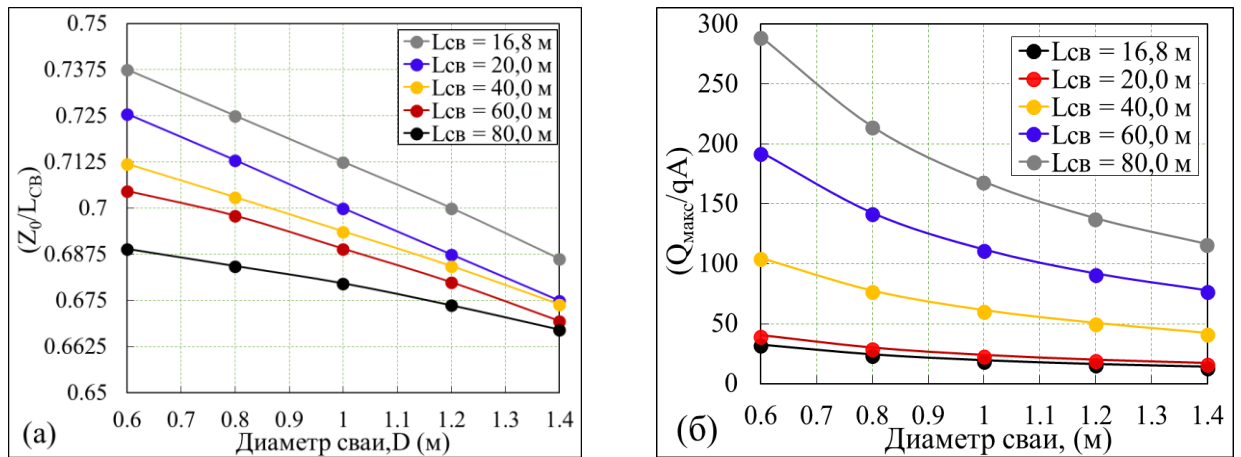


Рисунок 2.9 - Влияние диаметра сваи на (а) нормализованную глубину нулевой точки, (б) нормализованное максимальное осевое усилие в свае при $q = 45 \text{ кПа}$, $\lambda = 0,14$, $E_{II}/E_{I} = 1,00$

2.1.5 Влияние интенсивности нагрузки на поверхности грунта, q

На Рисунке 2.10 а, б представлены графики, отражающие влияние интенсивности нагрузки, q на поверхности грунта на глубину развития сил отрицательного трения на боковой поверхности сваи и максимальные осевые усилия в ее стволе. Из графиков видно, что нормализованная глубина развития отрицательных сил трения z_0/L_{CB} и нормализованные значения максимальных осевых усилий в стволе сваи Q_{max}/qA увеличивается практически прямо пропорционально увеличению интенсивности нагрузки q для всех длин свай. В то же время влияние интенсивности нагрузки на изменение z_0/L_{CB} и Q_{max}/qA оказалось у коротких свай больше, чем у более длинных.

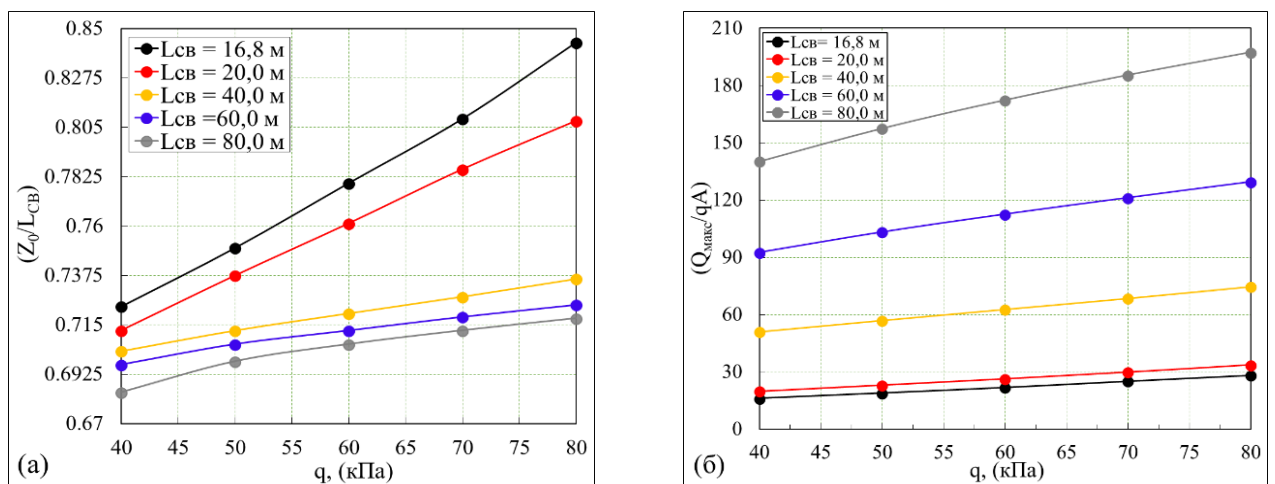


Рисунок 2.10 - Влияние интенсивности нагрузки q на (а) нормализованную глубину нулевой точки, (б) нормализованное максимальное осевое усилие в свае при $\lambda = 0,14$, $\kappa/\lambda = 0,10$, $E_{II}/E_{I} = 1,00$

2.1.6 Влияние углового коэффициента ветви разгрузки, κ

На Рисунке 2.11 показаны графики влияния углового коэффициента набухания κ на глубину нулевой точки z_0 и максимальное относительное смещение грунт-свая $S_{Г-С}$ для свай различной длины. Максимальное относительное смещение нормируется диаметром сваи ($D = 1,2$ м).

Графики показывают, что прогнозируемые значения $z_0/L_{СВ}$ и $S_{Г-С}/D$ возрастают с увеличением углового коэффициента линии набухания κ . Это объясняется тем, что κ является упругим параметром грунта, чем жестче грунт, тем меньше значение κ . Связь между коэффициентом κ и жесткостью грунта, характеризуемой модулем деформации $E_{ГР}$, выражается уравнением [75]:

$$E_{ГР} = \frac{3(1 - 2\nu)(1 + e)P'}{\kappa} \quad (2.1)$$

где ν - коэффициент Пуассона, P' -среднее эффективное напряжение, e - коэффициент пористости [75].

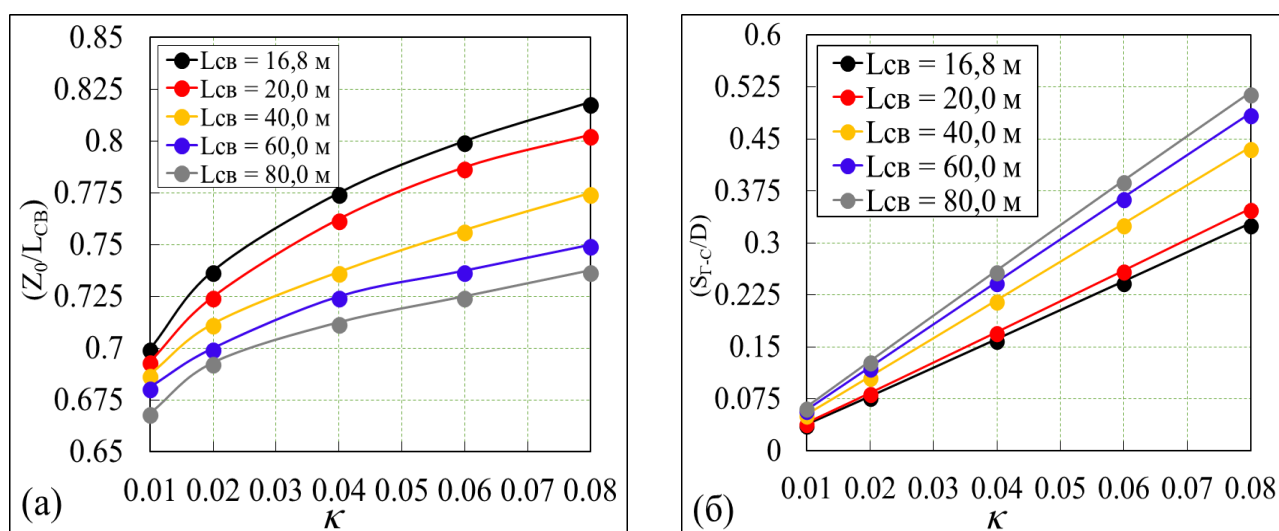


Рисунок 2.11- График зависимости $Z_0/L_{СВ}$, и $S_{Г-С}/D$ от коэффициента κ

2.1.7 Влияние коэффициента переуплотнения (OCR) глинистого грунта на развитие сил отрицательного трения на боковой поверхности сваи

Коэффициент переуплотнения OCR это соотношение между текущим напряжением, воздействующим на глинистый грунт, и напряжением, которому он

подвергался в прошлом. Слабые глинистые грунты делятся на три класса в зависимости от коэффициента переуплотнения: $OCR < 1$ – недоуплотненная глина; $OCR = 1$ - нормально уплотненная глина; $OCR > 1$ - переуплотненная глина.

Рассмотрим распределение отрицательных сил трения на боковой поверхности сваи при оседании окружающего грунта и осевых (продольных) усилий в ее стволе для всех трех случаев на примере висячей сваи длиной 16,8 м, диаметром 1,2 м при $q=45$ кПа.

Эпюры на рисунке 2.12 показывают, что отрицательное боковое трение, а также максимальные осевые усилия, развивающиеся в стволе сваи в случае, недоуплотненной глины, когда $OCR < 1$ больше, чем в случаях нормально уплотненной и переуплотненной. Это связано с тем, что осадка окружающего сваю грунта в случае $OCR < 1$ больше, чем в случаях $OCR = 1$ и $OCR > 1$, следствием чего является большее относительное смещение грунта относительно сваи при $OCR < 1$ по сравнению со случаями, когда $OCR=1$ и $OCR > 1$.

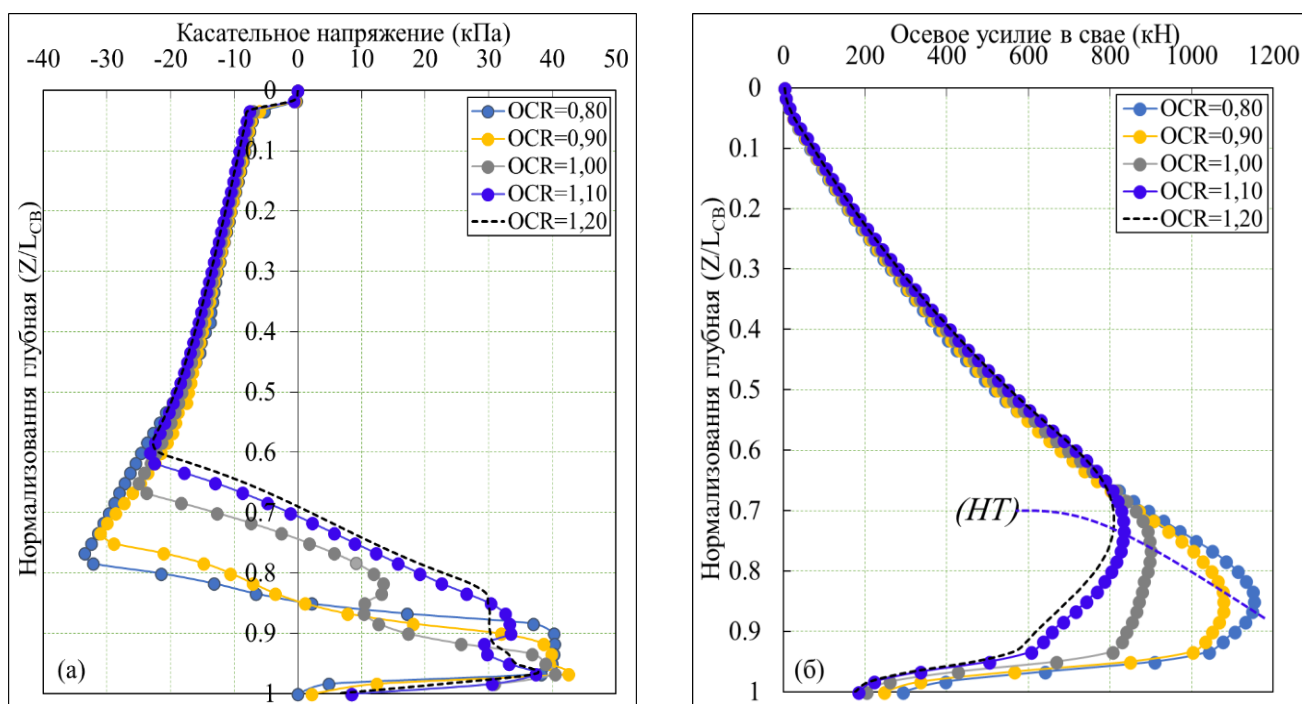


Рисунок 2.12- Влияние коэффициента переуплотнения, на (а) касательное напряжение (б) Нормированное осевое усилие в свае при $q=45$ кПа

2.1.8 Влияние коэффициента трения μ

Коэффициент трения между свайей и окружающим грунтом μ играет важную роль в распределении касательных напряжений по боковой поверхности сваи и осевых усилий в ее стволе. Касательное напряжение рассчитывается как вертикальное эффективное напряжение, умноженное на коэффициент межфазного трения $\mu = \tan\delta$, как ранее объяснялось (см. Рисунок 2.1). Обычно, угол трения на границе сваи и грунта δ изменяется от 5° до 26° [57; 66; 88; 93; 116]. В настоящем исследовании коэффициент μ варьируется от 0,08 до 0,5.

На Рисунке 2.13а, б приведены графики распределения нормализованного бокового трения (f/q) и нормализованных осевых усилий в свае (Q_z/qA) по нормализованной глубине сваи длиной 16,8 м, диаметр 1,2 м при различных значениях коэффициента трения μ . Как и ожидалось, площади отрицательных и положительных зон поверхностного трения и сил трения в них увеличиваются с увеличением коэффициента трения μ . Увеличиваются и нормализованные значения максимальных осевых усилий в свае и нормализованных глубин расположения нулевой точки. Так по мере увеличения μ от 0,08 до 0,50, что соответствует увеличению угла трения δ от 5° до 26° , нормализованное осевое усилие в свае увеличилось в 2,2 раза, а нормализованная глубина нулевой точки с 0,65 до 0,80.

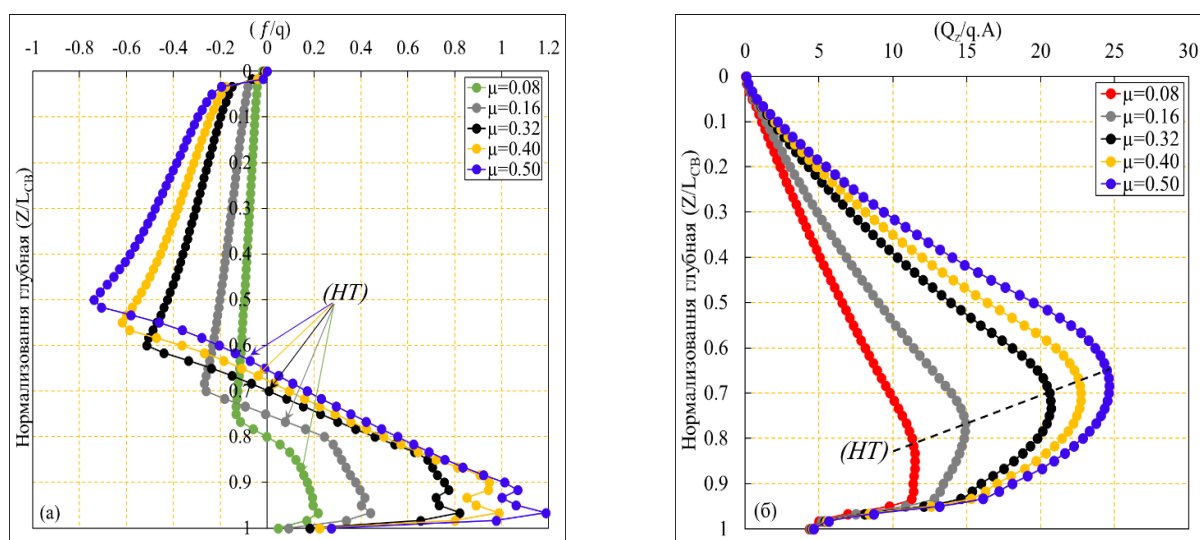


Рисунок 2.13- Влияние коэффициента трения на, (а) нормализованное боковое трение (б) нормализованное осевое усилие в свае при $q=45$ кПа, $D=1,20$ м, $E_{п}/E_{г}=1,00$

2.1.9 Влияние жесткости грунта под нижним концом сваи на распределение сил трения на ее боковой поверхности

В проведенном исследовании жесткость грунта под нижним концом сваи характеризовалась отношением ($E_{\text{П}}/E_{\text{Г}}$), где $E_{\text{П}}$ – модуль деформации грунта (в нашем случае песка) под нижним концом сваи, $E_{\text{Г}}$ – модуль деформации слабого глинистого грунта вдоль ее боковой поверхности. Отношение ($E_{\text{П}}/E_{\text{Г}}$) варьировалось от 1 до 15 ($E_{\text{П}}/E_{\text{Г}} = 1; 2,50; 5; 7,50; 10; 12,50; 15$), модуль деформации слабого глинистого грунта $E_{\text{Г}}$ принимался равным 6500 кПа.

Влияние ($E_{\text{П}}/E_{\text{Г}}$) на глубину расположения нулевой точки (HT), а также на величину максимальной продольной силы $Q_{\text{макс}}$, вызванной оседанием грунта, в свае длиной 16,8 м, диаметром 0,6, 0,8 и 1,2 м при действии внешней нагрузки на поверхности грунта $q=45$ кПа представлено в виде графиков на Рисунке 2.14.

Графиков показывают, что глубина расположения нулевой точки и значение максимальной осевой силы в свае возрастают с повышением жесткости грунта под ее нижним концом при увеличении отношения $E_{\text{П}}/E_{\text{Г}}$ от 1 до 10 для нулевой точки и максимального осевого усилия. Дальнейшее увеличение жесткости грунта под нижним концом сваи практически не приводит к увеличению глубины расположения нулевой точки и $Q_{\text{макс}}$ поскольку свая начинает работать как свая-стойка без дальнейшего увеличения ее осадки.

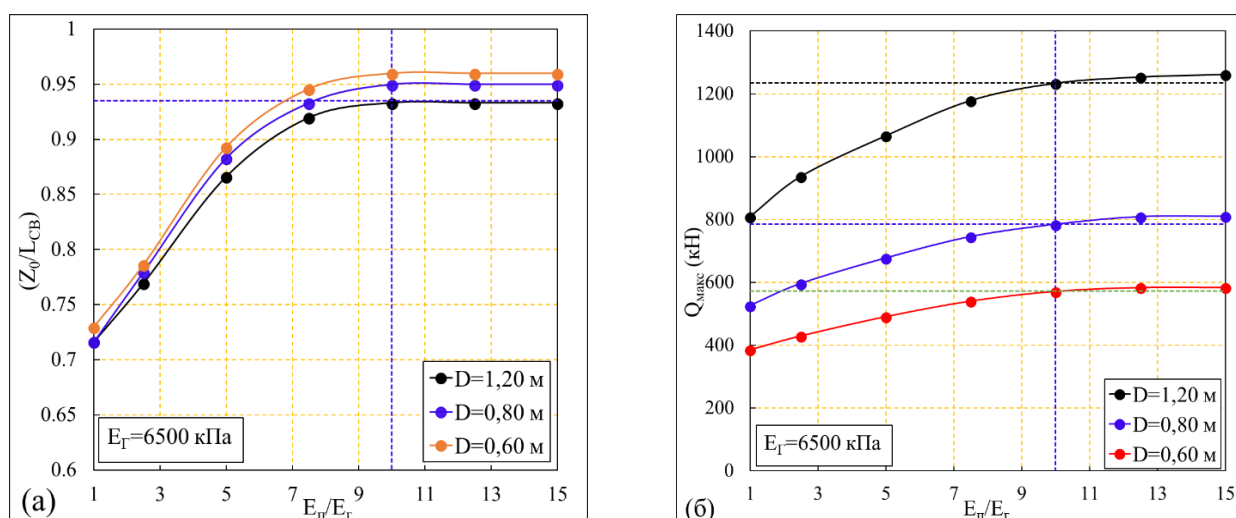


Рисунок 2.14 - Влияние отношения $E_{\text{П}}/E_{\text{Г}}$ на (а) глубину расположения нулевой точки, (б) величину максимальных продольных усилий в свае

2.1.10 Влияние сжатия ствола сваи на распределение бокового трения

Влияние сжатия ствола сваи на распределение бокового трения и осевых усилий по ее длине было изучено на трех типах свай – коротких ($L_{CB}/D \leq 30$), длинных ($L_{CB}/D > 30$) и сверхдлинных ($L_{CB}/D > 50$). Расчеты, результаты которых приведены на Рисунках 2.15 и 2.16, показали, что в случае коротких свай сжатие их ствола не оказывает существенного влияния на распределение сил бокового трения и осевых усилий в свае, по мере увеличения длины свай это влияние возрастает и отчетливо проявляется в случае сверхдлинных свай.

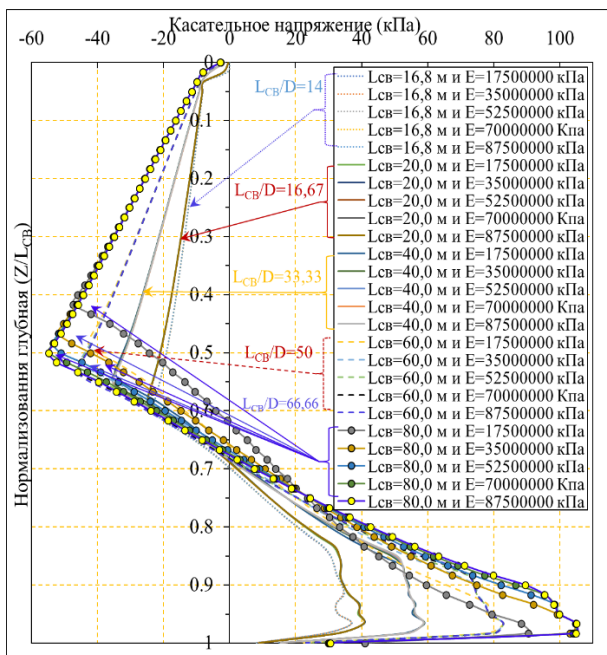


Рисунок 2.15- Влияние сжатия ствола сваи на распределение бокового трения по нормализованной глубине z_i/L_{CB} сваи при $q = 45$ кПа, $D=1,2$ м, $E_{II}/E_I=1,00$

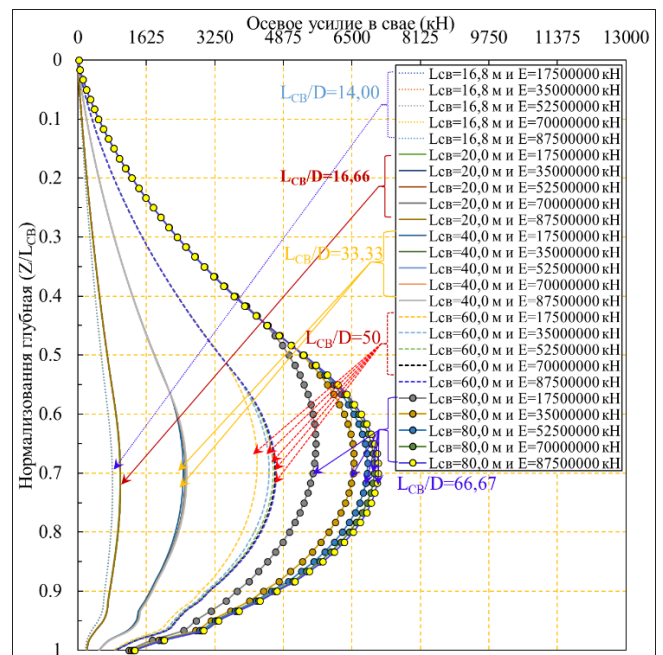


Рисунок 2.16 - Влияние сжатия ствола сваи на распределение осевых усилий по нормализованной глубине z_i/L_{CB} при $q = 45$ кПа, $D=1,2$ м, $E_{II}/E_I=1,00$

2.2 Наклонные сваи

Наклонные сваи применяют, как правило, в конструкциях, подверженных воздействию больших горизонтальных сил (мостовые опоры, опоры технологических трубопроводов, подпорные сооружения, высотные здания и

др.[53; 73; 74; 99; 111; 118; 119; 123; 128; 134; 142]), когда горизонтальная нагрузка на сваю превышает 10% от вертикальной нагрузки, поскольку вертикальные сваи обладают низким сопротивлением на изгиб.

В настоящей диссертационной работе исследовано влияние наклона сваи θ на распределение касательных напряжений на ее поверхности, осевых усилий и изгибающих моментов в свае, возникающих в результате осадки окружающего грунта. Расчеты, как и предыдущие, выполнены в ПК ABAQUS методом конечных элементов. Геометрические размеры и подробности численной модели наклонной сваи представлены на Рисунках 2.17 и 2.18.

Свойства грунтов и материала сваи приведены в Таблице 2.1 Главы 2 диссертации.

Исследовалась работа сваи в условиях оседающего грунта при следующих углах ее отклонения от вертикали: $\theta = 5^\circ, 10^\circ, 15^\circ, 20^\circ, 25^\circ$. Длина сваи составляла 16,8 м, диаметр принимал значения 0,6; 0,8; 1,0; 1,2 и 1,4 м. Нагрузка на поверхности грунта $q = 45$ кПа.

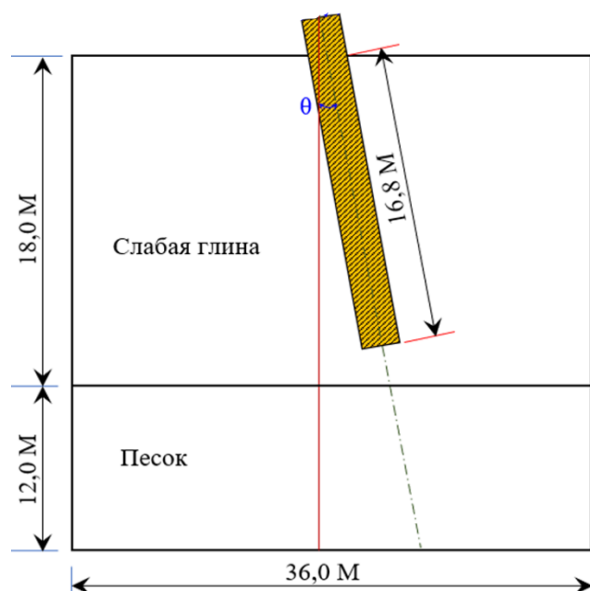


Рисунок 2.17 - Геометрия и граничные условия 3D модели

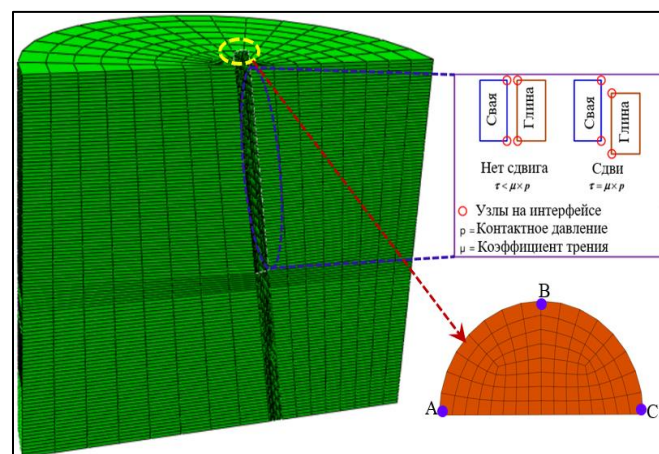


Рисунок 2.18- Трехмерная конечно-элементная сетка и поведение интерфейса

2.2.1 Влияние угла наклона сваи на распределение касательных напряжений на ее боковой поверхности

Распределение касательных напряжений на боковой поверхности сваи по сечениям, проходящих через точки А, В и С, при различных углах ее отклонения от вертикали показано на Рисунке 2.19. Из рисунка видно, что увеличение угла наклона сваи приводит к уменьшению касательных напряжений на ее боковых поверхностях, при этом уменьшение будет больше в сечениях, проходящих через точку А по сравнению с касательными напряжениями в сечениях, проходящих через точки В и С.

Снижение сил трения на боковой поверхности сваи с ростом θ объясняется уменьшением относительного смещения между свайей и окружающим грунтом при увеличении наклона сваи.

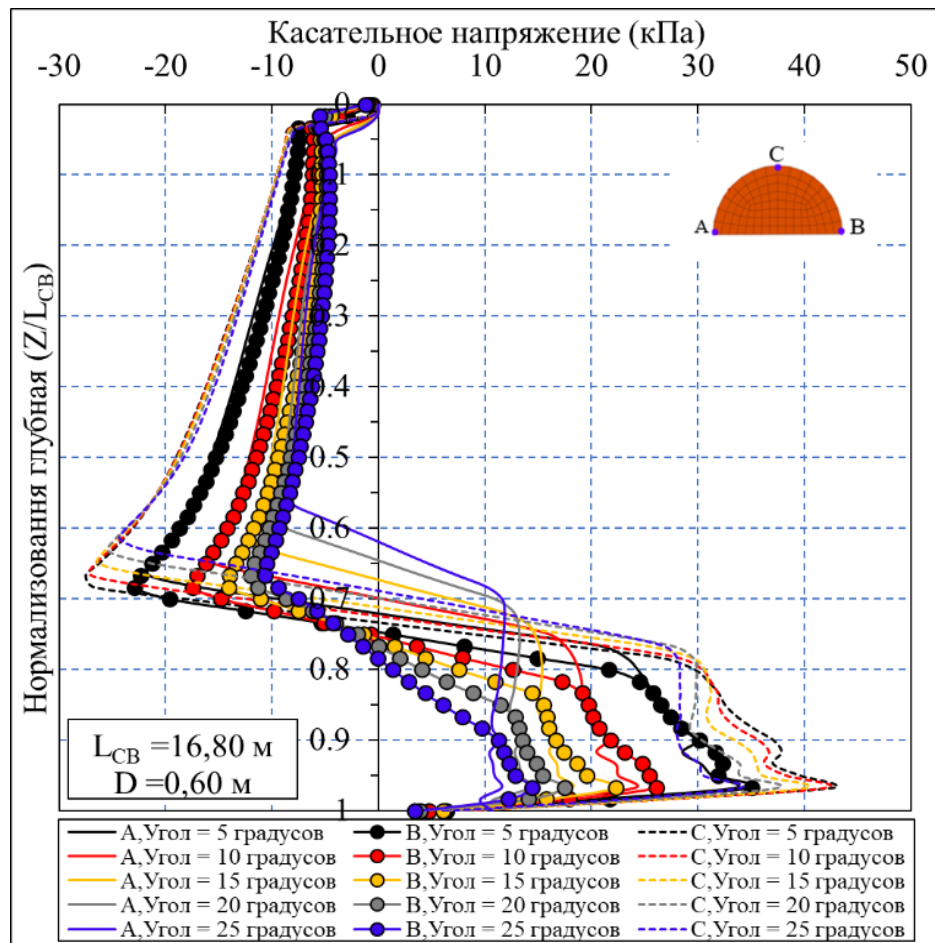


Рисунок 2.19- Распределение касательного напряжения по боковой поверхности наклонной сваи при $q=45$ кПа, и $D=0,60$ м

2.2.2 Влияние угла наклона сваи на напряженно-деформированное состояние ее ствола

Распределение краевых напряжения и вертикальных относительных деформаций в стволе сваи при разных углах ее наклона показано на Рисунках 2.20 и 2.21. Из рисунка видно, что величина и направление краевых напряжений и относительных деформаций по линиям, проходящим через точки А и В изменяются по длине сваи, и эти изменения тем существеннее, чем больше угол ее наклона. Кроме того, увеличение краевых напряжений и относительных деформаций с увеличением угла θ со стороны наклона примерно в 1.5 раза больше, чем со стороны отклонения.

