



МИНОБРНАУКИ РОССИИ

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
Высшего образования
«Российский государственный геологоразведочный университет имени
Серго Орджоникидзе»
(МГРИ)

На правах рукописи

КУРГУЗОВ КОНСТАНТИН ВЛАДИМИРОВИЧ

**СТОХАСТИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ЛИТОТЕХНИЧЕСКИХ
СИСТЕМ**

Специальность 25.00.08 – Инженерная геология, мерзлотоведение
и грунтоведение

**Диссертация
на соискание ученой степени
кандидата геолого-минералогических наук**

Научный руководитель:
д. г.-м. н., Фоменко И.К.

Москва 2019 г

СОДЕРЖАНИЕ

Введение.....	5
Глава 1. Неопределенность литотехнических систем.....	11
1.1 Определение объекта исследований. Понятие литотехнической системы.....	11
1.2 Определение предмета исследований. Понятие неопределенности ЛТС.....	12
1.3 Вероятностно-статистическая методология при анализе неопределенности ЛТС.....	21
1.4 Выводы.....	26
Глава 2. Геостатистический анализ (пространственное моделирование) неоднородности инженерно-геологической информации.....	28
2.1 Понятие неоднородности инженерно-геологической информации.....	28
2.2 Анализ пространственных данных.....	33
2.3 Пространственно-корреляционный анализ инженерно-геологических данных площадки строительства логистического центра в Домодедовском районе Московской области.....	35
2.4 Выводы.....	55
Глава 3. Теория надежности литотехнических систем.....	56
3.1 Важнейшие понятия теории надежности.....	57
3.2 Функции нагрузок и воздействий.....	63
3.3 Стохастический расчет функции распределения нагрузок и воздействий.....	66
3.4 Функции работоспособности литотехнических систем.....	75
3.5 Стохастический расчет функции работоспособности сваи в грунте.....	80
3.6 Расчет стохастических параметров осадки фундамента мелкого заложения	95
3.7 Выводы.....	103
Глава 4. Особенности взаимодействия свайных фундаментов с геологической средой. Методы расчета и проблематика.....	104
4.1 Механизм работы сваи в грунтовом массиве.....	106
4.2 Особенности взаимодействия сваи с глинистыми грунтами.....	109
4.3 Особенности взаимодействия сваи с песчаными грунтами.....	117
4.4 Методы исследований несущей способности сваи.....	120
4.4.1 Методика расчета несущей способности свайного фундамента по СП 24.13330.....	120
4.4.2 Методика по Нордлунду.....	124
4.4.3 Метод Томлинсона.....	124

4.5	Сопоставительный анализ экспериментально-аналитических определений несущей способности свай.....	125
4.6	Сравнительная оценка методов расчета свай на горизонтальную нагрузку.....	134
4.7	Практический пример расчета несущей способности свай на горизонтальную нагрузку.....	136
4.8	Выводы.....	143
	Заключение	145
	Перечень сокращений.....	148
	Список литературы.....	149
	Приложения	

Введение

Внедрение и развитие математических методов в геологии, увеличивают уровень объективности оценки принимаемых решений. О необходимости математизации геологических наук говорили многие ученые в нашей стране и за рубежом: Вистелиус А.Б., Бондарик Г.К., Пшеничкин А.П., Ржаницын А.Р., Демьянов В.В., Кауфман Б.Д., Шарапов И.П., Пендин В.В., [1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9]. Так еще в 15 веке, известный исследователь Леонардо да Винчи говорил - *«Никакой достоверности нет в науках там, где нельзя приложить ни одной из математических наук, и в том, что не имеет связи с математикой»*. Отсутствие полноты информации о составе, строении и свойствах литотехнических систем, о законах проходящих процессов, зачастую вызывает вопросы при проектировании и строительстве зданий и сооружений. Сбор, накопление и анализ данных, как правило, сопровождается ошибками измерений, искажающими и без того ограниченную информацию об инженерно-геологических условиях. Зачастую, механизмы поведения или разрушения остаются неопределенными. Неочевидность использования той или другой математической модели или расчетной методики, интерпретация результатов испытаний и результатов расчетов, неочевидные экспертные оценки – все это вносит свой вклад в общий уровень неопределенности литотехнических систем (ЛТС). Понятие неопределенности очень тесно взаимодействует с ключевыми факторами надежности литотехнических систем. Это обстоятельство толкает проектировщиков, а за ними и строителей на сверхнадежные технические решения, использование самых надежных фундаментов, конструктивных элементов сооружений, применение дополнительных коэффициентов запаса, что негативно отражается на экономических параметрах объектов. С другой стороны, плохой анализ неопределенности исследуемых задач, необъективные инженерно-технические решения, не раз являлись причинами аварийных ситуаций.

Еще одна категория, которая непосредственно связана с понятием неопределенности, это различные экономические, экологические или социальные риски, которые имеют вероятностную природу, приводящие к ущербу здания, сооружения или окружающую их инфраструктуру. Вероятностно-статистический подход в геологии, как объективная мера, позволяет проводить обстоятельный, количественный или качественный анализ рисков.

Высокая природная неоднородность дисперсных грунтов, их физическая и геометрическая анизотропия, а также малый объем и сомнительное качество исследований геологической среды является одним из главных факторов неопределенности при решении геотехнических задач. Отдельно, эти обстоятельства формулируют инженерно-геологическую задачу по объективному анализу и описанию пространственных данных в условиях дефицита

исследований. Решение этой задачи возможно получить на базе геостатистической научной дисциплины, которая представляет широкий спектр статистических моделей и инструментов для анализа, обработки и представления пространственно-распределенной информации.

Понятие неопределенности тесно связано с понятием случайной величины и ее вероятностной природой [1, 6, 5]. Ведь очевидно, что строго детерминированные процессы имеют весьма определенный результат. Любой детерминированный расчет сводится к получению некоторой оценки. Но известно, что любая оценка обладает неточностью (неопределенностью). Значит, для принятия решения требуется не одна оценка, а целая совокупность оценок. Построение такой совокупности, ее систематизация и анализ приводит к нахождению ее функции распределения, которая позволяет производить различные оценки значения функции: наиболее вероятную, среднюю, медианную и пр. Она позволяет рассчитать различные вероятностные и статистические значения: доверительный интервал, его среднее значение, вероятность попадания в интервал и пр. Таким образом, любой детерминированный расчет является частным случаем вероятностно-статистического расчета. Вероятностный (стохастический) подход как количественная мера позволяет систематизировать процесс принятия решений посредством структурного анализа случайных полей [10].

Настоящая диссертационная работа посвящена решению важной научной проблемы – разработке методологии оценки неопределенности литотехнических систем на основе вероятностно-статистического подхода.

Работа выполнялась автором, начиная с 2017 года, на кафедре инженерной геологии МГРИ-РГГРУ им. Серго Орджоникидзе, под руководством доктора геолого-минералогических наук Фоменко И.К.

Актуальность диссертации заключается в том, что существует объективная необходимость анализа неопределенности задач инженерной-геологии, и факторов, определяющих состояние и поведение литотехнических систем. Это является естественным этапом развития инженерной геологии как науки. Разработанная методология оценки неопределенности ЛТС на основе вероятностно-статистического подхода, объединяющего методы математической статистики, теории вероятности, теории надежности, в решении задач инженерной-геологии и геотехники, направлена на снижение общего уровня неопределенности ЛТС и как результат, повышения их надежности.

Цель работы: теоретическое обоснование и практическое применение вероятностно-статистической методологии для оценки состояния и поведения литотехнических систем при широком спектре факторов неопределенности.

Задачи:

1. Изучить и проанализировать неопределенность, как научную категорию, при решении инженерно-геологических задач;
2. Определить область применения вероятностно-статистического подхода при моделировании литотехнических систем, с целью снижения факторов неопределенности;
3. Апробировать геостатистический пространственно-корреляционный анализ инженерно-геологических данных реальной площадки строительства для обоснования расчетных пространственных вероятностно-статистических параметров грунтового массива;
4. Разработать и апробировать методику вероятностного расчета фундаментов глубокого (свайных) и мелкого заложения с учетом влияния основных факторов неопределенности – гетерогенности грунтов и вероятностной природы нагрузок и воздействий;
5. Проанализировать неопределенность математических детерминированных методов расчета свайных фундаментов на базе проведенных полевых испытаний при вертикальном и горизонтальном воздействии.

Научная и методическая новизна:

1. Изучена научная категория неопределенности при решении задач инженерной-геологии и выделены наиболее значимые факторы неопределенности которые могут иметь количественное описание для учета в стохастическо-детерминированном моделировании;
2. Сформулированы основы вероятностно-статистической методологии при решении инженерно-геологических и геотехнических задач с учетом стохастической природы ЛТС и факторов неопределенности инженерно-геологических условий;
3. Доказана высокая эффективность применения аппарата и методов геостатистики в инженерно-геологических исследованиях для описания и анализ пространственных данных (на примере изменчивости физико-механических свойств дисперсных пород).
4. Показана важная роль количественного параметра при оценке надежности ЛТС – вероятность отказа ЛТС. На основе сформулированной методологии вероятностно-статистических расчетов получены значения вероятности отказа ЛТС на практических примерах расчета фундаментов глубокого и мелкого заложения.

5. Показано, что современные детерминированные методики расчета свайных фундаментов как у нас, так и за рубежом, характеризуются высоким уровнем неопределенности результатов расчетов при использовании различных аналитических, эмпирических или численных методов, что предопределяет необходимость внедрения методологии стохастических расчетов для анализа надежности свайных фундаментов.

Теоретическая и практическая значимость работы заключается в следующем:

1. Введено понятие - вероятность отказа ЛТС, позволяющее количественно оценивать надежность ЛТС;
2. Разработана методика расчета вероятности отказа на базе численных методов вероятностно-статистических расчетов;
3. Показана повышенная достоверность результатов расчетов стохастическо-детерминированных моделей литотехнических систем по сравнению с детерминированными методами расчетов;
4. Доказана возможность гибкого подхода при количественном учете различных факторов неопределенности ЛТС при построении и расчетах стохастическо-детерминированных моделей.

Разработанные научно-методологические принципы могут быть использованы в учебных и научно-исследовательских целях, а также могут быть рекомендованы к практическому использованию и включению в соответствующие нормативно-технические документы при их актуализации.

Личный вклад автора заключается в разработке методов вероятностно-статистического анализа работоспособности фундаментов глубокого и мелкого заложения с использованием численных методик статистического моделирования в условиях инженерно-геологической неопределенности для практического применения.

Методология и методы исследования включают обобщение отечественного и зарубежного опыта математического моделирования (на базе научных дисциплин: теории вероятности, математической статистики, теории надежности и геостатистики), и применение современных программных продуктов и методик (в первую очередь, основанных на численном моделировании). В развитие существующих методов, автором данной диссертационной работы была разработана и апробирована методика численного статистического моделирования, являющаяся элементом общего вероятностно-статистического подхода, лежащего в основе разработок моделей неопределенности ЛТС и являющегося основой нового научного

направления – стохастическая геотехника. В процессе основной работы были использованы современные программные средства: статистический пакет STATISTICA V12.0 (StatSoft), Microsoft Excel, конечно-элементный комплекс RS_2 (Rocscience) и др.

Положения выносимые на защиту:

1. Неопределенность ЛТС является важной, причинной категорией при решении инженерно-геологических задач. Ее изучение и анализ сводятся к двум задачам: к построению расчетной модели неопределенности, с количественным описанием различных аспектов и к последующему учету данной модели в стохастическо-детерминированных расчетах ЛТС.

2. Методология количественной оценки состояния и поведения ЛТС является комплексным понятием и должна базироваться не только на детерминированной основе, но и на вероятностно-статистическом подходе, который включает:

- Геостатистические методы, направленные на снижение факторов неопределенности инженерно-геологических условий;
- Методы математической статистики и теории вероятностей, направленные на формирование модели неопределенности ЛТС;
- Инструменты и методы теории надежности, включающей методы численного статистического и вероятностного моделирования для количественной оценки надежности литотехнических систем.

3. При моделировании ЛТС необходимо учитывать неопределенность математических моделей, которая заключается:

- В неопределенности используемых методик расчета, обусловленной необходимостью допущений и упрощений математических моделей и связанной с этим фактом, низкой сходимости натурных испытаний с результатами моделирования;
- В неопределенности используемых моделей поведения и разрушения грунтов, которые определяются не только их разновидностью, но и изменением напряженно деформированного состояния. В частности, наиболее распространенные линейные модели являются, как правило, слабо обоснованными в применении.

Достоверность полученных результатов и их апробация обосновывается качеством первичной инженерно-геологической информации, применением комплекса современных методов математического моделирования. Основные результаты значимых для данной работы расчетов выполнялись с помощью различных численных и аналитических методик, результаты которых имеют сопоставимые значения. Верификация некоторых аналитических и

компьютерных расчетов производилась на основе сопоставления с данными полевых испытаний.

Основные результаты настоящей работы были представлены на международных и общероссийских конференциях:

1. Международная научно-практическая конференция «Стратегия развития геологического исследования недр: настоящее и будущее (к 100-летию МГРИ-РГГРУ)». 04-06 апреля 2018 г. Тема доклада: Оценка несущей способности свай;
2. Международная научно-практическая конференция «Свайные фундаменты: тенденции, проблемы и перспективы развития», Москва, МВЦ «Крокус Экспо», 7-8 Июня 2018г. Тема доклада: Проблемы в оценке несущей способности забивных свай расчетными методами;
3. Общероссийская научно-практическая конференция и выставка «Современные полевые и лабораторные исследования грунтов – изыскания и проектирование». Москва, 21 Сентября 2018 г. Тема доклада: О нелинейных критериях прочности грунтов;
4. Общероссийская научно-практическая конференция «Фундаментальные и прикладные вопросы геотехники: новые материалы, конструкции, технологии и расчеты, Санкт-Петербург, 6-8 Февраля 2019 г. Тема доклада: Проблема задания прочностных параметров грунтов при оценке устойчивости склонов.

По теме диссертации опубликовано 9 научных работ, в том числе 2 работы в журналах индексируемых SCOPUS, 4 статьи из списка рекомендованного ВАК, 4 публикации входящие в базу РИНЦ.

Структура и объем работы: Диссертация объемом 160 страниц, состоит из введения, семи глав, заключения, списка литературы из 146 наименований и приложения. Она содержит 81 рисунков и 25 таблиц.

Автор глубоко признателен сотрудникам кафедры инженерной геологии Российского Государственного Геологоразведочного Университета имени Серго Орджоникидзе (МГРИ), за содействие в работе и обсуждение полученных результатов. Хотелось бы выразить особенную благодарность научному руководителю за неоценимую, профессиональную поддержку и практические рекомендации д.г.-м.н. И.К. Фоменко, за оказанную помощь и доброжелательное отношение заведующему кафедры инженерной-геологии д.г.-м.н. В.В. Пендину, и декану гидрогеологического факультета Д.Н.Горобцову. Отдельное спасибо сотрудникам кафедры

инженерной-геологии МГРИ-РГГРУ за участие и поддержку. Также, хотелось бы поблагодарить за помощь и ценные советы бывших коллег и хороших друзей, по работе в лаборатории механики грунтов, оснований и фундаментов Московского Государственного Строительного Института им. Куйбышева (МГСУ-МИСИ), к.т.н. М.В. Прошина и к.т.н. А.А. Попова.

Часть 1. Неопределенность литотехнических систем

1.1 Определение объекта исследований. Понятие литотехнической системы

Объектом данного исследования является литотехническая система (ЛТС), у которой существуют различные определения. Природно-технические системы, функционирующие под влиянием взаимодействия между искусственными объектами и некоторой областью литосферы находятся в поле зрения инженерной геологии, так как их движение обусловлено инженерно-геологическими и инженерно-гидрологическими процессами. Эти системы Г.К. Бондарик [1] [11], называет литотехническими системами (ЛТС).

Согласно В.А. Королеву [12], под литотехнической системой следует понимать часть (или подсистему) природно-технической системы, включающую подсистему инженерных сооружений (объектов техносферы) и взаимодействующую с ней часть литосферы (геологическую подсистему) [13].

Т.И. Аверкина [14] определяет литотехническую систему как целостное естественно-искусственное образование, представленное взаимодействующими техническими объектами и геологическими телами или массивами.

В понимании В.Т.Трофимова литотехническая система – это любая комбинация из технического устройства и литосферного блока любой размерности, элементы которой взаимодействуют друг с другом и объединяются единством выполняемой социально-экономической функции.

На развитие процессов или явлений и формирование физико-механических параметров грунтов в геологии оказывают широкое воздействие различные случайные факторы. Другими словами, геологический процесс не является полностью детерминированным [1, 9]. Геологические параметры, если их рассматривать в пространственно-временном аспекте, представляют собой композиции детерминированных и случайных полей, которые можно описать при помощи распределения вероятностей на широком ансамбле реализаций [1]. При этом очевидно, что невозможно в точности воспроизвести реализацию поля геологического параметра. Под реализацией понимают вид случайного поля, получаемый в результате проведения одного испытания. Выражение поля геологического параметра, в общем виде, может быть записано следующим образом:

$$R(\vec{\xi}, t) = M[R(\vec{\xi}, t)] + \Delta R(\vec{\xi}, t), \quad (1.1)$$

Где R – геологический параметр; $M[R(\vec{\xi}, t)]$ – неслучайная компонента поля, его математическое ожидание; $\Delta R(\vec{\xi}, t)$ – случайная компонента поля; $\vec{\xi}$ – вектор координат пространства; t – время.

1.2 Определение предмета исследований. Понятие неопределенности ЛТС

Предметом диссертационной работы является анализ неопределенности ЛТС.

Отсутствие полноты информации о составе, строении и свойствах литотехнических систем, о законах проходящих процессов, зачастую вызывает вопросы при строительстве объекта. Сбор, накопление и анализ данных, как правило, сопровождаются ошибками измерения, искажающими скудную информацию об инженерно-геологических условиях. Зачастую, механизмы поведения или разрушения остаются не очевидными. С этим непосредственно связана неочевидность использования той или другой математической модели или расчетной методики. Данная проблематика усугубляется пространственно-временной случайной природой эндогенных и экзогенных факторов воздействующих на литотехнические системы. Эти и многие другие факторы характеризуют неопределенность инженерно-геологических условий в общем и геотехнической задачи в частности [15, 16]. Неуверенность, неопределенность инженерно-геологической информации толкает проектировщиков, а за ними и строителей на сверхнадежные технические решения, использование самых надежных фундаментов, конструктивных элементов сооружений, применение дополнительных коэффициентов запаса [17]. Все это говорит о необходимости учета случайных компонент анализируемых процессов или свойств посредством выполнения стохастических расчетов при подготовке объектов строительства.

С философской точки зрения понятие «неопределенность» тесно связано с философскими категориями как «случайное и необходимое» или «случайное и закономерное», анализу взаимосвязи которых посвящено значительное число философских работ. По проблеме соотношения этих категорий высказывались, по крайней мере, три различные точки зрения: 1) крайняя позиция, отрицающая случайные процессы в окружающем нас мире, отстаиваемая детерминизмом (П.Лаплас и др.); 2) позиция, допускающая наличие одновременно и случайных (стохастических – от греч. *stochasis* – догадка, вероятность), и закономерных процессов, причем степень их вероятности может быть разной, в пределе приближающейся к закономерности; 3) другая крайняя позиция, рассматривающая случайные процессы как особые, имеющие совершенно иную природу, чем детерминированные. [18, 19]

Неопределенность – понятие отражающее отсутствие однозначности в развитии процесса, а также отсутствие или недостаток информации о чем-либо. Под неопределенностью, в данной работе, будем понимать ситуацию неоднозначности или неполноты информации при принятии решений [20]

Неопределенность является важной, причинной категорией, обуславливающей необходимость возникновения вероятностно-статистических подходов [21]. Изучение и анализ неопределенности решаемой задачи сводится к двум задачам: к построению расчетной модели неопределенности с количественным описанием различных аспектов и к последующему учету данной модели в стохастическо-детерминированных расчетах геотехнических систем. Изучение аспектов неопределенности, их обстоятельный анализ, позволяет лучше понимать геологические процессы и явления. Существуют различные классификации аспектов категории неопределенности стохастических расчетных систем, которые в общем виде сводятся к двум видам:

1. Алеаторная (онтологическая) неопределенность – связана с фундаментальными свойствами, а именно со случайным характером изучаемых процессов;
2. Эпистемическая (гносеологическая) неопределенность связана с отсутствием достаточных знаний о процессах и неточностью моделей, описывающих данные процессы.