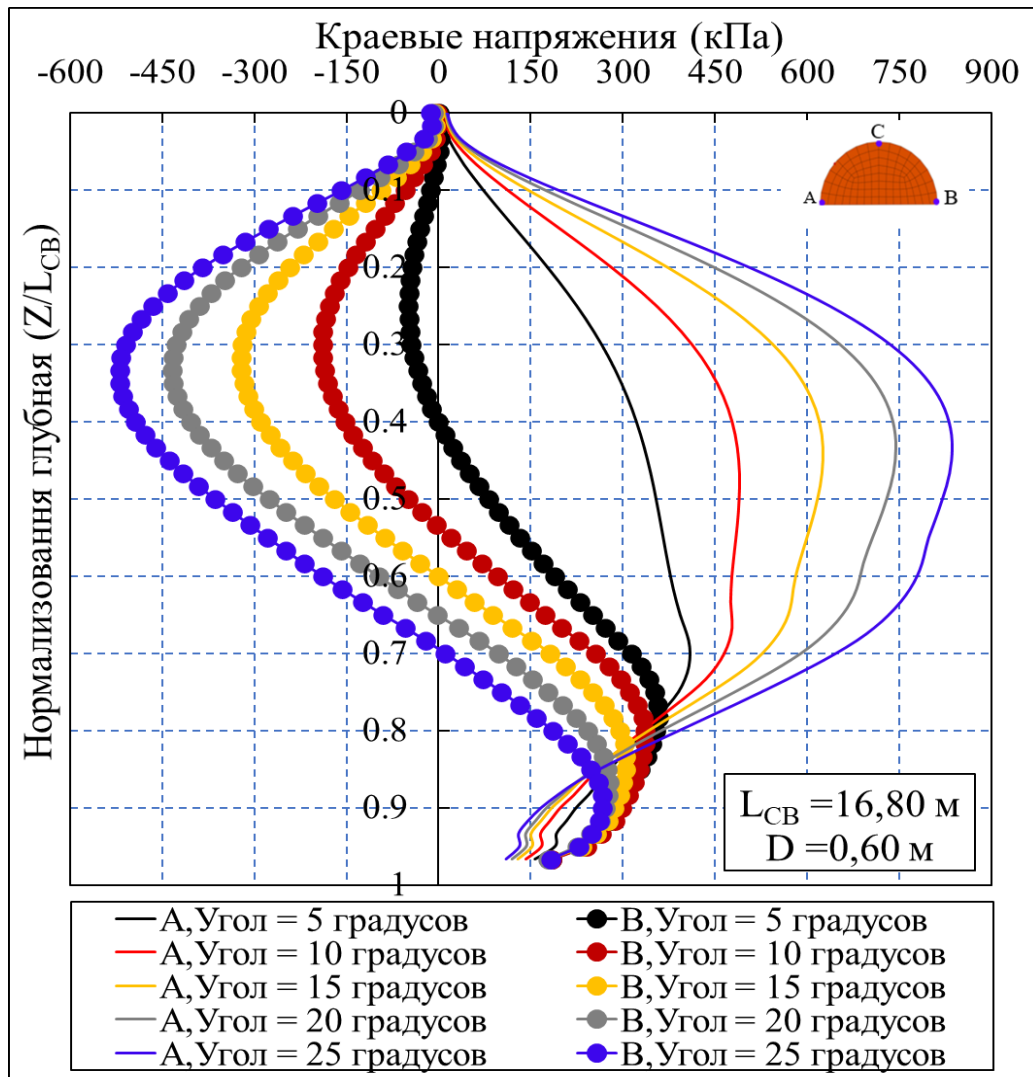


Рисунок 2.20- Распределение краевых напряжений по длине наклонной сваи при $q=45$ кПа, и $D=0,60$ м

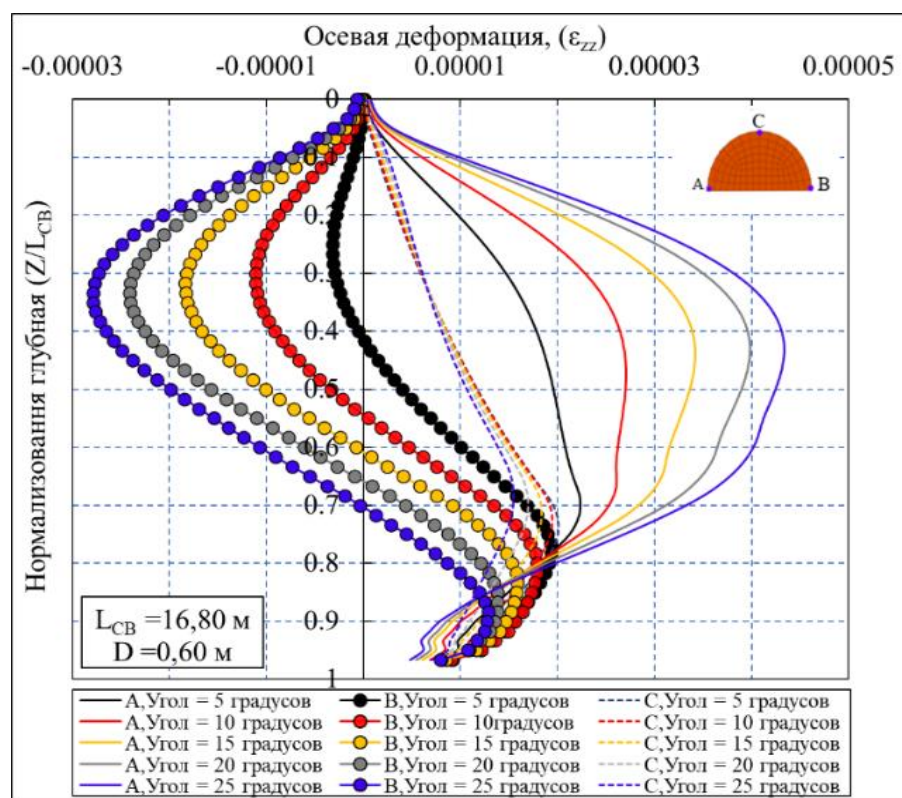


Рисунок 2.21- Распределение относительных деформаций по длине наклонной сваи при $q=45$ кПа, и $D=0,60$ м

2.2.3 Влияние угла наклона сваи на распределение изгибающих моментов по ее длине

При известных значениях вертикальных деформаций ϵ_{zz} ствола сваи с двух ее противоположных сторон изгибающий момент, действующий в ее сечениях может быть определен по формуле (2.2) [142].

$$M = \frac{EI}{D} (\epsilon_A - \epsilon_B) \quad (2.2)$$

где: ϵ_A и ϵ_B — относительная деформация в точках А и В поперечного сечения сваи; EI — жесткость сваи на изгиб; D — диаметр сваи.

Влияние угла наклона сваи на величину действующих на нее изгибающих моментов показано на Рисунках 2.22–2.26. Из рисунков видно, что действующие на сваю изгибающие моменты увеличиваются с увеличением угла наклона и диаметра сваи. Это можно объяснить тем, что, как было показано выше, чем больше угол наклона сваи, тем больше ее деформация изгиба.

С другой стороны, возникающие у нижнего конца сваи изгибающие моменты уменьшаются с увеличением диаметра свай, что связано с увеличением их изгибной жесткости.

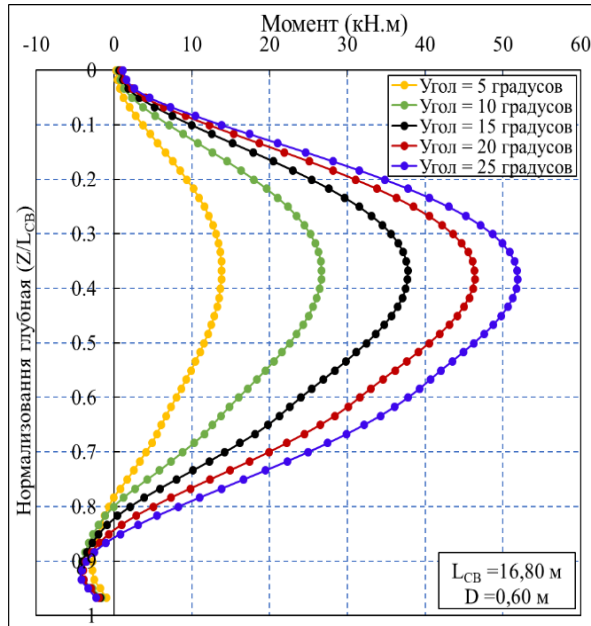


Рисунок 2.22- Распределение изгибающих моментов по длине наклонной сваи ($L_{CB}=16,8\text{м}$; $D=0,6\text{м}$; $q=45\text{кПа}$)

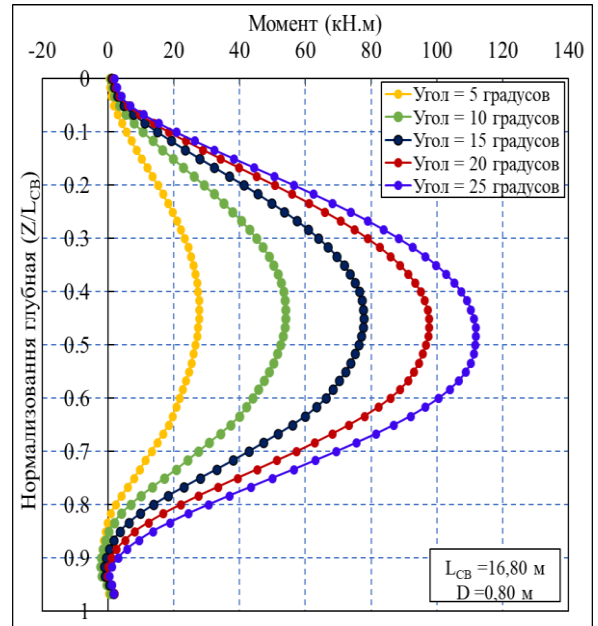


Рисунок 2.23- Распределение изгибающих моментов по длине наклонной сваи ($L_{CB}=16,8\text{м}$; $D=0,8\text{м}$; $q=45\text{кПа}$)

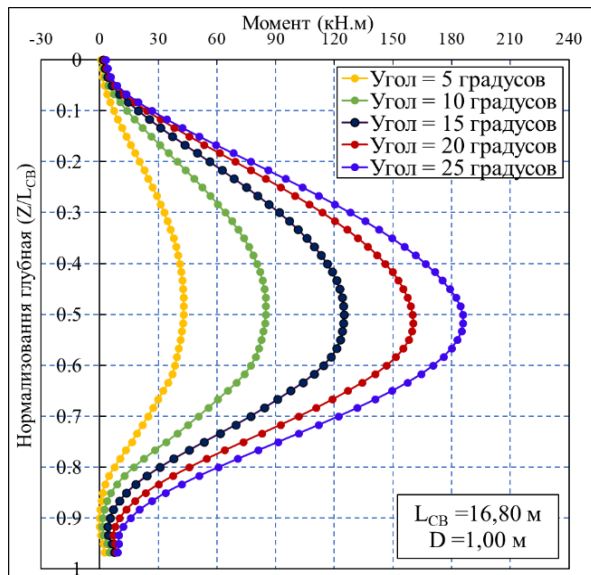


Рисунок 2.24- Распределение изгибающих моментов по длине наклонной сваи ($L_{CB}=16,8\text{м}$; $D=1,0\text{м}$; $q=45\text{кПа}$)

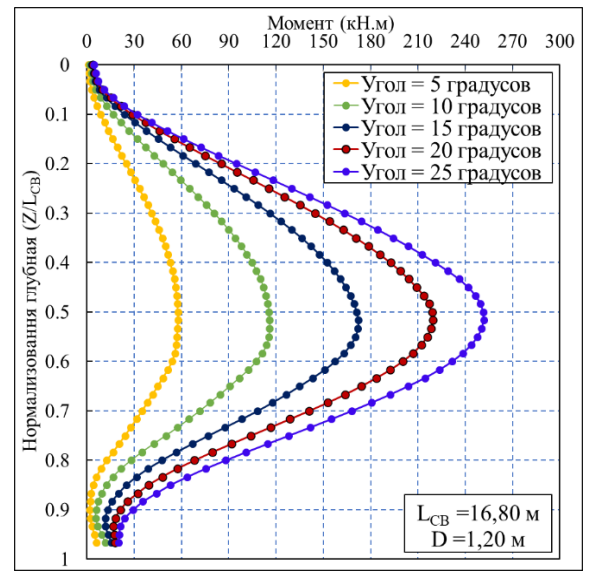


Рисунок 2.25- Распределение изгибающих моментов по длине наклонной сваи ($L_{CB}=16,8\text{м}$; $D=1,2\text{м}$; $q=45\text{кПа}$)

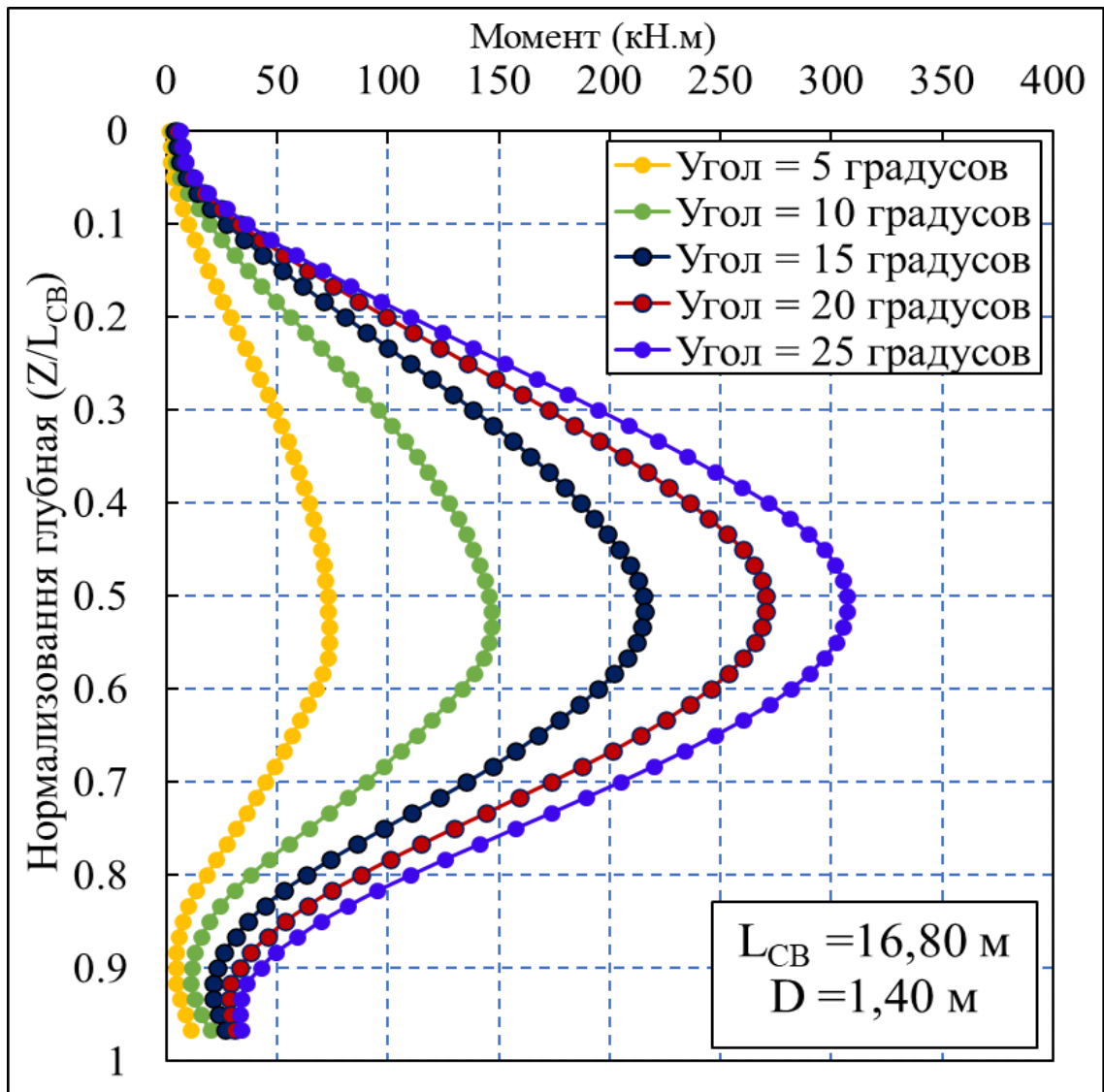


Рисунок 2.26- Распределение изгибающих моментов по длине наклонной сваи ($L_{CB}=16,8\text{м}$; $D=1,4\text{м}$; $q=45\text{кПа}$)

2.2.4 Влияние угла наклона сваи на величину максимального изгибающего момента

На Рисунке 2.27 показана зависимость величины максимального изгибающего момента на сваю от угла ее наклона θ , составлявшего 5° , 10° , 15° , 20° и 25° . Отношение длины сваи к ее диаметру L_{CB}/D (нормализованная длина сваи) составляло 12, 14, 16,8, 21, и 28. Как видно из приведенных на рисунке графиков, величина максимального изгибающего момента в свае увеличивается с увеличением угла ее наклона.

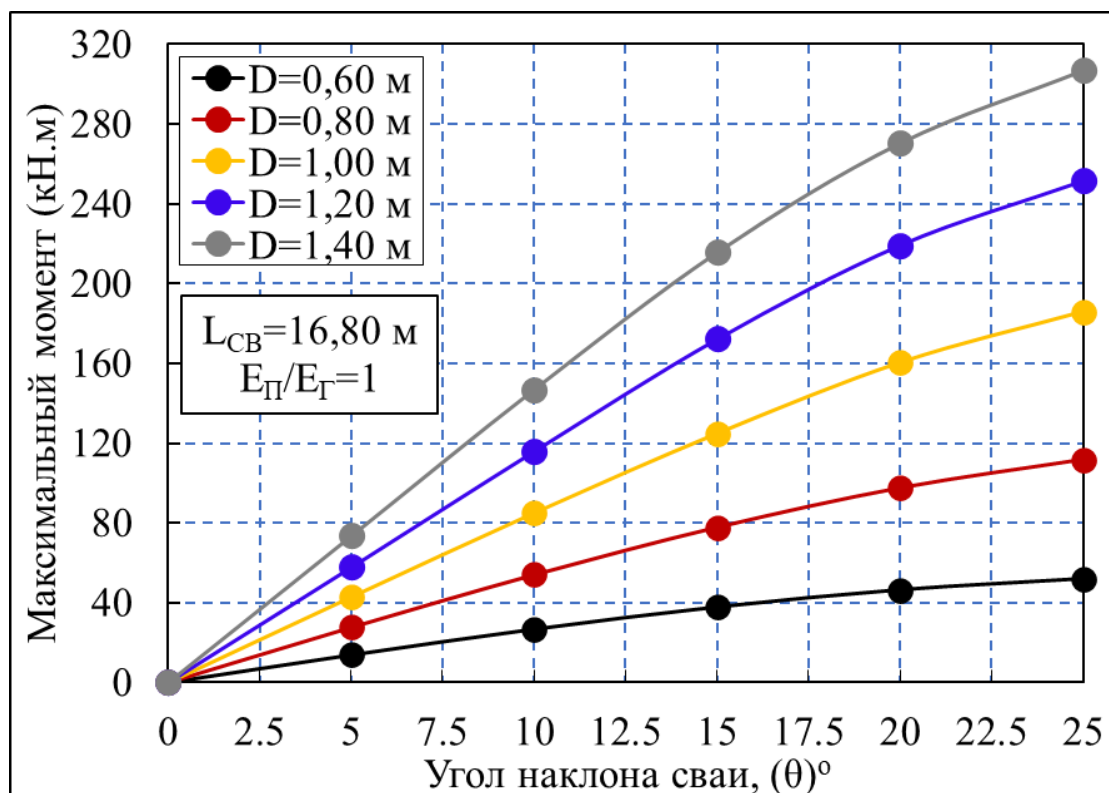


Рисунок 2.27- Графики зависимости максимального изгибающего момента, действующего на сваю, от ее угла наклона

2.2.5 Влияние жесткости грунта под нижним концом наклонной сваи на распределение осевых усилий и изгибающих моментов по ее длине

На Рисунке 2.28 показано распределение осевых сил в стволе наклонной сваи по ее длине для различных соотношений $E_{II}/E_{Г}$, где E_{II} – модуль деформации песчаного грунта под нижним концом сваи, $E_{Г}$ – модуль деформации 1; 2,50; 7,50 и 10.

Из приведенных на рисунке эпюр видно, что осевое усилие в наклонных сваях увеличивается с увеличением отношений $E_{II}/E_{Г}$. Что касается изгибающих моментов, развивается на наклонных сваях, то, как видно из эпюр на Рисунке 2.29, отрицательный изгибающий момент увеличивается с увеличением отношения $E_{II}/E_{Г}$, а положительный практически не изменяется. Для более детального изучения этого вопроса было рассмотрено влияние соотношений $E_{II}/E_{Г}$ на

распределение изгибающих моментов по длине наклонных свай различного диаметра, при разных диаметра и разных углов наклона.

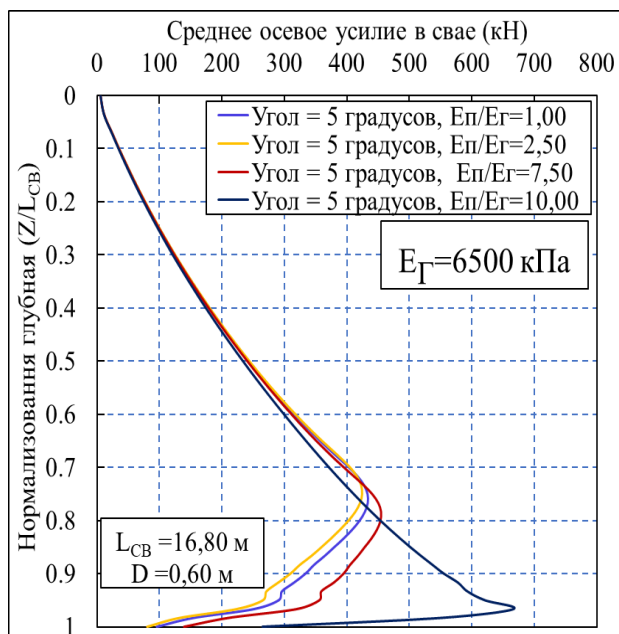


Рисунок 2.28- Распределение осевых усилий по длине наклонной сваи при различных соотношениях $E_{п}/E_{г}$, $q = 45$ кПа, $\theta = 5^{\circ}$

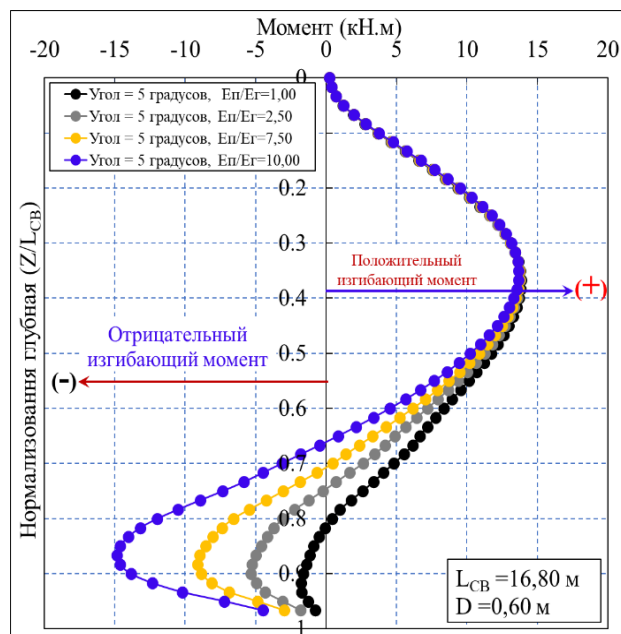


Рисунок 2.29- Распределение изгибающего момента по длине наклонной сваи при различных соотношениях $E_{п}/E_{г}$, $q = 45$ кПа, $\theta = 5^{\circ}$

2.2.6 Влияние соотношения $E_{п}/E_{г}$ на максимальный изгибающий момент в наклонной свае

На Рисунках 2.30–2.34 показана зависимость максимального изгибающего момента на наклонной свае от соотношения $E_{п}/E_{г}$, которое изменялось от 1,0 до 15,0 с шагом 2,5, для различных диаметров свай и углов их отклонения от вертикали. Как видно из графиков на указанных рисунках, значение максимального положительного изгибающего момента на наклонных сваях при всех углах ее наклона снижаются с увеличением отношения $E_{п}/E_{г}$ от 1 до 10, а затем остается практически без изменения. Другими словами, дальнейшее увеличение жесткости грунта под нижним концом сваи не приводит к увеличению максимального изгибающего момента, поскольку свая начинает работать как свая-стойка аналогично случаю с вертикальными сваями.

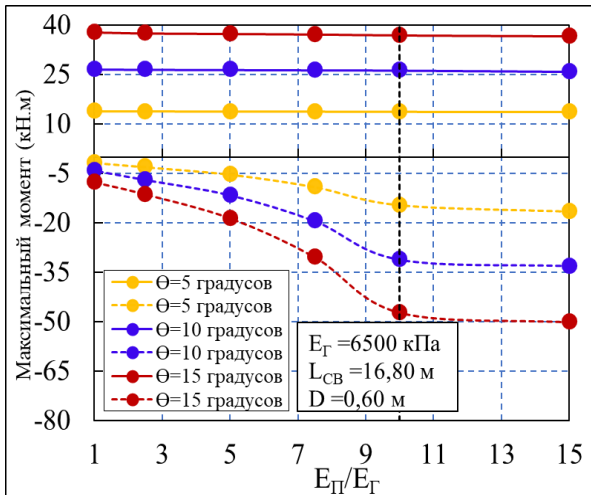


Рисунок 2.30- График зависимости максимального изгибающего момента на наклонной свае от отношения $E_{П}/E_{Г}$ при $q=45$ кПа, $\theta=5^{\circ}, 10^{\circ}, 15^{\circ}, D=0,60$ м

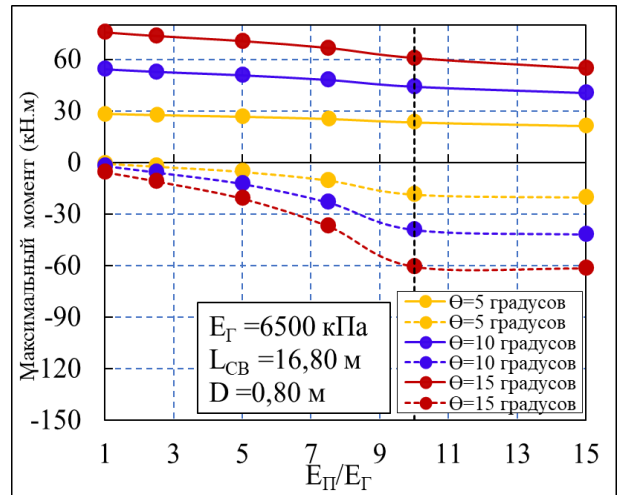


Рисунок 2.31- График зависимости максимального изгибающего момента на наклонной свае от отношения $E_{П}/E_{Г}$ при $q=45$ кПа, $\theta=5^{\circ}, 10^{\circ}, 15^{\circ}, D=0,80$ м

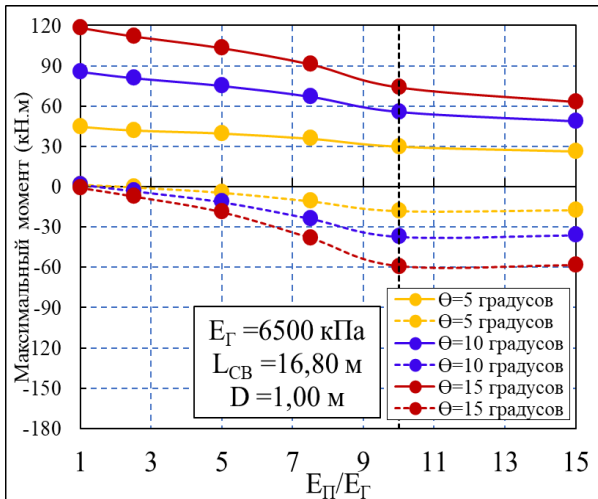


Рисунок 2.32- График зависимости максимального изгибающего момента на наклонной свае от отношения $E_{П}/E_{Г}$ при $q=45$ кПа, $\theta=5^{\circ}, 10^{\circ}, 15^{\circ}, D=1,00$ м

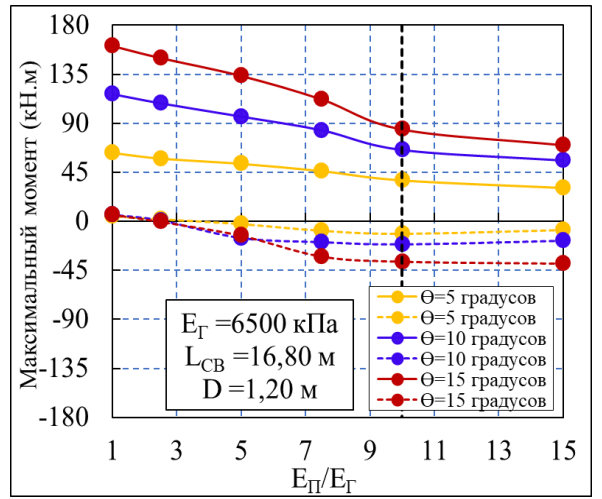


Рисунок 2.33- График зависимости максимального изгибающего момента на наклонной свае от отношения $E_{П}/E_{Г}$ при $q=45$ кПа, $\theta=5^{\circ}, 10^{\circ}, 15^{\circ}, D=1,20$ м

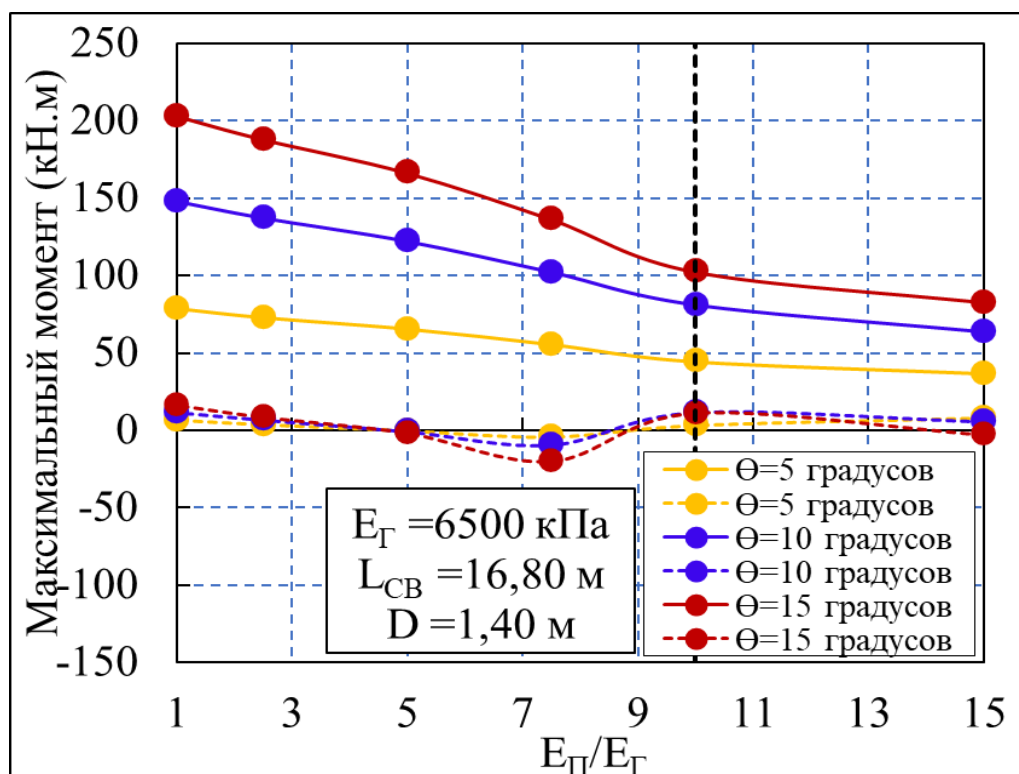


Рисунок 2.34- График зависимости максимального изгибающего момента на наклонной свае от отношения E_{Π}/E_{Γ} при $q=45$ кПа, $\theta = 5^\circ, 10^\circ, 15^\circ$, $D=1,40$ м

2.2.7 Влияние жесткой заделке сваи в ростверк на распределение сил трения, осевых усилий, изгибающих моментов и горизонтальных смещений по ее длине

Как известно, наклонная свая редко используется без ростверка, поэтому ниже рассмотрим результаты численного эксперимента по изучению влияния заделки наклонной сваи в ростверк на распределение сил трения, осевых, изгибающих моментов и горизонтальных смещений по ее длине.

На Рисунках 2.35 и 2.36 приведены полученные в результате численного расчета эпюры распределения сил трения на боковых поверхностях наклонных свай со свободной головой и заделанных в ростверк и осевых усилий в их стволах при различных значениях отклонения свай от вертикали.

Приведенные на рисунках эпюры показывают на их существенное различие для свай со свободной головой и свай с жесткой заделкой их голов в

недеформируемый ростверк. В отличие от свай со свободной головой у свай, заделанной в ростверк, отрицательное трение увеличивается с глубиной и принимает максимальное значение у ее нижнего конца. И в одном, и в другом случае силы трения увеличиваются с увеличением угла наклона свай.

Распределение осевых усилий по длине ствола наклонной свай с жесткой заделкой в ростверк можно разделить на три участка, первый участок – от верха свай до $0,4 L_{CB}$, второй участок - от $0,4L_{CB}$ до $0,95L_{CB}$ и третий участок - от $0,95L_{CB}$ до L_{CB} . На первом участке наибольшая растягивающая сила действует на уровне заделки свай, ее величина увеличивается с увеличением угла наклона свай. На втором участке растягивающие осевые усилия уменьшаются с глубиной, но мало зависят от угла наклона свай. На третьем участке растягивающие осевые усилия продолжают уменьшаться и почти-что у нижнего конца свай переходят в силы сжатия.

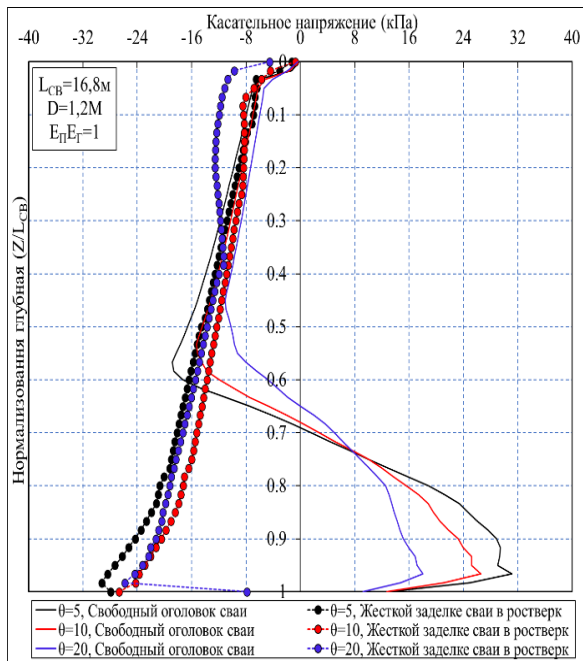


Рисунок 2.35- Распределение касательных напряжений по боковым поверхностям наклонных свай со свободной головой и свай, заделанных в ростверк, при $E_{II}/E_I=1$, $q=45$ кПа и различных θ

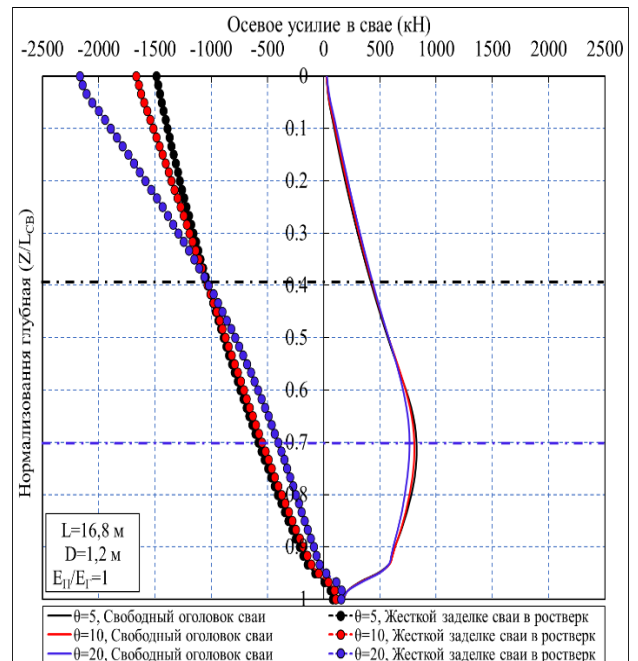


Рисунок 2.36- Распределение осевых усилий по длине наклонных свай со свободной головой и свай, заделанных в ростверк, при $E_{II}/E_I=1$, $q=45$ кПа и различных θ

На Рисунке 2.37 показано распределение изгибающих моментов по длине наклонных свай со свободной головой и свай, заделанных в ростверк, при различных углах наклона θ .