Категория неопределенности инженерно-геологических задач интересует исследователей на протяжении длительного времени, что привело к множеству различных классификаций понятий геологической неопределенности. В соответствии с европейским стандартом геотехнического проектирования Еврокод 7, неопределенность связывают непосредственно с расчетными моделями, точнее с элементами расчетных стохастических моделей [22, 23]:

- Факторы воздействия на геотехнические модели – нагрузки и воздействия, классификация и учет которых основывается на общепринятых квазивероятностных подходах теории надежности и методов предельных состояний;
- Вариативность физико-механических характеристик грунтов. Данный элемент включает природную анизотропию грунтовых параметров, ограниченность данных об исследуемой площадке строительства, качество инженерно-геологических изысканий и ошибки экстраполяции данных исследуемой выборки на генеральную совокупность;
- Геометрические параметры объектов исследования, которые связаны с геоморфологическими условиями площадки, геометрией инженерных сооружений, а также геологическими аномалиями – системой трещин скальных пород, карстовые полости и пр.;

- Неопределенность достоверности расчетных моделей, под которой подразумевается несовершенство описанных механизмов геологических процессов.

По данным автора C.G. Soares классификация элементов неопределенности состоит из трех основных элементов [24]:

- Фундаментальная (природная) неопределенность, связанная с неоднородностью физико-механических свойств грунтов и рандомностью геологических процессов;
- Неопределенность достоверности расчетных моделей подразумевает ограниченность применения математических моделей сопротивления систем или нагрузок и воздействий, в силу граничных условий и системы расчетных допущений;
- Статистическая неопределенность, под которой следует понимать статистические ошибки при определении параметров грунтов и инженерно-геологических процессов, и прогнозные статистические ошибки.

Классификация которую приводит В.К.МаMahon характеризуется следующими аспектами [25]:

- Риск неизвестности инженерно-геологических условий (гетерогенность, природные аномалии и пр.);
- Риск неправильного применения расчетной модели;
- Риски превышения напряжений расчетных значений (факторы нагрузок и воздействий);
- Ошибки в силу влияния человеческого фактора;
- Ошибки в силу существенных изменений проектных параметров;
- Значительное «перестрахование» в выборе нормативных физико-механических характеристик на этапе инженерно-геологических изысканий – риски искажения данных об инженерно-геологических условиях.

Более подробная классификации неопределенности в решении геотехнических задач приводится в работе C. Russell [26], где рассматриваются такие факторы как:

- Природная неоднородность грунтов (гетерогенность, стратиграфические и геоморфологические условия площадки);
- Геологические аномалии (система трещин и карстовых полостей);

- Малая изученность площадки строительства (низкий уровень информационного обеспечения);
- Ошибки измерения;
- Стационарная неопределенность связана с изменением свойств и состояний грунтов во времени;
- Факторы нагрузок и воздействий на ЛТС;
- Статистическая (описательная и прогнозная) неопределенность;
- Неопределенность достоверности (адекватность) расчетных моделей (эмпирических, аналитических, численных). Малое понимание механизмов поведения и разрушения грунтов, что проявляется в расчетных допущениях или упрощениях математических (аналитических) моделей;
- Неопределенность решений (человеческий фактор) - субъективность экспертных оценок относительно выбора методов расчета, предположений о возможных механизмах возникновения отказов, интерпретация анализа исходных данных и результатов расчета и т.п.

Существует два подхода к методам формализации неопределенности исходных данных [27], [4]:

1. «Подавление» (минимизация) влияния неопределенности посредством «фильтрации» данных, укрупнение информации с последующим использованием при принятии решений детерминированных алгоритмов.
2. Использование специальных, недетерминированных алгоритмов анализа и учета данных (вероятностные подходы).

Первый подход используется в действующих нормах, в методе предельных состояний. Случайные и неопределенные факторы учитываются системой нормативных коэффициентов. Эта модель является основной для традиционных расчетов надежности конструкций и их элементов, оценки нормативного риска и идентификации параметров.

Другой подход рассматривает функции нагрузок и сопротивлений в виде различных законов распределения случайных величин при учете различных вероятностно-статистических параметров. Данный подход позволяет дать количественную оценку надежности объекта как функции вероятности его работоспособности, т.е. не достижения предельного состояния. Получаемые таким образом показатели надежности являются базой для сопоставительного анализа и проведения оптимизации проектных параметров, режимов эксплуатации и т.д.

Неопределенность различных факторов при решении геотехнических задач является мотивирующей силой в развитии вероятностных подходов в расчетах, потому, что уровень неопределенности является существенным аспектом в системах принятия технических решения, и непосредственно отражается на технико-экономических показателях объекта. Ошибки принятия решений зачастую имеют серьезные социально-экономические или экологические последствия.

Зачастую источником неопределенностей в аспекте неполной исходной достоверной информации являются экономические факторы, проявляющиеся в скудности материально-технических и временных ресурсов, необходимых для накопления статистической информации исходных данных [4].

Как видно из приведенных классификаций одним из основных аспектов неопределенности инженерно-геологических условий и в решении геотехнических задач является фактор гетерогенности грунтов. Характеристики грунтов, в отличие от конструкционных материалов не могут быть приняты при 95% доверительной вероятности, в силу высокого уровня неоднородности и ограниченности исследуемой выборки. Например, Еврокод 7 никак не регламентирует процесс выбора расчетных параметров грунта, ни в качестве средней величины, ни в качестве оценок доверительных вероятностей. Поэтому выбор и оценка параметров грунтов производится только на основании качественных экспертных оценок, в зависимости от объема и качества проведенных исследований грунтов, сложности инженерно-геологических условий, уровня ответственности сооружения и др. Субъективность таких оценок очевидна, т.к. различные специалисты по разному выбирают грунтовые параметры, в зависимости от опыта (удачного или неудачного), уровня квалификации или своих мотивов [22]. Плохая статистическая обработка грунтов в купе с существенной дисперсией (разбросом) результатов дает возможность для широкого трактования их характеристик. Результаты проектирования, а значит и проектные показатели эффективности, существенным образом зависят от выбора значений физико-механических характеристик.

Существенная вариативность физико-механических характеристик грунтов, неоднородность состава и свойств, физическая и геометрическая анизотропия, занимает важное место при выполнении расчетов и анализе данных. Случайное поле называется однородным, если функции распределения не изменяются при замене рассматриваемого сечения. Для однородного случайного поля математическое ожидание не зависит от координат точек поля, т.е. является постоянной величиной, а корреляционная функция зависит только от разности векторов. Если свойства среды инвариантны лишь относительно некоторой ортогональной

подгруппы, то такая среда будет геометрически анизотропной. Геометрическая анизотропия определяется как направленность свойств среды в пространстве. Под физической анизотропией понимают изменение свойств среды (например, деформируемости) при изменении знака приращения напряжения или самого напряжения. Физическая анизотропия в одинаковой степени может быть присуща геометрически изотропной и анизотропной среде. При этом, под понятием анизотропией грунтов, как правило понимают геометрическую анизотропию, т.к. она является одной из важнейших и общих структурно-механических особенностей многих грунтов, горных пород и их массивов [28].

Для описания гетерогенности грунтов хорошо подходит вероятностно-статистическая методология: аналитические и графические инструменты математической статистики, статистические моменты n -го порядка, ковариационные функции, методы геостатистики, модели теории надежности и пр [29]. Так природная неоднородность грунтов может моделироваться с помощью полей распределения случайных величин [5], что будет показано в данной работе в последующих главах

Еще одним важным аспектом в моделях неопределенности является неопределенность достоверности (адекватности) расчетной (математической) модели. Данный вид неопределенности может быть рассчитан через обобщенный коэффициент достоверности K_M который определяется на основании сопоставления расчетных данных с фактическими данными:

$$K_M = \frac{R_p}{R_\phi}, \quad (1.2)$$

где, R_p – расчетный показатель сопротивления конструктивного элемента, R_ϕ – фактическое значение сопротивления конструктивного элемента полученного по результатам испытаний.

Коэффициент достоверности K_M не является точечным значением, а должен рассчитываться только по результатам серии испытаний на основании данных статистической обработки, включая предварительный графический анализ данных, выявление случайных величин, расчет генеральных статистик, оценка функций распределения и пр., см. рис.1.1. При этом, при расчете коэффициента K_M , необходимо учитывать возможное влияние фактора гетерогенности и анизотропии грунта, ошибок измерений и пр. [30, 31]

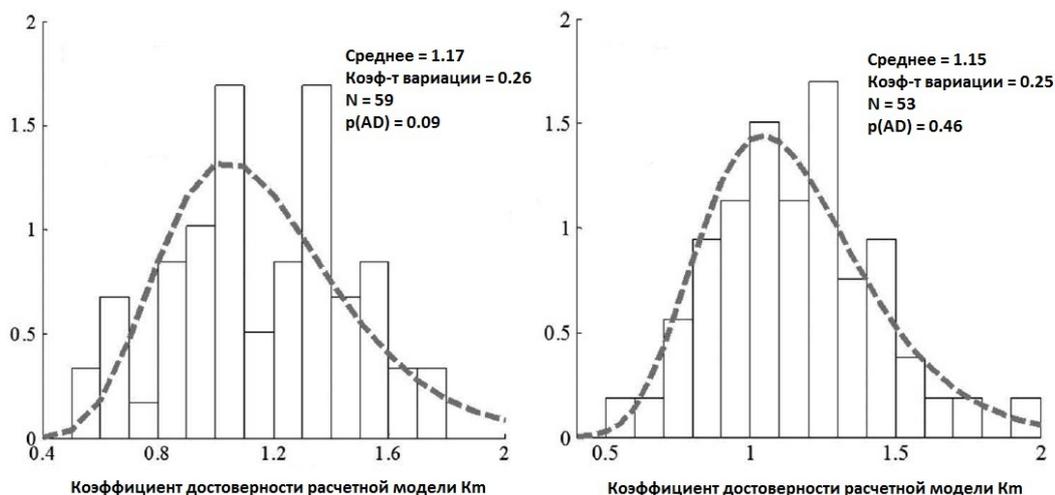


Рис.1.1 Результат статистической обработки и расчета значений коэффициентов достоверности K_m расчетных моделей оценки несущей способности свайных фундаментов.

Очевидно, что для абсолютно достоверной расчетной модели, результаты статистической обработки дадут среднее значение K_m равным единице, а значения стандартного отклонения будут равны нулю. Таким образом, неопределенность математических методик и моделей снижается за счет детализации или уточнения таких моделей.

Фактор достоверности (адекватности) расчетных моделей может быть хорошо продемонстрирован на примере расчетов свайных фундаментов, у которых механизм взаимодействия с грунтовым массивом до сих пор не имеет универсального и достоверного описания, поэтому вместе с этим всегда существует неопределенность полученных расчетных данных. Более того, даже при получении значений несущей способности F свай по результатам полевых статических испытаний, неизбежно сохраняется неопределенность значений несущей способности свай на смежных соседних участках. Иногда, значения несущей способности могут существенно отличаться у двух вблизи расположенных свай, и практически совпадать со сваями расположенными на противоположных границах участка строительства. Такая пространственная неопределенность может быть связана и с кол-вом испытанных свай, и со сложностью инженерно-геологических условий участка, и с видом используемых свай, и с технологией изготовления и пр. Коэффициент вариации V значений несущей способности по данным статических испытаний в среднем, составляет 20-30%, достигая в некоторых случаях 50% и более [32].

В работе А.Р. Galbraith показано, что оценка коэффициента вариации V значений несущей способности в основном, зависит от следующих факторов:

- От количества испытанных свай. Чем больше количество тем ниже V .
- От диаметра свай – значение V снижается при увеличении диаметра свай.
- От качества и полноты выполненного испытания.

Так, на рисунке 1.2 показана зависимость коэффициента вариации V несущей способности свай в зависимости от величины относительной осадки испытываемой сваи $\frac{\delta_{max}}{D}$, при выполнении статического испытания. Получается, что чем больше изучается (протраивается) зависимость «нагрузка-осадка», тем ниже коэффициент вариации V распределения несущей способности свай, тем ниже уровень неопределенности. Другими словами, чем качественнее проводится статическое испытание, тем достоверней получается результат.

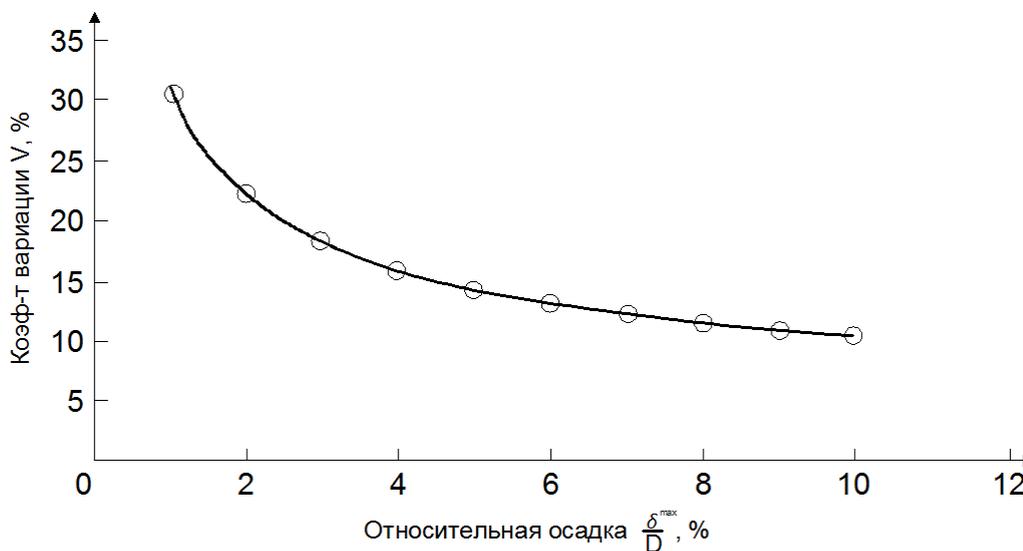


Рис.1.2 Уровень коэффициента вариации значений несущей способности свай в зависимости от величины относительной осадки испытываемой сваи $\frac{\delta_{max}}{D}$, где δ_{max} – осадка сваи при испытании; D – диаметр (сечение) сваи.

Ошибки измерения при выполнении статических испытаний свай также имеют место и в среднем коэффициент вариации составляет 10-15% [33, 34].

Существующие методики по расчету свайных фундаментов имеют свои области применимости и не могут быть использованы повсеместно, т.е. они не обладают универсальностью. Ниже, в таблице.1.1, представлен анализ достоверности расчетных методик по оценке несущей способности свай, с приведением значений коэффициента достоверности K_m [35]

Методы расчетов	Кол-во точек испытаний	Тип сваи	Вид грунта	Среднее знач. K_m	Коэф-т вариации	Примечание
β - метод	4	Метал. профиль	Глинистый	0.61	0.61	отчет 507 NCHRP - Национальная программа дорожного строительства (USA)
λ - метод	16			0.74	0.39	
α - по Томлинсону	17			0.82	0.4	
α - API	16			0.9	0.41	
Динам. зондирование (SPT)	8			1.04	0.39	
λ - метод	18	Ж.б. свая	Глинистый	0.76	0.39	
α - API	17			0.81	0.36	
β - метод	8			0.81	0.31	
α - по Томлинсону	18			0.87	0.48	
α - по Томлинсону	18	Метал. труба	Глинистый	0.64	0.5	
α - API	19			0.79	0.54	
β - метод	12			0.45	0.6	
λ - метод	19			0.67	0.55	
Динам. зондирование (SPT)	12			0.39	0.62	
Нордлунда	19	Метал. профиль	Песчаный	0.94	0.4	
Мейерхофа	18			0.81	0.38	
β - метод	19			0.78	0.51	
Динам. зондирование (SPT)	18			1.35	0.43	
Нордлунда	36	Ж.б. свая	Песчаный	1.02	0.48	
β - метод	35			1.1	0.44	
Мейерхофа	36			0.61	0.61	
Динам. зондирование (SPT)	36			1.21	0.47	
Нордлунда	19	Метал. труба	Песчаный	1.48	0.52	
β - метод	20			1.18	0.62	
Мейерхофа	20			0.94	0.59	
Динам. зондирование (SPT)	19			1.58	0.52	
α - по Томлинсону	20	Метал. профиль	Разнообразные	0.59	0.39	
α - API	34			0.79	0.44	
β - метод	32			0.48	0.48	
Динам. зондирование (SPT)	40			1.23	0.45	
α - по Томлинсону	33	Ж.б. свая	Разнообразные	0.96	0.49	
α - API	80			0.87	0.48	
β - метод	80			0.81	0.38	
Динам. зондирование (SPT)	71			1.81	0.5	
Стат. зондирование (CPT)	30			0.84	0.31	
α - по Томлинсону	13	Метал. труба	Разнообразные	0.74	0.59	
α - API	32			0.8	0.45	
β - метод	29			0.54	0.48	
Динам. зондирование (SPT)	33			0.76	0.38	

Табл.1.1 Значения коэффициентов достоверности K_m расчетных моделей по оценке несущей способности свайных фундаментов

Таким образом, необходимо понимать, что факторы неопределенности могут быть учтены количественным образом через построение и стохастический расчет моделей неопределенности. Также существует принципиальная возможность информационного обеспечения различных факторов неопределенности в количественном выражении, в том числе для любых компонент инженерно-геологических условий и литотехнических систем. При этом следует иметь в виду, что использование количественных параметров не говорит о необходимости, или даже возможности игнорирования качественных оценок, лишь дает возможность их более точного и всестороннего описания [9, 36].

1.3 Вероятностно-статистическая методология при анализе неопределенности ЛТС

Понятие неопределенности тесно связано с понятием случайной величины и ее вероятностной природой. Ведь очевидно, что строго детерминированные процессы имеют весьма определенный результат. Для моделирования и анализа неопределенности достаточно успешно может быть использован математический аппарат вероятностно-статистических расчетов. Вероятностно-статистические расчеты (вероятностные подходы) в анализе надежности литотехнических систем и строительных конструкций как научное направление сформировалось еще в середине прошлого века. В нашей стране это направление получило достаточно широкое развитие в 60-70х годах, благодаря таким ученым как Болотин В.В., Пшеничкин А.П., Ржаницын А.Р., Вистелиус А.Б, Гарагаш Б.А. и пр. [37] [2] [38] [6] [39] [40]. Хотя идея использования методов математической-статистики и теории вероятности в строительстве не новая, она до сих пор не получила должного развития и практически не используется в нормативно-технической базе в РФ, при этом о необходимости внедрения ее методов неоднократно указывалось различными авторами и научными деятелями в нашей стране. Низкая распространенность данного подхода отчасти, связана с непростым математическим аппаратом, с отсутствием необходимой подготовки научно-технических кадров, а также, с низким компьютерно-информационным обеспечением (в прошлом) – отсутствие численных моделей, низкая компьютерная производительность и пр. При всем этом заслуживает внимание, мнение известного автора, сторонника идеи математизации геологии А.Б. Вистелиуса [2], что использование математической статистики в геологии имеет не только прикладной характер, но и то, что методы этой научной дисциплины могут привести к результатам, неизвестным ранее геологической науке и является важным для ее развития.

Любой детерминированный расчет сводится к получению некоторой оценки. Но известно, что любая оценка обладает неточностью (неопределенностью). Значит, для принятия решения требуется не одна оценка, а целая их совокупность, отражающая различные аспекты неопределенности. Построение такой совокупности, ее систематизация и анализ приводит к нахождению ее функции распределения, которая позволяет производить различные оценки значения функции: наиболее вероятную, среднюю, медианную и пр. Она позволяет рассчитать различные вероятностные и статистические значения: доверительный интервал, его среднее значение, вероятность попадания в интервал и пр [41, 42]. Таким образом, любой детерминированный расчет является частным случаем вероятностно-статистического расчета. Вероятностный подход как количественная мера позволяет систематизировать процесс принятия решений посредством структурного анализа случайных полей [10] [33].

В этом плане вероятностные (стохастические) модели, как будет показано ниже, имеют неоспоримое преимущество перед детерминированными, так как позволяют учесть большое количество случайных и закономерных факторов без усложнения детерминированной модели. [43] [24] [44] [45] [46].

Вопрос о понимании и использовании в инженерной геологии термина «вероятность» является чрезвычайно важным с методологических позиций. Среди геологов, впервые организацию геологической среды вероятностного типа определил В.И. Вернадский [47]. При этом, вначале, отдавая дань традиционному направлению XIX века, он занимал вначале твердую детерминистическую позицию. Организацию среды он определял термином «механизм», который, в принципе предполагалось, что действовал как и механизм часов. Позже В.И. Вернадский пришел к идее, что представление такой среды некорректно по отношению к природным явлениям, т.к. они протекают по менее очевидной схеме. Такой вывод заставил его использовать термин «организация» - как сильно зависимые случайные события или случайные величины. Геологический процесс, в широком смысле этого слова, представляет собой взаимодействие различных физических полей, при котором присутствуют как более или менее определенные компоненты, подчиняющиеся классическим причинно-следственным отношениям, так и компоненты, не имеющие вполне определенного характера и действующие по-разному в различные периоды развития процесса.

Если разложить весь процесс на ряд локальных процессов, то большинство из них полностью подчиняются законам физики, химии или физико-химии: например, в работе Г.К. Бондарика [11, 1], указано, что главнейшие экзогенные геологические процессы определяются в основном гравитационными, механическими, термодинамическими и физико-химическими взаимодействиями, которые реализуются в виде основных процессов – компонентов экзогенных геологических процессов: уплотнения, перемещения, разуплотнения, минералообразования, интеграции и дезинтеграции, растворения и многих других, т.е. к вопросу о том, как протекают локальные процессы сделано весьма много. Однако, всегда ли известно, где проходит грань между локальными и интегральными процессами? [2]. На каких основаниях зачастую, результаты о локальных процессах распространяются на интегральные? Таким образом, представляется очевидным, что даже локальные (простейшие) процессы носят вероятностный характер [9].

В настоящее время аппарат математической статистики, теории вероятности и теории надежности, на которых в основном основывается методология вероятностно-статистического подхода в геотехнике, достиг высокого уровня развития [48]. Современные методы и способы

данного аппарата уходят далеко за уровень использования базовых методов статистики или теории вероятности и пр. Построение стохастических конструкций многомерных векторов случайных полей, анализ стохастических процессов и композиционных случайных функций сегодня требует достаточно глубоких знаний математического аппарата. Большинство стохастических моделей могут быть разработаны и проанализированы только с приложением компьютерных технологий. Безусловно, на первый взгляд, это является барьером для широкого практического применения данных подходов. Однако, это только на первый взгляд. На самом деле при всей сложности данной методологии очевидно, что большинство задач может быть автоматизировано, и в целом задача построения стохастических моделей может быть сведена к упрощенному параметрическому моделированию. Напомним, что подобными ограничениями обладают методики расчетов основанные на численных методах (МКЭ, МКР, МГЭ и пр.), которые, при этом, нашли широкое практическое применение.

В аспекте развития компьютерных информационных технологий возникает проблематика другого характера, а именно проблема накопления релевантной и обширной информации по исходным вероятностно-статистическим параметрам нагрузок и сопротивлений геотехнических систем. Так Н.Н. Моисеев [49] указывает на то, что при достигнутом уровне компьютерной техники образовался глубокий, нарастающий со временем, разрыв между возможностями расчетных моделей и их обеспеченностью адекватными исходными данными.

При современном уровне развития компьютерных технологий и программного обеспечения не приходится сталкиваться с проблемами связанными с объемами и продолжительностью вычислений. Здесь гораздо существенней является задача выбора адекватной и эффективной математической модели поведения или разрушения грунтов. Таким образом, получение исходных данных и выбор математической модели являются объединенными проблемами, т.к. увеличение детализации модели приводит к увеличению объема исходных данных [20]

Вероятностно-статистическая методология расчетов литотехнических систем сегодня имеет весьма широкую область применения. Перечислим некоторые аспекты:

- Определение оптимального уровня (по составу и объему) инженерно-геологических изысканий, исходя из требуемых первичных данных и требований к будущему объекту строительства (реконструкции);
- На базе аппарата количественного моделирования пространственных данных (количественного анализа гетерогенности грунтов, пространственной анизотропии физико-

механических характеристик грунтов), возможно существенное перестроение методологии инженерно-геологических изысканий;

- Статистическая обработка первичных данных инженерно-геологических изысканий, полевых и лабораторных испытаний грунтов, с учетом целей и задач расчетного обоснования проектных решений и требований к пространственному анализу данных;

- Выявление функций распределения случайных параметров исследуемой инженерно-геологической задачи и подбор аппроксимирующих функций;

- Построение пространственно-корреляционных моделей исследуемой области литосферы, с выполнением анализа информационного массива данных с целью последующей обработки и построения стохастических расчетных моделей литотехнической системы или имплементации данных в информационно-цифровую модель объекта (концепция BIM проектирования);

- Исследование многомерных случайных полей функций нагрузок и воздействий, а также полей функций сопротивления литотехнических систем;

- Разработка стохастических моделей, с учетом объектного уровня неопределенности, аналитической или численной формы, с целью совместного расчета на основе детерминированных функций поведения или разрушения грунтов;

- Расчет и анализ композиционных стохастическо-детерминированных расчетных моделей. Вариационный анализ случайных функций;

- Является методологической основой для дальнейшего развития инженерных расчетных методов на основе теории предельных состояний, за счет адаптации (калибровки) коэффициентов надежностей;

- Развитие компьютерных технологий в части численных методов расчетов стохастическо-детерминированных пространственных моделей;

- Идентификация, количественный и качественный анализ рисков проектов (опасностей, природного потенциала);

- Анализ инвестиционных показателей эффективности проектов строительства, на базе расчета интегрального показателя рисков;

Очевидно, что в настоящее время вероятностно-статистическая методология (особенно на базе численного моделирования), имеет глубокий потенциал дальнейшего развития. Основные ее преимущества:

- Выполнение нелинейного анализа корреляционных зависимостей случайных величин обеспечивает реализацию детальной оценки или расчета, работоспособности литотехнических

систем. Текущее использование имплицитных расчетных методик с применением систем нормативных коэффициентов, способно обеспечить только приблизительные и неявные результаты;

- Детальное моделирование стохастической природы рассматриваемой геотехнической задачи обеспечивает количественную меру анализа инженерно-геологических систем, по сравнению с традиционными подходами в геотехнике которые основаны, преимущественно, на качественных оценках. Позволяет перейти от неявных имплицитных методов расчета к подробной эксплицитной методологии. Таким образом, методология вероятностного подхода повышает объективность анализа массива информационных данных, способствуя развитию качества принятия решений;

- Совместно с геостатистикой, данная методология, дает неограниченные возможности в развитии концепции BIM моделирования - описания и пространственного моделирования информационных данных геосреды с последующей имплементацией в геотехническую модель будущих или существующих сооружений;

- Развитие и применение методологии позволяет инженеру-геологу на практическом уровне моделировать, а значит и анализировать материю неопределенности исследуемой задачи, в том числе выполнять количественный и качественный анализ негативных (опасностей) или позитивных (природный потенциал) рисков;

- Внедрение данной методологии на широком, практическом уровне, может выступать в качестве импульса для развития научно-прикладных сфер связанных с данной методологией: например область исследования природных и техногенных нагрузок и воздействий, развитие математической статистики, геостатистики и пр;

- Использование стохастическо-детерминированных расчетов обеспечивает потенциал для снижения сметной стоимости строительства, повышения ТЭПов, повышения эффективности реализации инвестиционных проектов. Методология позволяет существенно повысить уровень безопасности и надежности объектов строительства.

Сегодня, как показывает отечественный и зарубежный опыт строительства, первостепенное применение стохастическо-детерминированных методов расчетов должно быть направлено на решение задач проектирования сооружений первого уровня ответственности: гидротехнических сооружений, высотных сооружений, АЭС, сооружения авиа и железнодорожного транспорта и пр. [27, 20, 4].

Современное состояние данной методологии все еще не позволяет выполнять детальное и полное математическое описание всех аспектов неопределенности геотехнических задач.

Однако существенные параметры неопределенности ЛТС уже могут быть учтены при разработке стохастических моделей.

Не смотря на широкую область и внушительный список преимуществ использования вероятностно-статистической методологии в практике строительства, необходимо понимать, что данная методология не может являться заменой традиционных методов. Но она могла бы стать дополнением к устоявшимся практикам изучения и проектирования литотехнических систем.

Один из самых цитируемых недостатков данной методологии - это весьма высокий уровень «психологического барьера», обусловленный во первых, достаточно сложным, а главное незнакомым для большинства выпускников технических ВУЗов, математическим аппаратом математической статистики и базовым курсом теории надежности, а во вторых отсутствием нормативного регулирования, вероятностных подходов, в практике проектирования и строительства. Например, исследователь данного вопроса Роберт Виттман [50], указывал на необходимость демонстрации практических примеров использования вероятностного подхода для снижения «психологического барьера».

На современном этапе развития данной методологии другим существенным ее недостатком в практическом применении является дефицит адекватных исходных параметров характеризующих системы нагрузок и воздействий, а также системы сопротивления грунтовых и конструкционных сред [51].

1.4 Выводы

Неопределенность ЛТС является важной, причинной категорией в инженерной геологии. Ее изучение и анализ сводятся к двум задачам: к построению расчетной модели неопределенности, с количественным описанием различных аспектов и к последующему учету данной модели в стохастическо-детерминированных расчетах ЛТС. Этот тезис является первым защищаемым положением.

Не учёт случайной компоненты в структуре численных оценок геологического параметра (использования чисто детерминированных моделей) неизбежно приводит к ошибочным результатам. Поэтому, формирование моделей неопределенностей учитывающих вероятностные функции распределения и эпистемический (гносеологический) аспект инженерно-геологических процессов посредством использования вероятностно-статистических

расчетов для анализа литотехнических систем является не только целесообразным, но и необходимым процессом в современной инженерно-геологической практике.

Неопределенность инженерно-геологических условий при создании литотехнической системы влияет на ее уровень надежности. Основными факторами неопределенности ЛТС являются:

- Природная неоднородность грунтов (гетерогенность, стратиграфическая, геологические аномалии);
- Малая изученность площадки строительства (низкий уровень информационного обеспечения);
- Ошибки измерения;
- Неопределенность, связанная с изменением свойств и состояний грунтов во времени;
- Неопределенность факторов нагрузок и воздействий на ЛТС;
- Неопределенность достоверности (адекватность) расчетных моделей (эмпирических, аналитических, численных). Малое понимание механизмов поведения и разрушения грунтов, что проявляется в расчетных допущениях или упрощениях математических (аналитических) моделей;
- Неопределенность статистических методов;
- Неопределенность принимаемых решений (человеческий фактор) - субъективность экспертных оценок относительно выбора методов расчета, предположений о возможных механизмах возникновения отказов, интерпретация анализа исходных данных и результатов расчета и т.п.

Вероятностно-статистическая методология расчетов литотехнических систем позволяет учитывать факторы неопределенности, тем самым повышая надежность результатов моделирования. Она имеет глубокий потенциал дальнейшего развития не смотря на некоторые недостатки, к основным из которых относится высокий уровень «психологического барьера» и дефицит адекватных исходных статистических параметров.

Глава 2. Геостатистический анализ (пространственное моделирование) неоднородности инженерно-геологической информации

2.1 Понятие неоднородности инженерно-геологической информации

Пространственное расположение геологических тел, представленных различными грунтами, подчинено геологическим закономерностям. Широко известны закономерности пространственной изменчивости минерального и гранулометрического состава аллювиальных, делювиальных, ледниковых и других отложений. Закономерностям подчинены и свойства геологической среды в вертикальном направлении, по мощности. По мере увеличения глубины залегания дисперсных пород, как правило, уплотняются, уменьшается их пористость, увеличивается прочность. Такая детерминированная закономерность формирования грунтов обусловлена различными геологическими процессами отражающими эволюцию Земли, например процессы магматизма, метаморфизма, литогенеза. Литогенез как геологический процесс на каждой своей стадии (седиментогенез, диагенез, катагенез, метагенез, гипергенез) включает в виде составляющих физические, химические, физико-химические и даже биохимические процессы. При этом очевидно, что даже такие, базовые процессы породообразования, не могут являться всецело детерминированными – в этих процессах всегда присутствует случайная составляющая, иначе наблюдалась бы высокая однородность грунтовых массивов. Протекание процессов в различное время и в различных условиях, факторы которые априори имеют вероятностный характер, по своему отражаются на составе и строении грунтов и слагающих ими массивах. Так изменчивость во времени условий осадконакопления отражается на чередовании слоев различного состава и мощности, предопределяя пространственную случайную неоднородность строения массивов.

При анализе пространственно-временных явлений часто крайне трудно или вовсе невозможно получить закон распределения данных на основе физических процессов, обуславливающих эти явления. Простые физические методы дают хорошую модель общего тренда. Усложнение и детализация физического описания ведет к увеличению числа параметров, большая часть которых неизвестна, таким образом, возможно увеличение уровня неопределенности решаемой задачи [3]. Вероятностно-статистическое описание пространственного распределения параметров, базирующееся на данных полевых или лабораторных испытаний может являться альтернативным подходом анализа пространственных и даже временных явлений. Непосредственно измеренные данные несут в себе информацию о процессе и внешних параметрах. Геостатистические оценки опираются на информацию о внутренней структуре данных, зависят от самих данных, а значит являются адаптивными. Не

смотря на то, что геостатистическая информация опирается на данные статистического анализа, это не означает, что природа самого процесса является полностью случайной.

Дисциплина геостатистической науки тесно связана с изучением количественных характеристик неоднородности инженерно-геологических условий, включая физико-механические параметры грунтов. Пионерская работа норвежской школы, возглавляемой профессором Х.Омре, показала, что можно объединить неопределенности, связанные с геометрическим моделированием, с неопределенностями моделирования неоднородных свойств в трехмерном пространстве [52]

Понятие об однородности или неоднородности свойств грунтового основания не может быть введено логически корректно без указания задачи, для решения которой необходима та или иная классификация [5]. Под однородностью основания по некоторому признаку понимается независимость этого признака (например, модуля деформации грунта E) от геометрических координат пространства. Если речь идет об осадках основания, не обладающего распределительной способностью, то под однородной осадкой понимается равномерное перемещение всех точек поверхности основания под действием равномерно распределенной нагрузки. Неоднородным, по некоторому признаку, будем считать основание, в пределах которого признак зависит от геометрических координат пространства.

Принятие однородности или неоднородности признака грунтовой среды зависит от масштаба рассмотрения. Для этого вводятся следующие понятия: определяющая область воздействия сооружения, определяющая область эксперимента и уровни (порядки) неоднородности. Под определяющей областью сооружений понимается массив грунтового основания, взаимодействующего с сооружением. Определяющая область эксперимента совпадает с образцом пробы грунта. Каждая неоднородность характеризуется максимальным и минимальным объемами, за пределами которых перестает проявляться данная неоднородность. Разность этих объемов определяет область влияния неоднородности. В зависимости от линейных размеров элемента неоднородности и области воздействия можно ввести четыре уровня неоднородности и четыре типа областей воздействия с линейными размерами от 10^{-6} до 10^6 см. [5]

В зависимости от величины отношения размеров элементов неоднородности к размерам определяющей области в каждой конкретной задаче неоднородность можно классифицировать в виде:

- ультранеоднородность, выступающей в форме свойств эквивалентной среды (квазинеоднородность);
- микронеоднородности, обуславливающей разброс значений результатов испытаний;
- макронеоднородности, размер элементов которой равен или больше размера области воздействия.

Основное влияние на напряженно-деформированное состояние сооружения оказывает учет микро- и макронеоднородности свойств основания. При дискретном шаге разведочной сети по опробованию свойств основания можно выделить только элементы макронеоднородности, размеры которой больше шага опробования. Все же остальные элементы неоднородности, размеры которых меньше шага опробования, необходимо относить к микронеоднородности, выступающей как случайная неоднородность.

Пространственная неоднородность может быть описана различными методами. Об этом же говорится в работах [1], где структура геологического поля представляется отношением предметов литокомпозиции, т.е. строение, определяемое отношением элементов, имеющих различные по величине и знаку отклонения от регионального фона. Отношения элементов литокомпозиции описывают функции математического ожидания геологического параметра и функция среднего квадратического отклонения. Они и есть структура поля. Поле геологического параметра обладает марковскими свойствами, вытекающими из информационных свойств геологического процесса. Вследствие этого поле обладает еще и очень важной в геологическом и методическом приложениях структурой – статистической выявляющей корреляционную связь геологического параметра в разных точках поля. Ее выражает автокорреляционная функция, описывающая связь между элементами литокомпозиции в различных направлениях. Автокорреляционная функция в разных направлениях различна, т.е. отражает пространственную анизотропию свойств.

Другими авторами, предложена классификация типов неоднородности грунтовых оснований, что имеет большое значение не только для методики проведения инженерно-геологических изысканий, но и для расчета сооружений на неоднородных основаниях, и структурные модели в инженерной геологии, которые служат основой для построения расчетных моделей основания в теории взаимодействия. Неоднородность грунтовых массивов по составу, строению и физико-механическим характеристикам проявляется на различных уровнях – элементарном, локальном или региональном, являющейся функционально-стохастической композицией на микро и макроуровнях [53]

Для подробного описания неоднородности свойств грунтового массива может потребоваться большой объем инженерно-геологических исследований, что на практике, зачастую не представляется возможным, в том числе, из-за ограниченности инвестиционных бюджетов. При этом, для строительства зданий и сооружений второго (нормального) уровня ответственности и ниже, вполне приемлемым может являться построение пространственно-корреляционных, а также стохастических (вероятностных) моделей, на основе относительно небольших объемов инженерно-геологических изысканий. В этих случаях может оказаться достаточно сетки из нескольких выборочных значений, тогда исследования могут повторяться до тех пор, пока не будет достигнут желаемый результат. Здесь приобретает особую важность выбор стратегии исследования, которая включает последовательность процессов принятия решений с одновременным использованием накопленного опыта и технических знаний. [54] Построение сложных пространственных (многомерных) стохастических моделей грунтовых и скальных массивов представляется оправданным, и даже необходимым, для строительства зданий и сооружений первого (повышенного) уровня ответственности федерального значения, а также учреждений с высоким социальным уровнем безопасности (места массового скопления людей и пр.).

Методы геостатистики, за счет пространственного моделирования позволяют выполнять количественную оценку природной пространственно-временной вариативности физико-механических свойств и геологических процессов. Они позволяют решать задачи по:

- Исследованию залежей природных ископаемых;
- Изучению геометрических параметров (толщине и глубине) инженерно-геологических тел;
- Анализу распределения физических или механических свойств грунтов;
- Исследованию гидрогеологических режимов подземных вод и пр.

Геостатистические методы, пространственное моделирование в частности, позволяют описывать неоднородность строения литосферы снижая, таким образом, уровень пространственной (стратиграфической) неопределенности. В общем виде неоднородность породообразующих процессов предопределяет неоднородность состава, строения и свойств грунтовых массивов. Неоднородность грунтовых массивов также обуславливается и различным состоянием. Неоднородность может проявляться по различным физико-механическим характеристикам грунтов – определяя анизотропию свойств грунтов. Т.е. неоднородность грунтов по строению, составу или состоянию предопределяет широкий разброс вероятностно-статистических показателей свойств.

В настоящее время в России, в инженерно-геологической практике, в соответствии с требованиями нормативных документов, неоднородность грунтов оценивается с помощью коэффициента вариации грунта [55, 56, 57, 58]:

$$V = \frac{\sigma}{m}, \quad (2.1)$$

Где, σ - среднее квадратическое отклонение, m – среднее значение измеряемой величины.

Показатели генеральных статистик - среднее значение m и стандартное отклонение σ являются хорошими показателями описывающие отдельную (частную) выборочную совокупность, однако они мало говорят о пространственной неоднородности грунтов. На рис. 2.1 представлен пример различных неоднородных структур, генеральные статистики и функции распределения которых, при этом, одинаковые. Очевидно, что в данном случае, при условно равных показателях неоднородности, проектирование фундаментов скорей всего приведет к различным результатам.