В первом случае изгибающие моменты, возникающие в теле сваи при различных углах наклона, постепенно увеличиваются по глубине и принимают максимальное значение примерно на середине сваи, а затем начинают уменьшаться и принимают очень малое значение у ее нижнего конца.

Во втором случае в месте заделки сваи в ростверк возникает максимальный положительный момент (тем больший, чем больше угол наклона сваи), который затем начинает уменьшаться и на глубине, равной примерно 0,2 длины сваи, меняет знак на противоположный отрицательный. Отрицательный момент постепенно увеличиваясь достигает максимального значения на глубине, равной половине длины сваи, т. е. примерно на той же глубине, что и у свай со свободной головой, затем начинает снижаться и у нижнего конца сваи исчезает.

На Рисунке 2.38 показано распределение горизонтальных смещений наклонных свай со свободной головой (первый случай) и свай, заделанных в ростверк (второй случай) при различных значениях θ . Положительным будем считать смещение, совпадающее с направлением угла наклона сваи, отрицательным – смещение в противоположном направлении.

Из рисунка видно, что в первом случае на верхнем участке ствола сваи развивается отрицательное горизонтальное смещение, которое постепенно уменьшается, пока не исчезнет на глубине 0,7 длины сваи. Положительное горизонтальное смещение развивается на нижнем участке наклонной сваи, а значения как отрицательного горизонтального смещения, так и положительного, увеличиваются с увеличением угла наклона сваи.

Во втором случае горизонтальные смещения свай начинаются с нулевого значения и постепенно увеличиваются, пока не достигнут максимального значения примерно на середине участка положительных смещений свай, а затем остаются постоянными до нижних концов свай.

Так же, как и в первом случае, горизонтальные смещения свай во втором случае увеличиваются с увеличением угла наклона, но, в отличие от первого случая, не меняют свое направление, оставаясь положительными вдоль всей длины свай.

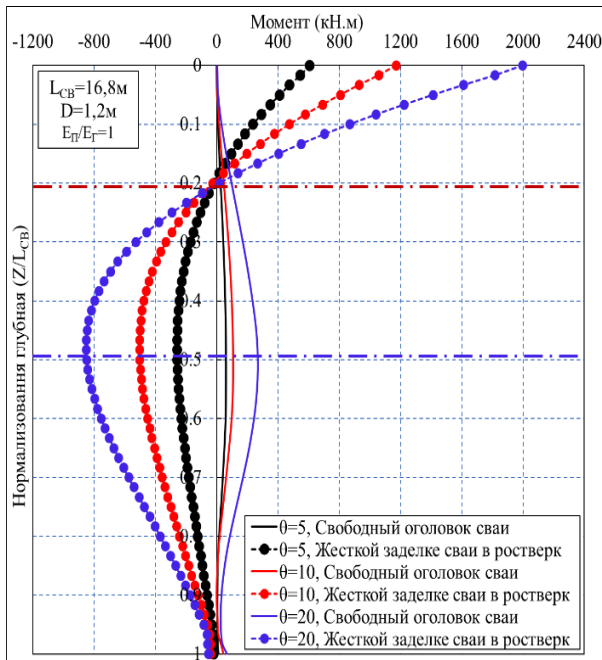


Рисунок 2.37- Распределение изгибающих моментов по длине наклонных свай со свободной головой и свай, заделанной в ростверк, при $E_{II}/E_{I}=1$, $q=45$ кПа и различных θ

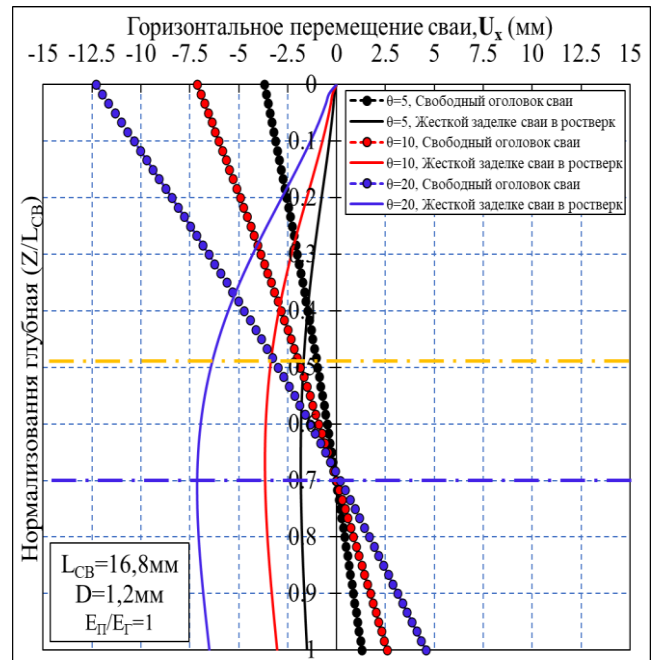


Рисунок 2.38- Распределение горизонтальных смещений по длине наклонных свай со свободной головой и свай, заделанной в ростверк, при $E_{II}/E_{I}=1$, $q=45$ кПа и различных θ

2.3 Конусные сваи

Конусные сваи, как и пирамидальные, при вертикальных нагрузках применяют с целью повышения несущей способности свай за счет увеличения площади ее боковой поверхности, что целесообразно в случае прорезания свай слабых грунтов или наоборот, при прорезании слоев прочных грунтов и передаче нагрузки нижним концом на слабый грунт. В случае горизонтальных нагрузок применение пирамидальных свай эффективно за счет их развитой верхней части,

что позволяет снизить давление на грунт и повысить сопротивление действию изгибающего момента [18].

По данным ряда исследований, выполненных в песчаных и глинистых грунтах, несущая способность конусных и пирамидальных свай на вертикальную нагрузку существенно зависит от угла сбега α (угла наклона боковой грани свай) [9; 18; 26; 27; 37; 38; 39; 40; 62; 68; 87; 94; 101; 110; 111; 114; 135].

Ниже приведены результаты выполненных в настоящей диссертации исследований работы конусных свай при оседании толщи слабого глинистого грунта, вызванной нагрузкой на его поверхности. Так же, как и в предыдущих случаях, исследования проводились численным методом с использованием программы ABAQUS 2017 и тех же моделей грунта МСС и свай ЛУ (Линейно-упругой) [18].

Характеристики грунтов и материала свай приведены в Таблице 2.2 Главы 2 диссертации.

Геометрические размеры моделей грунта и свай показаны на Рисунке 2.39. Верхний диаметр свай D_1 принимался постоянным, равным 1,2 м, размер нижнего диаметра D_2 в зависимости от угла сбега α принимал значения в диапазоне от 0,20, а до 1,20 м [18].

Поверхность грунта, вмещающего сваю, нагружалась равномерно распределенной нагрузкой $q = 45$ кПа. На голову свай передавалась вертикальная нагрузка $N = n \cdot Q_{\text{макс}}$, где n – шаг нагружения, равный 0,25 в случае висячих свай и 0,50 в случае свай-стоек; $Q_{\text{макс}}$ - максимальная догружающая сила, вызванная трением при оседании грунта в цилиндрической ($\alpha = 0$) ненагруженной ($N=0$ кН) свае при $q=45$ кПа, $D_1=D_2=1,20$ м [18].

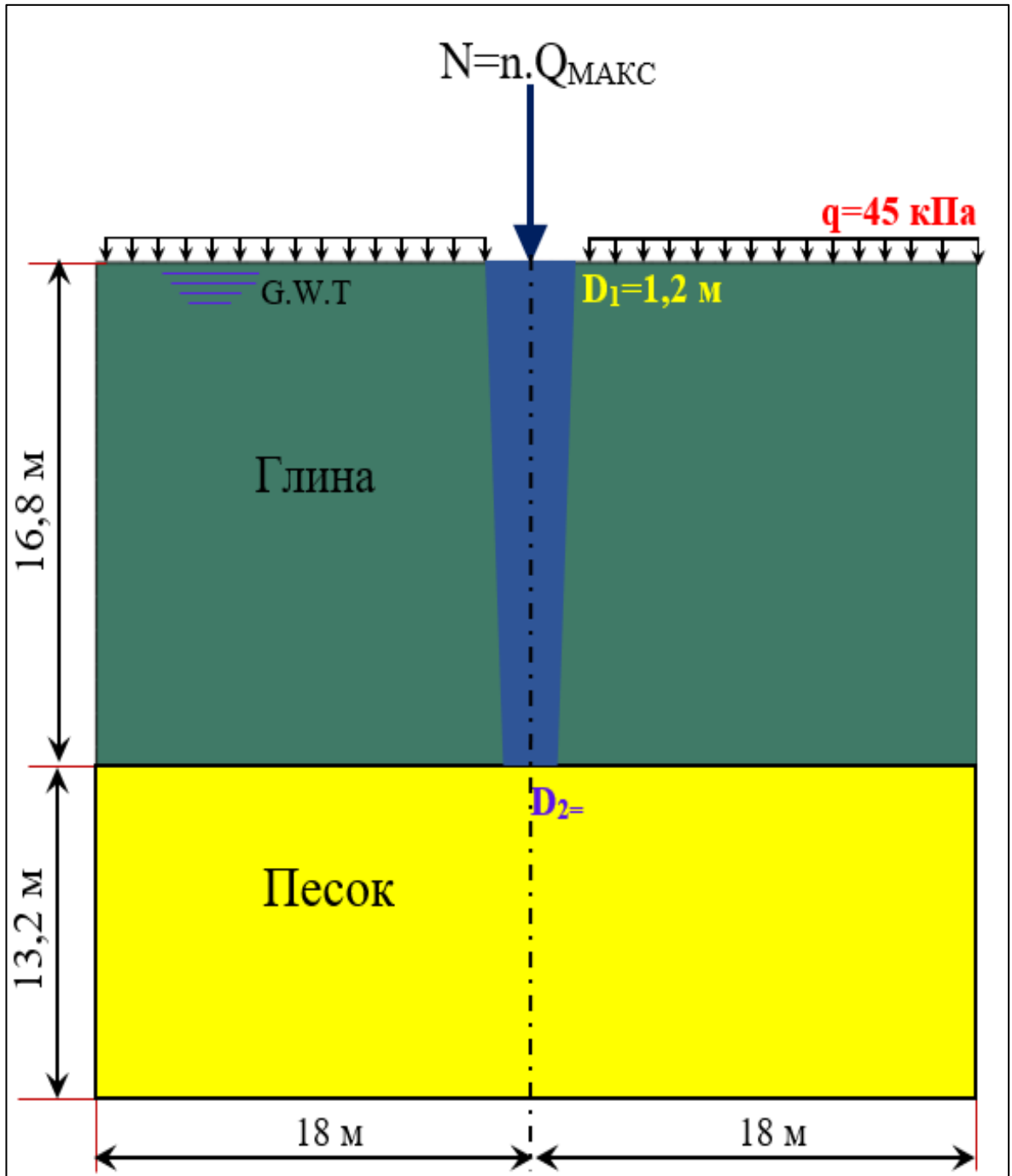


Рисунок 2.39- Геометрические размеры 2D модели грунта- конусной сваи [18]

Исследовалось влияние угла сбега боковой поверхности конусной сваи α на распределение касательных напряжений и осевых продольных усилий по ее длине, относительные смещения свая-грунт, нагрузку, передаваемую на грунт через нижний конец сваи, распределение вертикальных и горизонтальных напряжений в грунте вокруг сваи и коэффициент бокового давления грунта наг сваю [18].

2.3.1 Влияние угла сбега α на распределение сил трения на боковой поверхности конусной сваи

На Рисунке 2.40, 2.41 показано типичное для всех рассмотренных случаев распределение касательных сил трения на боковой поверхности конусной сваи и продольных осевых усилий по ее нормализованной длине (Z/L_{CB}) в зависимости от угла сбега α [18].

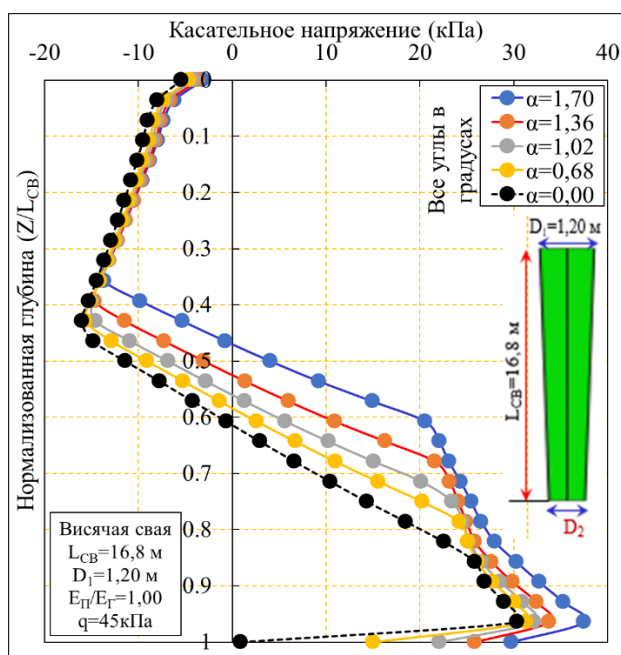


Рисунок 2.40- Распределение касательных напряжений по нормализованной длине висячей конусной сваи при различных значениях угла сбега α [18]

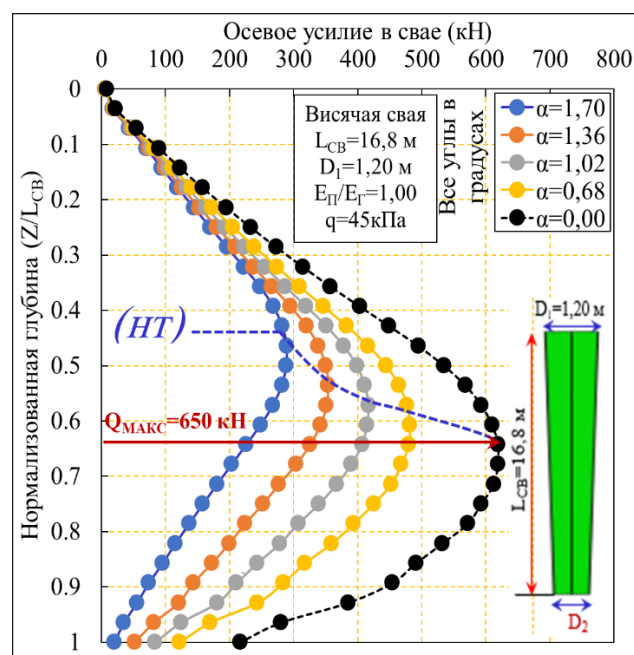


Рисунок 2.41- Распределение осевых усилий по нормализованной длине висячей конусной сваи при различных значениях угла сбега α [18]

Эпюры, приведенные на рисунках, указывают на существенное влияние угла сбега на величину и распределения касательных напряжений и осевых усилий по нормализованной длине конусной сваи [18].

С увеличением угла сбега отрицательное боковое трение уменьшается, по мере увеличения угла конусности, а положительное увеличивается. Нулевая точка, характеризующая степень развития сил отрицательного трения на боковой поверхности сваи у конусных свай расположена ближе к поверхности грунта, чем

у цилиндрических ($\alpha = 0$). Так, согласно Рисунку 2.40, отрицательное трение на верхней части конусной сваи, уменьшилось с 16 до 12 кПа (примерно на 25 %) при увеличении угла сбega от $0,00^\circ$ до $1,70^\circ$, а положительное боковое трение в нижней части сваи (ниже нулевой точки) увеличилось с 30 до 38 кПа. Нормализованная глубина расположения нулевой точки при этом уменьшилась от 0,62 до 0,47. Это означает, что увеличение угла сбega конусной сваи α с $0,00^\circ$ до $1,70^\circ$ уменьшило эффект отрицательного трения примерно на 25 %. Причиной этого явилось уменьшение относительного смещения между грунтом и свайей в зоне отрицательного трения и его увеличение в положительной зоне, что видно из графиков на Рисунке 2.42 [18].

Таким образом придание свае конусной формы приводит к снижению отрицательных сил трения на ее боковой поверхности, вызванных оседанием окружающего грунта [18].

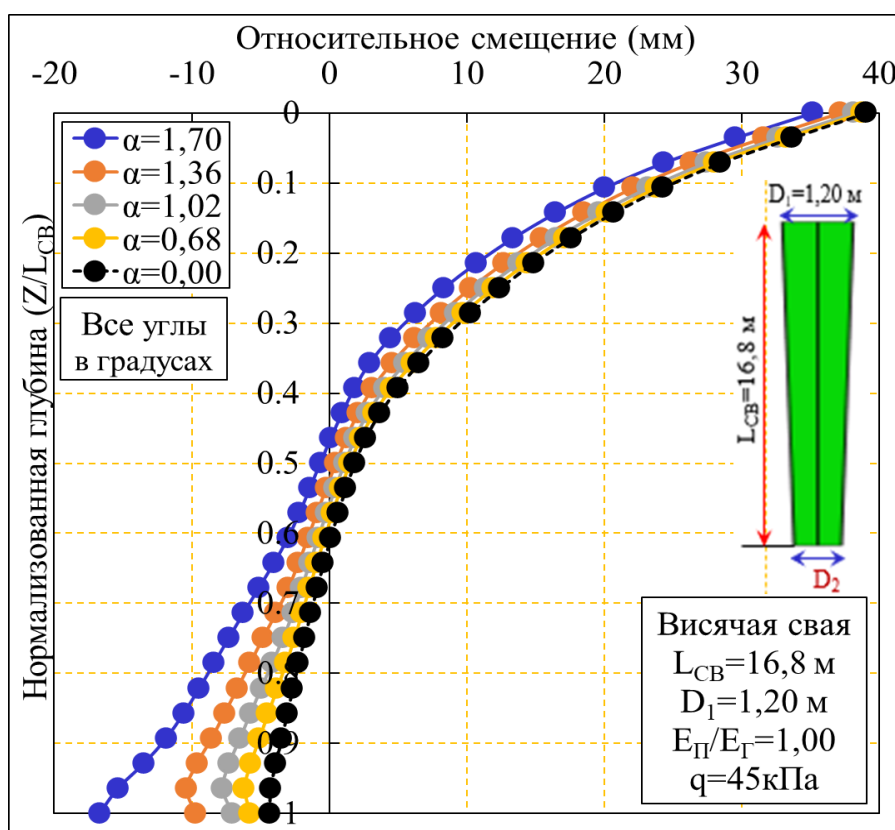


Рисунок 2.42 - Распределение относительных смещений свая-грунт по нормализованной длине конусной свая при различных значениях угла сбega α [18]

2.3.2 Влияние угла сбега α конусной сваи-стойки на распределение сил трения на ее боковой поверхности

Эпюры распределения касательных сил трения на боковой поверхности конусной сваи-стойки, осевых усилий по ее нормализованной длине (Z/L_{CB}) и графики относительных смещений грунта относительно сваи, приведены на Рисунках 2.43-2.45, показали их ту же зависимость от угла сбега α , что и в случае висячей сваи. Однако это влияние оказалось больше. Так, отрицательное боковое трение, возникающее на верхней части конусной сваи-стойки, уменьшилось с 27 кПа до 18 кПа при увеличении угла сбега с $0,00^\circ$ до $1,70^\circ$, а положительное боковое трение ниже нулевой точки увеличилось с 15 до 43 кПа. Нормализованная глубина расположения нулевой точки уменьшилась с 0,96 до 0,64, что привело к снижению эффекта отрицательного трения примерно на 34 % по сравнению с 25 % у висячей сваи. Это связано с тем, что при одном и том же угле сбега величина относительного смещения между грунтом и свайей в зоне отрицательного трения у сваи-стойки больше, чем у висячей, что видно из графиков на Рисунке 2.45. Так максимальное относительное смещение у верха сваи-стойки уменьшилось на 22 % (с 56 мм до 43мм) при увеличении угла конусности пирамидальной сваи от $0,00^\circ$ до $1,70^\circ$, а в случае висячей сваи на 13%. Кроме того, максимальное относительное смещение у нижнего конца висячей конусной сваи увеличилось на 400 %, а в случае сваи-стойки на 1200 %.

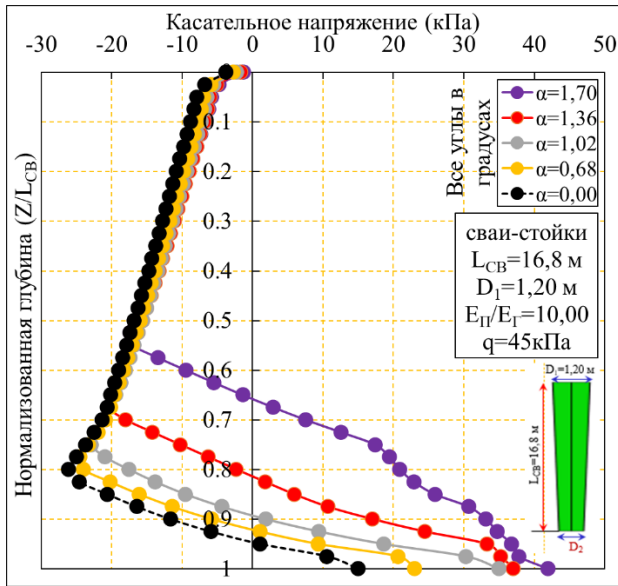


Рисунок 2.43- Распределение касательных напряжений по нормализованной длине конусной сваи-стойки при различных значениях угла сбega, α

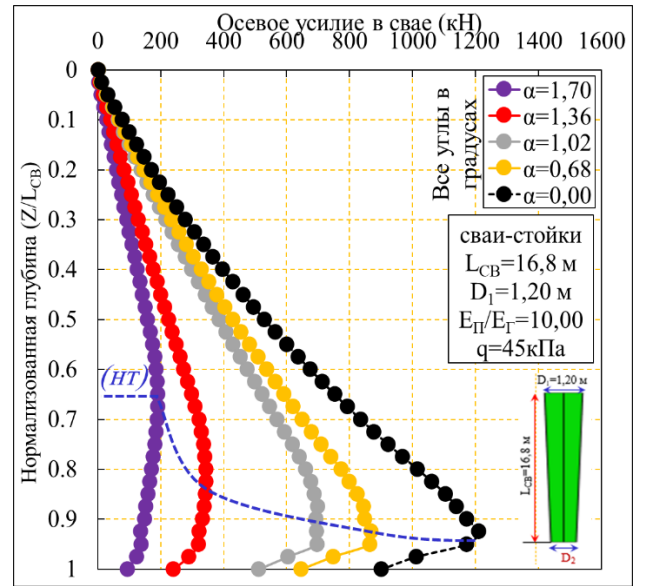


Рисунок 2.44- Распределение осевых усилий по нормализованной длине конусной сваи-стойки пирамидальной сваи при разных значениях угла сбega, α

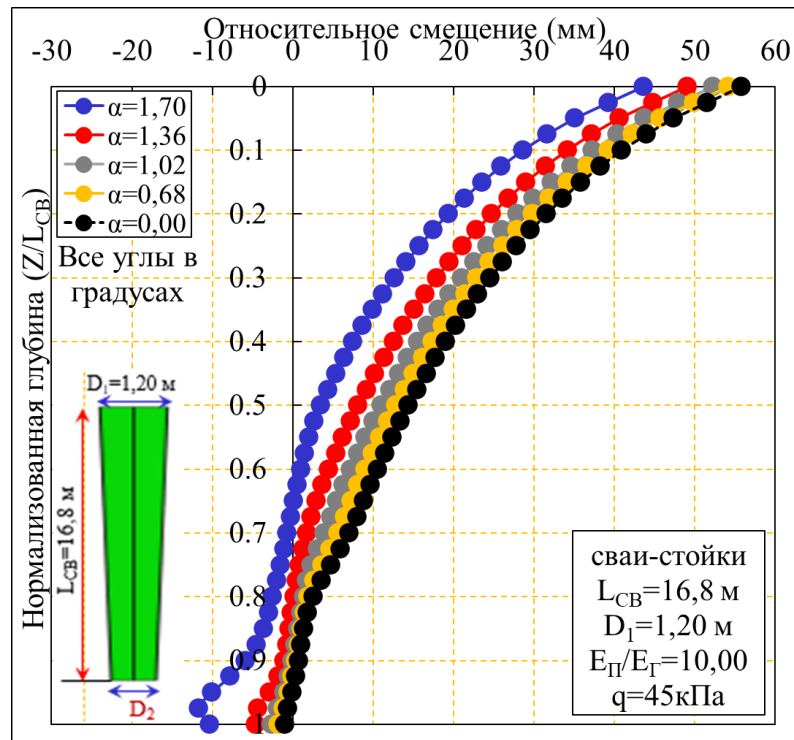


Рисунок 2.45 - Распределение относительных смещений свая-грунт по нормализованной длине конусной сваи-стойка при различных значениях угла сбega α

На Рисунке 2.46 представлены графики зависимости влияния угла сбега конусной висячей сваи и сваи-стойки α на нагрузки, возникающего на нижнем торце висячей сваи и сваи-стойки (Q_0) в результате оседания грунта под действием поверхностной нагрузки. Графики показывают, что влияние значения угла α на величину нагрузки, передаваемой конусной свай на грунт через ее нижний конец, в случае сваи-стойки больше, чем в случае висячей сваи, но и в том, и в другом случае эта нагрузка уменьшается по мере увеличения угла α [18].

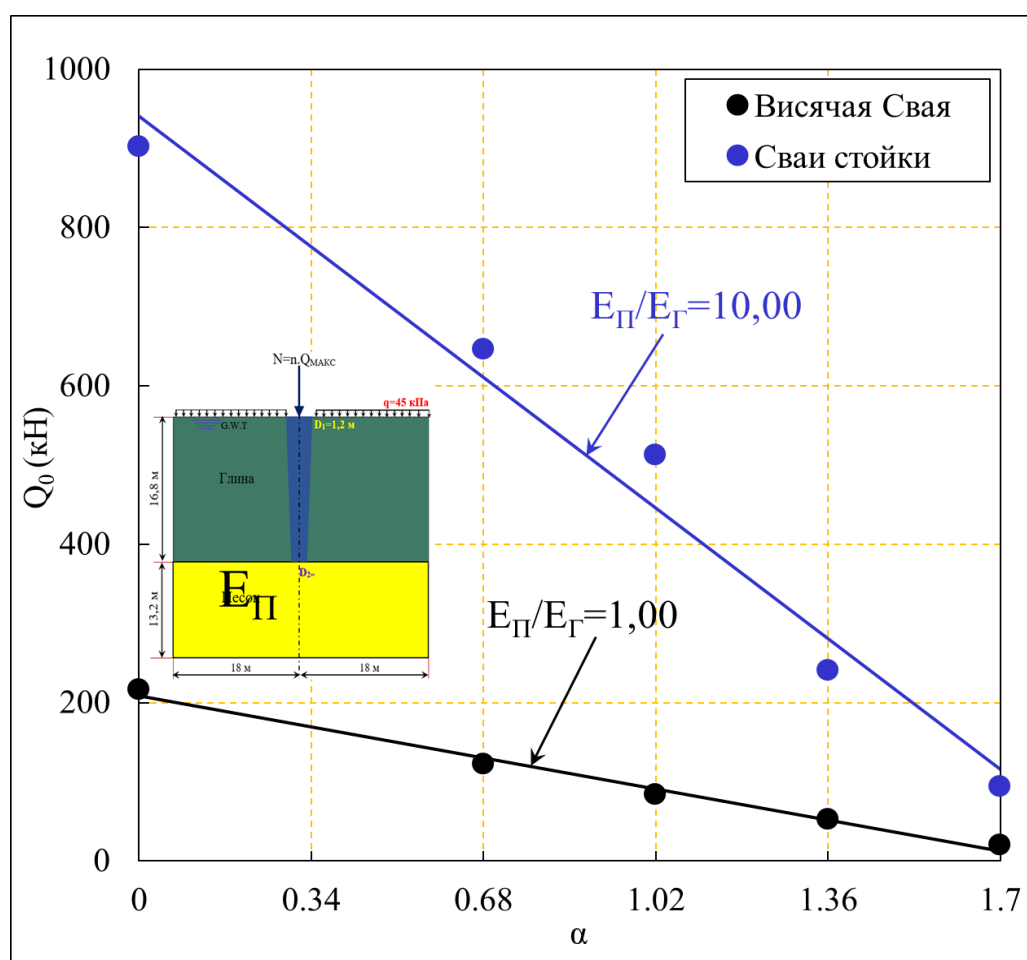


Рисунок 2.46- Влияние угла α на величину нагрузки, передаваемой конусной свай на грунт через ее нижний конец [18]

2.3.3 Влияние вертикальной нагрузки N на конусную сваю на распределение бокового трения по ее длине

Для изучения влияния нагружения одиночной конусной сваи нагрузкой от сооружения на распределение сил отрицательного трения на ее боковой поверхности, к свае прикладывалась нагрузка $N = n \cdot Q_{\text{макс}}$, где, как указывалось

выше, n – шаг нагружения, равный 0,25 в случае висячих свай и 0,50 в случае свай-стоек; $Q_{\text{макс}} = 650$ кН – максимальная догружающая сила, вызванная трением при оседании грунта в цилиндрической висячей свае $D_1=D_2=1,2$ м при $q=45$ кПа, и нагрузке на голову сваи $N=0$ кН (Рисунок 2.41)[18].

Эпюры распределения сил бокового трения и осевых усилий по нормализованной длине висячей конусной сваи при различных значениях угла сбега приведены на Рисунках 2.47–2.56. Эпюры показывают, что распределение сил отрицательного трения на боковой поверхности конусной сваи при действии вертикальной нагрузки аналогично его распределению в случае цилиндрической сваи при ее диаметре, равном верхнему диаметру конусной сваи ($D_1=D_2=1,2$ м), но заметим, что внешняя нагрузка N , необходимая для компенсации (превращения в нуль) отрицательного бокового трения вдоль ствола висячей конусной сваи зависит от ее угла сбега α и уменьшается от 1,50 до 0,50 $Q_{\text{макс}}$ в результате увеличения α от $0,00^\circ$ до $1,70^\circ$ [18].

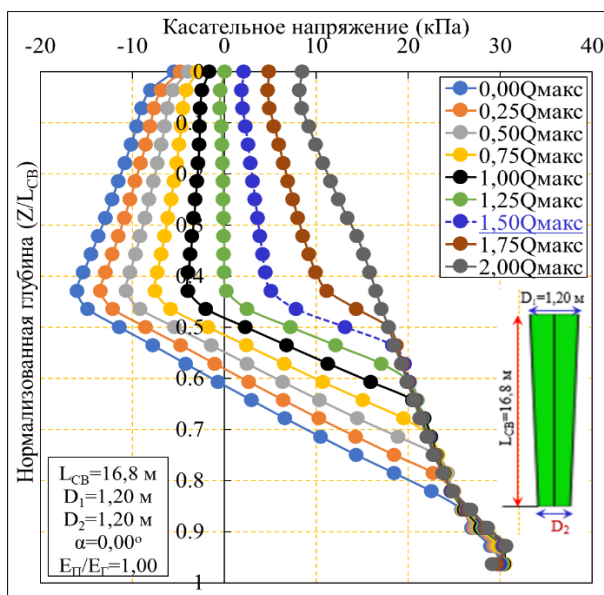


Рисунок 2.47- Распределение касательных напряжений по нормализованной длине висячей конусной сваи в зависимости от приложенной нагрузки при $q=45$ кПа, $D_1=1,20$ м; $D_2=1,20$ м, $\alpha=0,00^\circ$

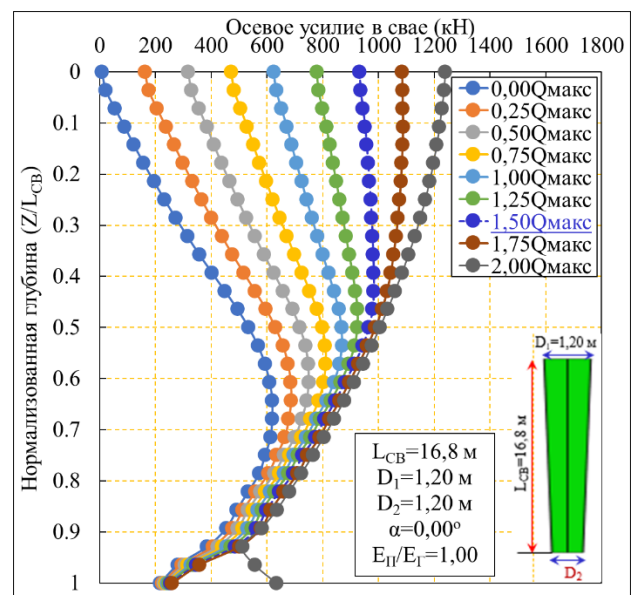


Рисунок 2.48- Распределение осевых усилий по нормализованной длине висячей конусной сваи в зависимости от приложенной нагрузки при $q=45$ кПа, при $D_1=1,20$ м; $D_2=1,20$ м, $\alpha=0,00^\circ$

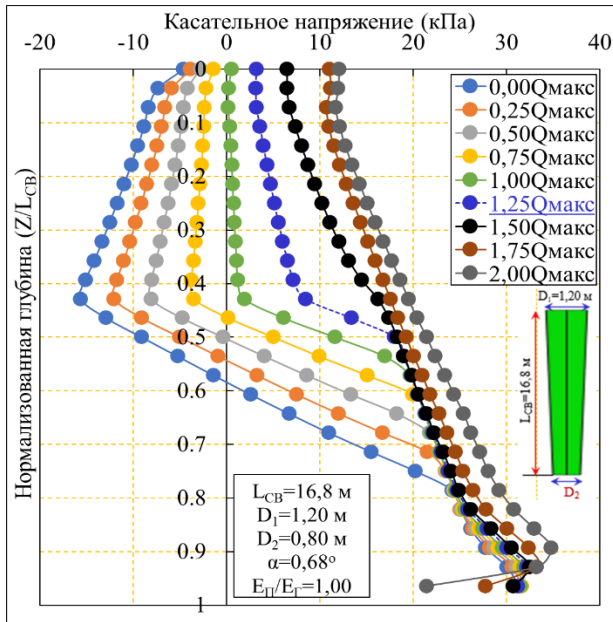


Рисунок 2.49- Распределение осевых усилий по нормализованной длине висячей конусной сваи в зависимости от приложенной нагрузки при $q=45$ кПа, при $D_1=1,20$ м; $D_2=0,80$ м, $\alpha=0,68^\circ$

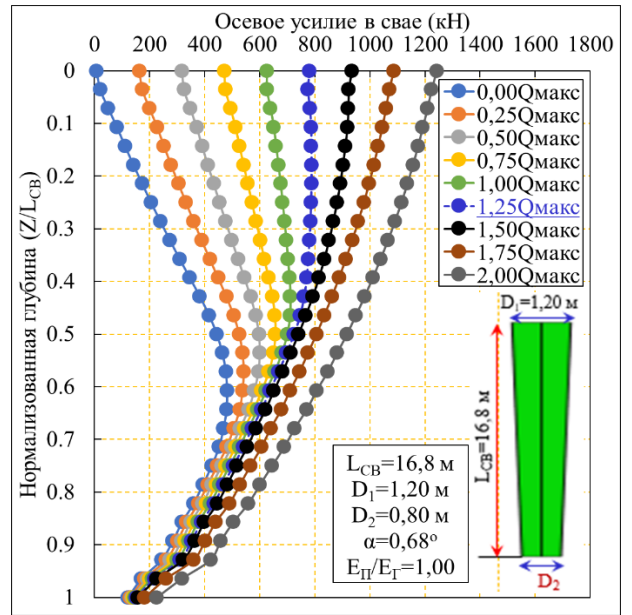


Рисунок 2.50 - Распределение осевых усилий по нормализованной длине висячей конусной сваи в зависимости от приложенной нагрузки при $q=45$ кПа, при $D_1=1,20$ м; $D_2=0,80$ м, $\alpha=0,68^\circ$

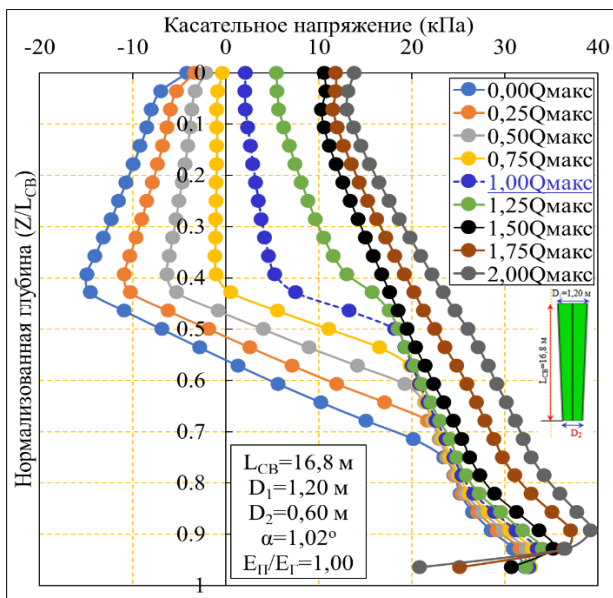


Рисунок 2.51- Распределение осевых усилий по нормализованной длине висячей конусной сваи в зависимости от приложенной нагрузки при $q=45$ кПа, при $D_1=1,20$ м; $D_2=0,60$ м, $\alpha=1,02^\circ$

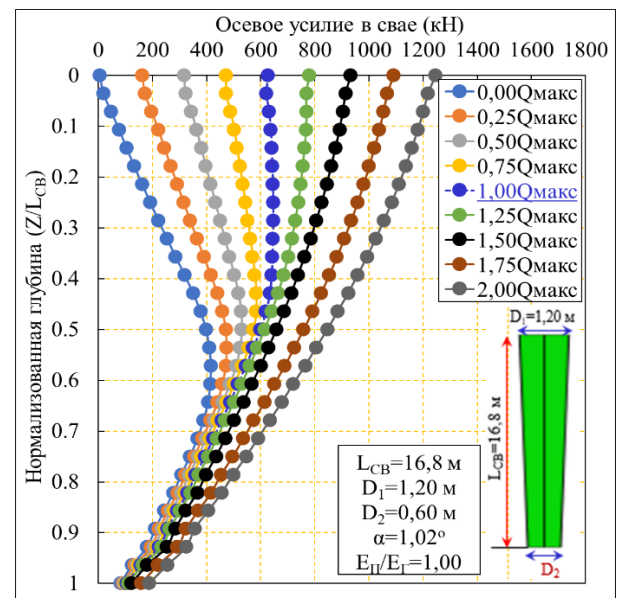


Рисунок 2.52- Распределение осевых усилий по нормализованной длине висячей конусной сваи в зависимости от приложенной нагрузки при $q=45$ кПа, при $D_1=1,20$ м; $D_2=0,60$ м, $\alpha=1,02^\circ$

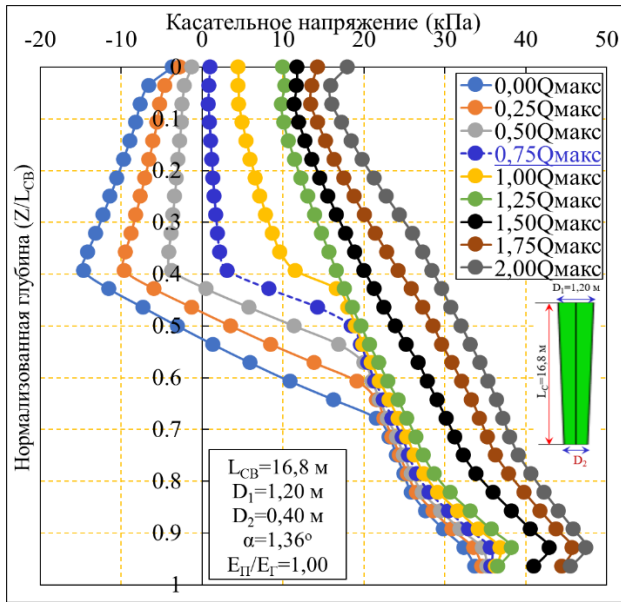


Рисунок 2.53- Распределение осевых усилий по нормализованной длине висячей конусной сваи в зависимости от приложенной нагрузки при $q=45$ кПа, при $D_1 = 1,20$ м; $D_2=0,40$ м, $\alpha=1,36^\circ$

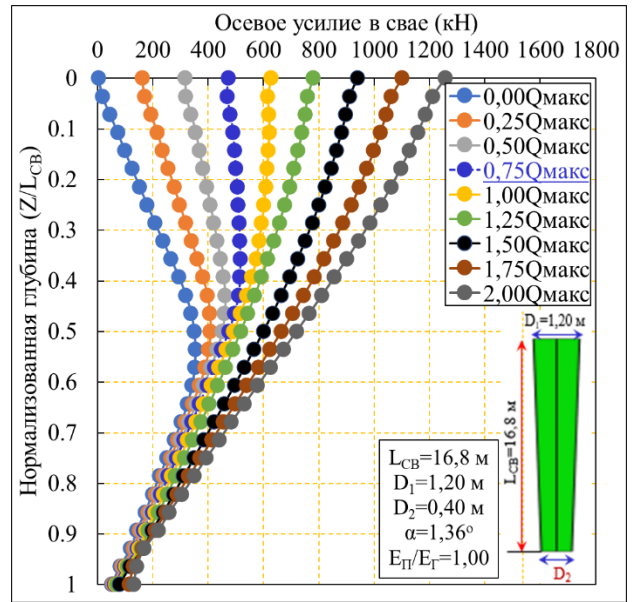


Рисунок 2.54- Распределение осевых усилий по нормализованной длине висячей конусной сваи в зависимости от приложенной нагрузки при $q=45$ кПа, при $D_1 = 1,20$ м; $D_2=0,40$ м, $\alpha=1,36^\circ$

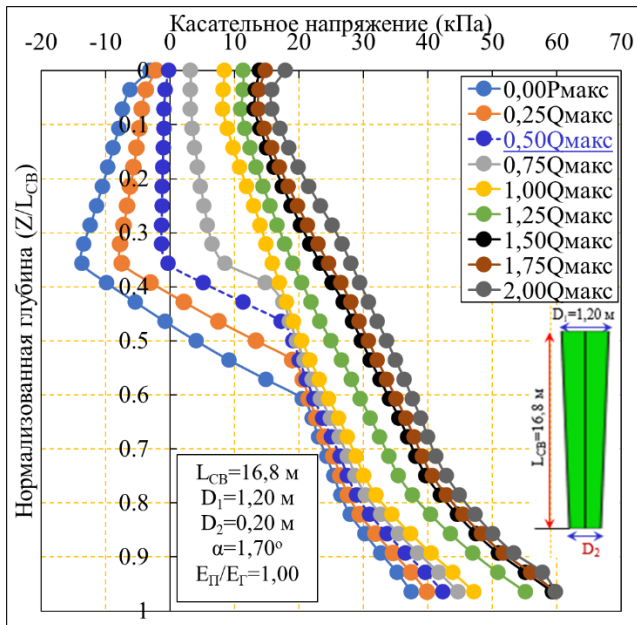


Рисунок 2.55- Распределение осевых усилий по нормализованной длине висячей конусной сваи в зависимости от приложенной нагрузки при $q=45$ кПа, при $D_1 = 1,20$ м; $D_2=0,20$ м, $\alpha=1,70^\circ$

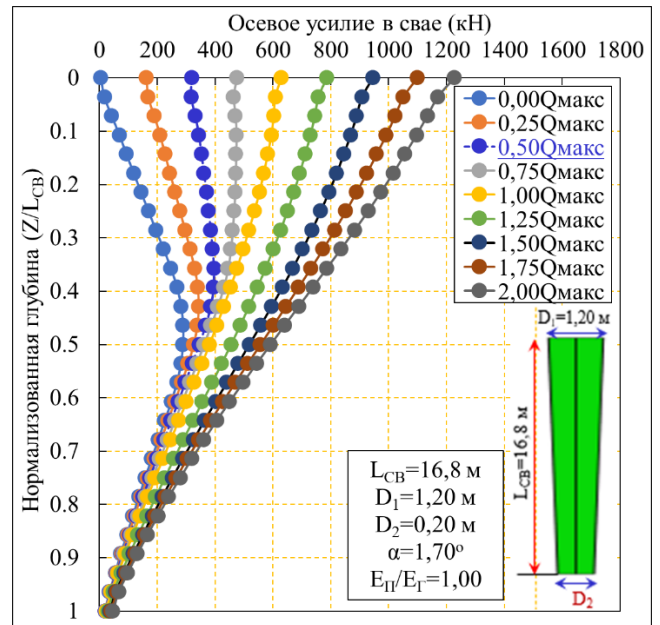


Рисунок 2.56- Распределение осевых усилий по нормализованной длине висячей конусной сваи в зависимости от приложенной нагрузки при $q=45$ кПа, при $D_1 = 1,20$ м; $D_2=0,20$ м, $\alpha=1,70^\circ$

На Рисунке 2.57 приведены графики, которые показывают, что чем больше угол сбега у конусной сваи, тем меньше значение максимальной нагрузки ($N/Q_{\text{макс}}$) требуется для полной нейтрализации отрицательного трения на ее боковой поверхности. При этом у сваи-стойки это значение примерно в 2 раза больше, чем у висячей сваи [18].

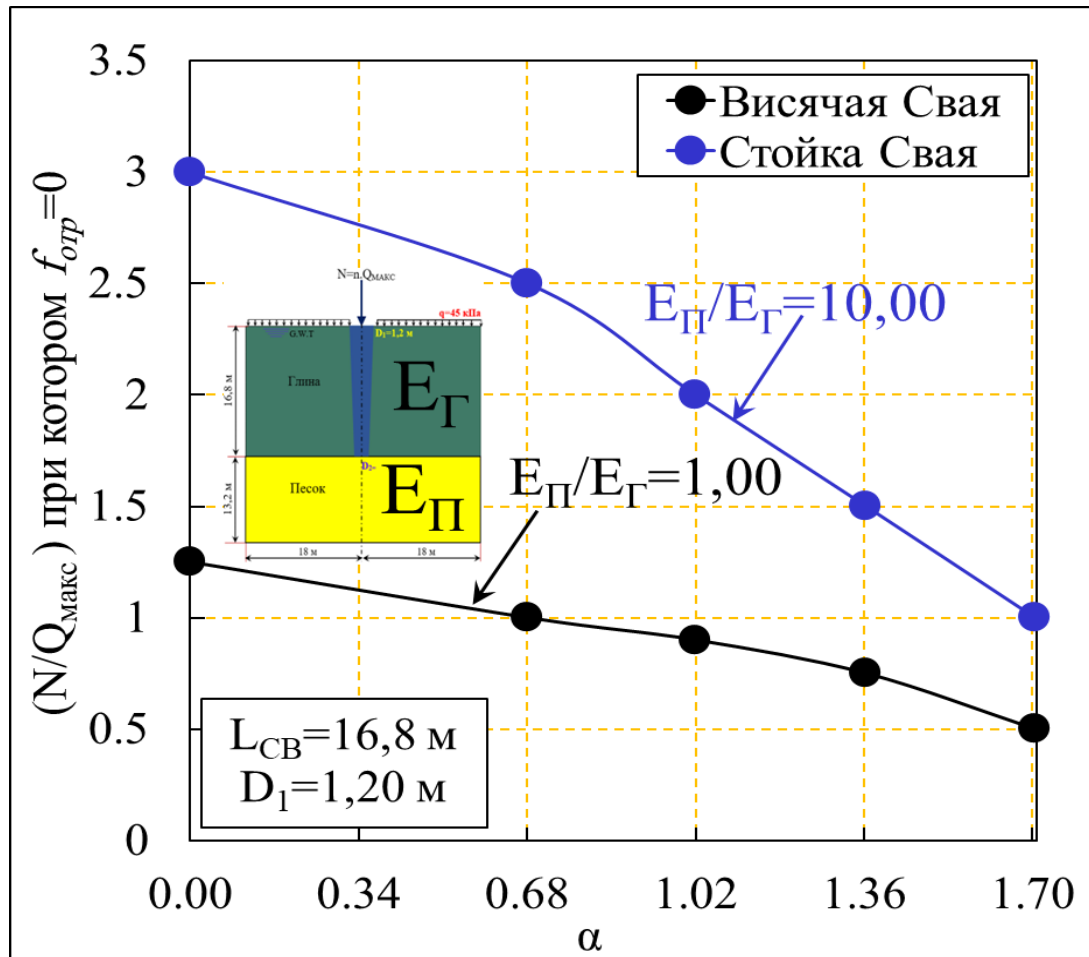


Рисунок 2.57- Влияние угла α на нормированную нагрузку, $(N/Q_{\text{макс}})$, требующуюся для полной нейтрализации отрицательного трения на боковой поверхности конусных свай при $q=45$ кПа, при $D_1=1,2$ м; $L_{CB}=16,8$ м [18]

Этот связано с тем, что под действием вертикальной нагрузки (N) происходит вертикальное смещения (осадка) сваи, что приводит к увеличению горизонтальных напряжения в грунте (σ_{xx}), окружающем сваю (Рисунок 2.58), и снижением вертикальных напряжений (σ_{zz}) (Рисунок 2.59), что, в свою очередь, приводит к увеличению значений коэффициента бокового давления грунта на сваю (K_o) по ее

длине (Рисунок 2.60) и, следовательно, к уменьшению влияния отрицательного бокового трения на сваю с уменьшением глубины расположения нулевой точки [18].

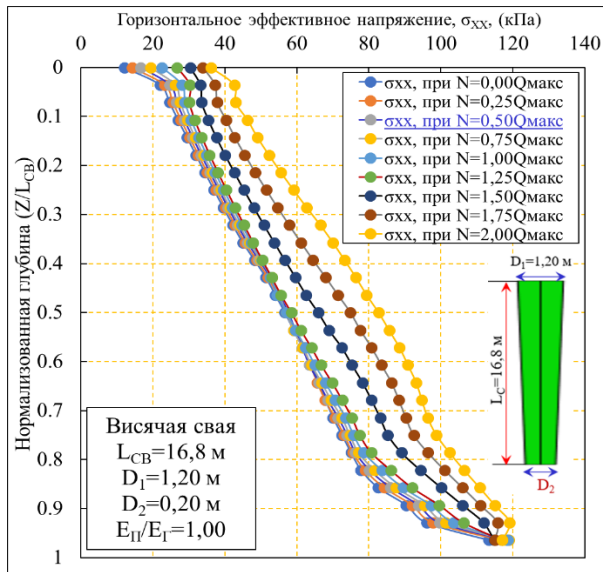


Рисунок 2.58- Влияние внешней нагрузки на голову висячей конусной сваи (N) на распределение горизонтального давления грунта σ_{xx} по ее длине при $\alpha = 1,70^\circ$ [18]

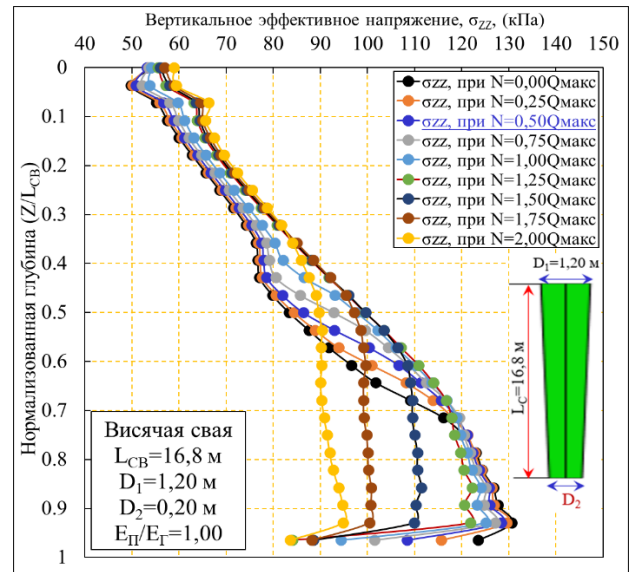


Рисунок 2.59- Влияние внешней нагрузки на голову висячей конусной сваи (N) на распределение вертикального давления грунта σ_{zz} по ее длине при $\alpha = 1,70^\circ$ [18]

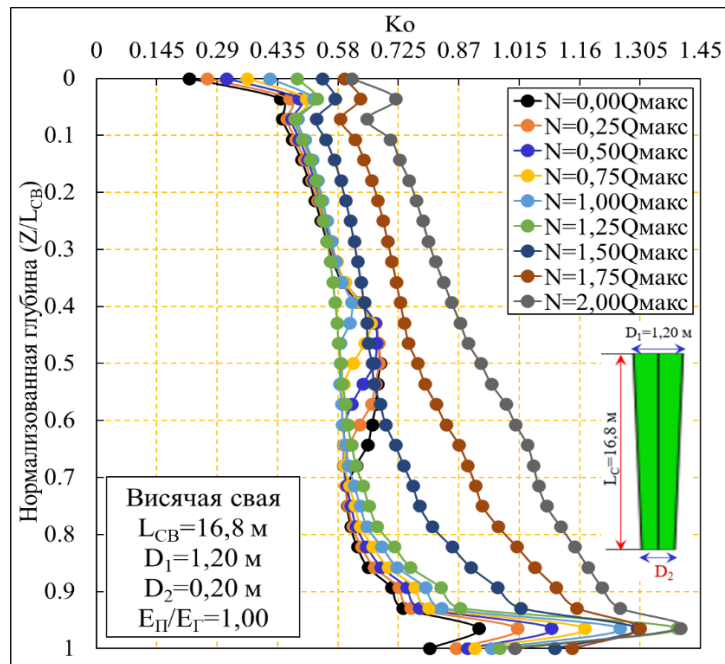


Рисунок 2.60- Влияние внешней нагрузки на сваю (N) на значения коэффициента горизонтального давления грунта (K_0) на боковую поверхность висячей конусной сваи при $q=45$ кПа [18]

2.4 Влияние щебеночных свай-дрен на работу одиночной фундаментной сваи в оседающем слое слабого глинистого грунта

Щебеночные сваи применяются в строительстве для уплотнения слабых водонасыщенных глинистых грунтов с целью повышения их механических характеристик и ускорения процессов консолидации (свай-дрены), а в ряде случаев и собственно как сваи для передачи нагрузок от сооружения на грунтовое основание, что отражено в работах многих отечественных и зарубежных ученых и специалистов [3; 5; 6; 8; 31; 35; 41; 42; 43; 45; 72; 105; 122; 145]. Ниже на отдельном примере рассмотрен вопрос эффективности применения щебеночных свай-дрен для снижения негативного влияния отрицательного трения на боковых поверхностях фундаментных свай, вызванного оседанием окружающего грунта.

Численная 3D модель для изучения влияния щебеночных свай (свай-дрен) на работу железобетонной сваи фундамента состояла из железобетонной рабочей сваи диаметром $D = 1,2$ м, длиной $L_{CB} = 16,8$ м, помещенной в слой слабой глины мощностью 30 м, подстилаемый слоем песка мощностью 12 м, и восьми щебеночных свай-дрен диаметром 0,8 м той же длины $L_{щс}$, что и железобетонная свая, расположенных по окружности вокруг рабочей сваи на расстоянии a , изменяющимся от 1,5 м до 6,0 м с шагом 1,5 м. Расстояние от нижних концов свай до слоя песка составляло 1,2 м [17].

Слой глинистого грунта уплотнялся под действием приложенной к его поверхности равномерно-распределенной нагрузки интенсивностью $q = 15$ кПа [17].

Геометрические размеры, сетка и граничные условия описанной конечно-элементной 3D модели показаны на рисунке 2.61. Расчетные характеристики материалов свай и свойств грунтов приведены в Таблице 2. 3.

Таблица 2.3. Конститутивные модели, расчетные характеристики материалов свай и свойств грунтов [17]

Свойства	Свая	Песок	Глина	Щебеночная свая
Конститутивная модель	Л-У	МС	МСС	МС
γ_{sat} (кН/м ³)	27	19,4	16,3	19
ν	0,35	0,30	0,35	0,3
E (кПа)	7×10^7	$1,2 \times 10^5$	-	55000
M	-	-	0,98	-
λ	-	-	0,14	-
k	-	-	0,012	-
p_0 (кПа)	-	-	64	-
e	-	0,73	1,6	0,62
φ	-	29,7°	25°	43°
ψ	-	8,3°	0°	10°
$K_0 = (1 - \sin \varphi)$	-	0,50	0,58	0,318
K (м/с)	-	1×10^{-4}	1×10^{-8}	$6,9445 \times 10^{-5}$

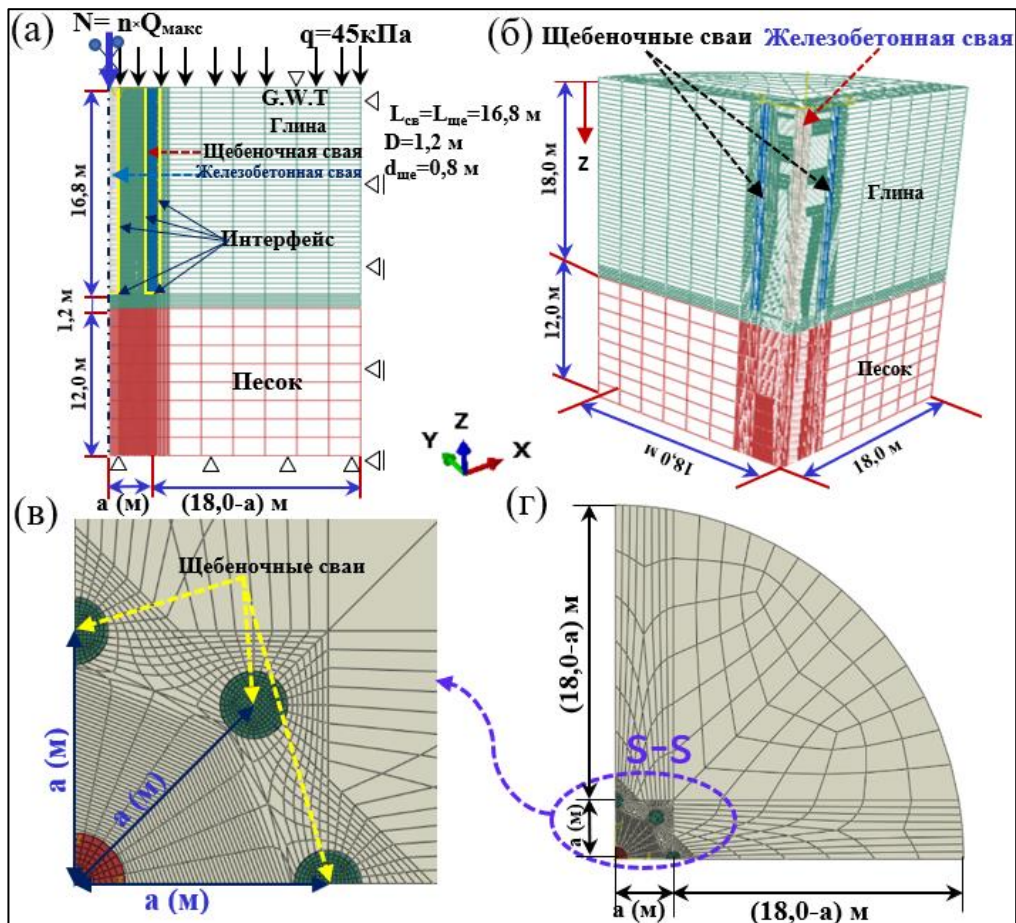


Рисунок 2.61- Сетка конечно-элементной модели и граничное условие (а) мелкозернистые элементы на границе раздела свая-грунт; (б) четверть трехмерной модели; (в) сечение s-s; (г) расположение щебеночный свай относительно центральной свай [17]

2.4.1 Влияние щебеночных свай на распределение касательных напряжений и осевых усилий по длине рабочей сваи

На Рисунке 2.62 приведены эпюры распределения касательных напряжений и осевых усилий по длине сваи в различные промежутки времени, прошедшие с начала консолидации. Эпюры показывают, что касательные напряжения на боковой поверхности сваи и осевые усилия в ее стволе стабилизировались примерно через 1 год при степени консолидации грунта 90% [17].

Результаты исследований показывают, что экранирование рабочей сваи щебеночными приводит к уменьшению касательных напряжений на ее боковой поверхности и осевых усилий в ее стволе сечений, вызванных осадкой грунта под действием поверхностной нагрузки $q=45\text{кПа}$. Так максимальная осевая сила в одиночной свае составила 850 кН, а в свае, окруженной восемью щебеночными – 650 кН, т. е. на 24% меньше. Изменилась и нормализованная глубина расположения нейтральной точки. При 90% консолидации (по истечении 1 года) нормализованная глубина нейтральной точки сваи, окруженной восемью щебеночными сваями, составила 0,6, а в случае незэкранированной сваи – 0,73. Это связано с тем, что при использовании щебеночных свай наряду с ускорением процесса консолидации слабого водонасыщенного массива, уменьшаются и отрицательные силы трения на боковой поверхности сваи фундамента [17].

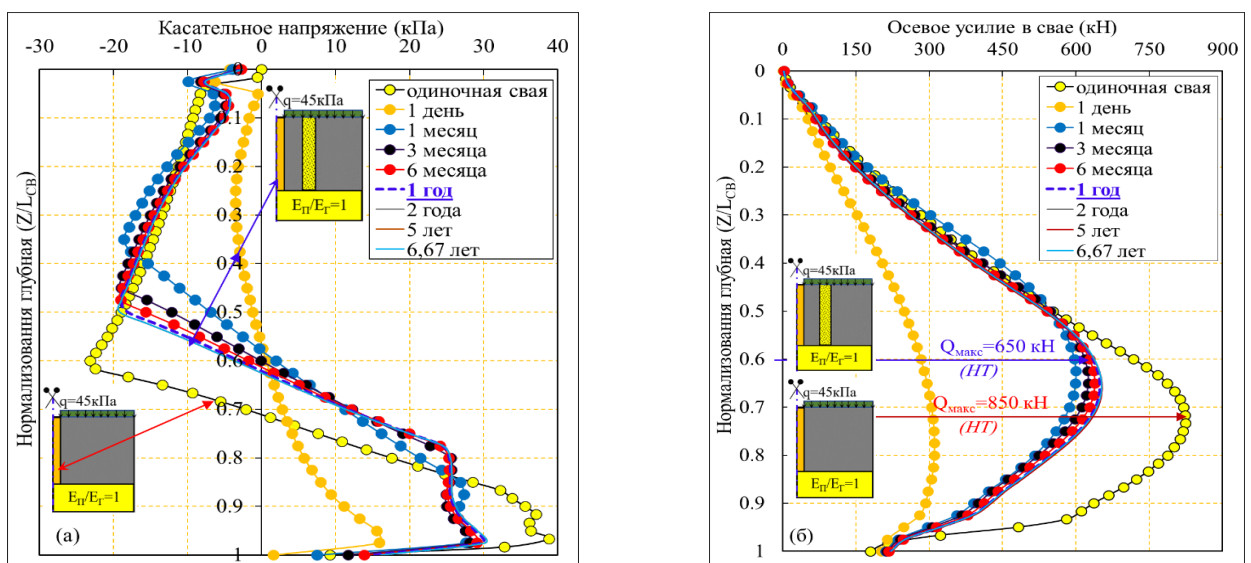


Рисунок 2.62- Распределение касательных напряжений (а) и осевых усилий (б) по длине сваи [17]

2.4.2 Влияние щебеночных свай на распределение относительных смещений грунт-свая

Влияние щебеночных свай на распределение относительных смещений грунт-свая при различном времени консолидации грунта показано на Рисунке 2.63. Из рисунка видно, что наличие экранирующих свай-дрен приводит к уменьшению нормализованной глубины расположения нейтральной точки. Это связано с тем, что щебеночные сваи не только ускоряют процесс консолидации грунта, но и уменьшают его осадку, что, в свою очередь, приводит к снижению относительных смещений грунт-свая. Так, максимальное относительное смещение грунт-свая для сваи, окруженной восемью щебеночными, составила 30,7 мм, а без щебеночных свай – 48,02 мм, разница составила 64%. Кроме того, стабилизировавшаяся нормированная глубина нулевой точки Z_0/L_{CB} , в случае сваи, окруженной восемью щебеночными сваями-дренами, на 18% меньше, чем в случае свай без щебеночных свай [17].

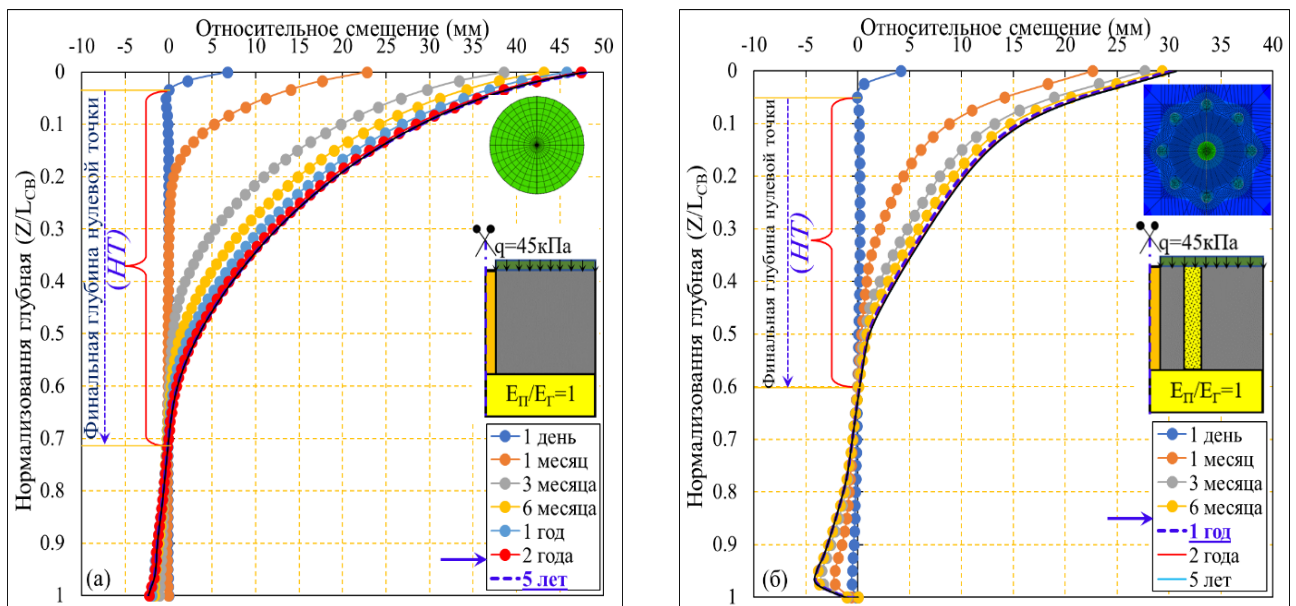


Рисунок 2.63- Распределение относительных смещений грунт-свая при различном времени консолидации грунта: а) без щебеночных свай, б) со щебеночными сваями [17]

2.4.3 Зависимость максимальных осевых усилий в свае от степени консолидации грунта

Рассмотрим динамику развития максимальных осевых усилий в свае ($Q_{\text{МАКС}}$), вызванных отрицательным трением при различной степени консолидации грунта U . Численный анализ показывает, что до степени консолидации грунта $U = 58\%$ максимальное осевое усилие в экранированной сваями-дренами свае превышает максимальное осевое усилие в свае без экрана, затем ситуация меняется и максимальные осевые усилия в экранированной свае становятся меньше, чем в одиночной, как показано на Рисунке 2.64 [17].