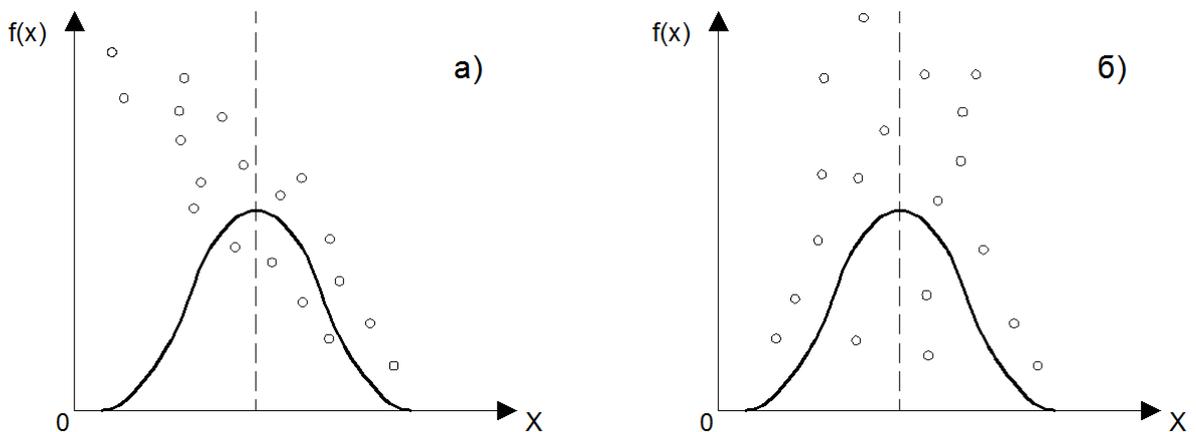


Рис. 2.1. Различный характер распределения значений измеряемой величины при одинаковых значениях показателей неоднородности σ и m , и одинаковой плотности распределения.

О необходимости подробного изучения неоднородности геологических структур уже говорилось различными авторами. Так автором Зеркаль О.В. указывается, что на практике при выполнении инженерно-геологических изысканий неоднородность свойств грунтов часто учитывается не в полной мере, что приводит к принятию необоснованных решений при проектировании зданий и сооружений [59]. Болотин В.В. считал, что плохое описание и анализ инженерно-геологических данных, и недостоверное описание неоднородности оснований непосредственно сказывается на неоднородности деформаций и напряжений надземных конструкций. [37]

2.2 Анализ пространственных данных

Для построения расчетной вероятностной (стохастической) модели «сооружение-основание» как первичной задачи, требуется пространственное описание (моделирование) изменчивости грунтовых параметров, т.е. формирование пространственно-корреляционной модели неоднородности грунтового массива. Пространственное моделирование напрямую связано с получением информации об исследуемой области, т.е. с проведением инженерно-геологических изысканий и статистической обработкой материалов исследований при использовании аппарата математической статистики. В целом задача пространственного моделирования и построения стохастической модели взаимодействия систем «сооружение-основание», их расчет и анализ являются нетривиальными задачами, решение которых сегодня становится возможным исключительно благодаря росту производительности компьютеров и развитию на их основе, расчетных моделей численных методов.

Пространственно-корреляционные геостатистические модели основаны на детерминированном подходе геостатистики в основе которого лежат методы вариографии и кригинга. К данной категории относятся большое количество методов, включая кригинг с внешним дрейфом, кригинг ошибок, факторный кригинг, совместный кригинг (кокригинг). Методы кригинга относятся к детерминированной категории потому, что его результатом становится одна единственная модель, хотя методики и включают элементы случайной среды.

Пространственно-стохастическое моделирование, как раздел геостатистики, в своей основе использует методы статистическо-вероятностного анализа. Данный раздел включает в себя такие методы как индикаторное моделирование, совместное моделирование, геостатистическая инверсия и пр.

С помощью методов анализа пространственных данных могут решаться следующие задачи:

1. Оценка значений характеристик грунтов в точке, где измерение не проводилось;
2. Построение цифровых моделей грунтовых массивов с пространственными базами данных физико-механических свойств грунтов;
3. Формирование графических моделей с возможным выводом статистической информацией интересующих величин в любой точке массива;
4. Оценка ошибок интерполяционного анализа;
5. Оценка значения переменной, по которой мало измерений, используя значения другой коррелированной с ней переменной, по которой проведено много измерений;

6. Определение вероятности превышения значения в интересующей области;
7. Определение набора равновероятных стохастических пространственных реализаций распределения наблюдаемой переменной.

Традиционные детерминистические методы, широко используемые для пространственной интерполяции, позволяют решать только первую и вторую задачи из приведенного выше списка, когда современный аппарат геостатистики позволяет решать весь набор задач, в том числе оценивать неопределенность и описывать вариабельность литоконпозиций и их свойств [3]. Одной из составляющих традиционной геостатистики является пространственный корреляционный анализ, или вариография. Несмотря на кажущуюся простоту исходных формул, вариография позволяет сделать глубокие выводы о статистической природе данных и структуре адекватных моделей. Лучшую оценку пространственных данных предоставляют кригинговые модели – модели наилучшего несмещенного линейного оценителя (best linear unbiased estimator - BLUE). Эти модели обладают минимальным разбросом (вариативностью) ошибки. Кригинг является точным оценителем т.к. позволяет достоверно воспроизводить значения в исследованных точках. При этом методика кригинга выполняет оценку ошибки интерполяции, что является характеристикой неопределенности полученных оценок. Для решения задачи по дополнению недостающих данных может быть использован подход называемый – кокригинг – модель совместной интерполяции нескольких коррелированных переменных. Кокригинг позволяет существенно повышать качество оценки, и выполнять интерполяцию данных в области экстраполяции, таким образом уменьшая ошибки оценки значений.

Геостатический вероятностный анализ, построение пространственных стохастических моделей, позволяет значительно повысить уровень надежности и качество решений, принимаемых на основе использования пространственно распределенной информации. Это обеспечивается за счет развития и реализации методологии имитационного (вероятностного) моделирования, в основе которого лежит теория больших чисел, моделей базирующихся на многоточечной статистике, смешанных (гибридных) моделей с применением схем искусственного интеллекта, и при заимствовании дополнительной информации в области анализа и трансмиссии изображений. Современные методы геостатистики позволяют использовать алгоритмы искусственных нейронных сетей, машины поддерживающих векторов например, для разработки пространственных регрессий.

Детерминированные подходы, с применением интерполяции (аппроксимации) данных, всегда дают результат в виде сглаженных значений, т.е. не отражающих реальный уровень

вариативности данных в рассматриваемой точке. Имитационное (стохастическое) моделирование является продвинутым подходом, позволяющим отражать природную вариативность за счет реализации заданной функции. Смоделированная таким способом, вариативность пространственной случайной функции, позволяет анализировать неопределенность пространственных данных, оценить уровень вероятности или риска. Т.е. использование вероятностного имитационного моделирования позволят избежать «сглаженной» оценки, присущей всем методам интерполяции. Таким образом можно решать задачу моделирования геологических элементов, построения стратиграфической карты, определять их геометрические параметры и пр.

Зачастую, при выполнении расчетов зданий или сооружений, приходится сталкиваться с проблемой малого количества данных о физико-механических характеристиках грунтов или об испытаниях. Использование традиционного или вероятностного подхода в геостатистике требует обстоятельного изучения и анализа исходной информации, данных инженерно-геологических исследований рассматриваемой территории. Современный аппарат геостатистики расширяет возможности изучения и обработки первичной геологической информации, при точном формулировании программы и технологии инженерно-геологических изысканий.

2.3 Пространственно-корреляционный анализ инженерно-геологических данных площадки строительства логистического центра в Домодедовском районе Московской области.

Вероятностный подход при освоениях территорий и строительства сооружений сопряжен с использованием методологии геостатистического анализа данных [60, 61, 62]. Для построения расчетной вероятностной (стохастической) модели «сооружение-основание» как решение первичной задачи, требуется пространственное описание изменчивости грунтовых параметров, т.е. формирование пространственно-корреляционной модели грунтового массива [3]. Пространственное моделирование напрямую связано с получением информации об исследуемой области, т.е. с проведением инженерно-геологических изысканий и статистической обработкой материалов исследований при использовании аппарата математической статистики [63, 29].

Вышесказанное предопределяет необходимость использования геостатистической методологии, которая должна выполняться на всех этапах реализации проекта от инженерно-геологических изысканий до стадии эксплуатации (на этапе проведения работ по мониторингу) [64, 65, 66]. В этой технологической цепочке геостатистического анализа самым важным

этапом является выполнение инженерно-геологических изысканий: выполнение полевых работ, лабораторных исследований, интерпретации полученных значений переменных, построение пространственно-корреляционной модели [7]. Инженерно-геологические изыскания низкого качества не могут находиться в основе достоверного инженерного расчета и эффективного проектного решения.

Для отображения методов и способов анализа пространственных данных в данной работе был проведен анализ материалов инженерно-геологических изысканий, которые проводились в 2012 году геологической организацией, для строительства складских корпусов логистического парка в Домодедовском районе Московской области, см. рис. 2.2 и 2.3.

Геологические изыскания проводились строго в соответствии с требованием нормативно-законодательных актов [67], а отчет о выполнении инженерно-геологических работ получил положительное заключение государственной экспертизы и являлся основанием для разработки проектной документации конструктивного раздела.

В настоящее время, данная территория практически полностью освоена, а на изучаемой площадке, см. рис. 2.2, выполнено строительство нескольких корпусов, ведется функционирование, см. рис. 2.3.



Рис. 2.2. Вид сверху на изучаемую территорию



Рис. 2.3. Возведение одного из корпусов логистического парка на изучаемой территории

Территория участка является достаточно большой по простиранию, площадь территории составляет более 110 га, см. рис. 2.4. Инженерно-геологическая обстановка территории достаточно сложная (II категория сложности), а также в силу ее обширности, было принято решение провести пространственно-корреляционный анализ только для указанной расчетной области, см. рис. 2.5, и для одного инженерно-геологического слоя ИГЭ 7, представленный моренными твердыми и полутвердыми суглинками. К тому же, данное сокращение исследовательской задачи не влияет на основные цели этой работы.

Исследуемый слой расположен на всей территории строительства на глубине в среднем 4...8 м, см. рис. 2.6, а также Приложение №1 - Общего продольного разреза по линиям VI-VI и VII-VII, подошва слоя не была вскрыта при бурении, поэтому его мощность неустановлена. Подробное описание данного слоя указано ниже.

Изучая предложенные геологами физико-механические характеристики данного слоя сложно воздержаться от вопроса – насколько корректно давать описание дисперсного слоя грунта, при широком его простирании, всего лишь одной характеристикой среднего значения? Это, конечно, соответствует требованию действующего ГОСТ 20522 [55], но едва ли снижает неопределенность при решении проектных задач, потому, что ни среднее значение, ни коэффициент вариации полностью не отражают структуру неоднородности и анизотропии рассматриваемого грунтового массива. К тому же величина среднего значения не дает проектировщику ответа на вопрос о величине переменной в пространстве, там где не проводились исследования грунта, т.е. между геологическими выработками и точками зондирования. Грубое осреднение данных физико-механических характеристик, особенно больших по простиранию слоев грунта, отрицательно влияет на качество принятия технических решений и на эффективность проекта в целом.

Выполнение данного расчета преследовало следующие цели:

- Построение пространственной модели, отражающей изменение статистических характеристик по простиранию и получению количественной информации о данных характеристиках в неисследованных областях;
- Проведение анализа неоднородности деформационных свойств грунтового массива (на примере модуля деформации);
- Обоснование возможности применения методологии геостатистики при данном составе и объеме инженерно-геологических изысканий;
- Обоснование целесообразности применения базовых методов геостатистики в практической деятельности инженера-геолога;

В данном примере решались следующие задачи:

- Изучение корреляционной структуры пространственных данных на основе построения экспериментальных вариограмм и корреляционных функций;

В качестве основных исходных параметров в этой работе приняты значения статического зондирования, которое выполнялось в процессе инженерно-геологического исследования территории.

Описание инженерно-геологических изысканий

В процессе изысканий было пробурено 115 скважин глубиной 17,0 м. Общий объем бурения составил 1955,0 м.

Глубины скважин и их количество назначались согласно п. 8.7 СП 11-105-97 [68].

В процессе буровых работ производился отбор проб грунтов ненарушенной (монолиты) и нарушенной структуры для лабораторных определений физико-механических свойств и определения степени агрессивного воздействия грунтов к стали, алюминию, свинцу и бетону.

Также проводился отбор проб подземных вод для химического анализа и оценки степени их агрессивности к бетону, а также свинцовой и алюминиевой оболочкам кабеля.

Описание инженерно-геологической выработки № 107 см. табл. 2.1. Исходные данные с характеристиками грунтов принятые в расчете приведены в таблице 2.2.

Испытания грунтов статическим зондированием выполнены в точках зондирования расположенных по регулярной сетке, преимущественно с шагом 40x40 м. Зондирование выполнялось с целью детализации геологического разреза и получения количественной оценки физико-механических характеристик исследуемых грунтов. Статическое зондирование выполнено в непосредственной близости с пройденными скважинами.

Зондирование выполнялось в соответствии с требованиями ГОСТ 19912-2001/11/ навесным устройством НУСЗ-15 на базе буровой установки ПБУ-2 с использованием зонда с наконечником, состоящим из конуса, муфты трения, уширителя (тип II) и комплекта регистрирующей аппаратуры ПИКА-15 конструкции НИИ оснований и подземных сооружений (НИИОСП).

Результаты статического зондирования были представлены в виде графиков изменений показателей зондирования по глубине, как показано на рис. 2.7, где:

q_3 -удельное сопротивление грунта под наконечником (конусом) зонда;

f_3 -удельное сопротивление грунта на участке боковой поверхности муфты трения.

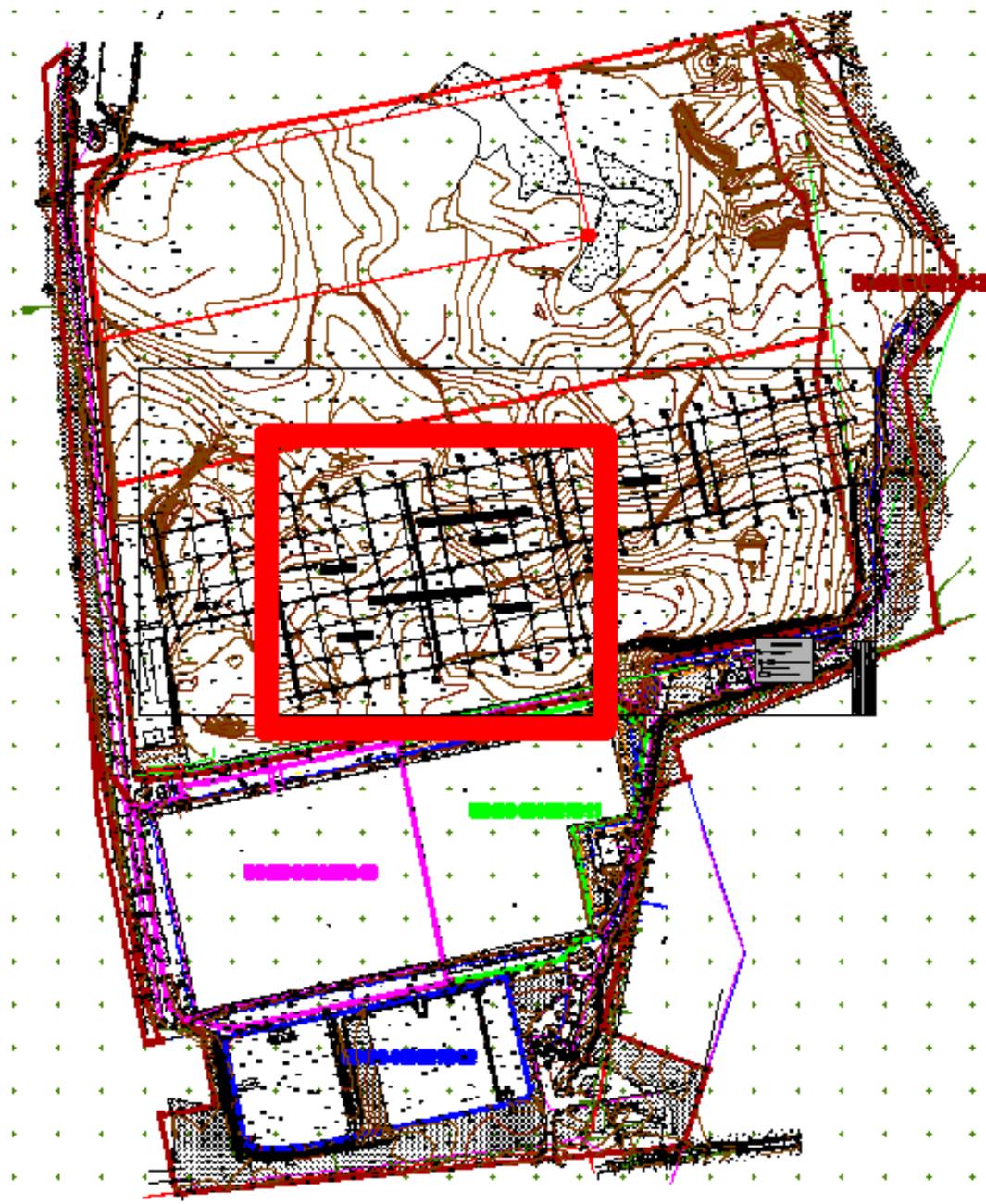


Рис. 2.4. Общий план осваиваемой территории логистического комплекса

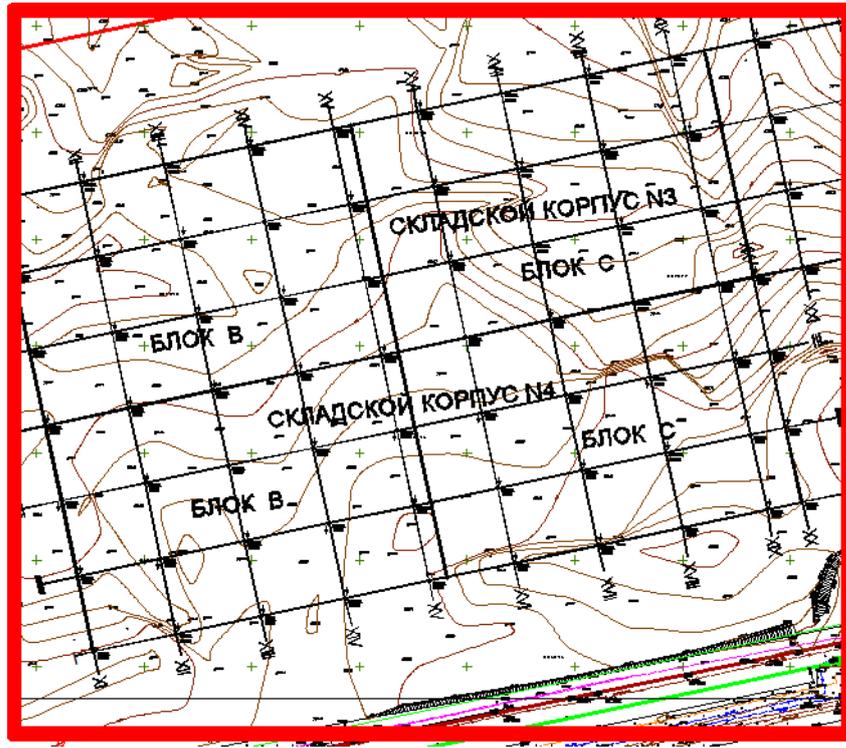


Рис. 2.5. Исследуемая расчетная область

Табл. 2.1. Описание инженерно-геологической выработки

Скважина № 107		Дата проходки - 30.05.12 г.				
Абсолютная отметка устья - 181,64 м.		Глубина проходки - 17,0 м.				
№ № ИГ Э	Геолог ически й возраст	Пройдено, м		Мощ ность , м	Абс. отм. подошв ы слоя, м	Описание грунтов
		от	до			
1	tQIV	0,0	2,6	2,6	179,04	Насыпные грунты: суглинки, перемешанные, неоднородные.
3а	fQII	2,6	3,6	1,0	178,04	Суглинки тугопластичные, серовато- и желтовато-коричневые, опесчаненные, с маломощными (до 15-20 см) прослоями и линзами песка, с включением гравия и гальки до 5-10%, отдельными валунами.
3	fQII	3,6	4,5	0,9	177,14	Суглинки, редко, глины, полутвердые, серовато- и желтовато-коричневые, опесчаненные, с маломощными (до 15-20

						см) прослоями и линзами песка, с включением гравия и гальки до 5-10%, отдельными валунами.
3а	fQII	4,5	6,7	2,2	174,94	Суглинки тугопластичные, с гл. 5,9 м - мягкопластичные, серовато- и желтовато-коричневые, опесчаненные, с маломощными (до 15-20 см) прослоями и линзами песка, с включением гравия и гальки до 5-10%, отдельными валунами, с гл. 5,0 м – локальные водопроявления.
4	fQII	6,7	7,0	0,3	174,64	Пески мелкие и пылеватые, серовато- и желтовато-коричневые, средней плотности, водонасыщенные, глинистые, с прослоями (мощность до 5-10 см) суглинка, с редкими валунами.
3а	fQII	7,0	8,0	1,0	173,64	Суглинки тугопластичные, серовато- и желтовато-коричневые, опесчаненные, с маломощными (до 15-20 см) прослоями и линзами песка, с включением гравия и гальки до 5-10%, отдельными валунами.
3	fQII	8,0	9,3	1,3	172,34	Суглинки, редко, глины, полутвердые, серовато- и желтовато-коричневые, опесчаненные, с маломощными (до 15-20 см) прослоями и линзами песка, с включением гравия и гальки до 5-10%, отдельными валунами.
7	gQII dn	9,3	17,0	7,7	164,64	Суглинки полутвердые, коричневые, красновато- и буровато-коричневые, опесчаненные, с маломощными (до 15-20 см) прослоями песка, с включением крупнообломочного материала до 15-20% и отдельными валунами.
Уровни подземных вод, м					появление	5,0 установ. 5,0