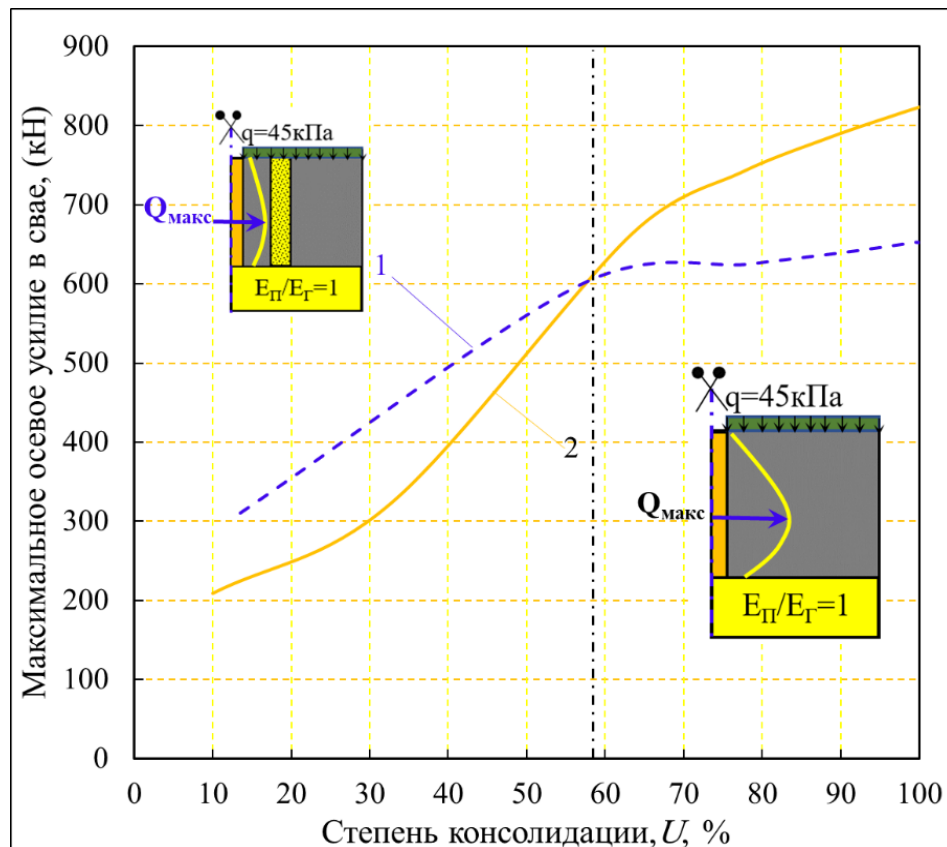


Рисунок 2.64- Зависимость максимальных осевых усилий в свае от степени консолидации грунта: 1- грунт с восемью щебеночными сваями, 2 - грунт без щебеночных свай [17]

Это связано с тем, что щебеночные свай-дрены ускоряют процесс консолидации грунта и его смещение относительно рабочей сваи до степени консолидации 58% будет больше, чем без свай-дрен [17].

2.4.4 Влияние расстояния от сваи фундамента до щебеночных свай на ее работу

На Рисунке 2.65 представлены зависимости глубины расположения нулевой точки на свае и смещений грунта по ее боковой поверхности в зависимости от расстояния до щебеночных свай-дрен ($a/D=1,25, 2,5, 3,75$ и 5) после окончания процесса консолидации. Графики показывают, что максимальное смещение окружающего сваю грунта растет по мере увеличения расстояния до щебеночных свай, что приводит к повышению действующих на нее отрицательных сил трения и, как результат, увеличению максимального осевого усилия в ее сечении. Таким образом, эффективность применения щебеночных свай для снижения сил отрицательного трения, создающих дополнительную нагрузку на сваи фундамента в уплотняющемся грунте, снижается с увеличением расстояния между рабочей и щебеночными сваями и становится практически ничтожной при достижении отношения $(a/D) \approx 5$ [17].

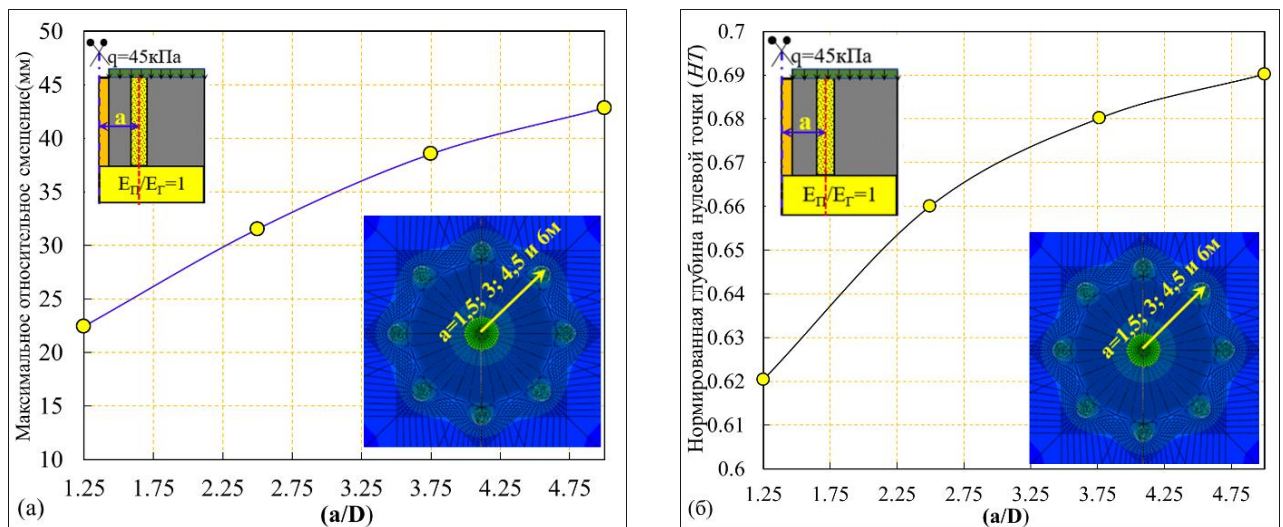


Рисунок 2.65- Влияние расстояния (a/D) на: (а) относительное смещение, (б) глубину расположения нулевой точки при $U=90\%$ [17]

2.4.5 Влияние щебеночных свай на работу нагруженной одиночной сваи

Влияние щебеночных свай на распределение сил поверхностного трения и осевых усилий в одиночных и экранированных висячих сваях в зависимости от величины действующей на них вертикальной нагрузки отражено на Рисунке 2.66.

Нагрузка N прикладывалась ступенями после завершения процесса консолидации грунта. Степень нагрузки составляла $0,25Q_{\text{макс}}$, где $Q_{\text{макс}} = 850$ кН – максимальное осевое усилие в одиночной незэранированной свае перед передачей на нее вертикальной нагрузки. Графики показывают, что касательные напряжения и осевые усилия в свае уменьшаются, а нейтральная точка смещается вверх по мере увеличения вертикальной нагрузки на сваю. Сравнение результатов свидетельствует о том, что отрицательное боковое поверхностное трение полностью исчезает при нагрузке на экранированную сваю $N = 1,0 Q_{\text{макс}}$, а в случае незэранированной – после $N = 1,5 Q_{\text{макс}}$ [17].

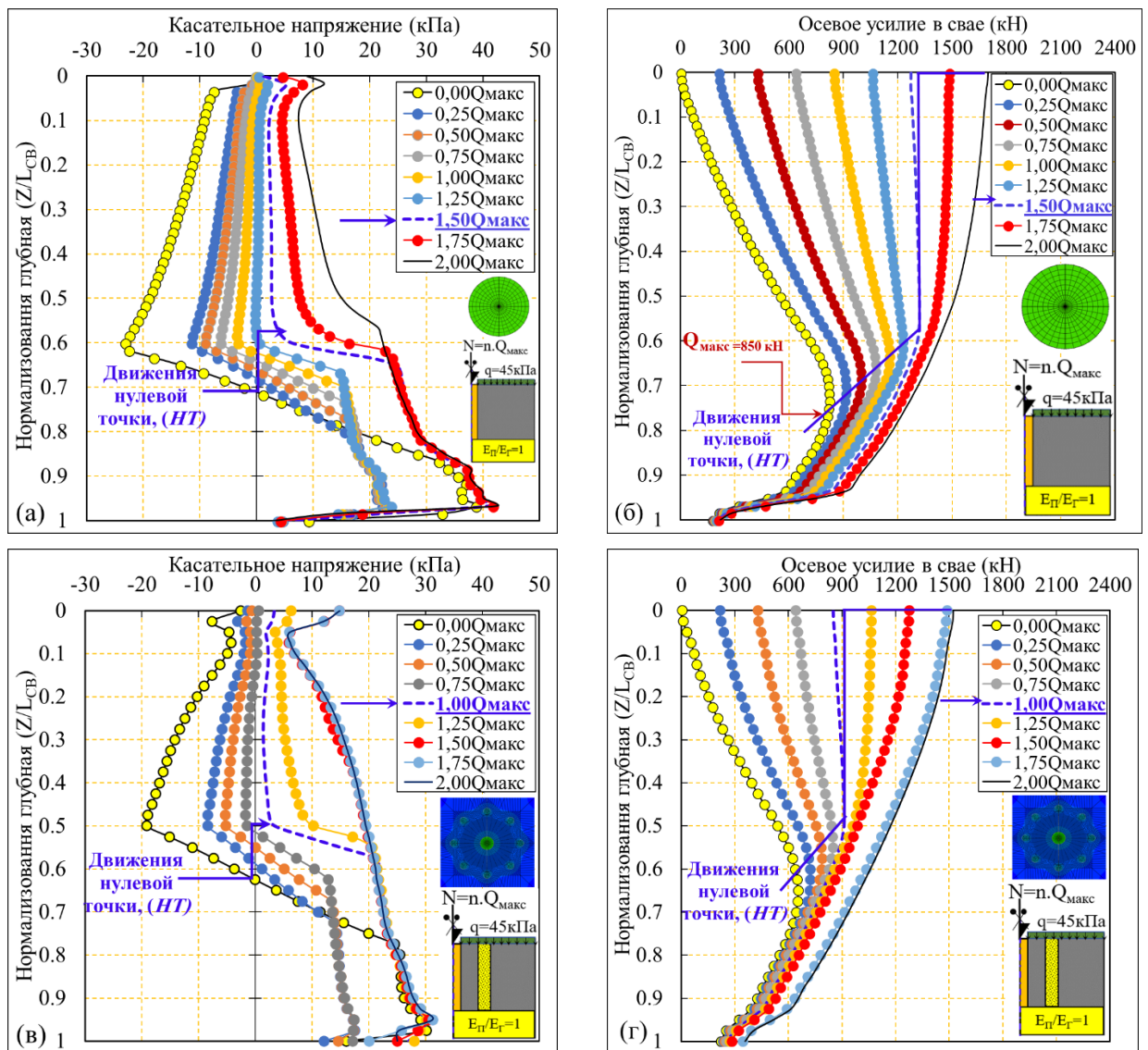


Рисунок 2.66- Распределение касательных напряжений (а, в) и осевых сил (б, г) в зависимости от нагрузки на незэранированную и экранированную сваю [17]

Для объяснения механизма влияния щебеночных свай-дрен на работу одиночной сваи в условиях оседающего грунта на Рисунке 2.67 показаны деформации слоев глинистого грунта, расположенного внутри ячейки, состоящей из рабочей одиночной сваи и 8-ми свай-дрен, и вне ее. Видно, что вертикальные смещения грунта внутри ячейки от поверхности до глубины (H_T) меньше, чем вертикальные смещение грунта за ее пределами, в то время как ниже глубины (H_T) вертикальные смещения грунта внутри ячейки больше, чем за ее пределами. Это указывает на то, что положительное влияние на работу сваи сваи-дрены оказывают только в зоне отрицательного трения. Максимальная разность между вертикальным смещением грунта внутри и вне ячейки ($\delta_{K, \text{МАКС}}$) в этой зоне составила 7,39 мм на глубине $Z/L_{\text{СВ}} = 0,2$.

Меньше в этой зоне и коэффициент бокового давления грунта K_0 на боковую поверхность сваи по сравнению с коэффициент бокового давления грунта на сваю-дрену (Рисунок 2.67б).

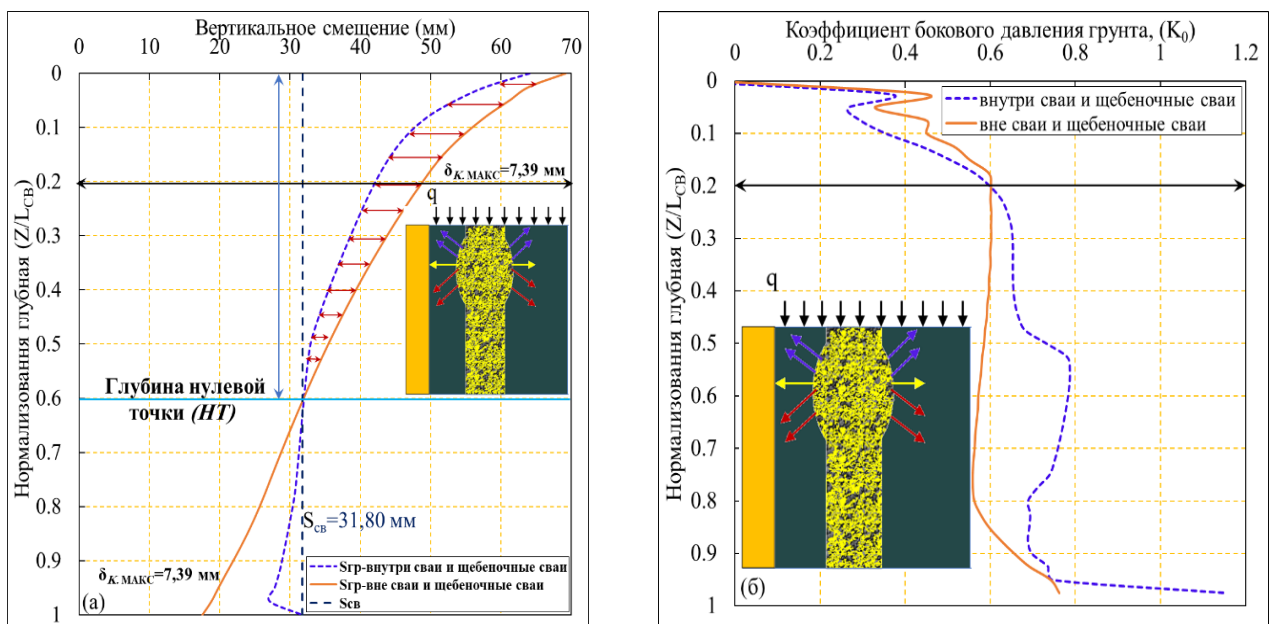


Рисунок 2.67- Влияние свай-дрен на (а) вертикальные смещения грунта ($S_{\text{ГР}}$) и (б) распределение K_0 по нормализованной глубине

Отметим также, что в зоне отрицательного трения разница в вертикальных смещениях слоев грунта внутри и снаружи ячейки постепенно снижается, почти

исчезает на глубине расположения нулевой точки и затем, поменяв знак, начинает увеличиваться.

2.5 Выводы по главе 2

1. Выполненными исследованиями подтвержден и детально изучен факт развития сил отрицательного трения на боковой поверхности свай при оседании окружающего грунта, вызванного нагрузкой его поверхности, и их существенного влияния на несущую способность и осадку свай.

2. Степень развития сил отрицательного трения, характеризуемая глубиной расположения нулевой точки, и их интенсивность зависят от ряда факторов, к которым относятся длина сваи и ее диаметр, форма продольного сечения (цилиндрическая или конусная), интенсивность нагрузки на поверхности грунта, свойства грунта, модуль упругости материала сваи, степень консолидации оседающего грунта, соотношение модулей деформации грунта под нижним концом сваи и вдоль ее боковой поверхности, коэффициент трения между сваями и окружающим грунтом, вертикальная нагрузки на сваю и угол отклонения сваи от вертикали.

3. Влияние сжимаемости ствола сваи на распределение отрицательного трения на их боковой поверхности уменьшается с уменьшением длины свай и становится несущественным в случае коротких свай.

4. Влияние деформации грунта под нижними концами вертикальных и наклонных свай на распределения отрицательного бокового трения на их боковых поверхностях приблизительно стабилизируется, когда модуль деформация грунта под их нижними концами больше чем в 10 раз превышает модуль глинистого грунта вдоль их боковой поверхности ($E_{II}/E_{Г} > 10$).

5. Изгибающий момент, краевое напряжение, положительное боковое трение, осевая деформация, горизонтальное перемещение и максимальный изгибающий момент в случае заделки конусной сваи в ростверк возрастают с увеличением угла ее наклона.

6. Положительное влияние щебеночных свай на работу свайного фундамента заключается в ускорении стабилизации осадки фундамента, снижении сил отрицательного трения на боковой поверхности сваи и вертикальных осевых усилий в ее сечениях, что позволяет увеличить допустимую нагрузку на сваю фундамента при проектировании.

ГЛАВА 3 РАЗРАБОТКА ИНЖЕНЕРНОЙ МЕТОДИКИ РАСЧЕТА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАИ ПРИ ОСЕДАНИИ ОКРУЖАЮЩЕГО ГРУНТА

Основным характерным недостатком большинства существующих методов расчета несущей способности свай в оседающей грунтовой толще является неучет влияния на развития сил отрицательного трения на их боковой поверхности, жесткости грунта под нижним концом сваи и внешней вертикальной нагрузки на ее голову. В то же время ряд экспериментов и выполненные в настоящей диссертации численные исследования указали на их существенное влияние на развитие и распределение сил отрицательного трения, характеризуемое положением нулевой точки, и осевых усилий в свае, работающей в условиях оседающей грунтовой точки, как это показано на Рисунке 3.1 и учтено при разработке изложенных ниже новых методик.

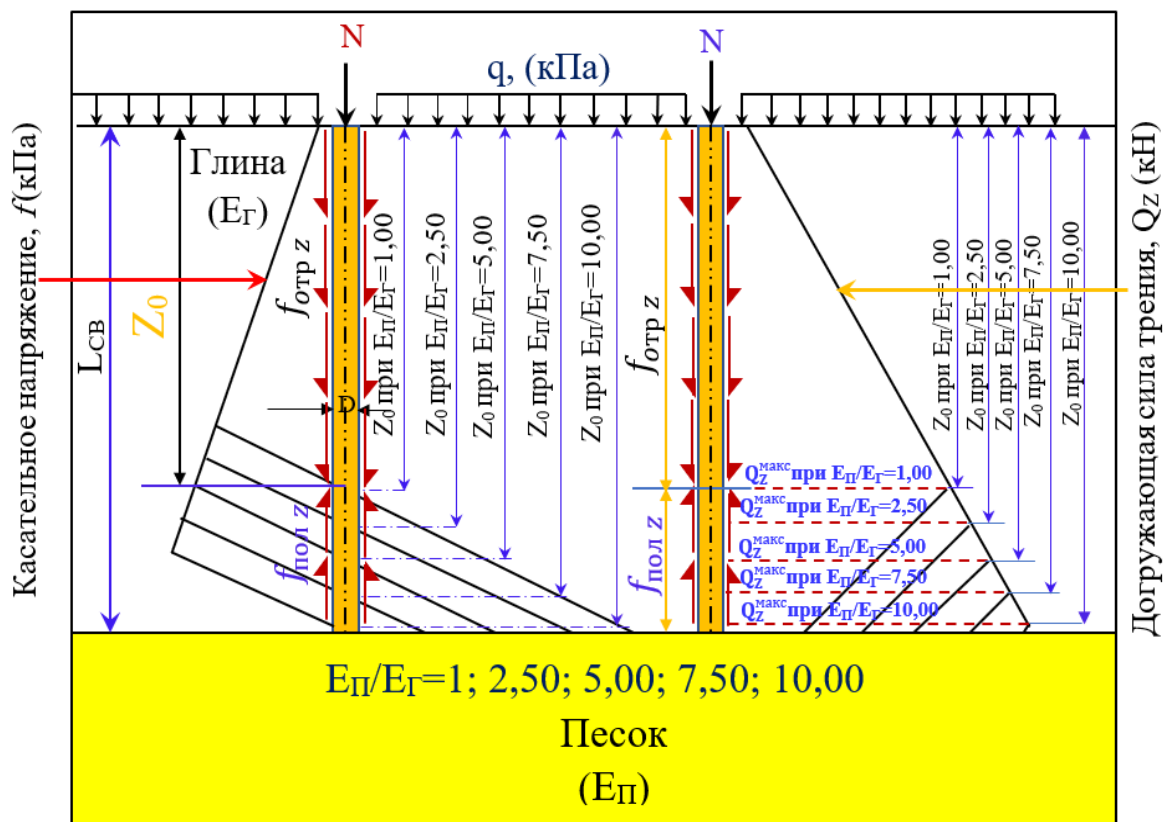


Рисунок 3.1 Схема распределение касательных напряжений на боковой поверхности сваи и осевых усилий в ее стволе при оседании грунтовой толщи для различных соотношений $E_{п}/E_{г}$

3.1 Предлагаемые инженерные методы расчета глубины нулевой точки

В настоящей главе рассмотрены три методики определения глубины нулевой точки (Z_0) - на основе эмпирического решения, регрессионного анализа и использования искусственных нейронных сетей.

3.1.1 Эмпирическое инженерное решение

Эмпирический метод был предложен на основе гипотезы, которую использовали многие исследователи [15; 65; 129] и в соответствии с которой при равновесии системы «свая-грунт» нагрузка на голову сваи совместно с отрицательным боковым трением выше нулевой точки равна сумме величин положительного бокового трения ниже нулевой точки и реакции, передаваемой пятой сваи. Использование предлагаемого метода для определения нормализованной глубины нулевой точки и максимальной осевой силы можно представить в виде следующей последовательности действий.

1. По графику на Рисунке 3.2 определяется значение коэффициента Ω , который корректирует глубину нейтральной точки (НТ) в зависимости от модульного соотношения ($E_{п}/E_{г}$). На рисунке непрерывной линией показаны значения Ω , полученные в результате численного анализа, а пунктирной линией - средние значения численных результатов, которые можно вычислить по уравнению 3.1.

$$\Omega = 0,1408 \ln(E_{п}/E_{г}) + 0,9812 \quad (3.1)$$

Где $1 \leq E_{п}/E_{г} \leq 10$; если $E_{п}/E_{г} > 10$, взять $\Omega = 1,40$

2. При наличии нагрузки N на голову сваи с помощью графиков на Рисунке 3.3 определяется значение поправочного коэффициента, (ξ) нулевой точки (НТ) в зависимости от отношения длины сваи к ее диаметру ($L_{св}/D$), нагрузки на сваю, (N) и времени нагружения сваи, которое отсчитывается от начала консолидации и ограничивается временем, при котором степень консолидации U достигает 90%.

3. Глубина нейтральной точки Z_0 вычисляется по уравнению 3.2 с использованием ранее определенных коэффициентов Ω и ξ .

$$Z_0 = \xi \cdot \left(\frac{-\left(\frac{2 \cdot q \cdot \Omega}{\gamma'}\right) + \sqrt{\left(\frac{2 \cdot q \cdot \Omega}{\gamma'}\right)^2 + (2 \cdot \Omega^2 \cdot L_{CB}^2) + \left(\frac{4 L_{CB} \cdot \Omega^2 \cdot q}{\gamma'}\right)}}{2} \right) \quad (3.2)$$

Где q – равномерно распределенная нагрузка на поверхности слоя глины (кПа); L_{CB} – длина сваи (м); γ' – удельный вес грунта ($\gamma' = (\gamma_s - \gamma_w)$), (кН/м³).

В отличие от выражения приведенного в [48; 131] предложенная зависимость учитывает факторы ξ и Ω .

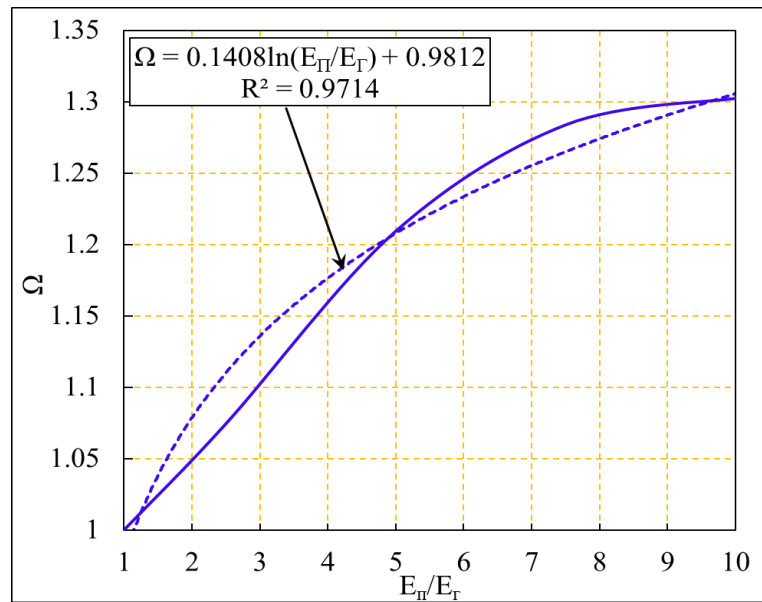


Рисунок 3.2 Графики зависимости $\Omega = f(E_{п}/E_{г})$

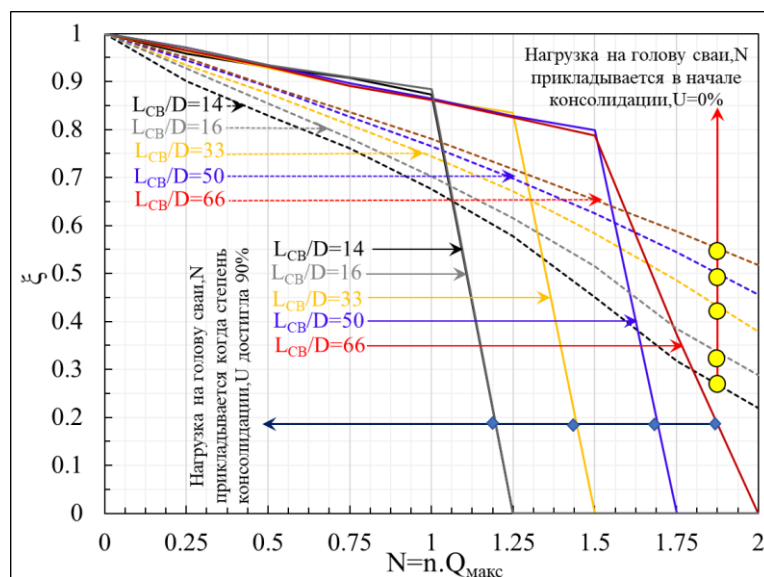


Рисунок 3.3 Графики для определения поправочного коэффициента ξ , учитывающего наличие нагрузки на голову сваи

4. После определения глубины нейтральной точки, Z_0 по предыдущему уравнению можно вычислить значение максимального усилия в свае (догружающая сила трения), Q_z , которое может развиваться в стволе сваи на заданной глубине, в соответствии со следующим уравнением;

$$Q_{\text{МАКС}} = \beta \pi D \left(q \cdot Z_0 + \frac{\gamma' Z_0^2}{2} \right) + N \quad (3.3)$$

Где β – коэффициент, используемый для определения отрицательного бокового трения на поверхности сваи ($f_{\text{отрз}} = \beta \cdot \sigma'_V$). Величина β меняется в зависимости от типа грунта: от 0,2 до 0,25 для глины [103; 113].

5. По формуле 3.4, используя значения Z_0 из выражения 3.2, определяется значение отрицательного трения $f_{\text{отр}}$.

$$f_{\text{отр}} = \beta q + \beta \int_0^{Z_0} (\gamma' dz) = \beta(q + \gamma' Z_0) \quad (3.4)$$

6. Определяется значение положительного трения сдвига $f_{\text{пол}}$ по формуле 3.5.

$$f_{\text{пол}} = \beta q + \beta \int_{Z_0}^{L_{\text{СВ}}} (\gamma' dz) = \beta((q + \gamma'(L_{\text{СВ}} - Z_0))) \quad (3.5)$$

7. Затем несущая способность сваи может быть определена по таблицам СНиП 2.02.03–85 [30] в соответствии со следующим уравнением:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{\text{сR}} R A + u \sum \gamma_{\text{cf}} f_i h_i) \quad (3.6)$$

Где:

$$f_i = f_{\text{пол}};$$

$$h_i = L_{\text{СВ}} - Z_0;$$

γ_c – коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый $\gamma_c=1$;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа;

A – площадь опирания на грунт сваи, м²;

u – периметр поперечного сечения сваи, м;

$f_i = f_{\text{пол}}$ – расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, кПа;

$h_i = (L_{CB} - Z_0)$ – толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью свай, м;

γ_{CR}, γ_{cf} – коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности свай, учитывающие влияние способа погружения свай на расчетные сопротивления грунта [30].

В таблице 3.1. приведены результаты проверки предложенного решения, выполненной путем сравнения результатов, полученных при его применении, с результатами ряда предшествующих полевых, лабораторных и численных исследований.

Таблица 3.1а Результаты проверки (Глубина нулевой точки Z_0)

Случай	L (м)	D (м)	β	q (кПа)	γ' (кН/м ³)	Ω Уравнение (3.1)	Z_0 (м)		
							Измеренное значение	Уравнение 3.2	Разница %
[97]	16,8	1,2	0,2	45	6,49	1,19	12,25 (Це-из) *	12,00	-2
[98]	14,4	1,2	0,2	45	6,49	1,35	16 (Це-из) *	15,00	-6
[88]	20	0,5	0,2	50	8,19	1,02	14 (Чи-из) *	13,25	-6
	20	0,5	0,2	50	8,19	1,40	20 (Чи-из) *	19,50	-3
[57]	25	0,4	0,2	20	6,5	1,10	21 (По-из) *	20	-5
[96]	14,4	1,2	0,25	45	6,3	1,40	16,8 (Чи-из) *	16,4	-1
	14,4	1,2	0,20	45	6,3	1,02	12,45 (Це-из) *	13,00	+2
[66]	42	0,5	0,22	10	9	1,02	32 (Чи-из) *	30,00	-6
[47; 136]	33	0,3	0,26	68,6	9,8	1,13	26,45 (По-из) *	26	-3
	26,5	0,3	0,14	36	9,8	1,30	26 (По-из) *	25	-4
	40	0,5	0,215	36	8,5	1,4	40 (По-из) *	39	-3
[132; 136]	34	0,46	0,24	51	8,3	1,02	21 (Эк-из) *	23	+9
[136]	34,5	0,61	0,24	40	8	1,13	30 (По-из) *	29	-3
[63; 136]	43	0,61	0,22	36	8	1,14	35 (Чи-из) *	34	-3

*Где; (Це-из) -Центрифужные измерения; (Чи-из) - числовые измерения; (Эк-из) - Экспериментальные измерения; (По-из) -Полевые измерения.

Таблица 3.16 Результаты проверки (Максимальная сила трения $Q_{\text{МАКС}}$)

Случай	L (м)	D (м)	β	q (кПа)	γ' (кН/м ³)	Ω Уравнение (3.1)	$Q_{\text{МАКС}}$ (кН)		
							Измеренное значение	Уравнение 3.3	Разница %
[97]	16,8	1,2	0,2	45	6,49	1,19	850 (Це-из) *	842	-1
[98]	14,4	1,2	0,2	45	6,49	1,35	949 (Це-из) *	1043	+9
[88]	20	0,5	0,2	50	8,19	1,02	390 (Чи-из) *	433	+9
	20	0,5	0,2	50	8,19	1,40	402 (Чи-из) *	483	+10
[57]	25	0,4	0,2	20	6,5	1,10	390 (Чи-из) *	428	+9
[96]	14,4	1,2	0,25	45	6,3	1,40	1541 (Чи-из) *	1535	-3
	14,4	1,2	0,20	45	6,3	1,02	832 (Це-из) *	844	+5
[66]	42	0,5	0,22	10	9	1,02	1550 (Чи-из) *	1503	-3
[47; 136]	33	0,3	0,26	68,6	9,8	1,13	1050 (По-из) *	1040	+5
	26,5	0,3	0,14	36	9,8	1,30	545 (По-из) *	534	-6
	40	0,5	0,215	36	8,5	1,4	2500 (По-из) *	2189	+4
[132; 136]	34	0,46	0,24	51	8,3	1,02	2000 (Эк-из) *	2140	+9
[136]	34,5	0,61	0,24	40	8	1,13	2381(По-из) *	2392	+1
[63; 136]	43	0,61	0,22	36	8	1,14	2500 (Чи-из) *	2465	-2

*Где; (Це-из) -Центрифужные измерения; (Чи-из) - числовые измерения; (Эк-из) -Экспериментальные измерения; (По-из) -Полевые измерения.