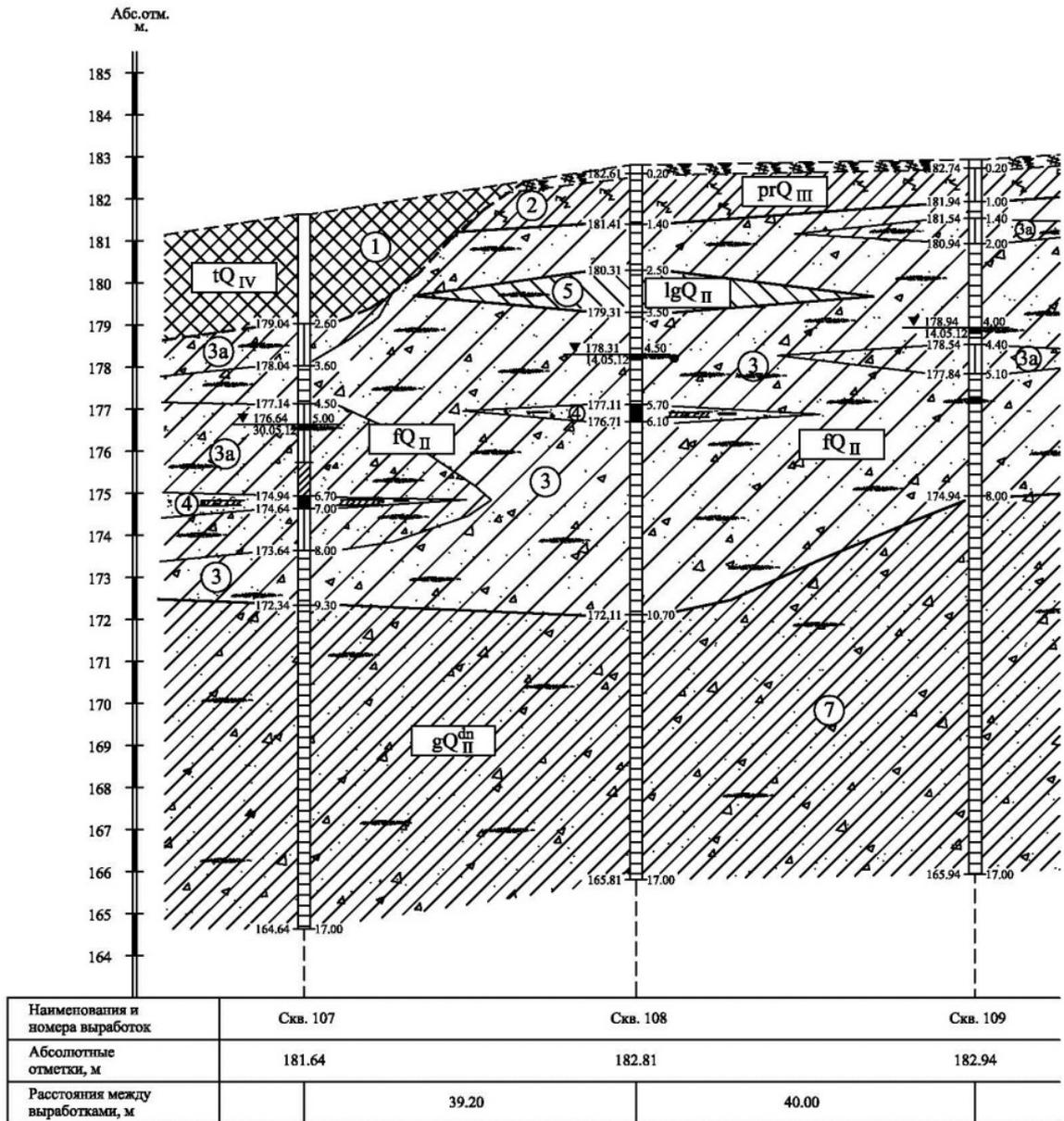


Рис. 2.6. Фрагмент инженерно-геологического разреза по линии II – II. См. также Приложение №1 – Общие продольные разрезы по линиям VI-VI и VII-VII.

-149-

График статического зондирования

Приложение 10

Точка № 107 Установка Пика-15

Лист 5

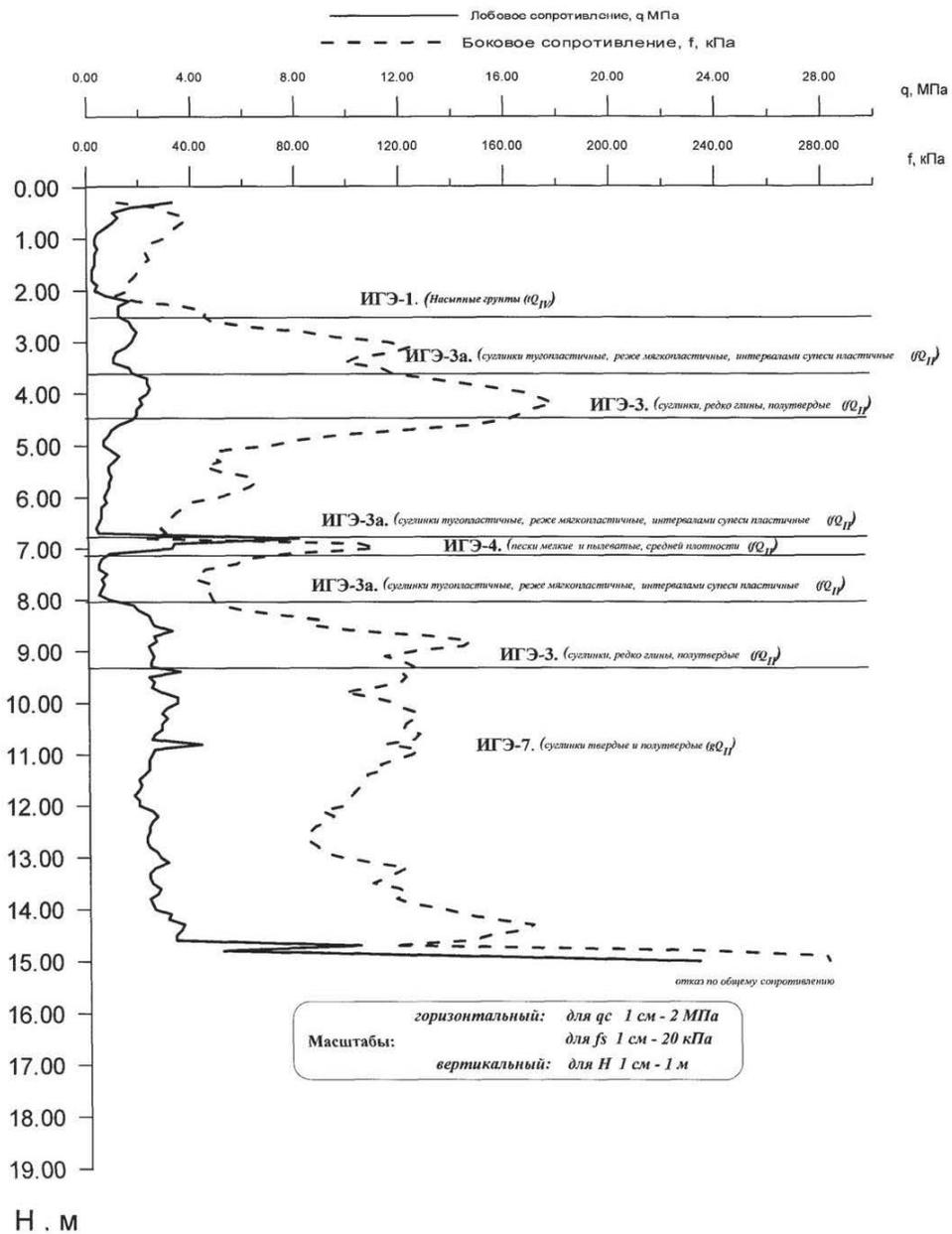


Рис. 2.7. Данные по статическому зондированию в точке т.107

В геоморфологическом отношении площадка предполагаемого строительства приурочена к фрагменту Москворецко-Окской моренно-эрозионной равнины.

На момент проведения изысканий площадка находилась в стадии планировки, естественная поверхность площадки ежедневно подвергалась изменению и имеет достаточно

сложный микрорельеф. Абсолютные отметки поверхности земли на момент проведения изысканий зафиксированы инструментально в пределах от 175,31 м до 186,19 м (по устьям скважин).

Гидрогеологические условия исследованной территории до глубины 17,0 м на момент проведения изысканий (май-июнь 2012 г.) характеризуются наличием подземных вод локального спорадически распространенного четвертичного водоносного горизонта.

Отложения днепровской морены (gQII_{dn}) вскрыты практически повсеместно (за исключением скв. 336-338 глубиной 3,0-5,0 м) преимущественно под надморенными флювиогляциальными отложениями. Представлены суглинками твердыми и полутвердыми, коричневыми, красновато- и буровато-коричневыми, опесчаненными, с маломощными (до 15-20 см) прослоями песка, с включением крупнообломочного материала до 15-20% и отдельными валунами. Максимальная вскрытая мощность рассматриваемых отложений составила 12,7 м (скв. 285).

ИГЭ-7. Моренные суглинки твердые и полутвердые (gQII).

По результатам 16-ти лабораторных определений грунты характеризуются как суглинки (среднее значение числа пластичности $I_P = 0,10$ д.е.), полутвердые (3 опред.) и твердые (13 опред.). Среднее значение показателя текучести $I_L < 0$.

Обобщенные показатели физических свойств рассматриваемых грунтов приведены в таблице 2.2.

Таблица 2.2

№№ п.п.	Наименование показателей	Кол-во опред.	Предельн. значения	Среднее значение	Коэффициц. вариации
1	2	3	4	5	6
1	Природная влажность, д.е.	16	0,12-0,15	0,13	0,09
2	Влажность на границе текучести, д.е.	16	0,22-0,28	0,24	0,07
3	Влажность на границе раскатывания, д.е.	16	0,13-0,16	0,14	0,07
4	Число пластичности, д.е.	16	0,09-0,12	0,10	-
5	Плотность грунта, г/см ³	16	2,17-2,24	2,21	0,01

6	Плотность сухого грунта, г/см ³	16	1,89-1,99	1,94	-
7	Плотность минеральных частиц, г/см ³	16	2,70-2,72	2,71	0,003
8	Коэффициент пористости	16	0,35-0,43	0,39	-
9	Степень влажности, д.е.	16	0,89-0,99	0,93	-

В качестве нормативного значения плотности грунтов рекомендовалось принять среднее значение 2,21 г/ см³, в качестве расчетного при доверительных вероятностях $\alpha=0,85$ – 2,20 г/см³, $\alpha=0,95$ – 2,19 г/см³.

По результатам лабораторных исследований грунтов при полном водонасыщении, среднее значение модуля деформации составило 5,32 МПа (**коэффициент вариации $v=0.18$**), с учетом корректировочного коэффициента $M_k = 5,00$ значение модуля деформации **составило 27 МПа, которое и рекомендовалось геологами в качестве нормативного и расчетного.**

По данным полученным от геологической организации, при испытании грунта в массиве методом статического зондирования средневзвешенное значение удельного лобового сопротивления составило $q_3=3,7$ МПа (коэф. вариации $v=0.25$), что соответствует модулю деформации равному 31 МПа.

В результате сопоставления лабораторных определений прочностных свойств грунтов в водонасыщенном состоянии и результатов статического зондирования в качестве нормативных значений, полученных по результатам лабораторных испытаний были рекомендованы следующие значения:

- угол внутреннего трения - 22°;
- удельное сцепление - 56 кПа;

в качестве расчетных параметров при $\alpha=0.85$ рекомендуются:

- угол внутреннего трения -21°;
- удельное сцепление – 49 кПа.

В качестве расчетных значений при $\alpha=0.95$ получены:

- угол внутреннего трения -20°;
- удельное сцепление - 45 кПа.

Анализ полученных данных

Для расчета значений модуля деформации E по данным результатов статического зондирования принималась методика на основе корреляционных уравнений по результатам

статического зондирования предложенная сотрудниками Пензенского государственного университета архитектуры и строительства Мельниковым А.В. и Болдыревым Г.Г. [69].

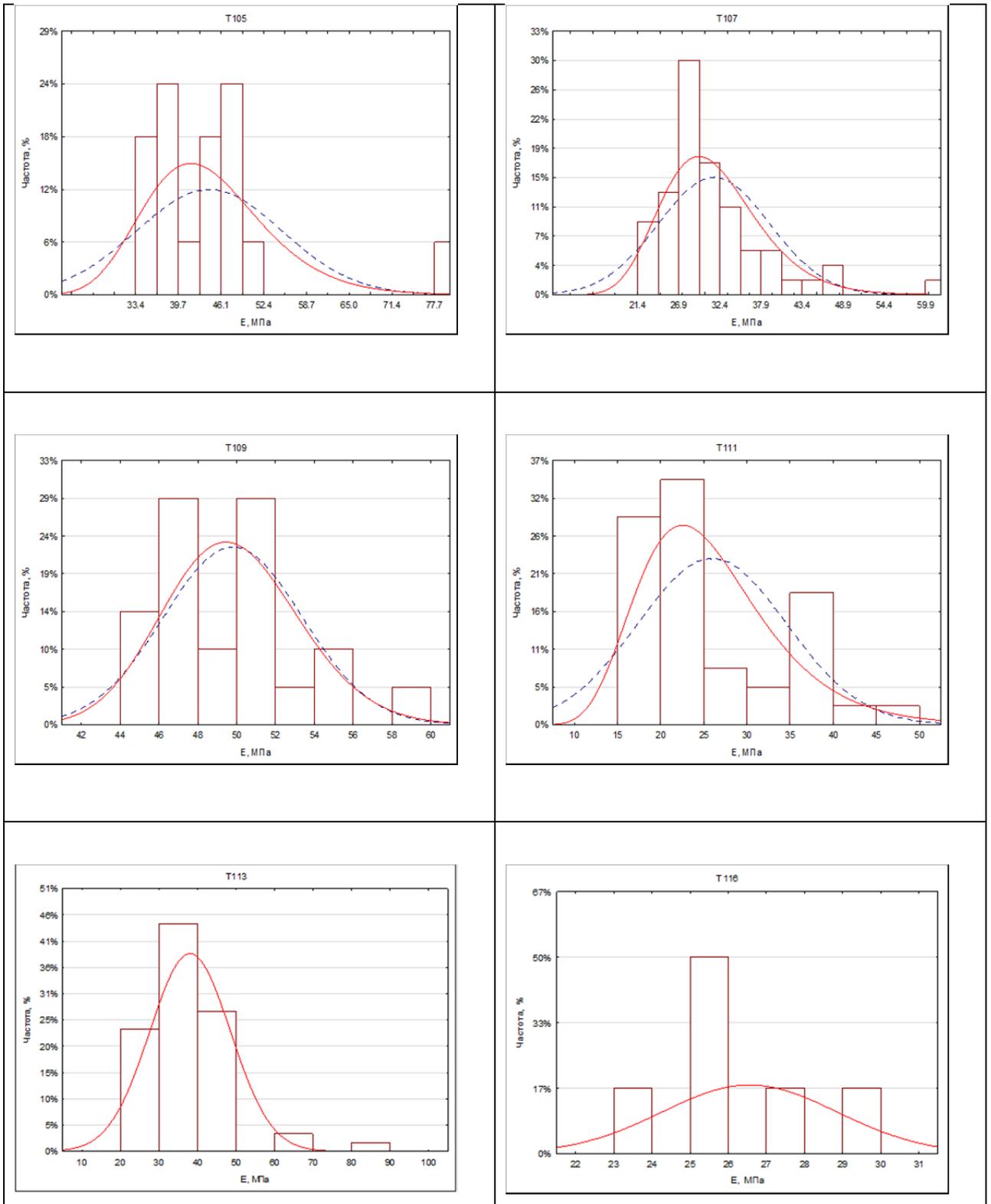
Для выполнения пространственно-корреляционного анализа грунтового массива (ИГЭ 7), первым шагом является статистическая обработка полученных значений модуля деформации E , по которым можно сделать предварительные выводы об однородности этого показателя. Статистический анализ проводился для каждой отдельной точки зондирования и для всех данных в совокупности. Результаты статистических расчетов по частным точкам зондирования представлены в виде графиков плотностей распределения значений переменных на рис. 2.8. Численные значения статистик представлены в табл. 2.3. Здесь следует обратить внимание, что значения коэффициентов вариации превышают регламентируемое значение в 30% только по двум точкам T111 ($V=33.3\%$) и T133 ($V=36.1\%$). Также интересно, что по уровням значений эксцесса и по критерию Шапиро-Вилка, гипотезе о нормальном Гауссовом распределении данных [70], соответствуют только две совокупности, в точках зондирования T109 и T133. Совмещение графиков плотностей в одной системе координат дает наглядное, предварительное, представление о неоднородности поля рассматриваемой переменной, см. рис. 2.9.

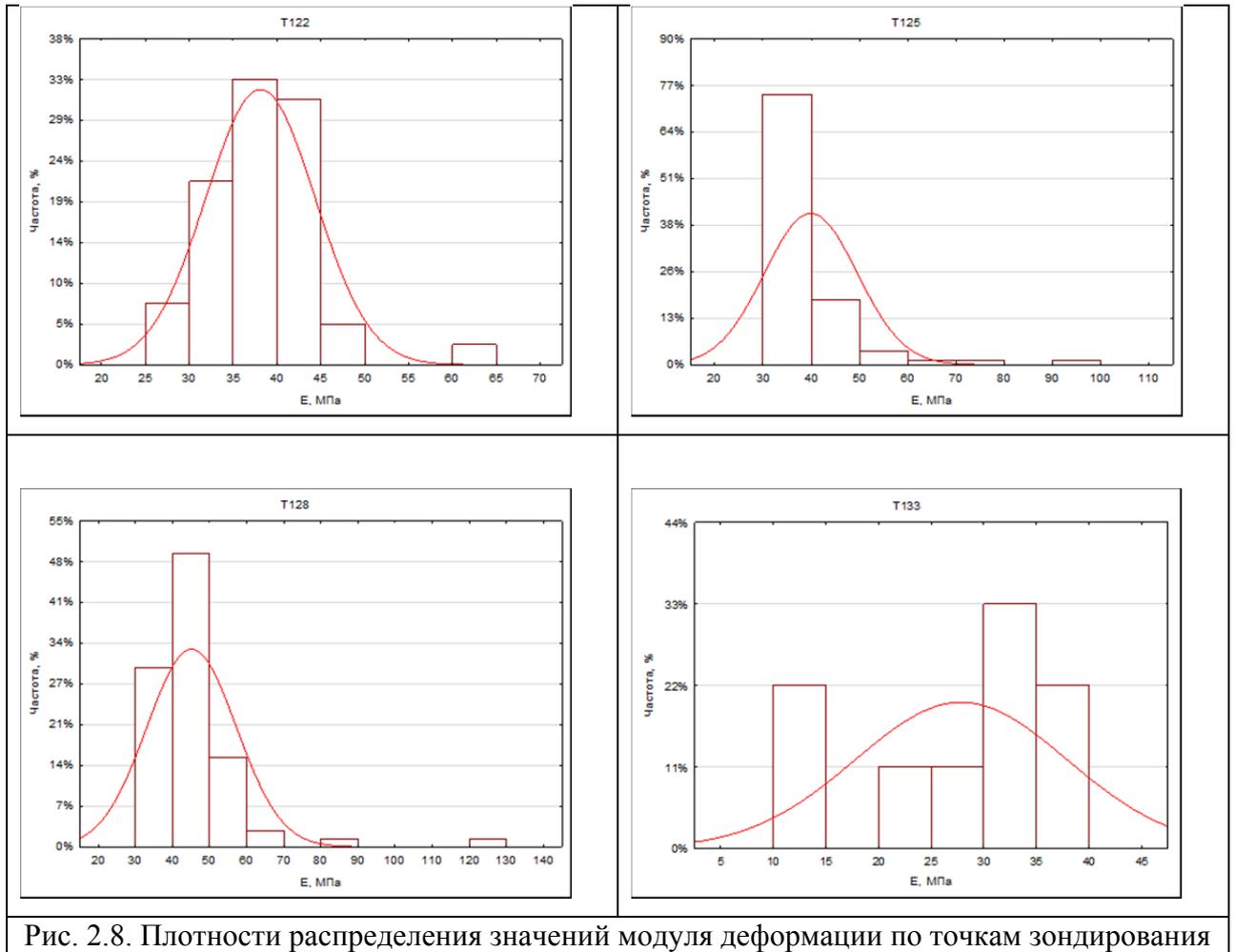
Анализ статистических данных в таблице 2.3 показывает, что интервал средних значений варьируется от 25.9 МПа до 49.8 МПа. При этом, показатель вариации генеральной совокупности, по всем точкам зондирования, составляет $V = 29.852 \%$, т.е. данное значение не превышает регламентируемый ГОСТ 20522 пороговое значение в 30%. Таким образом можно было бы сделать вывод об однородности значений модуля деформации E . Однако, тут необходимо учитывать ряд существенных моментов. Показатели генеральных статистик - среднее значение m и стандартное отклонение σ , хоть и являются хорошими характеристиками описывающими отдельную (частную) выборочную совокупность, но они мало дают информации о генеральной совокупности, не отражают экстремумы значений, а также ничего не говорят о корреляционной структуре грунта. Так, в этом примере, построенные пространственные модели значений E и V , указывают на значительную вариативность признака, см. рис. 2.11 и 2.12. Очевидно, что в данном случае, при условно равном ГОСТовском показателе однородности (коэффициенте вариации), проектирование одинаковых, отдельно расположенных, столбчатых фундаментов может привести к различным осадкам.

Также, для геостатистической обоснованности и для возможности практического использования пространственной модели данных, в инженерных расчетах, необходимо проверить гипотезы об однородности и изотропии массива данных [71, 3]. *Если данные однородны, т.е. когда функции распределения случайной величины не изменяются при замене*

рассматриваемого сечения, то между ними должна наблюдаться корреляционная зависимость. Поэтому, для окончательного подтверждения (или опровержения) гипотезы об однородности деформационных характеристик данных были построены корреляционные функции в виде экспериментальных вариограмм рис. 2.13 и 2.14, и автокорреляционных зависимостей рис. 2.15 и 2.16.

Табл. 2.3. Результат статистического анализа данных оценки модуля деформации по статическому зондированию													
Точки зондирования	Размер выборки, шт.	Ср. значение, МПа	Минимальное значение, МПа	Максимальное значение, МПа	Нижн. Квартиль	Верхн. Квартиль	Стандартное отклонение, МПа	Коэффициент вариации	Станд. ошибка	Ассиметрия	Экцесс	Критерий Шапиро-Вилка	Уровень значимости, р
T105	17	44.2	33.4	80.9	38.5	46.3	10.7	24.3	2.602	2.6	9.0	0.716	0.00018
T107	54	31.5	21.4	62.7	27.2	33.9	7.4	23.5	1.006	1.9	5.1	0.853	0.00001
T109	21	49.8	45.0	58.6	47.0	51.5	3.6	7.1	0.776	0.8	0.4	0.938	0.20604
T111	38	25.9	16.4	45.7	19.7	34.1	8.6	33.3	1.396	1.0	-0.6	0.812	0.00002
T116	59	37.9	22.6	87.2	30.6	42.6	10.4	27.5	1.356	2.1	8.0	0.846	0.00000
T113	6	29.3	23.2	33.0	24.8	32.0	4.2	14.2	1.702	-0.9	-1.5	0.793	0.05136
T122	42	38.0	27.5	63.6	34.4	41.0	6.2	16.3	0.957	1.6	6.0	0.883	0.00048
T125	78	39.8	30.5	99.2	35.7	40.1	9.6	24.1	1.084	4.1	20.9	0.578	0.00000
T128	73	45.0	31.0	121.1	39.4	46.4	12.0	26.7	1.405	4.1	22.8	0.636	0.00000
T133	9	27.7	11.1	39.4	21.1	34.9	10.0	36.1	3.339	-0.7	-0.9	0.910	0.31949





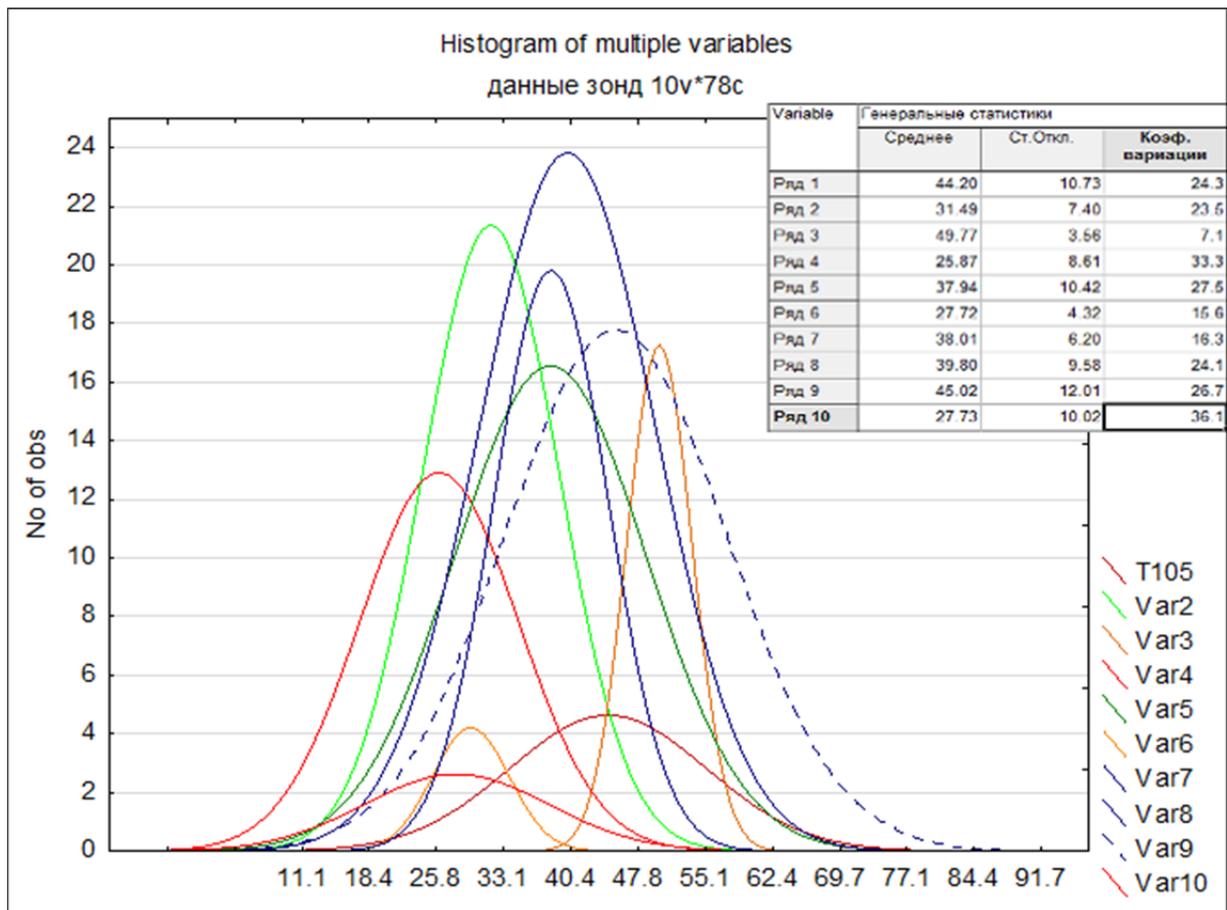


Рис. 2.9. Совокупность плотностей распределения по точкам статического зондирования.

Табл. 2.4. Результат статистического анализа значений модуля деформации E, по данным расчета статического зондирования	
Размер выборки, шт.	622
Ср. значение, МПа	38.690
Медиана	38.326
Мода	различн.
Минимальное значение, МПа	11.101
Максимальное значение, МПа	132.52
Нижн. квартиль	32.609
Верхн. квартиль	43.261
Интервал	121.425
Стандартное отклонение, МПа	11.550
Стандартная ошибка среднего значения, %	1.628
Коэффициент вариации, %	29.852

Коэф. асимметрии	2.173
Ст. ошибка, %	0.097
Коэф. эксцесса	13.060
Станд. ошибка, %	1.014
Показатель Колмогорова-Смирнова	0.091
Показатель доверия p	0.01

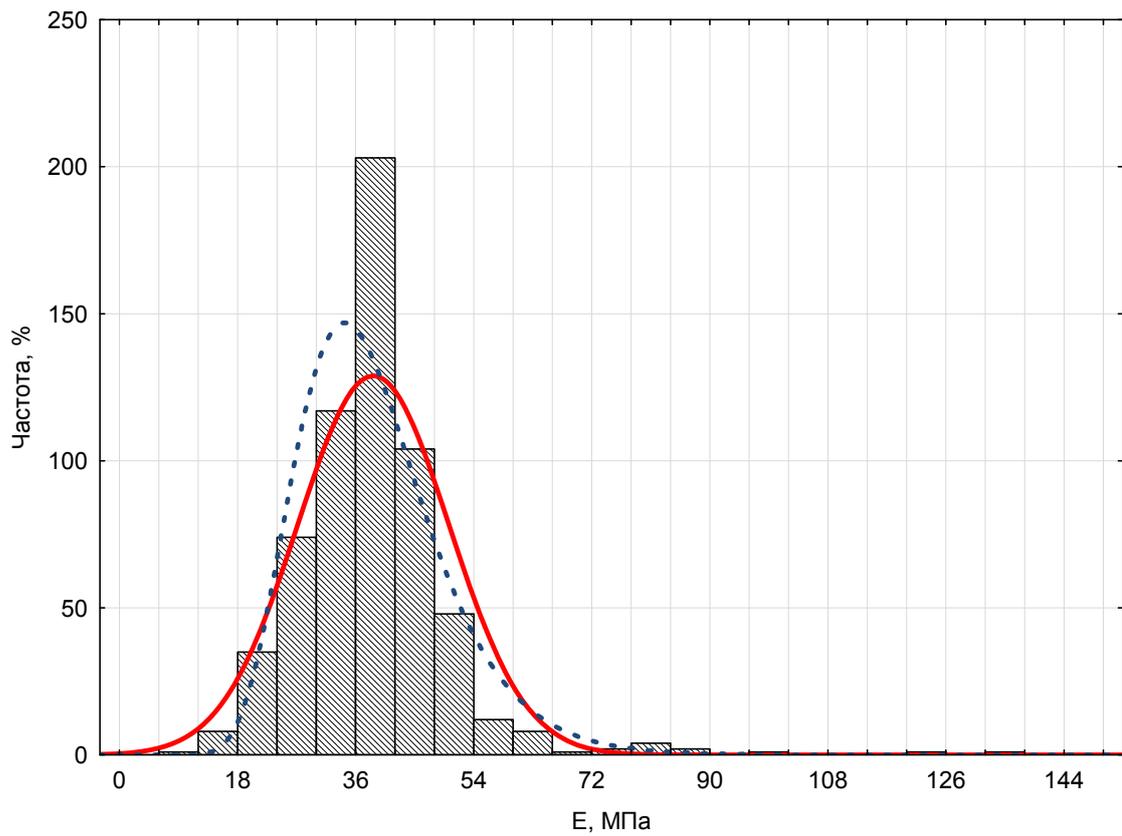


Рис. 2.10. Суммарная плотность распределения значений модуля деформации E , по данным расчета статического зондирования. Сплошная линия – нормальное распределение. Пунктирная линия – логнормальное распределение.

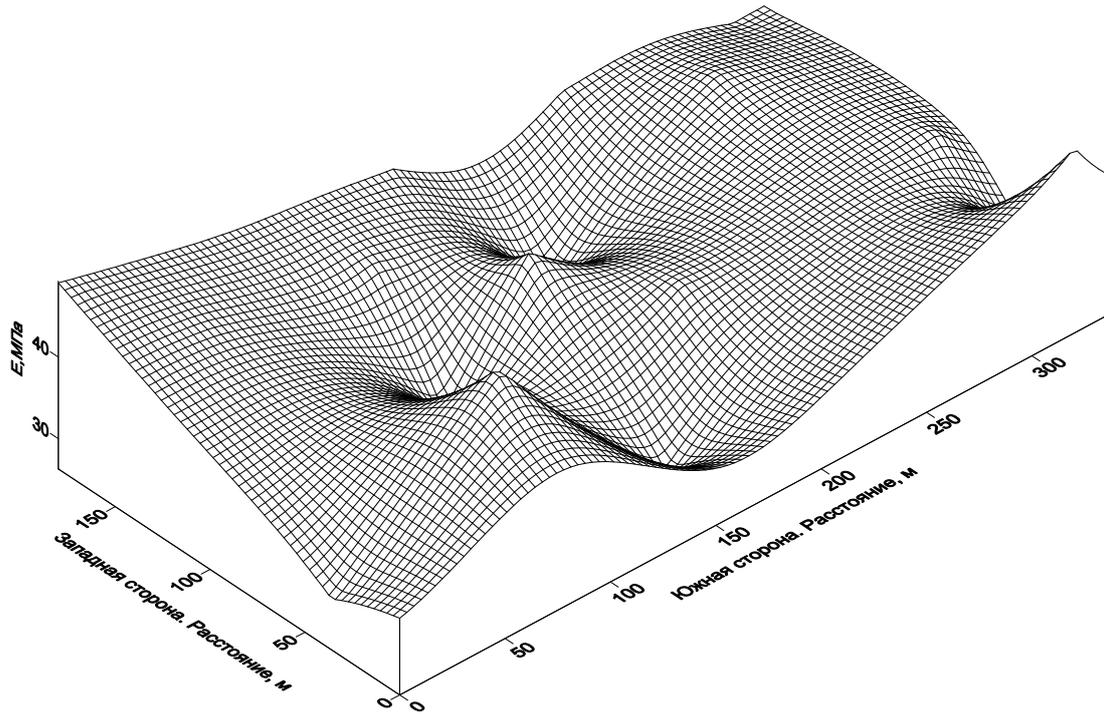


Рис. 2.11. Пространственная модель (на основе кригинга) модуля деформации E , МПа

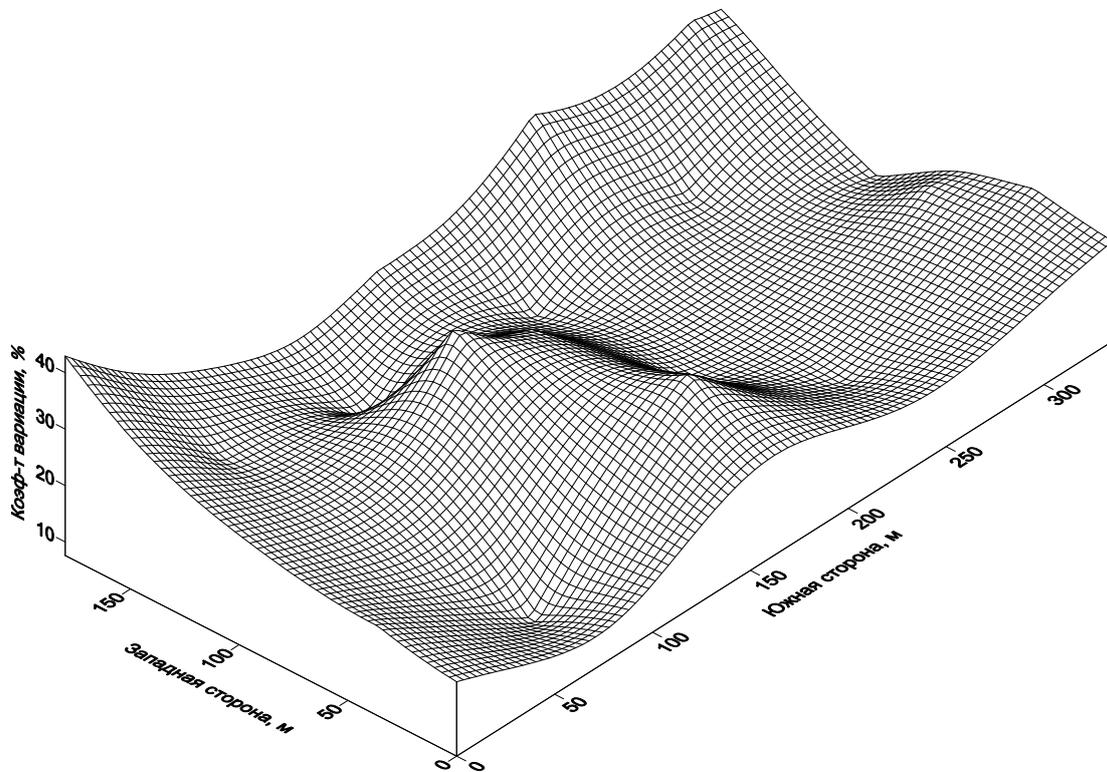


Рис. 2.12. Пространственная модель (на основе кригинга) коэффициента вариации v , %

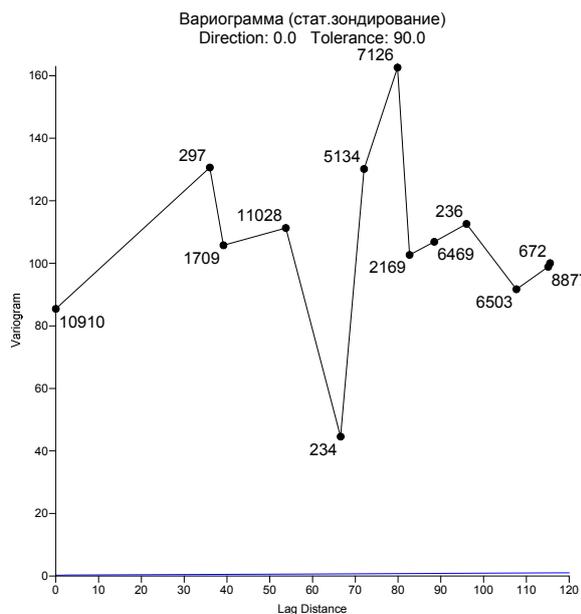


Рис. 2.13. Экспериментальная вариограмма значений модуля деформации по данным статического зондирования.

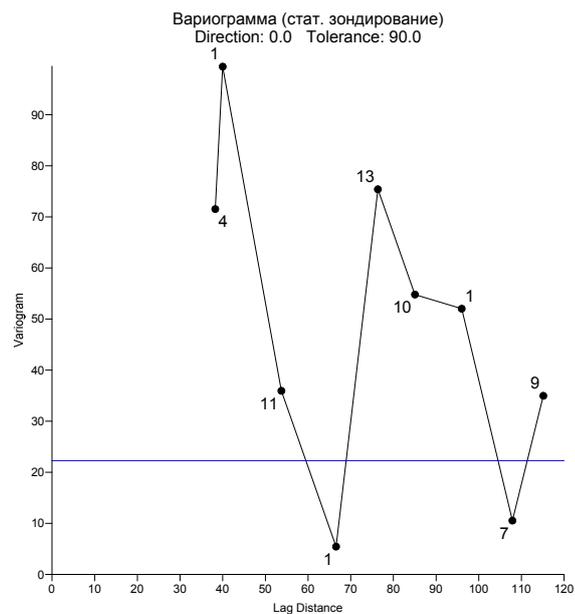


Рис. 2.14. По укрупненным данным (после стат. обработки)

Отсутствие роста значения вариограммы на рис. 2.13 и 2.14 для больших расстояний лага показывает отсутствие корреляционной связи между значениями в парах, потому что, как правило, возрастающая вариограмма указывает на наличие корреляции между значениями в парах, а скорость роста вариограммы с расстоянием лага характеризует величины пространственной корреляции. Таким образом **данная вариограмма указывает на неоднородность массива данных** и наличия экстремальных значений, а также, возможно, на отсутствие стационарности [72, 73, 3]. Отсутствие корреляции данных показывает и автокорреляционная функция см. рис. 2.15 и 2.16. Такое отсутствие корреляции может быть обусловлено присутствием различных геологических элементов в изучаемом массиве.

Таким образом, получается, что:

- дальнейшее применение геостатистического анализа и пространственно-корреляционного моделирования **некорректно**, из за малого объема исходных данных;
- построенная пространственная аппроксимирующая модель значений модуля деформации (рис. 2.11), на основе методики обычного кригинга **недостоверна**.