Сопоставление искомых значений Z_0 и $Q_{\text{МАКС}}$, вычисленных по предложенной методике, с результатами, полученными на основе лабораторных и полевых экспериментов, показало, что величины отличаются не более чем на 10%. Таким образом предлагаемое эмпирическое решение можно использовать для прогнозирования глубины расположения нулевой точки и максимального усилия в свае.

3.2 Статистический анализ результатов

Статистический анализ результатов проводился с использованием программ SPSS, EXCEL, STATA, MINITAB, EVIEWS и MATLAB. На основе анализа были предложены следующие два уравнения для расчета нормализованной глубины нейтральной точки, а также максимальной осевой силы, создаваемой на сваю в результате отрицательного трения, с учетом влияния одиннадцати различных факторов.

3.2.1 Модель мультилинейной регрессии с помощью SPSS

Линейная регрессия — это хорошо известный статистический метод оценки взаимосвязи между зависимой переменной и одной или несколькими независимыми переменными. Используя метод линейной регрессии для прогнозирования глубины нулевой точки, проверка модели является способом проверки подхода модели к анализу статистики в программе SPSS (Statistical Package for the Social Sciences). Кроме того, для проверки модели использовался метод поправочный коэффициент (R), где R определяется как математическая разница между фактическими и прогнозируемыми значениями данных, как показано на Рисунках 3.4 и 3.5 и в таблице 3.2. Для разработки модели на основе численного анализа выбран множественный регрессионный анализ, в котором нормализованная глубина нейтральной плоскости ($\frac{Z_0}{L_{CB}}$) и максимальное осевое усилие в свае ($Q_{\text{макс}}$) принимаются в качестве зависимых переменных, а геометрические параметры свай, такие как (L_{CB}), (D), механические параметры грунта, такие как ($E_{\text{п}}/E_{\text{г}}$), (μ), (κ/λ), (M), и интенсивности нагрузки на поверхности грунта (q), рассматриваются как независимые переменные. В этой части проводится два анализа SPSS для ($\frac{Z_0}{L_{CB}}$) и ($Q_{\text{макс}}$) соответственно. Описательная статистика, количество выборок (m) и входные переменные в двух случаях представлены в таблице 3.2.

Анализ мультилинейной регрессии SPSS проводился со всеми девятью независимыми переменными, в результате чего для определения $(\frac{Z_0}{L_{CB}})$ и $(Q_{\text{макс}})$ были получены уравнения 3.8 и 3.9 соответственно.

Таблица 3.2 Описательная статистика, количество выборок (m) и входные переменные

Модель мультилинейной регрессии для нормализованной глубины нулевой точки $(\frac{Z_0}{L_{CB}})$			
Входные переменные	Средние отклонения	Стандартные отклонения	m
Z_0/L_{CB}	0,731231	0,05944	240
L_{CB}/D	0,9540	0,19304	240
E_{II}/E_{I}	1,437500	1,663744	240
E/q	1482002,3152	250266,52311	240
μ	0,3111	0,06631	240
κ/λ	0,2657	0,24060	240
M	1,0438	0,28513	240
Модель мультилинейной регрессии для нормированной максимальной осевой силы в свае $(\frac{Q_{\text{макс}}}{q \times L_{CB} \times D})$			
Входные переменные	Средние отклонения	Стандартные отклонения	m
$Q_{\text{макс}}/q$	62,2063	52,69098	240
L_{CB}/D	33,0680	20,70913	240
E_{II}/E_{I}	1,4375	1,66374	240
E/q	1482002,3152	250266,52311	240
μ	0,3111	0,06631	240
κ/λ	0,2657	0,24060	240
M	1,0438	0,28513	240
Модель	Введенные переменные		Метод
1	$L_{CB}/D, E_{II}/E_{I}, E/q, \mu, \kappa/\lambda, M$		Enter
a. Зависимая переменная: $(Z_0/L_{CB}), (\frac{Q_{\text{макс}}}{q \times L_{CB} \times D})$			
b. Все требуемые переменные введены.			

$$\frac{Z_0}{L_{CB}} = 0,701 - \frac{0,013L_{CB}}{D} + \frac{0,026E_{II}}{E_{I}} + \frac{1,552 \times 10^{-8}E}{q} - 0,15\mu + \frac{0,100k}{\lambda} + 0,013M \quad (3.7)$$

$$\frac{Q_{МАКС}}{q \times L_{CB} \times D} = 0,45 + \frac{0,134L_{CB}}{D} + \frac{0,03E_{II}}{E_{I}} - \frac{1,289 \times 10^{-7}E}{q} + 1,145\mu + \frac{0,417k}{\lambda} + 0,028M \quad (3.8)$$

Комбинированный анализ SPSS для нормализованной нейтральной плоскости и максимальной осевой силы в свае представлен в таблице 3.3 а соответствующий анализ, сравнивающий прогнозируемые результаты линейной регрессионной модели с ожидаемыми результатами, представлен на Рисунках 3.4 и 3.5 соответственно.

Из таблицы 3.2 видно, что поправочный коэффициент R для прогноза нулевой точкой и максимальная осевая сила, возникающая в теле сваи в результате отрицательного трения, составляют 0,88 и 0,87 соответственно, что свидетельствует об эффективности использования уравнений 3.7 и 3.8 для прогнозирования глубины нулевой точки и определения максимальной осевой силы, создаваемой в теле сваи.

Пределы использования двух предыдущих уравнений линейной регрессии (3.8 и 3.9); $L_{CB} \in [16-80]$ м; $D \in [0,6-1,20]$ м; $E_{II}/E_{I} \in [0-10,00]$; $E \in [14500000 - 84500000]$ кПа; $\mu \in [0,06-0,32]$; $q \in [40 - 80]$ кПа; $\lambda \in [0,05-0,25]$; $\kappa/\lambda \in [0,085414285-0,80]$; $M \in [0,98-2,80]$.

Таблица 3.3 Комбинированный анализ SPSS для нормализованной нейтральной плоскости и максимальной осевой силы в свае

Нормализованная нейтральная плоскость (Z_0/L_{CB})	
Множественный R	0,883
R-квадрат	0,779
Скорректированный R-квадрат	0,774
Стандартная ошибка оценки	0,02828
Нормализованная максимальная осевая сила в свае ($\frac{Q_{МАКС}}{q \times L_{CB} \times D}$)	
Множественный R	0,87
R-квадрат	0,783
Скорректированный R-квадрат	0,773
Стандартная ошибка оценки	0,15941

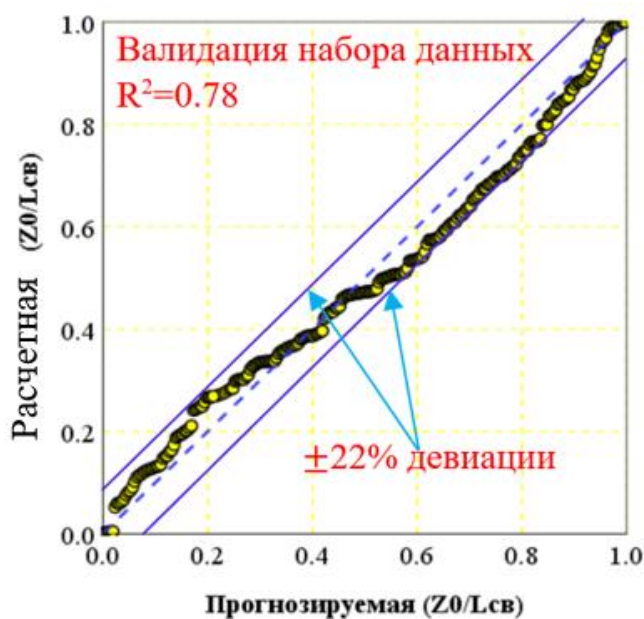


Рисунок 3.4 Отклонение параметра (Z_0/L_{CB})

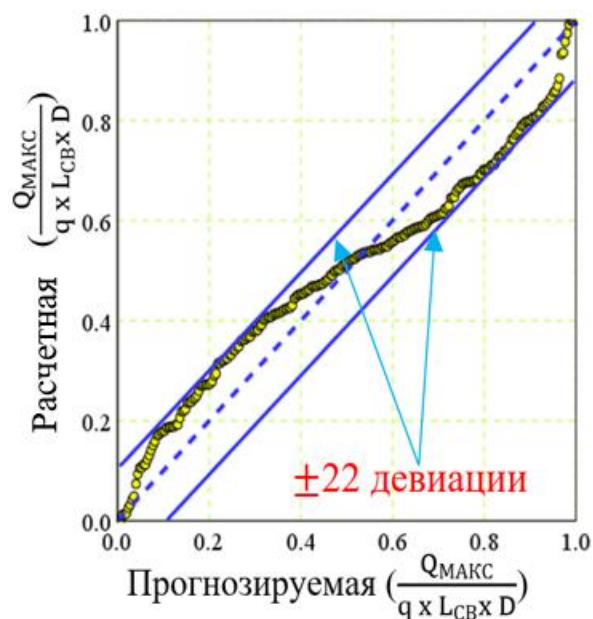


Рисунок 3.5 Отклонение параметра ($\frac{Q_{\text{МАКС}}}{q \times L_{CB} \times D}$)

3.3 Регрессионная нейронная сеть с использованием MATLAB

Искусственная нейронная сеть (ИНС) — это компьютерные программы или системы, которые имитируют работу нейронов мозга для обработки данных и выполнения задач в различных областях, являющиеся наиболее распространенными в индустрии разработки шаблонов и методов машинного обучения, направленными на предоставление алгоритмов и программного обеспечения, способных обучаться с опытом. Когда говорят, что нейронные сети моделируют механизм работы жизненно важных нейронов в головном мозге, это означает две вещи: первая создается структура с формированием нейронной сети, состоящей из определенного количества узлов, каждый из которых является так называемым «нейроном», связанных друг с другом искусственными связями; вторая — это поведенческий аспект. То есть искусственные нейроны имитируют жизненно важные нейроны в том, как они генерируют и передают сигналы между собой [46].

Нейронная сеть представляет собой несколько слоев, каждый из которых имеет определенное количество нейронов, и минимально возможное количество слоев составляет три: входной слой, выходной слой и скрытый слой. Входной слой

получает данные, которые должны быть обработаны, и в соответствии со значениями входных данных определенные нейроны будут активированы внутри входного слоя, который, в свою очередь, активирует нейроны скрытого слоя, и так далее, пока выходной слой, через который мы получаем решение поставленной задачи.

В этом исследовании нейронная сеть была построена с использованием программы MATLAB для анализа численных результатов, которые были изучены в этом исследовании, для прогнозирования нормализованной глубины нулевой точки (Z_0/L_{CB}). Архитектура нейронной сети с прямыми связями и обратным распространением (feed-forward backprop), полученная в диссертационной работе, показана на Рисунке 3.6.

Рисунок 3.6 показывает схему модели нейронной сети (ИНС), которая состоит из шести входных параметров, одного выходного параметра и одного скрытого слоя. Кроме того, количество нейронов в скрытых слоях было выбрано девятнадцать на основе предположения предыдущего исследования ($2I + 1$), где I - количество входных параметров [52; 79; 107].

В этом исследовании с помощью программы MATLAB были построены две нейронные сети для проверки численных результатов нормализованной глубины нулевой точки (Z_0/L_{CB}), в результате воздействия 9 переменных, указаны в таблице 3.2. После нескольких попыток было обнаружено, что наилучшее формирование нейронных сетей — это 240 строк, представляющих количество исследованных выборок (m), 6 столбцов, представляющих количество входных параметров в дополнение к 13 скрытым слоям. Для обучения нейронной сети (ИНС) 70% выборок (168 выборок) выбираются для обучения сети и 15% (36 выборок) для проверки 15% для тестирования (36 выборок).

На рисунке 3.7 показана архитектура нейронной сети, использовавшейся для прогнозирования глубины в нулевой точке, состоящей из шести входных параметров, одного выходного параметра, тринадцати нейронов в скрытом слое, функции (Log-Sigmoid) для скрытого слоя и линейной функцией (Linear-function)

для выходного слоя. При построении предлагаемой нейронной сети для прогнозирования глубины нулевой точки использовался алгоритм обучения Левенберга-Марквардта, так как это наиболее эффективный, быстрый и надежный метод среди всех других прямых методов искусственного интеллекта, основанный на рекомендациях предыдущих исследований [61; 79; 100; 109; 121]. Ограничения использования текущей нейронной сети;

$L_{CB} \in [16-80]$ м; $D \in [0,6-1,20]$ м; $E_{II}/E_I \in [1-10,00]$; $E \in [14500000 - 84500000]$ кПа; $\mu \in [0,06-0,32]$, $q \in [20 - 80]$ кПа; $\lambda \in [0,05-0,25]$; $\kappa/\lambda \in [0,085-0,80]$; $M \in [0,98-2,80]$.

Критерий средней квадратичной ошибки (MSE) использовался для оценки работы сети в случае обучения, тестирования и проверки в котором m означает общее количество матриц данных, t_i и a_i - целевой выход и прогнозируемые выходы, соответственно.

$$MSE = \frac{\sum_{i=1}^m (t_i - a_i)^2}{m} \quad (3.9)$$

Также из рисунка видно, что производительность (ИНС) оптимизирована при минимальной квадратичной ошибке (MSE), также известной как индекс производительности 0,0001955 в эпоху 19. Кроме того, было проведено сравнение между целевой и нормализованной глубиной нулевой точки относительно тенденций регрессионного профиля для обучения, тестирования, проверки и полного набора данных нейронной сети. Как представлено на Рисунке 3.8 линии наилучшего соответствия между измеренными и прогнозируемыми значениями нормализованной глубины нулевой точки (Z_0/L_{CB}) можно отметить с коэффициентами корреляции R 0,97631, 0,96474, 0,97306, и 0,9733 для обучения, тестирования, проверки и всех данных.

Также, сравнивая значения коэффициента эффективности определения R^2 , использованного для оценки эффективности (ИНС) модели в прогнозировании нормированной глубины нулевой точки (Z_0/L_{CB}) и метода линейной регрессии в SPSS программы, отметим, что значения R^2 здесь выше, и это подтверждает, что алгоритм Левенберга-Марквардта является более эффективным и точным в

прогнозировании глубины нулевой точки, чем линейная регрессия SPSS программы.

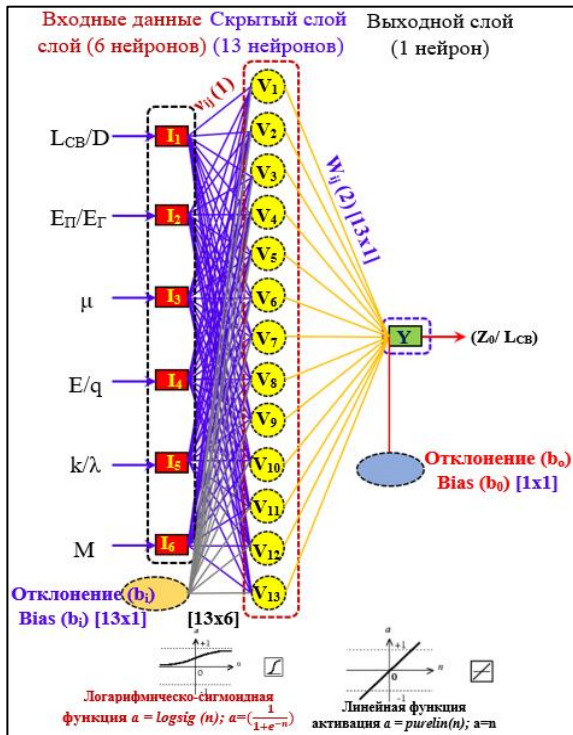


Рисунок 3.6 Архитектура модели (ИНС) $I_1=L_{CB}/D$; $I_2= E_{II}/E_{Г}$; $I_3=E/q$; $I_4= \mu$; $I_5=k/\lambda$; $I_6=M$; V_{1-13} - нейроны скрытого слоя; I_{1-6} - нейроны параметров входов

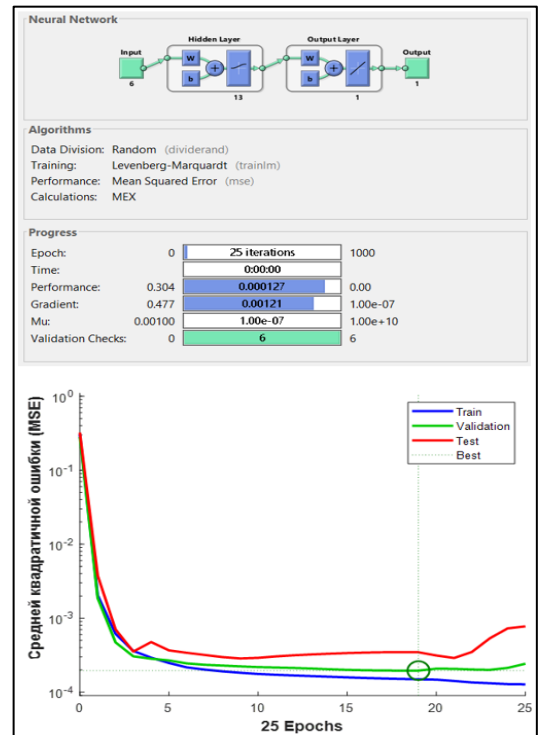


Рисунок 3.7 Свойства и производительность LM (ИНС) в процессе обучения, тестирования и проверки

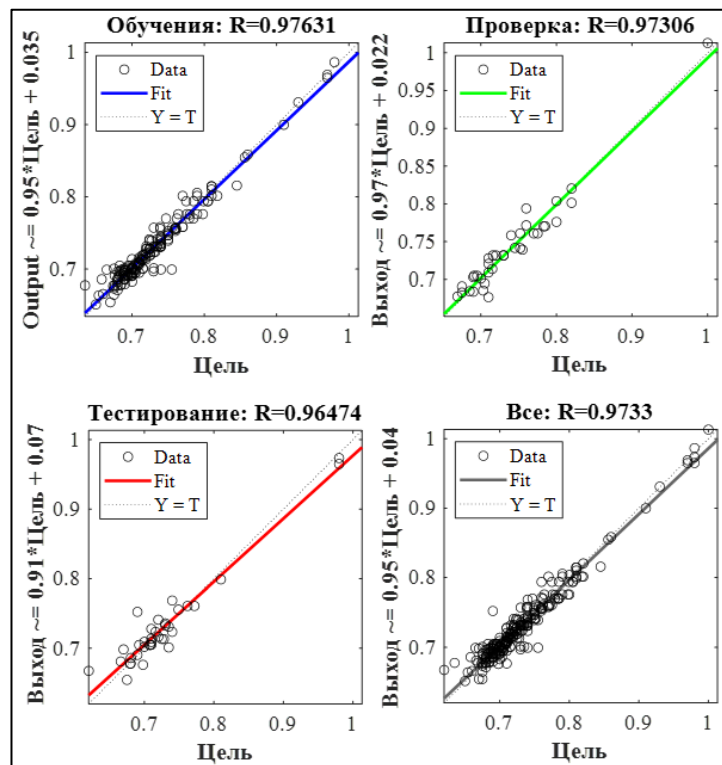


Рисунок 3.8 Отношение между целевым (Z_0/L_{CB}) и выходным параметрами (m) для проверки данных в (ИНС)

Искусственная нейронная сеть (ИНС) в основе своей работы основывается на матрицах степени влияния, связанных друг с другом между входом и скрытым слоем и между скрытым слоем и выходом, а также на матрицах соотношения ошибок, которые называются смещениями, и скрытый слой является входом для выходного слоя. Матрица степени влияния нейрона входного слоя и скрытым слоем (V_1) обозначается (V_{ij}), матрица степени влияния связи между нейроном скрытого слоя и выходом (O) обозначенный (W_{ij}), матричное отклонение на нейроне скрытого слоя обозначается (b_i), матричное отклонение матрицы на нейроне выходного слоя обозначается (b_i). Матрица веса слоя 1 (V_1), матрица степени влияния слоя 2 (W_2), матричное отклонение для слоя 1 (b_{1-13}) и матричное отклонение для слоя 2 (b_0) показаны ниже.

Вес слоя степени влияния V_1 (вес степен влияния от входов до скрытого слоя);

$$V_1 = V_{ij};$$

$$= \begin{bmatrix} V_{11} & V_{12} & V_{13} & V_{14} & V_{15} & V_{16} \\ V_{21} & V_{22} & V_{23} & V_{24} & V_{25} & V_{26} \\ V_{31} & V_{32} & V_{33} & V_{34} & V_{35} & V_{36} \\ V_{41} & V_{42} & V_{43} & V_{44} & V_{45} & V_{46} \\ V_{51} & V_{52} & V_{53} & V_{54} & V_{55} & V_{56} \\ V_{61} & V_{62} & V_{63} & V_{64} & V_{65} & V_{66} \\ V_{71} & V_{72} & V_{73} & V_{74} & V_{75} & V_{76} \\ V_{81} & V_{82} & V_{83} & V_{84} & V_{85} & V_{86} \\ V_{91} & V_{92} & V_{93} & V_{94} & V_{95} & V_{96} \\ V_{101} & V_{102} & V_{103} & V_{104} & V_{105} & V_{106} \\ V_{111} & V_{112} & V_{113} & V_{114} & V_{115} & V_{116} \\ V_{121} & V_{122} & V_{123} & V_{124} & V_{125} & V_{126} \\ V_{131} & V_{132} & V_{133} & V_{134} & V_{135} & V_{136} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0,44263 & 1,8813 & 2,6473 & -1,7862 & 2,2162 & -1,4027 \\ -1,8565 & -4,278 & 0,66717 & -0,69559 & 1,967 & 1,35214 \\ -1,3338 & -1,5573 & -1,4228 & 1,5931 & 1,7458 & 0,95243 \\ 1,3075 & 1,3923 & -3,1774 & 0,016788 & -0,32371 & 2,1342 \\ 1,8906 & -0,64789 & -3,0303 & -2,3176 & 2,4693 & -1,842 \\ 0,38371 & 0,60794 & -3,8365 & 0,74849 & 1,8043 & -1,3497 \\ 1,0031 & -0,22137 & -1,3031 & -0,92054 & 2,8051 & -1,706 \\ -2,26 & 2,7999 & -0,4835 & 2,7598 & -2,7909 & 0,31136 \\ -1,9104 & 0,57269 & 0,2906 & -1,8626 & 1,6901 & 2,7536 \\ 0,42805 & -2,0122 & 2,1111 & -2,7521 & -0,16168 & 2,9598 \\ 2,8833 & -1,5551 & -0,26704 & -2,5952 & -0,90721 & -1,1381 \\ -2,5251 & 2,4657 & -0,94059 & 1,8265 & 0,55182 & 0,85864 \\ -2,9433 & 2,2757 & 0,0039207 & 0,89287 & -1,7696 & 0,7582 \end{bmatrix} \quad (3.10)$$

Вес слоя степени влияния W_2 (вес степени влияния от скрытого слоя до выхода);

$$W_2 = W_{ij} = \begin{bmatrix} W_{11} \\ W_{21} \\ W_{31} \\ W_{41} \\ W_{51} \\ W_{61} \\ W_{71} \\ W_{81} \\ W_{91} \\ W_{101} \\ W_{111} \\ W_{121} \\ W_{131} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1,1311 \\ -1,2687 \\ -1,4037 \\ -0,93938 \\ -0,56314 \\ 0,96429 \\ 1,9241 \\ 1,7209 \\ 0,49872 \\ 1,227 \\ -1,295 \\ 0,41377 \\ -1,9873 \end{bmatrix} \quad (3.11);$$

Вес отклонения b_i (отклонение от входов до скрытого слоя);

$$b_i = \begin{bmatrix} b_1 \\ b_2 \\ b_3 \\ b_4 \\ b_5 \\ b_6 \\ b_7 \\ b_8 \\ b_9 \\ b_{10} \\ b_{11} \\ b_{12} \\ b_{13} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3,2986 \\ 3,3156 \\ 2,655 \\ -2,082 \\ -0,86041 \\ -0,915 \\ 1,5362 \\ -0,77322 \\ -1,8597 \\ -1,3745 \\ 2,563 \\ -3,7222 \\ -4,3093 \end{bmatrix} \quad (3.12)$$

Вес отклонения b_0 (отклонение от скрытого слоя до выхода):

$$b_0 = [0.35877] \quad (3.13)$$

3.3.1 Шаги разработки уравнения модели искусственной сети для прогнозирования нормированной глубины нулевой точки

Из весов связи между параметрами входов и выходов, полученных из обученной искусственной нейронной сети, приведенных в уравнениях с 3.10 до 3.13, можно составить математическое уравнение, связывающее входные параметры и выход для определения нормализованной глубины нулевой точки путем использования следующего уравнения;

$$Y = \left(\frac{Z_0}{L_{CB}}\right)_s = f\left(\frac{L_{CB}}{D}; \frac{E_{\Pi}}{E_{\Gamma}}; \frac{E}{q}; \mu; \frac{\kappa}{\lambda}; M\right)_s$$

$$= f_{in} \left\{ b_0 + \sum_{i=1}^g \left[w_{ij} f_{sig} \left(b_j + \sum_{i=1}^s v_{ij} I_i \right) \right] \right\} \quad (3.14)$$

где g - количество нейронов в скрытом слое = 13; I_i - входные параметры; f_{sig} - логарифмическо-сигмоидная функция активации (Log-Sigmoid) для скрытого слоя; f_{lin} - линейная функция активации для выходного слоя; s - количество входных переменных. Нормированные входные параметры используются в диапазоне от 0 до 1 в качестве начального этапа обучения искусственной нейронной сети с использованием функции Log-Sigmoid (f_{sig}).

Используя степень влияния связей обученной искусственной нейронной сети, можно выполнить следующие шаги для прогнозирования нормированной глубины нулевой точки:

1. Определение значений секретного слоя (V_1-V_{13}) в нейронной сети с помощью уравнений (3.15–3.27) где $I_1=L_{CB}/D$; $I_2=E_{П}/E_{Г}$; $I_3=E/q$; $I_4=\mu$; $I_5=k/\lambda$; $I_6=M$ (см. Рисунок 3,6).

$$V_1=v_{11}I_1+v_{12}I_2+v_{13}I_3+v_{14}I_4+v_{15}I_5+v_{16}I_6+b_1 \quad (3.15)$$

$$V_2=v_{21}I_1+v_{22}I_2+v_{23}I_3+v_{24}I_4+v_{25}I_5+v_{26}I_6+b_2 \quad (3.16)$$

$$V_3=v_{31}I_1+v_{32}I_2+v_{33}I_3+v_{34}I_4+v_{35}I_5+v_{36}I_6+b_3 \quad (3.17)$$

$$V_4=v_{41}I_1+v_{42}I_2+v_{43}I_3+v_{44}I_4+v_{45}I_5+v_{46}I_6+b_4 \quad (3.18)$$

$$V_5=v_{51}I_1+v_{52}I_2+v_{53}I_3+v_{54}I_4+v_{55}I_5+v_{56}I_6+b_5 \quad (3.19)$$

$$V_6=v_{61}I_1+v_{62}I_2+v_{63}I_3+v_{64}I_4+v_{65}I_5+v_{66}I_6+b_6 \quad (3.20)$$

$$V_7=v_{71}I_1+v_{72}I_2+v_{73}I_3+v_{74}I_4+v_{75}I_5+v_{76}I_6+b_7 \quad (3.21)$$

$$V_8=v_{81}I_1+v_{82}I_2+v_{83}I_3+v_{84}I_4+v_{85}I_5+v_{86}I_6+b_8 \quad (3.22)$$

$$V_9=v_{91}I_1+v_{92}I_2+v_{93}I_3+v_{94}I_4+v_{95}I_5+v_{96}I_6+b_9 \quad (3.23)$$

$$V_{10}=v_{10\ 1} I_1+v_{10\ 2} I_2+v_{10\ 3} I_3+v_{10\ 4} I_4+v_{10\ 5} I_5+v_{10\ 6} I_6+b_{10} \quad (3.24)$$

$$V_{11}=v_{11\ 1} I_1+v_{11\ 2} I_2+v_{11\ 3} I_3+v_{11\ 4} I_4+v_{11\ 5} I_5+v_{11\ 6} I_6+b_{11} \quad (3.25)$$

$$V_{12}=v_{12\ 1} I_1+v_{12\ 2} I_2+v_{12\ 3} I_3+v_{12\ 4} I_4+v_{12\ 5} I_5+v_{12\ 6} I_6+b_{12} \quad (3.26)$$

$$V_{13}=v_{13\ 1} I_1+v_{13\ 2} I_2+v_{13\ 3} I_3+v_{13\ 4} I_4+v_{13\ 5} I_5+v_{13\ 6} I_6+b_{13} \quad (3.27)$$

2. Затем определите влияние нейронов скрытого слоя, рассматриваемого как вход для выходного слоя, распределяя значения (P_1-P_{13}) с помощью уравнений (3.28–3.40).

$$P_1 = W_{11} \left(\frac{1}{1 + e^{-V_1}} \right) \quad (3.28)$$

$$P_2 = W_{21} \left(\frac{1}{1 + e^{-V_2}} \right) \quad (3.29)$$

$$P_3 = W_{31} \left(\frac{1}{1 + e^{-V_3}} \right) \quad (3.30)$$

$$P_4 = W_{41} \left(\frac{1}{1 + e^{-V_4}} \right) \quad (3.31)$$

$$P_5 = W_{51} \left(\frac{1}{1 + e^{-V_5}} \right) \quad (3.32)$$

$$P_6 = W_{61} \left(\frac{1}{1 + e^{-V_6}} \right) \quad (3.33)$$

$$P_7 = W_{71} \left(\frac{1}{1 + e^{-V_7}} \right) \quad (3.34)$$

$$P_8 = W_{81} \left(\frac{1}{1 + e^{-V_8}} \right) \quad (3.35)$$

$$P_9 = W_{91} \left(\frac{1}{1 + e^{-V_9}} \right) \quad (3.36)$$

$$P_{10} = W_{101} \left(\frac{1}{1 + e^{-V_{10}}} \right) \quad (3.37)$$

$$P_{11} = W_{111} \left(\frac{1}{1 + e^{-V_{11}}} \right) \quad (3.38)$$

$$P_{12} = W_{121} \left(\frac{1}{1 + e^{-V_{12}}} \right) \quad (3.39)$$

$$P_{13} = W_{131} \left(\frac{1}{1 + e^{-V_{13}}} \right) \quad (3.40)$$

3. Нормализованное выражение глубины нулевой точки $\left(\frac{Z_0}{L_{CB}}\right)$ определяется по уравнению 3.41, а глубина нулевой точки в ненормализованной форме (Z_0) определяется по уравнению 3.42

$$\left(\frac{Z_0}{L_{CB}}\right) = f\left(\frac{L_{CB}}{D}; \frac{E_{II}}{E_{I}}; \frac{E}{q}; \mu; \frac{\kappa}{\lambda}; M\right)$$

$$\left(\frac{Z_0}{L_{CB}}\right) = f\left[\frac{L_{CB}}{D}; \frac{E_{II}}{E_{I}}; \frac{E}{q}; \mu; \frac{\kappa}{\lambda}; M\right]$$

$$\left(\frac{Z_0}{L_{CB}}\right) = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 +$$

$$P_6 + P_7 + P_8 + P_9 + P_{10} +$$

$$P_{11} + P_{12} + P_{13} + b_0 \quad (3.41)$$

$$Z_0 = L_{CB} ((\sum_{i=1}^{13} P_i) + b_0) \quad (3.42)$$

В порядке и последовательности, аналогичной предыдущей искусственной нейронной сети для прогнозирования глубины нулевой точки, разработана искусственная нейронная сеть для прогнозирования максимальной осевой силы, возникающей в свае в результате отрицательного трения при тех же граничных условиях. В этой искусственной сети тангенциально-сигмоидная функция активации (Tan-Sigmoid) использовалась вместо логарифмическо-сигмоидная функции активации (Log-Sigmoid) для получения желаемых и более приемлемых результатов. Максимальная осевая сила нормирована по нагрузке, действующей на поверхности грунта (q), длиной и диаметром сваи. Структурная форма предложенной искусственной нейронной сети и результаты ее анализа и производительности показаны на Рисунках 3.9 и 3.10 соответственно.