В качестве верификации выполненных расчетов была сделана оценка корреляционной функции для выражения связи значений исследуемой переменной E по глубине. Для этого, была построена экспериментальная одномерная вариограмма по точке зондирования T107, см. рис. 2.17. По данной вариограмме наблюдается положительная связь, при несущественном изменении переменной. Очевидно, что **наличие корреляции между значениями переменной**

имеется. Однако, отсутствие ограниченности значений (порога) говорит о не подтверждении гипотезы о стационарности, а также о наличии функциональной зависимости между переменными по глубине.

Обсуждение результатов:

1. Геостатистическое моделирование пространственных данных для рассматриваемого участка возможно только после получения дополнительных данных статического зондирования.

2. Регламентируемые требования ГОСТ [55] к статистическому анализу не отражают требований для геостатистического моделирования. Таким образом, детерминированный подход оценок параметров грунтовых массивов который принят сегодня в инженерно-геологической практике не может являться основой для широкого внедрения вероятностно-статистических подходов в расчете надежности сооружений. Для этих целей должна быть разработана новая методология инженерно-геологических изысканий основанная на пространственно-корреляционном и стохастическом моделировании пространственных данных.

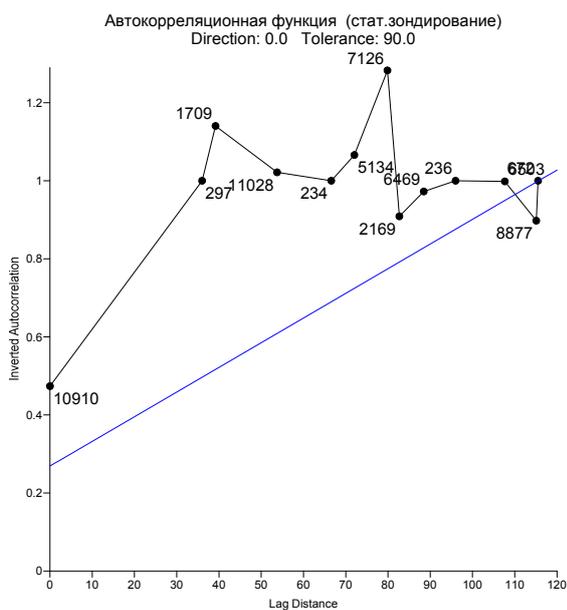


Рис. 2.15. Автокорреляционная функция значений модуля деформации по результатам статического зондирования

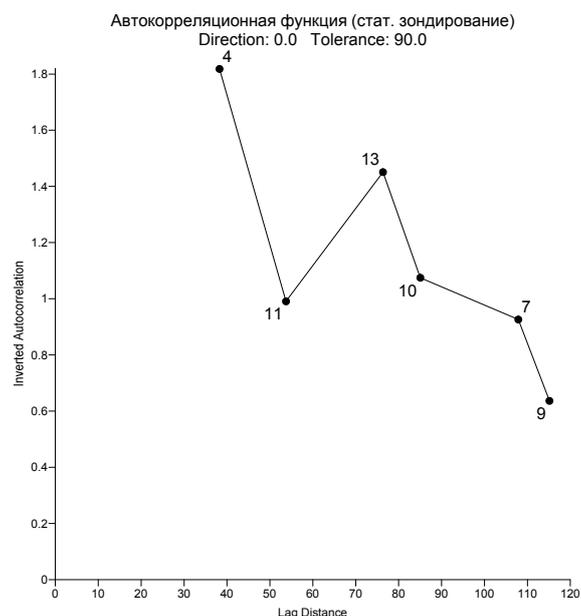


Рис. 2.16. По укрупненным данным (после стат. обработки)

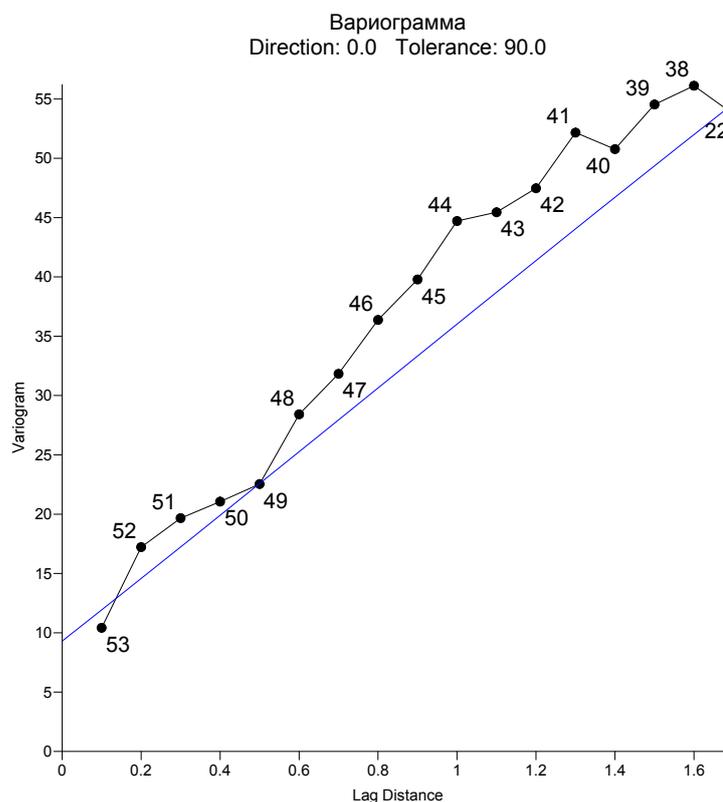


Рис. 2.17. Вариограмма по данным статического зондирования в точке T107

2.4 Выводы

Характерной особенностью вероятностно-статистического подхода в инженерной геологии является недостаточный объем исходной информации и ее низкая определенность. **Методология количественной оценки состояния и поведения ЛТС должна базироваться не только на детерминированной основе, но и на вероятностно-статистическом подходе, который включает геостатистические методы, направленные на снижение факторов неопределенности инженерно-геологических условий.** Важной областью геостатистики является построение и анализ пространственно-корреляционных структур, с помощью которых можно делать важные выводы о строении и неоднородности грунтовых массивов.

Методология геостатистики предоставляет широкие и эффективные возможности для исследования, анализа и моделирования исходной инженерно-геологической информации, а также для анализа и моделирования неоднородности и анизотропии пространственных данных.

Методологическая база геостатистики, основанная на детерминистических методах, при построении нелинейно-пространственных моделей, остается недостаточной для всецелого описания широкого спектра проявлений физико-механических характеристик.

Использование вероятностных подходов может обеспечить системные сдвиги в эволюции геостатистической науки. [74] Геостатистический вероятностный анализ, построение пространственных стохастических моделей, позволяет значительно повысить качество исходных данных.

Глава 3. Теория надежности литотехнических систем

1.3 Важнейшие понятия теории надежности

Решение статистическо-вероятностных задач в геотехнике позволяет выполнять количественную оценку надежности оснований фундаментов и грунтовых массивов. Данный подход имеет существенное преимущество по сравнению с используемыми в прошлом методами предельных напряжений и действующими в современной инженерной практике методами предельных состояний. Оценка надежности системы можно получить только при условии вероятностного расчета системы и вероятностного прогноза возможных деформаций оснований. Традиционные аналитические методы расчетов позволяют получать приближенные решения, а значит должны быть использованы для оценочных целей [5, 75].

Вопрос обеспечения надежности зданий и сооружений, работоспособности их элементов, один из наиболее актуальных вопросов в практике проектирования и строительства геотехнических объектов. Предмет надежности геотехнических систем является первостепенным по отношению к таким понятиям как эффективность или качество систем, так как, в случае отказа этих систем все другие вопросы систем (критерии качества и пр.), перестают быть актуальными. В соответствии с [76], под надежностью понимается способность объекта выполнять заданные функции в течении заданного срока службы. Отказ трактуется как случайное событие и одним из показателей надежности сооружения является вероятность его безотказной работы в течение расчетного срока службы.

Исследования ряда отечественных и зарубежных авторов [37, 6, 77, 78, 40, 79, 38, 80, 81] и др. сыграли большую роль в совершенствовании методов расчета сооружений на надежность и решении задач оптимизации параметров геотехнических систем.

Количественная оценка надежности оснований и фундаментов, зданий и сооружений на основе вероятностного подхода является объективной мерой принимаемых технических решений, которая используется уже на протяжении нескольких десятилетий за рубежом [82]. Использование численных методов в решении вероятностных задач позволяет создавать сложные многомерные стохастические модели и решать проектные задачи при строительстве особо ответственных сооружений. Правильное решение проблемы надежности и долговечности конструкций и оснований фундаментов возможно лишь с привлечением теории случайных функций [37, 83].

В прошлом существовали различные точки зрения против применения вероятностных и статистических подходов в геотехнических расчетах и расчетах надежности оснований и сооружений. Помимо мнения о высоком уровне психологического барьера эти возражения, в сущности, сводились к двум основным.

Первое – это сомнение в возможности получения опытных данных в количестве, достаточном для последующей их обработки методами теории вероятности. Данное замечание сегодня не является актуальным так как сегодня существует не мало методов полевых испытаний позволяющих получать исходный статистический материал в достаточном объеме, а современные средства автоматизации позволяют проводить первичную статистическую обработку в больших объемах и короткие сроки.

Второе сводится к утверждениям, что выводы вероятностного характера применимы лишь к массовым событиям и к системам, которые создаются в большом числе экземпляров и эксплуатируются в однородных условиях, т.е. лишь тогда, когда действует статистическое истолкование вероятности и закон больших чисел. Между тем вероятность есть некоторая объективная мера возможности наступления события: эта мера сохраняет свой смысл независимо от того, является это событие многократно воспроизводимым или нет. Вероятность надежной работы проектируемой конструкции, основания или грунтового массива в течении установленного срока эксплуатации остается объективной мерой надежности. В противовес вероятностным методам иногда выдвигают приемы использующие понятия о некоторых «редко встречающихся», «максимальных», «минимальных» и тому подобных нагрузках и сопротивлениях. Подобные приемы представляют собой по существу лишь суррогат вероятностных методов, т.е. «вероятностные методы без применения теории вероятностей».

[37]

Также существуют точки зрения, что вероятностная оценка надежности не в состоянии заменить экспертную оценку опытного специалиста. [84] При этом известно, что подобная критика была и в отношении применения численных методов, что, как показало время, не является состоятельным. Действительность заключается в том, что при решении геотехнических задач необходимо прибегать ко всем возможным способам и методам расчетов основанных и на математических и на экспертных оценках. В то же время нельзя забывать о субъективности оценок основанных на интуитивных способах.

Развитие теории надежности продолжается уже на протяжении нескольких десятилетий, что конечно же приводит к усложнению математического расчетного аппарата. Это

обстоятельство сказывается на возникновении психологического барьера при использовании теории в практических приложениях. Безусловно, такой барьер является ощутимым фактором в развитии теории и прикладных расчетных методиках. Однако, этот аргумент по большей части, относится к прошлым периодам, когда для построения и расчетов консолидированных моделей требовались высокие трудозатраты, а упрощающие методики не давали ответов с удовлетворительным уровнем точности. Современное развитие компьютерных технологий дает широкие возможности для развития теории и методов за счет автоматизации расчетных процессов на всех этапах – от сбора и статистического анализа исходных данных, до построения композиционных стохастическо-детерминированных пространственных моделей, выполнения вариационных расчетов и статистической обработки полученных результатов. Здесь хорошим примером является пример развития численных методов: метода конечных элементов, метода конечных разностей, граничных элементов, начало использования и развитие которых также обладало недостатком высокого «психологического барьера», но сегодня данные методы используются повсеместно.

Известно, что геотехнические задачи приходится решать при высоком уровне неопределенности свойств и поведения геологической среды. Методологическая база позволяющая выявить и оценить систему рисков, оценить надежность отдельных элементов или всей геотехнической системы не может не иметь преимуществ. Отчет Национальной Исследовательской Комиссии в США ссылается на необходимость дальнейшего развития методологической базы направленной на снижение уровня неопределенности основанной на количественных и качественных оценках геологической среды, развития расчетных аналитико-математических методов и т.п. [85]

Основных два постулата теории надежности в геотехнике формулируются следующим образом:

1. Абсолютная надежность геотехнических систем является недостижимой целью;
2. Методологическая база по разработке системы оценок и количественных методов надежности проектируемых сооружений должна базироваться на вероятностно-статистическом подходе. [86]

Существующая методология проектирования основанная на методах предельных состояний, должна в конечном итоге трансформироваться в концепцию применения вероятностных подходов в геотехнике. Метод предельных состояний по сути является полувероятностным методом, хотя по форме относится больше к детерминированным. Однако

он может быть поставлен на вероятностную основу с любой степенью достоверности [77]. Количественная методология оценки и расчета надежности зданий, сооружений и оснований при проектировании, не просто вводит систему оценок надежности, а позволяет оценивать уровень неопределенности с последующим его снижением через выявление и выполнение количественного и качественного анализа рисков.

Известно, что существующая методология теории надежности применяемая в практике строительного проектирования, базируется на методах предельных состояний, т.е. на использовании системы различных коэффициентов которые фактически не учитывают риски конкретных проектов, а по сути отражают уровень «незнания» или специалиста. Цель расчетов по предельным состояниям обеспечение состояния конструкции или основания не достигать установленной нормами проектирования предельной маловероятной «границы». Т.е. при этом не выполняется анализ неопределенности, не оценивается вероятностная природа нагрузок и воздействий, а также механических свойств сопротивлений материалов и горных пород, фактически не происходит изучения и анализа проектных условий, а используются шаблоны через систему непрозрачных коэффициентов.

Система предельных состояний, как показывает практика, склонна к введению новых коэффициентов учитывающих различные аспекты воздействий или сопротивлений материалов. Так в соответствии с действующими указаниями Еврокода 7 выбор нормативных значений физико-механических характеристик грунтов после исследований зависит исключительно от специалиста отвечающего за исследования. Проведенный опрос специальной комиссией отвечающей за разработку Еврокода 7 показал, что такой субъективный подход в выборе нормативных значений приводит к весьма широкому разбросу значений характеристик по одним и тем же данным отобранных образцов грунта. Так, на основе количественной системы, для нового издания Еврокода (2020), предполагается использование вероятностно-статистических подходов [87].

Очевидно, что все факторы неопределенности не могут быть учтены лишь частными значениями коэффициентов, которые зачастую даже не имеют обоснованной природы. Также понятно, что коэффициентный принцип учета неопределенности создает новую среду неопределенности - применения, неправильного трактования или понимания использования, и, что, немаловажно, таким образом, формируется почва для злоупотреблений. Одними коэффициентами невозможно учесть весь возможный спектр неоднородностей материалов, анизотропии их свойств, напряжений или деформаций. Применение одного и того же коэффициента в различных аналитических выражениях, по разному отражающих механизм

поведения или разрушения грунтов, очевидно приведет к различным уровням работоспособности и надежности грунтовых оснований. В результате, помимо строительства ряда сооружений с неопределенными уровнями надежности, снижения эффективности реализации проектов, такая методология, в конечном итоге, приводит к снижению уровня понимания работы конструкций, к снижению профессиональной «интуиции» специалистов [88, 86].

Очевидным представляется и другое соображение. Система применяемых коэффициентов в методе предельных состояний не способна учесть сложный характер поведения материалов и геотехнических систем в нелинейной, пластической области деформирования. Это косвенно подтверждается сериями совместных расчетов, где при сравнительно узких вариациях случайных величин наблюдались непропорциональные изменения результатов нелинейных детерминированных расчетов, зачастую приводившие к проблемам конвергенции. (Simpson 2000).

Литотехнические (геотехнические) системы состоят не только из литокомпозиционных элементов, к ним также относятся надземные и подземные конструкции элементы которых оказывают воздействие на напряженно-деформированное состояние прилегающих массивов [9]. Части конструкций надземных или подземных сооружений, также являются элементами литотехнических (геотехнических) систем, которые поддаются моделированию и учету при расчете системы на внешние воздействия. Таким образом, литотехнические системы выступают объектами исследований теории надежности.

Под надежностью понимается обобщенное свойство, характеризующее работоспособность системы, т.е. ее безопасность, эксплуатационную пригодность и долговечность при всех вероятностных отклонениях условий работы. Расчет на надежность производится для предотвращения входа системы в предельное состояние.

В современной практике строительного проектирования основания и фундаменты рассчитываются по методу предельных состояний, в соответствии с действующими нормативно-законодательными актами в строительстве. По своей сути этот метод является детерминистическим, но в силу применения ряда коэффициентов в нем, которые учитывают случайные или неопределенные факторы, данный метод считается полувероятностным. Данная методика предполагает общее условие не превышения предельных состояний в следующем виде:

$$F(F_n, R_n, \gamma_f, \gamma_m, \gamma_n, \gamma_c) \geq 0, \quad (3.1)$$

где, $\gamma_f, \gamma_m, \gamma_n, \gamma_c$ – коэффициенты надежности по нагрузке, по материалу, по назначению, условия работы; F_n – несущая способность; R_n – сопротивление (прочность) материала.

Данное соотношение является не только условием надежности, но еще и качественным показателем надежности.

Методология расчета по предельным состояниям, в части нормативно-законодательных требований, выделяет две группы предельных состояний [89]:

К первой группе относят хрупкое, вязкое, усталостное и др. разрушения связанные с несущей способностью и прочностью элементов, а также потери устойчивости конструкций и пр. Предельные состояния первой группы ведут к прекращению эксплуатации конструкций или сооружений, поэтому они носят критический характер.

Предельные состояния второй группы характеризуются деформациями конструкций, осадками, кренами, а также чрезмерными прогибами, углами поворота, раскрытием трещин, колебаниями. Они вызывают временное прекращение или частичное нарушение условий нормальной эксплуатации конструкций.

Предельные состояния первой группы связаны с категорией безопасности – свойство системы сопротивляться в течении некоторого времени усилиям, вызываемым внешними воздействиями без создания опасности для жизни и здоровья людей или без вреда для окружающей среды. Расчет на безопасность обеспечивается несущая способность конструкции.

Вторая группа предельных состояния, совместно с категорией качества (см. ниже), характеризует эксплуатационную пригодность – свойство системы непрерывно сохранять заданные эксплуатационные параметры в течении установленного срока эксплуатации системы.

Под надежностью понимается обобщенное свойство, характеризующее работоспособность конструкции, т.е. ее безопасность, эксплуатационную пригодность и долговечность при всех вероятностных отклонениях условий работы. Каждая из характеристик работоспособности конструкции отличается вероятностными взаимосвязанными показателями.

Также важными аспектами в теории надежности являются смежные понятия которые тоже характеризуют работоспособность элементов геотехнических систем, а именно: приспособляемость, живучесть, бездефектность, качество.

Под приспособляемостью можно понимать способность элементов геотехнической системы сопротивляться повторным или длительным случайным перегрузкам, уменьшающим ее сопротивление.

Живучесть – свойство геотехнической системы быть приемлемой к эксплуатации при образовании осадок, неравномерных деформаций.

Качество системы является обобщающим понятием, характеризующее степень соответствия системы и ее свойств требованиям по использованию системы по назначению, конструктивным, технологическим, экономическим, социальным и др. требованиям устанавливаемые не только нормативно-законодательными актами, а также участниками инвестиционно-строительных проектов. Т.е. качество, является более строгой категорией, которая в конечном счете, способна существенно сужать допустимые границы расчетных предельных состояний.

Еще одна важная категория в теории надежности – долговечность – свойство системы сохранять работоспособность в течении длительного времени с учетом плановых мероприятий по поддержанию, сохранению и ремонту элементов системы. Как правило к различным элементам строительных и геотехнических систем предъявляют разные требования по долговечности например: ограждающие конструкции или фундаменты. Это связано со сложностью и стоимостью восстановительных работ, а также их участия в функции безопасности всей системы.

Исходя из соотношения (5.1) очевидно, что оно не является количественной мерой надежности. Таким образом, теория и методы предельного состояния не позволяют запроектировать систему с заданным уровнем надежности и произвести сопоставительный анализ разработанных технических решений. Другим недостатком данного метода является необоснованный характер некоторых коэффициентов надежности.

Применение вероятностно-статистических показателей качества конструкций позволяет специалисту решать важные задачи. Во-первых, с помощью этих показателей можно дать вероятностную оценку качества системы в стадии проектирования и наряду с другими технико-экономическими показателями, более объективно оценить эффективность проектного решения.