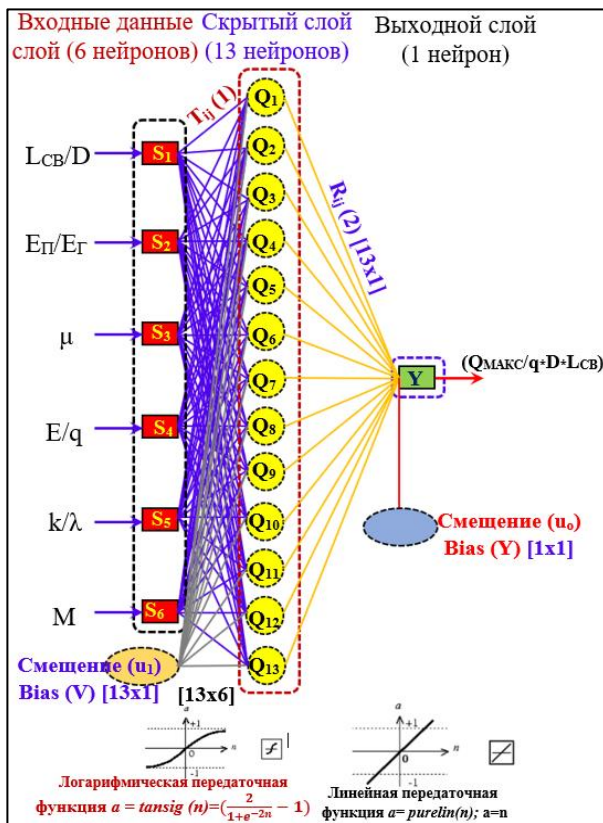


Рисунок 3.9 Структура и детали предложенной искусственной нейронной сети (ИНС) для прогнозирования максимального осевого усилия на сваю
 $S_1=L_{CB}/D$; $S_2= E_{П}/E_{Г}$; $S_3=E/q$; $S_4= \mu$;
 $S_5=k/\lambda$; $S_6=M$; Q_{1-13} - нейроны скрытого слоя; S_{1-6} - нейроны параметров входов

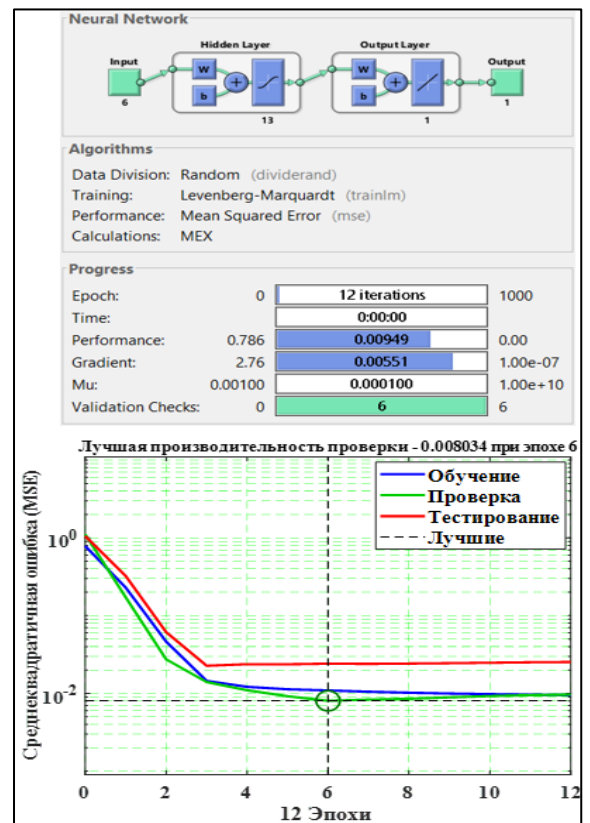


Рисунок 3.10 Свойства и производительность для прогнозирования максимального осевого усилия на сваю ($\frac{Q_{МАКС}}{q \cdot D \cdot L_{CB}}$) в процессе обучения, тестирования и проверки; MSE=0,0083034 при эпохе 6

На Рисунке 3.11 показаны линии наилучшего соответствия между измеренными и прогнозируемыми значениями нормализованной максимальной осевой усилия на сваю ($\frac{Q_{\text{МАКС}}}{q \times D \times L_{\text{св}}}$) можно отметить с коэффициентами корреляции R , 0,95098, 0,91363, 0,95897 и 0,94362 для обучения, тестирования, проверки и всех данных соответственно.

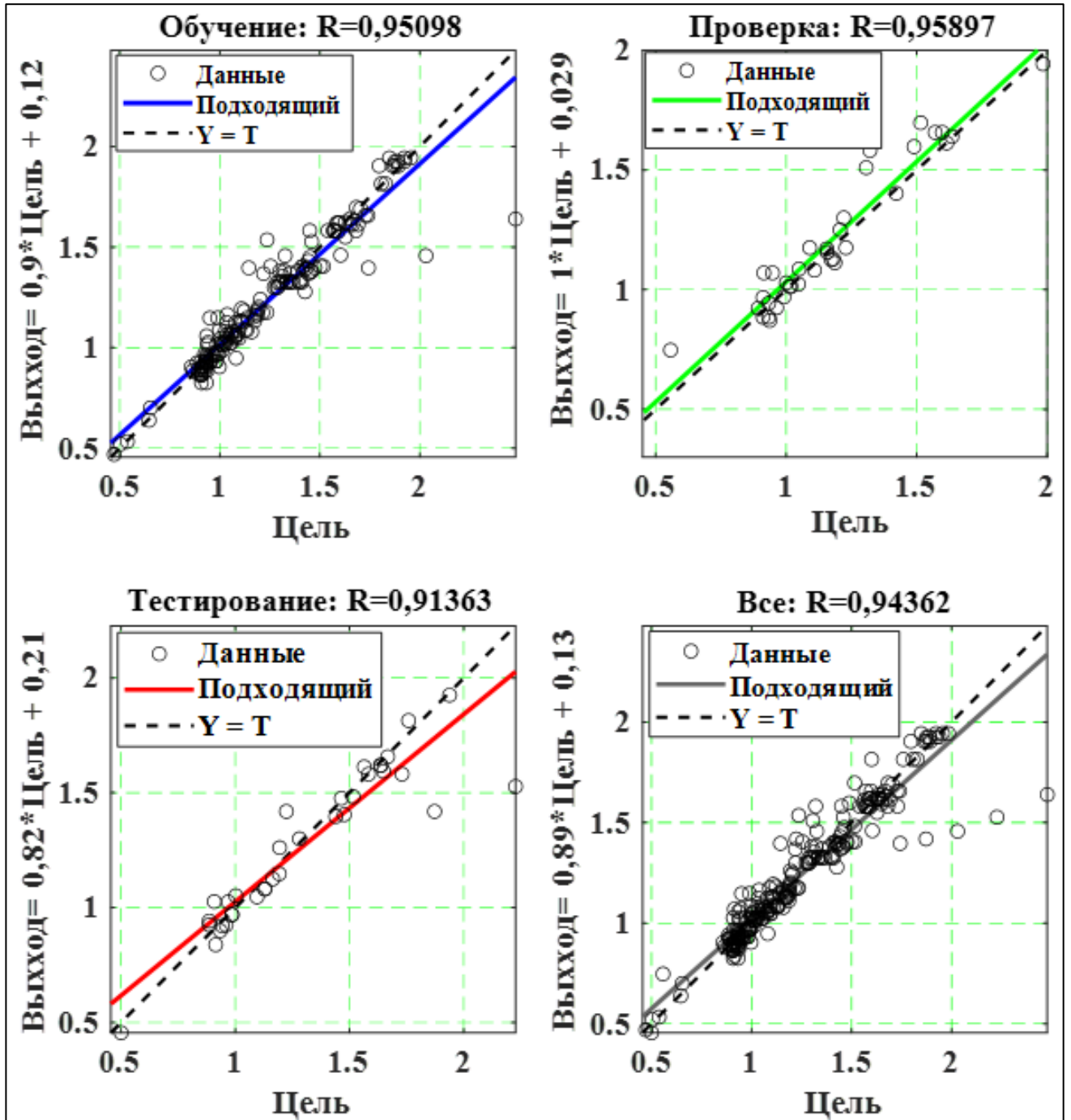


Рисунок 3.11 Отношение между целевым ($\frac{Q_{\text{МАКС}}}{q \times D \times L_{\text{св}}}$) и выходным параметрами для проверки данных в (ИНС)

Искусственная нейронная сеть (ИНС) в основе своей работы основывается на матрицах набора весов, связанных между входом и скрытым слоем и между скрытым слоем и выходом, а также на матрицах соотношения ошибок, которые называются смещениями и скрытый слой является входом для выходного слоя. Матрица веса связи между нейроном входного слоя параметрами (P_i) и скрытым слоем называется (T_{ij}), матрица веса связи между нейроном скрытого слоя и выходом (Y) названный (R_{ij}), матричное смещение на нейроне скрытого слоя называется (u_i), матричное смещение матрицы на нейроне выходного слоя называется (u_0). Матрица веса слоя 1 (T), матрица веса слоя 2 (R), матричные смещения для слоя 1 (u_i) и матричные смещения для слоя 2 (u_0) показаны ниже.

Вес слоя степени влияния T (вес степен влияния от входов до скрытого слоя);

$$T = T_{ij};$$

$$T = \begin{bmatrix} T_{11} & T_{12} & T_{13} & T_{14} & T_{15} & T_{16} \\ T_{21} & T_{22} & T_{23} & T_{24} & T_{25} & T_{26} \\ T_{31} & T_{32} & T_{33} & T_{34} & T_{35} & T_{36} \\ T_{41} & T_{42} & T_{43} & T_{44} & T_{45} & T_{46} \\ T_{51} & T_{52} & T_{53} & T_{54} & T_{55} & T_{56} \\ T_{61} & T_{62} & T_{63} & T_{64} & T_{65} & T_{66} \\ T_{71} & T_{72} & T_{73} & T_{74} & T_{75} & T_{76} \\ T_{81} & T_{82} & T_{83} & T_{84} & T_{85} & T_{86} \\ T_{91} & T_{92} & T_{93} & T_{94} & T_{95} & T_{96} \\ T_{101} & T_{102} & T_{103} & T_{104} & T_{105} & T_{106} \\ T_{111} & T_{112} & T_{113} & T_{114} & T_{115} & v_{116} \\ T_{121} & T_{122} & T_{123} & T_{124} & T_{125} & T_{126} \\ T_{131} & T_{132} & T_{133} & T_{134} & T_{135} & T_{136} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0,51269 & -0,90165 & -0,93905 & 1,844 & -0,60049 & -1,0596 \\ 0,84794 & -1,5096 & 0,5621 & 0,43516 & -1,3309 & 0,58065 \\ 0,96403 & -0,8102 & -0,053609 & 0,62126 & 1,7013 & 0,50277 \\ -0,089479 & -0,69152 & 0,14477 & -1,5328 & 0,46778 & 0,69667 \\ -0,46209 & -0,12848 & -0,67246 & 0,3042 & 1,5426 & -0,39527 \\ -0,4935 & 1,4894 & 0,41299 & 0,19932 & -1,09 & 0,50255 \\ -0,33214 & 1,1729 & -0,78535 & -0,79522 & 1,5078 & -0,030621 \\ 0,32237 & -0,035293 & -1,4218 & -0,26285 & 0,85284 & 1,425 \\ -0,40259 & -1,7021 & 0,97083 & -0,709 & -0,03838 & -1,378 \\ 0,99163 & 0,9773 & 1,6435 & 0,55286 & 0,73851 & 0,41714 \\ 1,2159 & 0,97102 & 0,27783 & -0,43834 & -0,45686 & 0,44044 \\ -0,33642 & 0,9178 & 0,79574 & -0,32637 & 1,0531 & 1,3426 \\ -0,15429 & 0,92508 & -0,78137 & -1,0066 & -0,78385 & 0,19304 \end{bmatrix} \quad (3.43)$$

Вес слоя степени влияния R (вес степен влияния от скрытого слоя до выхода);

$$R = R_{ij} = \begin{bmatrix} R_{11} \\ R_{21} \\ R_{31} \\ R_{41} \\ R_{51} \\ R_{61} \\ R_{71} \\ R_{81} \\ R_{91} \\ R_{101} \\ R_{111} \\ R_{121} \\ R_{131} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0,49618 \\ 0,26639 \\ 0,35926 \\ -0,32515 \\ 0,7684 \\ -0,24881 \\ -0,31825 \\ 0,63349 \\ -0,36866 \\ 0,21178 \\ 0,49203 \\ -0,47589 \\ 0,29115 \end{bmatrix} \quad (3.44)$$

Вес отклонения u_i (отклонение от входов до скрытого слоя);

$$u_i = \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \\ u_5 \\ u_6 \\ u_7 \\ u_8 \\ u_9 \\ u_{10} \\ u_{11} \\ u_{12} \\ u_{13} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2,163 \\ -1,6682 \\ -1,3361 \\ -1,1674 \\ 1,5461 \\ 0,13484 \\ -0,26022 \\ -0,48298 \\ -0,31916 \\ 1,1882 \\ 1,8488 \\ -1,783 \\ -2,3108 \end{bmatrix} \quad (3.45)$$

Вес отклонения u_0 (отклонение от скрытого слоя до выхода):

$$u_0 = [-0,70923] \quad (3.46)$$

3.3.2 Шаги разработки уравнения модели искусственной сети для прогнозирования максимального осевого усилия на сваю

Из весов связи между параметрами входов и выходов, полученных из обученной искусственной нейронной сети, приведенных в уравнениях с 3.47 до 3.75, можно составить математическое уравнение, связывающее входные параметры и выход для определения максимального осевого усилия на сваю

$\left(\frac{Q_{\text{МАКС}}}{q \times D \times L_{\text{СВ}}}\right)$ путем использования следующего уравнения;

$$Y = \left(\frac{Q_{\text{МАКС}}}{q \times D \times L_{\text{СВ}}}\right)_s = f\left(\frac{L_{\text{СВ}}}{D}; \frac{E_{\text{П}}}{E_{\text{Г}}}; \frac{E}{q}; \mu; \frac{\kappa}{\lambda}; M\right)_s$$

$$= f_{\text{lin}} \left\{ u_0 + \sum_{i=1}^g \left[R_{ij} f_{\text{sig}} \left(b_j + \sum_{i=1}^s T_{ij} I_i \right) \right] \right\} \quad (3.47)$$

Используя веса связей обученной искусственной нейронной сети, можно выполнить следующие шаги для прогнозирования нормированной ($\frac{Q_{\text{МАКС}}}{q \times D \times L_{\text{CB}}}$):

4. Определение значений секретного слоя (B_1 - B_{13}) в нейронной сети с помощью уравнений (3.48–3.60) где $S_1=L_{\text{CB}}/D$; $S_2= E_{\text{П}}/E_{\text{Г}}$; $S_3=E/q$; $S_4= \mu$; $S_5=k/\lambda$; $S_6=M$ (см. Рисунок 3,6).

$$B_1=T_{11}S_1+T_{12}S_2+T_{13}S_3+T_{14}S_4+T_{15}S_5+T_{16}S_6+u_1 \quad (3.48)$$

$$B_2=T_{21}S_1+T_{22}S_2+T_{23}S_3+T_{24}S_4+T_{25}S_5+T_{26}S_6+u_2 \quad (3.49)$$

$$B_3=T_{31}S_1+T_{32}S_2+T_{33}S_3+T_{34}S_4+T_{35}S_5+T_{36}S_6+u_3 \quad (3.50)$$

$$B_4=T_{41}S_1+T_{42}S_2+T_{43}S_3+T_{44}S_4+T_{45}S_5+T_{46}S_6+u_4 \quad (3.51)$$

$$B_5=T_{51}S_1+T_{52}S_2+T_{53}S_3+T_{54}S_4+T_{55}S_5+T_{56}S_6+u_5 \quad (3.52)$$

$$B_6=T_{61}S_1+T_{62}S_2+T_{63}S_3+T_{64}S_4+v_{65}S_5+v_{66}S_6+u_6 \quad (3.53)$$

$$B_7=T_{71}S_1+T_{72}S_2+T_{73}S_3+T_{74}S_4+T_{75}S_5+T_{76}S_6+u_7 \quad (3.54)$$

$$B_8=T_{81}S_1+T_{82}S_2+T_{83}S_3+T_{84}S_4+T_{85}S_5+T_{86}S_6+u_8 \quad (3.55)$$

$$B_9=T_{91}S_1+T_{92}S_2+T_{93}S_3+T_{94}S_4+T_{95}S_5+T_{96}S_6+u_9 \quad (3.56)$$

$$B_{10}=T_{10\ 1}S_1+T_{10\ 2}S_2+T_{10\ 3}S_3+T_{10\ 4}S_4+T_{10\ 5}S_5+T_{10\ 6}S_6+u_{10} \quad (3.57)$$

$$B_{11}=T_{11\ 1}S_1+T_{11\ 2}S_2+T_{11\ 3}S_3+T_{11\ 4}S_4+T_{11\ 5}S_5+T_{11\ 6}S_6+u_{11} \quad (3.58)$$

$$B_{12}=T_{12\ 1}S_1+T_{12\ 2}S_2+T_{12\ 3}S_3+T_{12\ 4}S_4+T_{12\ 5}S_5+T_{12\ 6}T_6+u_{12} \quad (3.59)$$

$$B_{13}=T_{13\ 1}S_1+T_{13\ 2}S_2+T_{13\ 3}S_3+T_{13\ 4}S_4+T_{13\ 5}S_5+T_{13\ 6}S_6+u_{13} \quad (3.60)$$

5. Затем определите влияние нейронов скрытого слоя, рассматриваемого как вход для выходного слоя, распределяя значения (Q_1 - Q_{13}) с помощью уравнений (3.61–3.73).

$$Q_1 = R_{11} \left(\frac{2}{1 + e^{-2B_1}} - 1 \right) \quad (3.61)$$

$$Q_2 = R_{21} \left(\frac{1}{1 + e^{-2B_2}} - 1 \right) \quad (3.62)$$

$$Q_3 = R_{31} \left(\frac{1}{1 + e^{-2B_3}} - 1 \right) \quad (3.63)$$

$$Q_4 = R_{41} \left(\frac{1}{1 + e^{-2B_4}} - 1 \right) \quad (3.64)$$

$$Q_5 = R_{51} \left(\frac{1}{1 + e^{-2B_5}} - 1 \right) \quad (3.65)$$

$$Q_6 = R_{61} \left(\frac{1}{1 + e^{-2B_6}} - 1 \right) \quad (3.66)$$

$$Q_7 = R_{71} \left(\frac{1}{1 + e^{-2B_7}} - 1 \right) \quad (3.67)$$

$$Q_8 = R_{81} \left(\frac{1}{1 + e^{-2B_8}} - 1 \right) \quad (3.68)$$

$$Q_9 = R_{91} \left(\frac{1}{1 + e^{-2B_9}} - 1 \right) \quad (3.69)$$

$$Q_{10} = R_{101} \left(\frac{1}{1 + e^{-2B_{10}}} - 1 \right) \quad (3.70)$$

$$Q_{11} = R_{111} \left(\frac{1}{1 + e^{-2B_{11}}} - 1 \right) \quad (3.71)$$

$$Q_{12} = R_{121} \left(\frac{1}{1 + e^{-2B_{12}}} - 1 \right) \quad (3.72)$$

$$Q_{13} = R_{131} \left(\frac{1}{1 + e^{-2B_{13}}} - 1 \right) \quad (3.73)$$

6. Нормализованное выражение максимального осевого усилия на сваю $\left(\frac{Q_{\text{МАКС}}}{q \times D \times L_{\text{CB}}}\right)$ определяется по уравнению 3.74, а максимальное усилие в ненормализованной форме ($Q_{\text{МАКС}}$) определяется по уравнению 3.75.

$$\left(\frac{Q_{\text{МАКС}}}{q \times D \times L_{\text{CB}}}\right) = f\left(\frac{L_{\text{CB}}}{D}; \frac{E_{\text{II}}}{E_{\text{Г}}}; \frac{E}{q}; \mu; \frac{\kappa}{\lambda}; M\right)$$

$$\left(\frac{Q_{\text{МАКС}}}{q \times D \times L_{\text{CB}}}\right) = f\left[\frac{L_{\text{CB}}}{D}; \frac{E_{\text{II}}}{E_{\text{Г}}}; \frac{E}{q}; \mu; \frac{\kappa}{\lambda}; M\right]$$

$$\left(\frac{Q_{\text{МАКС}}}{q \times D \times L_{\text{CB}}}\right) = Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 +$$

$$Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} +$$

$$Q_{11} + Q_{12} + Q_{13} + u_0 \quad (3.74)$$

$$Q_{\text{МАКС}} = q \times D \times L_{\text{CB}} \left[\left(\sum_{i=1}^{13} Q_i \right) + u_0 \right] \quad (3.75)$$

3.4 Пример использования разработанной методики для расчета реального объекта

Для того чтобы проверить эффективность методов, предложенных в выполненном исследовании и возможность их использования для прогнозирования глубины нулевой точки (Z_0) и величины максимальной дополнительной осевой силы, возникающей в свае ($Q_{\text{МАКС}}$) в слабом глинистом грунте, был выполнен обратный анализ результатов проведенного Indraratna В. и др. [77] испытания сваи длиной 27 м, диаметром 0,4 м, погруженной в несколько слоев бангкокской глины в Таиланде, как показано на Рисунке 3.12. После 265 дней измеренная глубина нулевой точки составила 21 м, а значения максимальной осевой силы в свае ($Q_{\text{МАКС}}$) - 310 кН. Механические характеристики грунта, а также сваи приведены в таблице 3.4.

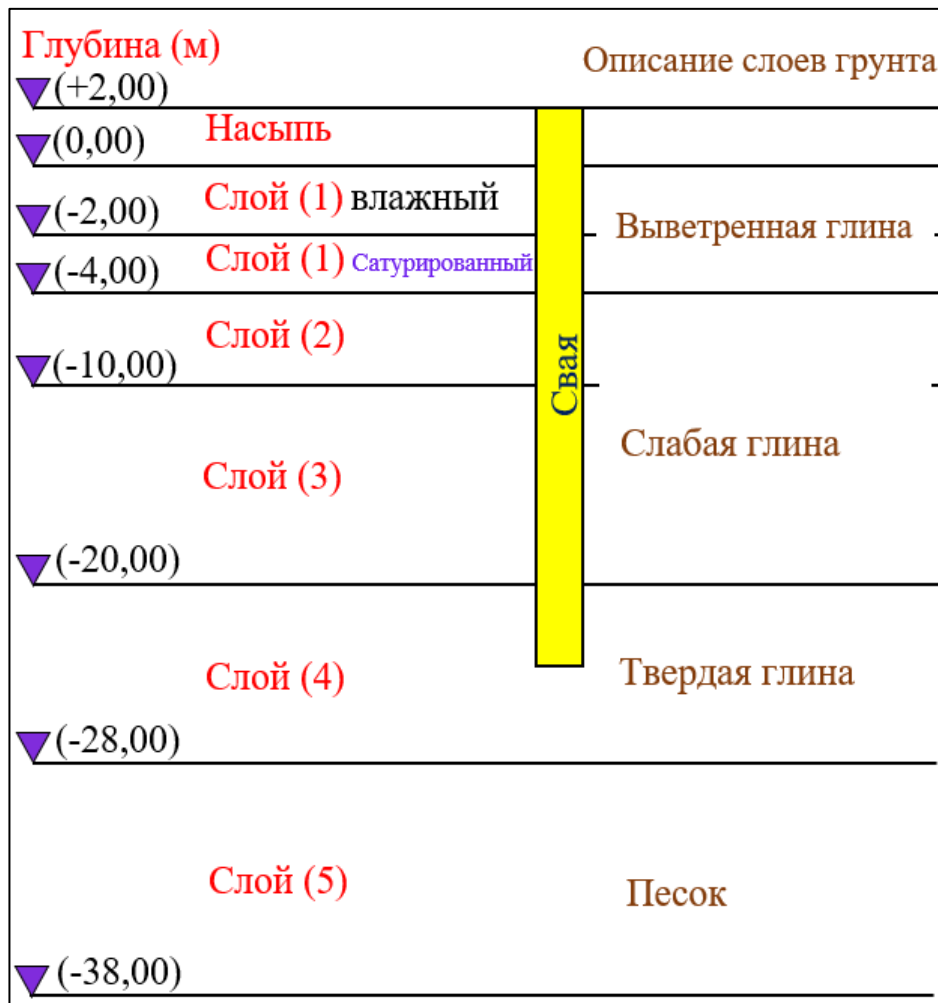


Рисунок 3.12 Схематический профиль грунта в исследовании Indraratna В. и др. [77]

Таблица 3.4 Свойства слоев грунта и сваи для сравнительной модели Indraratna B. и др. (1992) [77].

Глубина (м)	Грунт						
	E_g (МПа)	ν	G_s (МПа)	γ (кН/м ³)	c' (кПа)	φ	K (м/с)
0+2	4,90	0,20	-	16,67	-	-	$7,82 \times 10^{-5}$
0-2	4,90	0,33	1,69	16,67	3,00	18	$7,80 \times 10^{-4}$
-2-4	4,90	0,33	1,69	16,80	3,00	18	$6,40 \times 10^{-5}$
-4-10	4,90	0,33	1,79	14,71	5,90	20	$3,00 \times 10^{-5}$
-10-20	4,90	0,33	2,04	16,67	14,70	22	$4,30 \times 10^{-5}$
-20-24	6,48	0,33	3,66	16,80	5,90	23	$3,40 \times 10^{-5}$
-24-38	27,89	0,33	10,30	19,12	-	-	$4,30 \times 10^{-5}$
	Свая						
0-27	29893	0,33	-	14,71	-	-	$1,16 \times 10^{-10}$

Где: G_s - модуль сдвига грунта.

Данные сравнения между значениями глубины нулевой точки и максимального осевого усилия, возникающего в свае при воздействии отрицательного бокового трения на ее боковой поверхности, рассчитанными по предложенным уравнениям и измеренными при испытании представлены в таблицах 3.5 и 3.6 соответственно. Из таблиц видно, что эффективность использования метода искусственной нейронной сети для прогнозирования глубины нулевой точки и максимальной осевой силы в свае выше, чем при использовании эмпирического и мульти регрессионного методов.

Таблица 3.5 Сравнение между измеренной и прогнозируемой глубиной нулевой точки

L (м)	D (м)	q (кПа)	Z_0 (м)		
			Измеренное значение	Уравнение (3.2)	Уравнение (3.42) (ИНС)
27	0,40	34	21	18,19	20,09

Таблица 3.6 Сравнение между измеренной и прогнозируемой максимальной осевой силой в свае

L (м)	D (м)	q (кПа)	$Q_{\text{МАКС}}$ (кН)		
			Измеренное значение	Уравнение (3.3)	Уравнение (3.75) (ИНС)
27	0,40	34	310	523	380

3.5 Выводы по главе 3

1. Используя данные проведенных численных и натурных экспериментов, инструменты регрессионного анализа, а также принцип применения искусственных нейронных сетей, предложены три методики определения глубины нулевой точки (Z_0) и максимальной догружающей силы трения на сваю ($Q_{\text{макс}}$) с учетом следующих факторов: длина сваи, ее диаметр, свойства грунта под нижним концом и вокруг ствола сваи, а также нагрузка, воздействующей на голову сваи.

2. Предложенная мультирегрессионная линия, разработанная на основе результатов численного анализа с использованием программного комплекса SPSS, позволяет прогнозировать глубину нулевой точки с точностью, превышающей 78% и использовать полученные данные в оценочных инженерных расчетах.

3. С помощью программы MATLAB, используя принцип работы искусственных нейронных сетей, определены зависимости, позволяющие с точностью до 88% определять глубину нейтральной точки и значения максимального усилия, возникающего в свае при развитии сил отрицательного трения на ее боковой поверхности, вызванных осадкой окружающего грунта.

4. Анализ результатов, полученных по методикам, приведенным в настоящей главе, а также сопоставление их с данными предыдущих исследований показали, что предлагаемое решение, основанное на имитации работы искусственных нейронных сетей, является более точным, что отражает важность использования методики базирующейся на принципах работы искусственного интеллекта и расширения ее возможностей для решения инженерных задач в области геотехники.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Выполненными в диссертационной работе экспериментальными исследованиями подтверждены причины и условия возникновения отрицательных сил бокового трения, создающих дополнительную нагрузку на сваи, работающие в условиях оседающего грунта, снижая их несущую способность.
2. Степень влияния сил отрицательного трения на величину максимальной дополнительной нагрузки на сваю интегрально характеризуется глубиной положения нулевой точки (нейтральной плоскости), за которую принимается глубина, на которой относительные смещения между сваем и грунтом, а, следовательно, и напряжения сдвига на ее поверхности равны нулю.
3. Проведенными детальными исследованиями установлено, что глубина расположения нулевой точки зависит от длины и диаметра сваи, ее жесткости, интенсивности нагрузки на поверхности грунта, модулей деформации грунта вдоль боковой поверхности сваи и под ее нижним концом, нагрузки на голову сваи и момента ее приложения (до или после начала оседания окружающего сваю грунта). Наибольшему влиянию сил отрицательного трения подвержены короткие сваи и сваи-стойки.
4. Нормированная глубина нулевой точки уменьшается с увеличением длинны сваи, увеличением отношения длины сваи к ее диаметру, увеличением нагрузки на голову сваи и увеличивается с ростом интенсивности нагрузки на поверхности грунта, увеличением жесткости грунта под нижним концом сваи и коэффициента трения между стволом сваи и окружающим грунтом.
5. Распределение сил отрицательного трения на боковой поверхности наклонной сваи зависит от угла ее отклонения от вертикали. Отрицательное боковое трение в верхней части сваи уменьшается, а положительное трение в ее нижней части возрастает с увеличением угла наклона сваи. Осевые усилия и изгибающие моменты в стволе сваи увеличиваются с увеличением ее отклонения от вертикали.

6. Механизм образования сил отрицательного трения по боковым поверхностям конусных свай тот же, что и у вертикальных свай. Отрицательные силы трения по боковым поверхностям конусных свай уменьшаются по мере увеличением угла наклона их боковых граней.
7. Установленное выполненными экспериментальными исследованиями положительное влияние щебеночных свай-дрен на работу фундаментных свай заключается в ускорении стабилизации их осадки и снижении действующих на них сил отрицательного трения, что позволяет увеличить допусаемую нагрузку на сваю фундамента при проектировании. Результаты этого исследования показывают, что на практике использование щебеночных свай является практичным и экономичным способом уменьшения осевого усилия в свае и вертикального смещения грунта вокруг свай.
8. Разработанная нейронная сеть с помощью программы MATLAB на основе численного анализа позволяет выполнить расчет глубины нулевой точки и осевых сил, возникающих в стволе свай в результате отрицательного трения.
9. Сравнение результатов определения глубины расположения нулевой точки и максимального осевого усилия в свае по разработанной методике с опытными данными показало их высокую сходимость (порядка 85%), что позволяет рекомендовать ее для практических расчетов.

Рекомендации и перспективы дальнейшей разработки темы

1. Исследование влияния горизонтальной нагрузки и изгибающего момента на развитие сил отрицательного трения на боковых поверхностях свай в оседающем грунте.
2. Изучение влияния сейсмической нагрузки на величину и распределение сил отрицательного трения на боковых поверхностях свай.
3. Проведение полевых исследований для проверки эффективности использования щебеночных свай-дрен и конусных свай для снижения воздействия сил отрицательного трения.
4. Изучение влияния угла наклона слоев глинистого грунта вокруг ствола сваи на распределения отрицательного трения на ее поверхности.
5. Расширение использования искусственных нейронных сетей в геотехнических инженерных областях, таких как расчет несущей способности грунта и свай, проектирование плотин и туннелей и др.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Абелев М. Ю. Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах / М. Ю. Абелев // М.: стройиздат. – 1983. – (248). – С. 4.
2. Акопян А. Ф. Моделирование работы свай при реализации просадки грунта / А. Ф. Акопян, К. Ю. Подолько, М. С. Тимошенко, С. А. Боярских, Т. А. Литовченко // Инженерный вестник Дона. – 2017. – Т. 46. – №. 3 (46) – С. 92.
3. Акулова Ю. Н. Усиление слабых грунтов основания щебеночными сваями / Ю. Н. Акулова, И. И. Сахаров, В. В. Лушников // Вестник гражданских инженеров. – 2020. – №. 6. – С. 126–131.
4. Арутюнов И. С. Набивные сваи в уплотненном лессовом грунте II типа по просадочности / И. С. Арутюнов, Ю. А. Багдасаров, В. И. Крутов, С. Н. Клепиков, Ю. С. Трегуб, В. И. Гупаленко, И. П. Коваль // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1983. – №. 1. – С. 12–15.
5. Багинова К. В. Технология усиления грунтов щебенистыми сваями в Иркутской области, поиск патентов и аналогов на территории Российской Федерации / К. В. Багинова, А. В. Петров // Известия вузов. Инвестиции. Строительство. Недвижимость. – 2019. – Т. 9. – №. 1 (28) – С. 50–59.
6. Багинова К. В. способ укрепления грунтов основания по технологии "щебенистые (щебеночные) сваи" / К. В. Багинова, А. В. Петров // Известия вузов. Инвестиции. Строительство. Недвижимость. – 2020. – Т. 10. – №. 1 (32) – С. 32–45.
7. Бахолдин Б. В. Исследование сил отрицательного трения на боковой поверхности свай и предложения по их учету / Б. В. Бахолдин, В. И. Берман // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1974. – №. 4. – С. 11–15.
8. Ванинов А. Н. Усиление земляного полотна дорожной насыпи на подходе к мостовому переходу через Керченский пролив с использованием щебеночных свай / А. Н. Ванинов, А. Ли // Современное состояние, проблемы и перспективы развития отраслевой науки. – 2020. – С. 13–16.

9. Вертынский О. С. Определение несущей способности набивных конических свай / О. С. Вертынский // Вестник Саратовского государственного технического университета. – 2006. – Т. 4. – №. 1. – С. 78–82.
10. Габибов Ф. Г. О. Разработка новых технических решений для устранения сил негативного трения при устройстве свайных фундаментов на просадочных грунтах / Ф. Г. О. Габибов // Construction and Geotechnics. – 2014. – №. 3. – С. 167–178.
11. Григорян А. А. Экспериментальное изучение сил "отрицательного трения" на боковой поверхности свай при просадке грунтов от собственного веса / А. А. Григорян, Р. Г. Григорян // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1975. – №. 5. – С. 10–12.
12. Григорян А. А. Несущая способность буронабивных свай на площадках строительства Волгодонского завода тяжелого машиностроения / А. А. Григорян, И. И. Хабибуллин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1977. – №. 2. – С. 13–16.
13. Григорян А. А. Взаимодействие буронабивных свай с грунтом в условиях II типа по просадочности / А. А. Григорян, С. В. Юшубе // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1986. – №. 2. – С. 14–17.
14. Далматов Б. И. Несущая способность висячих свай в грунтовых условиях Ленинграда / Б. И. Далматов, Ф. К. Лапшин // Несущая способность свай в слабых грунтах. ЛДНТП, Л., Ч. – 1966. – Т. 2.
15. Далматов Б. И. Проектирование свайных фундаментов в условиях слабых грунтов / Б. И. Далматов, Ф. К. Лапшин, Ю. В. Россихин // Л.: Стройиздат. – 1975. – Т. 3.
16. Знаменская, Е. А. Исследование влияния щитовой проходки тоннеля на работу одиночной сваи / Е. А. Знаменская, О. М. Хегази, Д. А. Сайед // Инновации и инвестиции. – 2022. – №. 2. – С. 208–213.

17. Знаменский, В. В. Влияние устройства щебеночных свай в слабых грунтах на работу одиночной сваи / В. В. Знаменский, О. М. М. Хегази, Д. А. К. Сайед // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2021. – № 2. – С. 2–7.
18. Знаменский, В. В. Численный анализ распределения бокового отрицательного трения на конусной свае / В. В. Знаменский, О. М. Хегази // Экономика строительства. – 2022. – №. 12. – С. 148–156.
19. Клепиков С. Н. К расчету фундаментов из буронабивных свай в условиях просадочных грунтов II типа / С. Н. Клепиков, В. А. Сайко // Основания и фундаменты. – 1980. – №. 13. – С. 13–19.
20. Крутов В. И. Проектирование и устройство оснований и фундаментов на просадочных грунтах / В. И. Крутов, А. С. Ковалев, В. А. Ковалев // – 2013 –.
21. Кузнецов К. В. работа висячей сваи с учетом воздействия сил негативного трения / К. В. Кузнецов // дни студенческой науки. – 2020. – С. 419–421.
22. Мавлянов Г. А. Расчет оснований и фундаментов на просадочных грунтах / Г. А. Мавлянов, А. А. Мустафаев, Т. М. Ширинкулов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1980. – №. 5.
23. Мильчанина К. Л. Методики определения сил отрицательного трения, возникающих на боковой поверхности свай: опыт Беларуси и России / К. Л. Мильчанина, Н. Н. Бобрик // – 2020–.
24. Нгуен Х. С. Исследование развития сил отрицательного трения на боковой поверхности одиночной сваи в сильносжимаемых неполностью водонасыщенных глинистых грунтах / Х. С. Нгуен //: дис. – Моск. гос. стр-ный ун-т, 1994.
25. Перлей, Е. М. Натурные исследования влияния вдавливания свай на массив грунта и ранее погруженные сваи / Е. М. Перлей, В. М. Улицкий, В. В. Цыганенко, А. Г. Шашкин // Труды V международной конференции по проблемам свайного фундаментостроения. – 1996. – №. 2. – С. 127–130.

- 26.Полищук А. И. Расчет несущей способности буронабивных конических свай в глинистых грунтах / А. И. Полищук, Д. А. Чернявский // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2020. – №. 4. – С. 2–7.
- 27.Пономарев А. Б. Основы исследований и расчета фундаментов из полых конических свай / А. Б. Пономарев, 1999.
- 28.Самородов А. В. Метод определения сил сопротивления по боковой поверхности свай с учетом направления вертикальной нагрузки / А. В. Самородов, С. В. Табачников // Вісник Харківського національного автомобільно-дорожнього університету. – 2014. – №. 64. – С. 124–130.
- 29.Сорочан Е. А. Основания, фундаменты и подземные сооружения / Е. А. Сорочан, Ю. Г. Трофименков, Рипол Классик, 1985.
- 30.СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования. – М.: Стройиздат. 1985. – 40 с.
- 31.Ставницер Л. Р. Строительство сооружений на слабых грунтах с применением грунтовых щебеночных свай / Л. Р. Ставницер, В. Я. Шишкин, А. А. Аникьев // Вестник НИЦ Строительство. – 2014. – №. 10. – С. 22–29.
- 32.Табачников С. В. Экспериментальные исследования сил сопротивления по боковой поверхности моделей свай / С. В. Табачников // Academic Journal Industrial Machine Building, Civil Engineering. – 2015. – Т. 1. – №. 43. – С. 222–230.
- 33.Тер-Мартirosян. Сжимаемость материала сваи при определении осадки в свайном фундаменте / З. Г. Тер-Мартirosян, П. В. Струнин, Ч. Т. Вьет // Жилищное строительство. – 2012. – №. 10. – С. 13–15.
- 34.Терцаги К. Механика грунтов в инженерной практике / К. Терцаги, Р. Пек // М.: Госстройиздат. – 1958. – Т. 608. – С. 22.
- 35.Тхань Т. Н. Усиление структурно неустойчивых грунтов щебеночными сваями / Т. Н. Тхань // Известия вузов. Инвестиции. Строительство. Недвижимость. – 2018. – Т. 8. – №. 4 (27). – С. 128–138.

36. Уткин В. С. Расчет надежности свай-стоек с учетом сил трения-сцепления на поверхности сваи / В. С. Уткин // Строительство: наука и образование. – 2020. – №. 1.
37. Федоров В. И. Способ определения оптимального угла сбегания поверхности стволов пирамидальных или конических свай / В. И. Федоров, 1992.
38. Хрянина О. В. Факторы, влияющие на несущую способность пирамидальных свай / О. В. Хрянина, А. А. Белый // Современные научные исследования и инновации. – 2015. – №. 4–1. – С. 98–104.
39. Хрянина О. В. Исследование зависимости несущей способности пирамидальной сваи от ее длины / О. В. Хрянина, А. С. Галов // Актуальные проблемы современного фундаментостроения с учетом энергосберегающих технологий: материалы III Междунар. науч.-практ. конф. – 2013. – С. 126.
40. Чернюк В. П. Расчет оптимальной величины наклона граней пирамидальной сваи при действии горизонтальной нагрузки / В. П. Чернюк, Г. А. Голубицкая. – 1996.
41. Шепитько, Т. В. Влияние вертикальных столбов из щебня на криогенные процессы грунтов основания земляного полотна / Т. В. Шепитько, И. А. Артюшенко // Транспортные сооружения. – 2019. – Т. 6. – №. 4. – С. 9–9.
42. Шишкин, В. Я. Уплотнение грунтов основания щебеночными сваями / В. Я. Шишкин, А. А. Аникьев // Жилищное строительство. – 2012. – №. 9. – С. 33–37.
43. Юдина, А. Ф. Влияние технологии устройства дренажных систем на консолидацию намывного песчаного массива / А. Ф. Юдина, Ю. И. Тилинин // Вестник гражданских инженеров. – 2018. – №. 6. – С. 62–67.
44. Alisawi, A. T. Nonlinear numerical simulation of physical shaking table test, using three different soil constitutive models / A. T. Alisawi, P. E. F. Collins, K. A. Cashell // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. – 2021. – Vol. 143. – No. 106614. – doi.org/10.1016/j.soildyn.2021.106617.

45. Ambily, A. P. Behavior of stone columns based on experimental and FEM analysis / A. P. Ambily, S. R. Gandhi // *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*. – 2007. – Vol. 133. – Iss. 4. – Pp. 405–415. – DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:4(405).
46. Bishop, C. M. Neural networks and their applications / C. M. Bishop // *Review of scientific instruments*. – 1994. – T. 65. – №. 6. – C. 1803-1832. – DOI/10.1063/1.1144830
47. Bjerrum, L. Reduction of negative skin friction on steel piles to rock / L. Bjerrum, I. J. Johannessen, O. Eide // *Soil Mech & Fdn Eng Conf Proc/Mexico/*. – 1969.
48. Bowles, J. E. *Foundation analysis and design* / J. E. Bowles. – 1988.
49. Bozozuk, M. Downdrag measurements on a 160-ft floating pipe test pile in marine clay / M. Bozozuk // *Canadian Geotechnical Journal*. – 1972. – Vol. 9. – Iss. 2. – Pp. 127-136. – DOI/10.1139/t72-014.
50. Briaud, J. L. Bitumen selection for reduction of downdrag on piles / J. L. Briaud // *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*. – 1997. – Vol. 123. – Iss. 12. – Pp. 1127–1134. – DOI/10.1061/(ASCE)1090-0241(1997)123:12(1127).
51. Cao, W. New load transfer hyperbolic model for pile-soil interface and negative skin friction on single piles embedded in soft soils / W. Cao, Y. Chen, W. E. Wolfe // *International Journal of Geomechanics*. – 2014. – Vol. 14. – Iss. 1. – Pp. 92–100. – DOI/10.1061/(ASCE)gm.1943-5622.0000289.
52. Caudill, M. Neural networks primer, Part III / M. Caudill // *AI Expert*. – 1988. – Vol. 3. – Iss. 6. – Pp. 53-59. – DOI/10.5555/44296.44300.
53. Chen, C. Y. Modeling of batter pile behavior under lateral soil movement / C. Y. Chen, H. Q. Hsu // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. – IOP Publishing, 2017. – Vol. 216. – Iss. 1. – No. 012039. – DOI/10.1088/1757-899x/216/1/012039.
54. Chiou, J. S. Numerical investigation of pile-head load effects on the negative skin friction development of a single pile in consolidating ground / J. S. Chiou, W. T.

- Wei // *Acta Geotechnica*. – 2021. – Vol. 16. – Iss. 6. – Pp. 1867-1878. – DOI/10.1007/s11440-020-01134-0.
55. Clemente, F. M. Downdrag. A comparative study of bitumen coated and uncoated prestressed piles / F. M. Clemente // *Proceedings, Associated Pile and Fittings 4th Pile Talk Seminar, New York, NY*. – 1979. – Pp. 49–71.
56. Clemente, F. M. Downdrag on bitumen coated piles in a warm climate / F. M. Clemente // *Proceedings of the 10th international conference on soil mechanics and foundation engineering, Stockholm*. – 1981. – Vol. 2. – Pp. 673–676.
57. Comodromos, E. M. Evaluation of negative skin friction effects in pile foundations using 3D nonlinear analysis / E. M. Comodromos, S. V. Bareka // *Computers and Geotechnics*. – 2005. – Vol. 32. – Iss. 3. – Pp. 210–221. – DOI/10.1016/j.compgeo.2005.01.006.
58. Crawford, C. B. Instrumentation and downdrag / C. B. Crawford // *Performance of Deep Foundations ASTM STP*. – 1969. – Vol. 444. – Pp. 223-226.
59. Dashjamts, D. Analytical method for estimation of negative skin friction on foundation surface in collapsible loess soil / D. Dashjamts // *2012 4th International Forum on Strategic Technology (IFOST)*. – IEEE, 2012. – Pp. 1-5. – DOI/10.1109/ifost.2012.6357796.
60. Desai, C. S. Constitutive laws for engineering materials, with emphasis on geologic materials / C. S. Desai, H. J. Siriwardane/ – Prentice Hall, 1984.
61. Dorofki, M. Comparison of artificial neural network transfer functions abilities to simulate extreme runoff data /M. Dorofki, A. H. Elshafie, O. Jaafar, O. A. Karim, S. Mastura // *International Proceedings of Chemical, Biological and Environmental Engineering*. – 2012. – Vol. 33. – Pp. 39-44.
62. El Naggar, M. H. Centrifuge testing of tapered piles, axial behaviour / M. H. El Naggar, M. Sakr // *Proceedings of the 52nd Canadian Geotechnical Conference, Regina, Sask*. – 1999. – Pp. 25-24.

63. Endo, M. A. Negative skin friction acting on steel pipe pile in clay / M. A. Endo, A. Minou, I. Kawasaki, T. Shibata // *Soil Mech & Fdn Eng Conf Proc/Mexico/*. – 1969.
64. Fellenius, B. H. Down-drag on piles in clay due to negative skin friction / B. H. Fellenius // *Canadian Geotechnical Journal*. – 1972. – Vol. 9. – Iss. 4. – Pp. 323-337. – DOI/10.1016/0148-9062(74)92327-4.
65. Fellenius, B. H. Unified design of piles and pile groups / B. H. Fellenius // *Transportation Research Record*. – 1989. – Vol. 1169. – Pp. 75–82.
66. Fellenius, B. H. Unified design of piled foundations with emphasis on settlement analysis / B. H. Fellenius // *Current Practices and Future Trends in Deep Foundations*. – 2004. – Iss. 125 – Pp. 253–275.
67. Fellenius, B. H. Piled foundation design-clarification of a confusion / B. H. Fellenius // *Geotechnical News-Vancouver-*. – 2006. – Vol. 24. – Iss. 2. – Pp. 53-55.
68. Ghazavi, M., Lavasan A. A. Bearing capacity of tapered and step-tapered piles subjected to axial compressive loading / M. Ghazavi, A. A. Lavasan // *The 4th international conference on coasts. Ports & marine structures, ICOPMAS, Tehran, Iran*. – 2006.
69. Hamed O. M. Modeling and laboratory testing of port said marine clay and applications on geotechnical design of ports. / O. M. Hamed // *Diss. – Ph. D. Thesis Department of Structural Engineering, Ain Shams University, Cairo, Egypt, 2017. –228 Pp.*
70. Hanna, A. Coupled consolidation model for negative skin friction on piles in clay layers / A. Hanna, M. A. Hoque // *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*. – 2009. – Vol. 4. – Iss. 2. – Pp. 141–149. – DOI/10.1080/17486020902855654.
71. Hanna, A. M. Drag force on single piles in clay subjected to surcharge loading / A. M. Hanna, A. Sharif // *International Journal of Geomechanics*. – 2006. – Vol. 6. – Iss. 2. – Pp. 89-96. – DOI/10.1061/(ASCE)1532-3641(2006)6:2(89).

- 72.Han, J. A theoretical solution for consolidation rates of stone column-reinforced foundations accounting for smear and well resistance effects / J. Han, S. L. Ye // International Journal of Geomechanics. – 2002. – Vol. 2. – Iss. 2. – Pp. 135-151. – DOI/10.1061/(ASCE)1532-3641(2002)2:2(135).
- 73.Hazzar, L. Numerical investigation of the lateral response of battered pile foundations / L. Hazzar, M. N. Hussien, M. Karray // International Journal of Geotechnical Engineering. – 2017. – Vol. 11. – Iss. 4. – Pp. 346–392. – DOI/10.1080/19386362.2016.1224030.
- 74.Ha, M. M. H. Numerical modeling of the negative skin friction on single vertical and batter pile / M. M. H. Ha, M. Hassanlourad //Acta Geotechnica Slovenica. – 2015. – Vol. 12. – Iss. 2. – Pp. 47–55.
- 75.Helwany, S. Applied soil mechanics with ABAQUS applications / S. Helwany/ – John Wiley and Sons, 2004.
- 76.Huang, T. The group effect on negative skin friction on piles / T. Huang, J. Zheng, / W. Gong / Procedia Engineering. – 2015. – Vol. 116. – Pp. 802-808. – DOI/10.1016/j.proeng.2015.08.367.
- 77.Indraratna, B. Development of negative skin friction on driven piles in soft Bangkok clay / B. Indraratna, A. S. Balasubramaniam, P. Phamvan, Y. K. Wong // Canadian Geotechnical Journal. – 1992. – Vol. 29. – Iss. 3. – Pp. 393-404. – DOI/10.1016/0148-9062(93)91071-p.
- 78.Isch, T. N. Negative skin friction on piles based on partial safety factor / T. N. Isch // Prof. Dr.-Ing. Hans-Georg Kempfert I) r.-Ing. Berhane Gebreselassie. – 2005.
- 79.Jebur, A. A. Artificial neural network (ANN) approach for modelling of pile settlement of open-ended steel piles subjected to compression load / A. A. Jebur, W. Atherton, R. M. Al Khaddar, E. Loffill // European Journal of Environmental and Civil Engineering. – 2021. – Vol. 25. – Iss. 3. – Pp. 429-451. – DOI/10.1080/19648189.2018.1531269.

80. Jeong, S. Analysis of downdrag on pile groups by the finite element method / S. Jeong, S. Kim, J. L. Briaud // *Computers and Geotechnics*. – 1997. – Vol. 21. – Iss. 2. – Pp. 143–161. – DOI/ 10.1016/s0266-352x (97)00018-9.
81. Jeong, S. Slip effect at the pile–soil interface on dragload / S. Jeong, J. Lee, C. J. Lee // *Computers and Geotechnics*. – 2004. – Vol. 31. – Iss. 2. – Pp. 115–126. – DOI/10.1016/j.compgeo.2004.01.009.
82. Khare, M. G. Skin friction of piles coated with bituminous coats / M. G. Khare, S. R. Gandhi // *Contemporary Issues in Deep Foundations*. – 2007.
83. Kong, G. Q. A simplified approach for negative skin friction calculation of special-shaped pile considering pile-soil interaction under surcharge / G. Q. Kong, H. Zhou, H. L. Liu, X. M., Ding, R. Liang // *Journal of Central South University*. – 2014. – Vol. 21. – Iss. 9. – Pp. – DOI/ 3648–3655. 10.1007/s11771-014-2347-z.
84. Kong, G. Reduction rate of dragload and downdrag of piles by taper angles / G. Kong, L. Zhou, H. Peng, H. Gu // *Transactions of Tianjin University*. – 2016. – Vol. 22. – Iss. 5. – Pp. 434–440. – DOI/10.1007/s12209-016-2730-y.
85. Lam, S. Y. Centrifuge and numerical modeling of axial load effects on piles in consolidating ground / S. Y. Lam, C. W. Ng, C. F. Leung, S. H. Chan // *Canadian Geotechnical Journal*. – 2009. – Vol. 46. – Iss. 1. – Pp. 10-24. – DOI/10.1139/t08-095.
86. Lam, S. Y. Effects of axial load, shielding and shape on negative skin friction on piles / S. Y. Lam //: *Diss.* – 2006.
87. Landanyi, B. Bearing capacity and settlement of shaped piles in permafrost / B. Landanyi, A. Guichaoua // *International conference on soil mechanics and foundation engineering*. 11. – 1985. – Pp. 1421-1427.
88. Lee, C. J. Numerical modelling of group effects on the distribution of dragloads in pile foundations / C. J. Lee, M. D. Bolton, A. Al-Tabbaa // *Geotechnique*. – 2002. – Vol. 52. – Iss. 5. – Pp. 325–335. – DOI/10.1680/geot.2002.52.5.325.

- 89.Lee, J. H. Three-dimensional analysis of bearing behavior of piled raft on soft clay / J. H. Lee, Y. Kim, S. Jeong // *Computers and Geotechnics*. – 2010. – Vol. 37. – Iss. 1–2. – Pp. 103-114. – DOI/10.1016/j.compgeo.2009.07.009.
- 90.Lee, P. K. K. Field measurements of negative skin friction on steel piles in Hong Kong / P. K. K. Lee // *Proc. 4th South East Asian Geotechnical Conference, Hong Kong, 1982*.
- 91.Leung, C. F. Behavior of pile subject to negative skin friction and axial load / C. F. Leung, B. K. Liao, Y. K. Chow, R. F. Shen, Y. C. Kog // *Soils and Foundations*. – 2004. – Vol. 44. – Iss. 6. – Pp. 17–26. – DOI/10.3208/sandf.44.6_17.
- 92.Lim, C. H. Negative skin friction on single piles in a layered half-space / C. H. Lim, Y. K. Chow, G. P. Karunaratne // *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*. – 1993. – Vol. 17. – Iss. 9. – Pp. 625–645. – DOI/10.1002/nag.1610170903.
- 93.Liu, J. Finite element analyses of negative skin friction on a single pile / J. Liu, H. Gao, H. Liu // *Acta Geotechnica*. – 2012. – Vol. 7. – Iss. 3. – Pp. 239-252. – DOI/10.1007/s11440-012-0163-x.
- 94.Liu, J. Study on buckling behavior of tapered friction piles in soft soils with linear shaft friction / J. Liu, X. Shao, B. Cheng, G. Cao, K. Li // *Advances in Civil Engineering*. – 2020. – No. 8865656. Pp.1–9. – DOI/10.1155/2020/8865656.
- 95.Liu, Y. H. Influence of dredger fill self-consolidation on development of negative skin friction of piles / Y. H. Liu, P. Yang, S. Xue, Y. F. Pan // *Arabian Journal of Geosciences*. – 2020. – Vol. 13. – Iss. 15. – Pp. 1-8. – DOI/10.1007/s12517-020-05739-3.
- 96.Lv, Y. Effects of the tip location on single piles subjected to surcharge and axial loads / Y. Lv, X. Ding, D. Wang // *The Scientific World Journal*. – 2013. – No. 149706. Pp.1–12. – DOI/10.1155/2013/149706.
- 97.Lv, Y. Comparative study of Y-shaped and circular floating piles in consolidating clay / Y. Lv, C. W. Ng, S. Y. Lam, H. Liu, X. Ding // *Canadian Geotechnical*

- Journal. – 2016. – Vol. 53. – Iss. 9. – Pp. 1483–1494. – DOI/10.1139/cgj-2015-0634.
- 98.Lv, Y. R. Geometric effects on piles in consolidating ground: centrifuge and numerical modeling / Y. R. Lv, C. W. W. Ng, S. Y. Lam, H. L. Liu, L. J. Ma // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. – 2017. – Vol. 143. – Iss. 9. – No. 04017040. – DOI/ 10.1061/(ASCE)gt.1943-5606.0001714.
- 99.Mahalakshmi, M. Experimental and Numerical Investigation of Combined Batter Pile–Raft Foundation Embedded in Sand / M. Mahalakshmi, B. Soundara, C. D. Hashini // Proceedings of the Indian Geotechnical Conference 2019. – Springer, Singapore, 2021. – Pp. 357-363.
- 100.Maizir, H. Neural network application in prediction of axial bearing capacity of driven piles / H. Maizir, K. A. Kassim // Proceedings of the international multiconference of engineers and computer scientists. – 2013. – Vol. 1.
- 101.Manandhar, S. Vertical bearing capacity of tapered piles in sands using cavity expansion theory / S. Manandhar, N. Yasufuku // Soils and Foundations. – 2013. – Vol. 53. – Iss. 6. – Pp. 853-867. – DOI/10.1016/j.sandf.2013.10.005.
- 102.Mattes, N. S. Settlement of single compressible pile / N. S. Mattes, H. G. Poulos // Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. – 1969. – Vol. 95. – Iss. 1. – Pp. 189–207. – DOI/10.1061/JSFEAQ.0001217.
- 103.Matyas, E. L. Negative skin friction and the neutral plane / E. L. Matyas, J. C. Santamarina // Canadian geotechnical journal. – 1994. – Vol. 31. – Iss. 4. – Pp. 591-597. – DOI/10.1139/t94-069.
- 104.Maugeri, M. Settlements of a piled foundation due to negative skin friction: a case history / M. Maugeri, G. Amenta, F. Castelli, E. Motta // International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. – 1999. – Pp. 1111–1114.
- 105.McKelvey, D. Modelling vibrated stone columns in soft clay / D. McKelvey, V. Sivakumar, A. Bell, J. Graham // Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering. – 2004. – Vol. 157. – Iss. 3. – Pp. 137–149.

106. Meyerhof, G. G. Bearing capacity and settlement of pile foundations / G. G. Meyerhof // *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. – 1976. – Vol. 102. – Iss. 3. – Pp. 197-228. – DOI/10.1061/AJGEB6.0000243.
107. Milad, F. New method for predicting the ultimate bearing capacity of driven piles by using Flap number / F. Milad, T. Kamal, H. Nader, O. E. Erman // *KSCE Journal of Civil Engineering*. – 2015. – Vol. 19. – Iss. 3. – Pp. 611-620. – DOI/10.1007/s12205-013-0315-z.
108. Mishra, A. Long-term response of consolidating soft clays around a pile considering non-Darcian flow / A. Mishra, N. R. Patra // *International Journal of Geomechanics*. – 2019. – Vol. 19. – Iss. 6. – No. 04019040. – DOI/10.1061/(ASCE)gm.1943-5622.0001392.
109. Mosallanezhad, M. Developing hybrid artificial neural network model for predicting uplift resistance of screw piles / M. Mosallanezhad, H. Moayedi // *Arabian Journal of Geosciences*. – 2017. – Vol. 10. – Iss. 22. – Pp. 1-10. – DOI/10.1007/s12517-017-3285-5.
110. Naggar, M. H. E. Evaluation of axial performance of tapered piles from centrifuge tests / M. H. E. Naggar, M. Sakr // *Canadian Geotechnical Journal*. – 2000. – Vol. 37. – Iss. 6. – Pp. 1295-1308. – DOI/10.1139/t00-049.
111. Nordlund, R. L. Bearing capacity of piles in cohesionless soils / R. L. Nordlund // *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. – 1963. – Vol. 89. – Iss. 3. – Pp. 1-35. – DOI/10.1061/JSFEAQ.0000507.
112. Okabe, T. Large negative friction and friction-free pile methods / T. Okabe // *Proc. 9th Int. Conf. on SMFE*. – 1977. – Vol. 1. – Pp. 679–682.
113. O'Neill, M. W. Side resistance in piles and drilled shafts / M. W. O'Neill // *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. – 2001. – Vol. 127. – Iss. 1. – Pp. 3–16.
114. Polischuk, A. I. Calculation of Bearing Capacity of Augercast Tapered Piles in Clayey Soils / A. I. Polischuk, D. A. Chernyavskii // *Soil Mechanics and*

- Foundation Engineering. – 2020. – Vol. 57. – Iss. 4. – Pp. 273-280. – DOI/10.1007/s11204-020-09666-z.
115. Poorooshab, H. B. Negative skin friction on rigid and deformable piles / H. B. Poorooshab, M. Alamgir, N. Miura // Computers and Geotechnics. – 1996. – Vol. 18. – Iss. 2. – Pp. 109–126. – DOI/10.1016/0266-352x(95)00026-7.
116. Potyondy, J. G. Skin friction between various soils and construction materials / J. G. Potyondy // Geotechnique. – 1961. – Vol. 11. – Iss. 4. – Pp. 339–353. – DOI/10.1680/geot.1961.11.4.339.
117. Poulos, H. G. The analysis of downdrag in end-bearing piles / H. G. Poulos, N. S. Mattes // Soil Mech & Fdn Eng Conf Proc/Mexico/. – 1969.
118. Qin, Y. Effect of pile inclination on the lateral deformation behaviour of pipe piles in calcareous sand / Y. Qin, D. Xu, X. Fan // Marine Georesources & Geotechnology. – 2021. – Pp. 589-599. – DOI/10.1080/1064119x.2021.1919255.
119. Ranjan, G. Lateral response of batter piles and pile bents in clay / G. Ranjan, G. Ramasamy, R. P. Tyagi // Indian Geotech. J. – 1980. – Vol. 10. – Iss. 2. – Pp. 135–142.
120. Roscoe, K. H., Burland J. B. On the generalized stress-strain behaviour of wet clay / K. H. Roscoe, J. B. Burland. – 1968.
121. Sethy, B. P. Prediction of ultimate bearing capacity of circular foundation on sand layer of limited thickness using artificial neural network / B. P. Sethy, C. Patra, B. M. Das, K. Sobhan // International Journal of Geotechnical Engineering. – 2021. – Vol. 15. – Iss. 10. – Pp. 1252-1267. – DOI/10.1080/19386362.2019.1645437.
122. Shahu, J. T. Estimating long-term settlement of floating stone column groups / J. T. Shahu, Y. R. Reddy // Canadian Geotechnical Journal. – 2014. – Vol. 51. – Iss. 4. – Pp. 770–781. – DOI/10.1139/cgj-2012-0477.
123. Shao, G. Study on the Bearing Capacity of High-Cap Inclined Pile Foundations / G. Shao, J. Liu, T. Wang, Y. Liu // Advances in Civil Engineering. – 2022. – No. 4443972. – DOI/10.1155/2022/4443972.

124. Shen, R. F. Negative skin friction on single piles and pile groups / R. F. Shen // National University of Singapore, Singapore. – 2008.
125. Shibata, T. Model test and analysis of negative friction acting on piles / T. Shibata, H. Sekiguchi, H. Yukitomo // Soils and Foundations. – 1982. – Vol. 22. – Iss. 2. – Pp. 29–39. – DOI/10.3208/sandf1972.22.2_29.
126. Smith, M. ABAQUS/standard User's manual, version 2014 / M. Smith // Providence, RI: Simulia. – 2014.
127. Su, D. A Systematic Experimental Study on the Group Effect of Dragloads in Pile Foundations / D. Su, Z. Gao, W. Yan, X. Pang // KSCE Journal of Civil Engineering. – 2020. – Vol. 24. – Iss. 7. – Pp. 2038-2048. – DOI/10.1007/s12205-020-1459-2.
128. Takahashi, K. Bending of a batter pile due to ground settlement / K. Takahashi // Soils and foundations. – 1985. – Vol. 25. – Iss. 4. – Pp. 75–91. – DOI/10.3208/sandf1972.25.4_75.
129. Tomisawa, K. A study of negative skin friction mechanism on foundation piles with centrifuge model tests / K. Tomisawa, J. Nishikawa // Monthly reports in civil engineering. Res. Inst., 1999. 552, Pp. 44-53.
130. Van Der, V. A general formula to determine the allowable pile bearing capacity in case of negative friction / V. Van Der // DFI, Proc., Int. Conf. on Deep Foundations, Beijing, China. – 1986. – Pp. 2.138-2.144.
131. Vesic, A. S. Design of pile foundations / A. S. Vesic // NCHRP synthesis of highway practice. – 1977. – Iss. 42.
132. Walker, L. K. Dragdown on coated and uncoated piles / L. K. Walker // Proc. 8th Int. Conf., SMFE. – 1973. – Vol. 2. – Pp. 257-262.
133. Wang, A. Lateral response and failure mechanisms of rigid piles in soft soils under geosynthetic-reinforced embankment / A. Wang, D. Zhang // International Journal of Civil Engineering. – 2020. – Vol. 18. – Iss. 2. – Pp. 169-184. – DOI/10.1007/s40999-019-00434-1.

134. Wang, Y. Numerical analysis of seismic performance of inclined piles in liquefiable sands / Y. Wang, R. P. Orense // *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. – 2020. – Vol. 139. – No. 106244. – DOI/10.1016/j.soildyn.2020.106274.
135. Wei, J. Experimental study of axial behaviour of tapered piles / J. Wei, M. H. El Naggar // *Canadian Geotechnical Journal*. – 1998. – Vol. 35. – Iss. 4. – Pp. 641-654. – DOI/10.1139/t98-033.
136. Wong, K. S. Negative skin friction on piles in layered soil deposits / K. S. Wong, C. I. Teh // *Journal of Geotechnical Engineering*. – 1995. – Vol. 121. – Iss. 6. – Pp. 457-465. – DOI/10.1061/(ASCE)0733-9410(1995)121:6(457).
137. Xia, L. N. Test research on the development of negative skin friction on piles under vertical loads and surcharges / L. N. Xia, H. T. Hu, S. L. Zhou, J. W. Huang // *Innovative and Sustainable Use of Geomaterials and Geosystems*. – 2014. – Pp. 87-96.
138. Yan, W. M. Coupled-consolidation modeling of a pile in consolidating ground / W. M. Yan, T. K. Sun, L. G. Tham // *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*. – 2012. – Vol. 138. – Iss. 7. – Pp. 789–798. – DOI/10.1061/(ASCE)gt.1943-5606.0000651.
139. Yao, W. Characteristics of negative skin friction for superlong piles under surcharge loading / W. Yao, Y. Liu, J. Chen // *International journal of geomechanics*. – 2012. – Vol. 12. – Iss. 2. – Pp. 90-94. – DOI/10.1061/(ASCE)gm.1943-5622.0000167.
140. Ye, S. Study on negative friction of pile foundation in single homogeneous soil layer in collapsible loess area of Northwest China / S. Ye, Z. Zhao, Y. Zhu // *Arabian Journal of Geosciences*. – 2021. – Vol. 14. – Iss. 12. – Pp. 1–13. – DOI/10.1007/s12517-021-07508-2.
141. Zhanabayeva, A. Comparative analysis of international codes of practice for pile foundation design considering negative skin friction effect / A. Zhanabayeva, S. Abdialim, A. Satyanaga, J. Kim, S. W. Moon // *International Journal of Geo-*

- Engineering. – 2022. – Vol. 13. – Iss. 1. – Pp. 1-15. – DOI/10.1186/s40703-022-00176-5.
- 142.Zhang, Y. Numerical Study of Laterally Loaded Batter Pile Groups with the Application of Anisotropic Modified Cam-Clay Model / Y. Zhang. – 2012.
- 143.Zil'berberg, S. D. Construction of compaction tapered pile foundations (from the experience of the " Vladspetsstroj" trust) / S. D. Zil'berberg, A. D. Sherstnev // Soil Mechanics and Foundation Engineering. – 1990. – Vol. 24. – Iss. 3. – Pp. 96-101. – DOI/10.1007/bf02306664.
- 144.Znamenskiy, V. Behavior of single pile and pile groups in consolidating clay / V. Znamenskiy, O. Hegazy, D. Sayed // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. – 2020. – Vol. 883. – №1. – Pp. 012208. DOI 10.1088/1757-899X/883/1/012208.
- 145.Znamenskii, V. V. The 3D numerical model of the stone column in soft clay soils / V. V. Znamenskii, O. M. Hegazy, D. A. Sayed // Journal of Physics: Conference Series. – IOP Publishing, 2021. – Vol. 1928. – Iss. 1. – No. 012011.
- 146.Znamenski, V. Influence of lowering groundwater level on the behavior of pile in soft soil / V. Znamenski, O. Hegazy, D. Sayed // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. – IOP Publishing, 2021. – T. 1030. – №. 1. – No. 012096.

ПРИЛОЖЕНИЕ А**Перечень публикаций по теме диссертации**

1. Знаменская, Е. А. Исследование влияния щитовой проходки тоннеля на работу одиночной сваи / Е. А. Знаменская, О. М. Хегази, Д. А. Сайед // *Инновации и инвестиции*. – 2022. – №. 2. – С. 208–213.
2. Знаменский, В. В. Влияние устройства щебеночных свай в слабых грунтах на работу одиночной сваи / В. В. Знаменский, О. М. Хегази, Д. А. К. Сайед // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. – 2021. – №. 2. – С. 2–4.
3. Знаменский, В. В. Численный анализ распределения бокового отрицательного трения на конусной свае // В. В. Знаменский, О. М. Хегази // *Экономика строительства*. – 2022. – №. 12. – С. 148–156.
4. Znamenskiy, V. Behavior of single pile and pile groups in consolidating clay / V. Znamenskiy, O. Hegazy, D. Sayed // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. – IOP Publishing, 2020. – Vol. 883. – Iss. 1. – No. 012208.
5. Znamenskii, V. V. The 3D numerical model of the stone column in soft clay soils / V. V. Znamenskii, O. M. Hegazy, D. A. Sayed // *Journal of Physics: Conference Series*. – IOP Publishing, 2021. – Vol. 1928. – Iss. 1. – No. 012011.
6. Znamenski, V. Influence of lowering groundwater level on the behavior of pile in soft soil / V. Znamenski, O. Hegazy, D. Sayed // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. – IOP Publishing, 2021. – T. 1030. – №. 1. – No. 012096.