Во-вторых, вероятностные показатели дают возможность контролировать качество изготавливаемых и возведенных конструкций и тем самым управлять соответствующими технологическими процессами.

3.2 Функции нагрузок и воздействий

Надежность элементов геотехнических систем и конструкций невозможно оценить, пренебрегая законами распределения внешних нагрузок и воздействий, а также условиями окружающей среды. Если надежность конструкций, работающих под статической нагрузкой в нормальных условиях, может быть очень высокой, то обеспеченность тех же параметров системы в условиях агрессивной среды или сейсмического воздействия может оказаться весьма низкой. Параметры функции нагрузок и воздействий зависят и от времени, и от места расположения, а также от многих других факторов. Это означает, что функции воздействий представляют собой сложные стохастические процессы. Если элементы функций сопротивления могут быть подвергнуты априорным исследованиям (геологические параметры) или технологическому проектированию (конструкционные материалы), то с функциями воздействий зачастую такой определенности просто нет. Поэтому данные функции по праву могут считаться наиболее существенным фактором неопределенности изучаемых геотехнических систем. Сильная зависимость конечного расчетного результата от правильного учета многопараметрических функций воздействий предопределяет особую необходимость к изучению стохастической природы нагрузок и воздействий [90].

Нагрузки и воздействия вызывают различные комбинации усилий в элементах рассматриваемых систем. В практике строительства комбинации одновременных воздействий учитываются за счет использования различных коэффициентов сочетаний нагрузок [91]. Значения этих коэффициентов имеют детерминированный характер и регламентируются законодательно-нормативной документацией. При этом в сочетание включаются нагрузки, оказывающие наиболее неблагоприятное влияние на расчетную ситуацию, и, естественно, в сочетание не входят взаимоисключающие воздействия.

Однако при решении стохастических задач детерминированные частные значения, выраженные коэффициентами, характеризующие сочетания не позволяют описать процесс взаимодействия различных по природе воздействий. К тому же возможные комбинации сочетаний нагрузок представляют нелинейный процесс так как они являются функциями нелинейных полей случайных величин. Для повышения достоверности расчетных значений

вероятностных задач необходимо разрабатывать и имплементировать стохастические частные функции сочетаний воздействий в общую стохастическую пространственную модель.

Специфической особенностью проявления воздействий в геотехнических системах является, то, что одни и те же процессы или явления могут иметь двойкий характер влияния на надежность системы. Так явление изменения уровня подземных вод изменяет функцию воздействия за счет увеличения гидростатического давления на грунты и окружающие конструкции, и, при этом, снижает функцию сопротивления массива за счет изменения структурной прочности, в силу взвешивающего действия частиц грунта или химического растворения, а также за счет снижения удельного сцепления и пр.

Стохастическая природа воздействий проявляется не только в случайных комбинациях сочетаний различных нагрузок. Здесь практически любой параметр имеет вероятностную природу: момент начала воздействия, интенсивность воздействия, длительность, свойства, функция воздействия (рис. 3.1).

Одной из существенных проблем использования стохастических параметров нагрузок и воздействия является чрезвычайно малое количество и широкий разброс исходной информации как о параметрах нагрузок так и о их вероятностной природе.

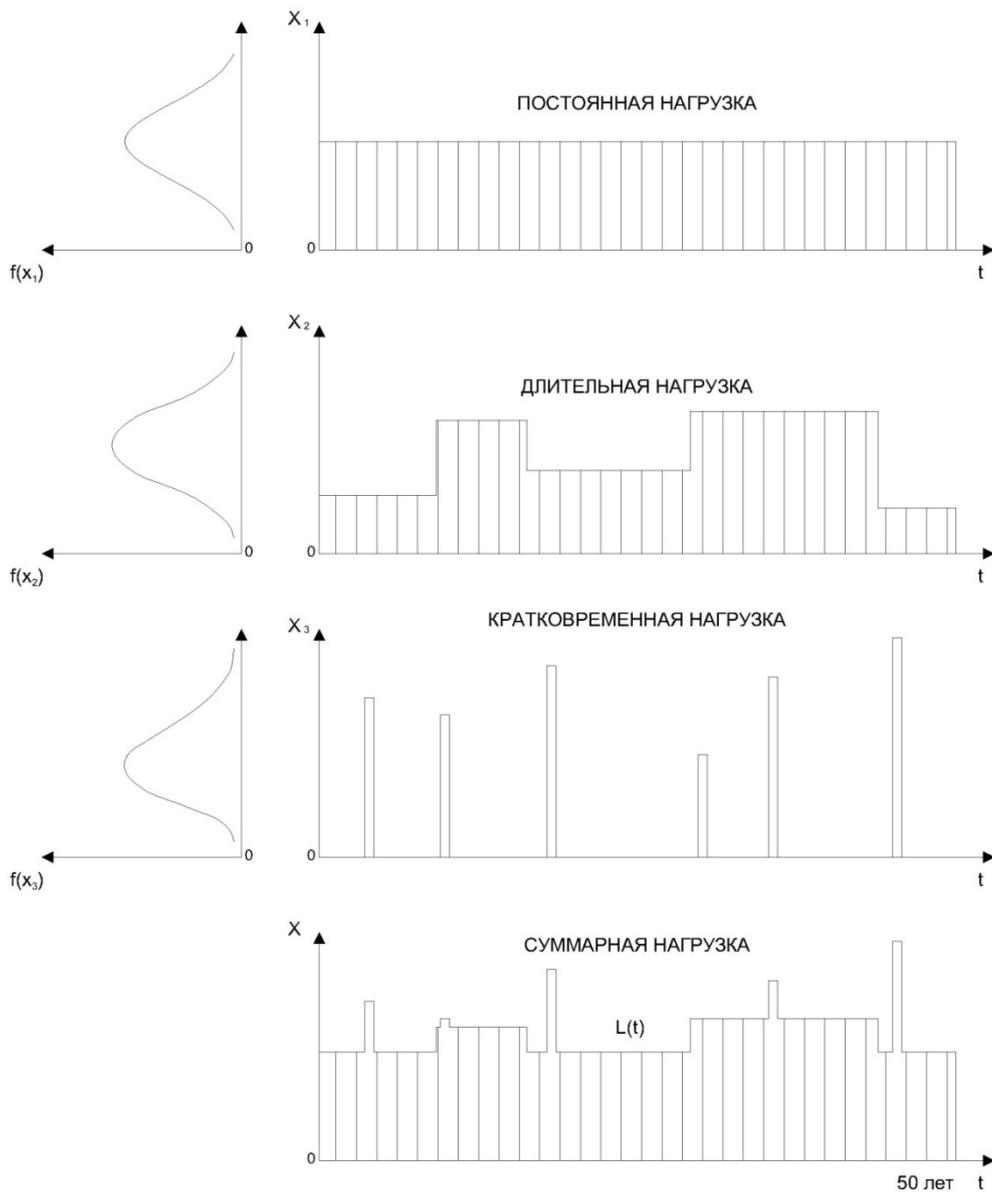


Рис. 3.1. Динамическая модель суммарных нагрузок и воздействий $L(t)$.

Для оценочных расчетов, в первом приближении, закон распределения постоянных и длительных нагрузок может быть принят нормальным. [40, 92] При этом, результаты обследования 2652 жилых помещений, говорят о том, что вид распределения полезной нагрузки мало отличается от логнормального, а коэффициент вариации V составляет около 26-29%. [93] Законы распределения кратковременных нагрузок тесно связаны не только с их видом, но также с типом конструкций и условиями эксплуатации зданий и сооружений. Например,

распределение полезной нагрузки на перекрытиях зданий зависит от условий эксплуатации помещений и технологического оборудования. Поэтому иногда целесообразно в расчетах применять двухмодальные кривые распределения усилий [6].

Практически все нагрузки, которые рассматриваются при расчете геотехнических систем, зданий и сооружений, являются случайными величинами. Это означает, что мы не можем указать точное значение нагрузки, которое будет реализовано, а используем некоторые расчетные величины, которые могут реализоваться лишь с определенной долей вероятности.

Переменные нагрузки и воздействия могут являться дискретными процессами или прерывными континуальными процессами со сложной функцией распределения [94]. Случайная природа дискретных и непрерывных воздействий на сооружения может характеризоваться многими параметрами и иметь различные аспекты, которые необходимо учитывать при проектировании. В целом все они сводятся к трем базовым группам вероятностных функций распределения случайных величин: временные функции; пространственные функции и функции распределения интенсивности.

1. Временные функции распределения направлены на определение моментов возникновения и продолжительности воздействий. Данные функции позволяют решать краевые задачи по комбинациям различных воздействий, т.е. определять функции сочетаний.

2. Пространственные функции позволяют определять геометрические координаты нагрузок и воздействий.

3. Распределение интенсивности нагрузок и воздействий также имеют стохастическую природу, которая может быть описана различными линейными и нелинейными по форме функциями.

Вероятность возникновения того или другого воздействия всегда связана с функцией времени. Например, случайные процессы, протекающие в окружающей среде (скорость ветра, температура, интенсивность осадков и т.п.) или в грунте (изменение уровня грунтовых вод, суффозионно-карстовые процессы, химические или термические процессы) имеют определенную вероятность возникновения в течении отрезка времени, т.е. длина отрезка времени влияет на вероятность возникновения воздействия или протекания процесса.

3.3 Стохастический расчет функции распределения нагрузок и воздействий

Без вероятностно-статистических параметров нагрузок и воздействий невозможно использование стохастического подхода в расчете надежности геотехнических систем, т.к. функция работоспособности системы зависит как от функции сопротивления этой системы, так

и от функции нагрузок и воздействий действующих на эту систему. Практически все нагрузки, которые рассматриваются при расчете геотехнических систем, зданий и сооружений, являются случайными величинами. Это означает, что мы не можем указать точное значение нагрузки, которое будет реализовано, а используем некоторые расчетные величины, которые могут возникать лишь с определенной долей вероятности.

Целью данного стохастического расчета является определение вероятностных параметров суммарных значений нагрузок и воздействий. Результаты этого расчета предполагается использовать в последующих расчетах данной работы.

Стохастический расчет и анализ нагрузок предполагается выполнять численными методами статистического моделирования [95, 96, 97], в программных средах Microsoft Excel и STATISTICA.

Данному расчетному анализу подлежат нагрузки на типовое перекрытие многоэтажного здания, принятые в одном из проектов автора см. табл. 3.1 – типовой сбор нагрузок.

Исходные стохастические параметры нагрузок принимались по данным справочно-нормативной литературы, а также по данным научных источников.

Коэффициент вариации бетона по плотности составляет 7-9% - ГОСТ 27005-2014

По данным ГОСТ 7025-91 коэффициент вариации плотности керамических изделий в среднем составляет 5%.

Вид распределения полезной нагрузки мало отличается от логнормального, а коэффициент вариации V имеет широкий размах значений и сильно зависит от назначения эксплуатируемого помещения [98]:

- Коммерческого назначения (банки, торговые центры, больницы и пр.) $V=0.4\dots$ более 1.0;
- Офисного назначения $V=0.8\dots$ более 1.0;
- Гостиницы $V=0.33\dots$ более 1.0;
- Жилого назначения $V>1.0$.

С целью упрощения расчетов в данном примере, закон распределения нагрузок, в том числе временных, принят нормальным, см. рис.3.2...3.8.

Табл. 3.1. Детерминированные и стохастические физические параметры исходных нагрузок								
Расположение	Наименование нагрузки	Толщина элемента, м	Плотность материала, кН/м^3	Нормативная нагрузка, кН/м^2	Стандартное отклонение, s	Коэффициент вариации, V	Коэффициент надежности по нагрузке, g_t	Расчетная нагрузка, кН/м^2
Ж.Б. перекрытие	<i>Постоянные нагрузки</i>							
	Керамическая плитка на клею	0.015	20	0.3	0.0015	0.05	1.2	0.360
	Экструдированный пенополистирол	0.04	0.4	0.016	0.0048	0.3	1.2	0.019
	Стяжка с разуклонкой	0.04	18	0.72	0.065	0.09	1.1	0.792
	Ж/Б плита из бетона В25	0.2	25	5.0	0.4	0.08	1.1	5.500
	Гипсокартонные перегородки и $t=125\text{мм}$			0.5	0.1	0.2	1.3	0.650
								7.321
	<i>Временные нагрузки</i>							
	Равномерно распределенная			1.5	0.6	0.4	1.3	1.950
	Итого			8.036				9.271

Описание методов расчета

Стохастический расчет нагрузок и воздействий проводился численным методом посредством вероятностно-статистического испытания основанным на методе Монте-Карло. Численная методика Монте-Карло позволяет получать решение математических или физических задач на основе моделирования случайных величин и построения статистических оценок, а также позволяет обрабатывать возможные (вероятные) процессы или результаты, при использовании различных методов генерации случайных чисел, которые потом переносятся на реальную модель [95, 96, 97].

В данной работе количество реализаций значений случайных величин заданных параметров было ограничено числом $n=150$. Расчетные реализации выполнялись в пакете Microsoft Office Excel. Малое кол-во реализаций предполагает достаточно высокую погрешность вычислений, тем не менее, это число отражает применяемую методику и показывает достаточное приближение результатов расчета для целей данной работы.

Данные расчеты выполнялись в предположении:

1. Нормального закона распределения случайных величин;
2. Поля случайных величин стационарны и статистически однородны;

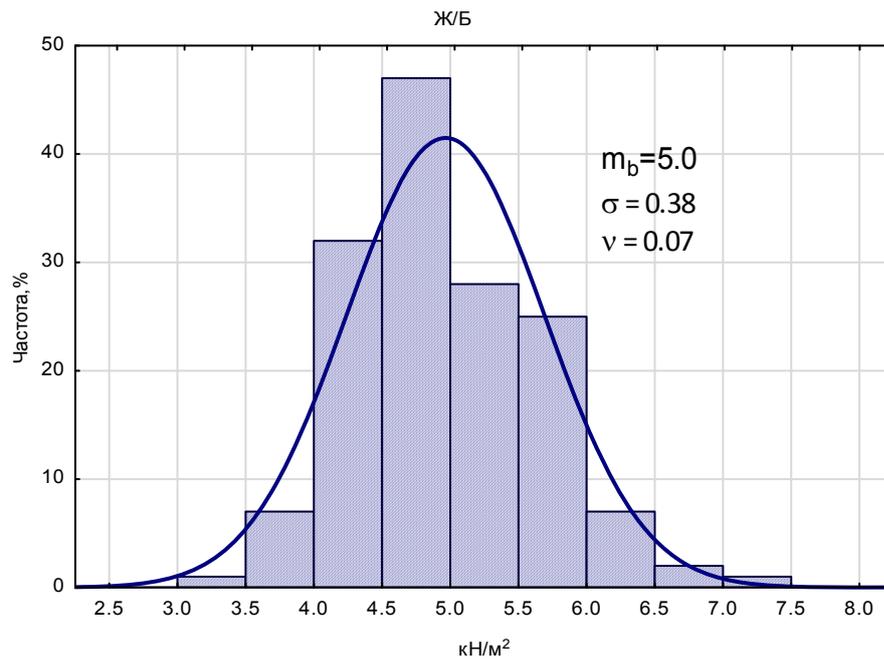


Рис. 3.2. Функциональная плотность нормального распределения нагрузки от веса ж.б. плиты

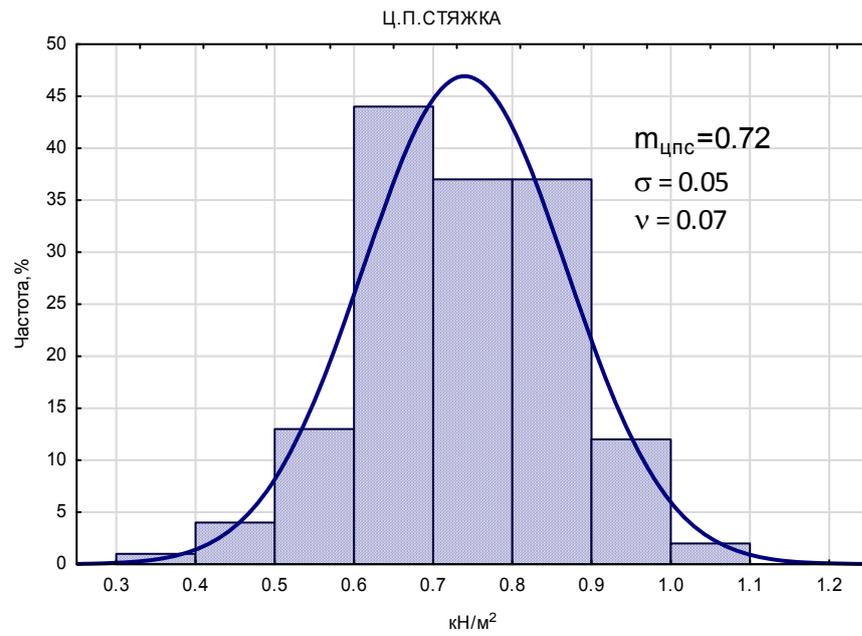


Рис. 3.3. Функциональная плотность нормального распределения нагрузки от ц.п. стяжки

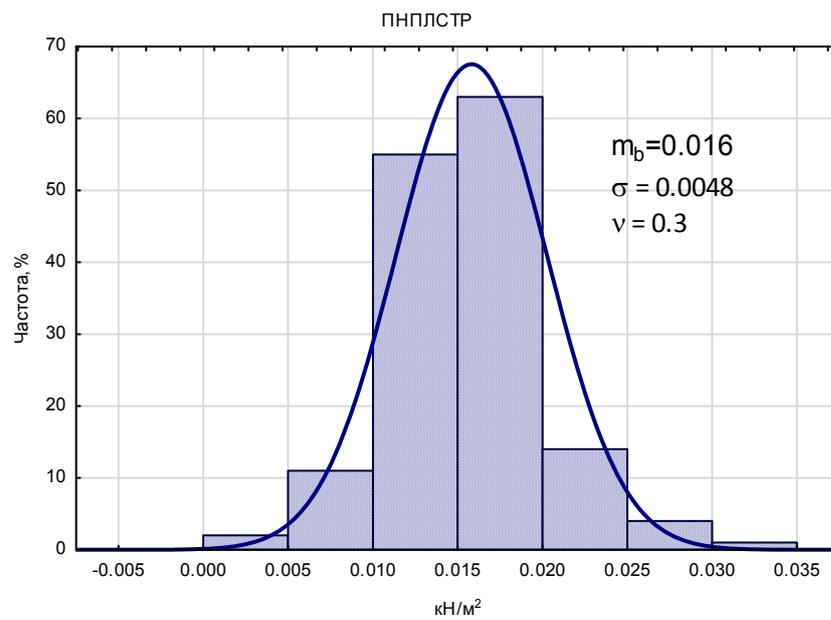


Рис. 3.4. Функциональная плотность нормального распределения нагрузки от пенополистирола

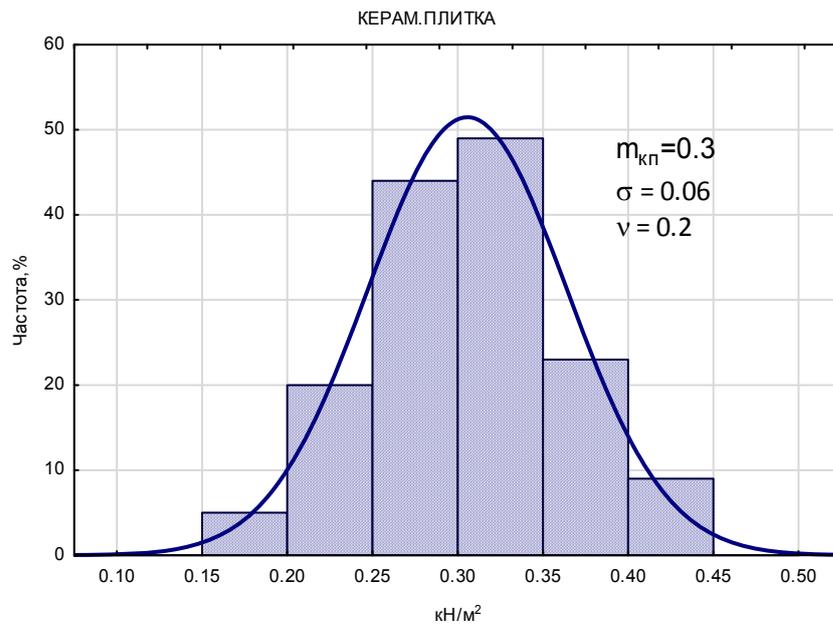


Рис. 3.5. Функциональная плотность нормального распределения нагрузки от керамической плитки

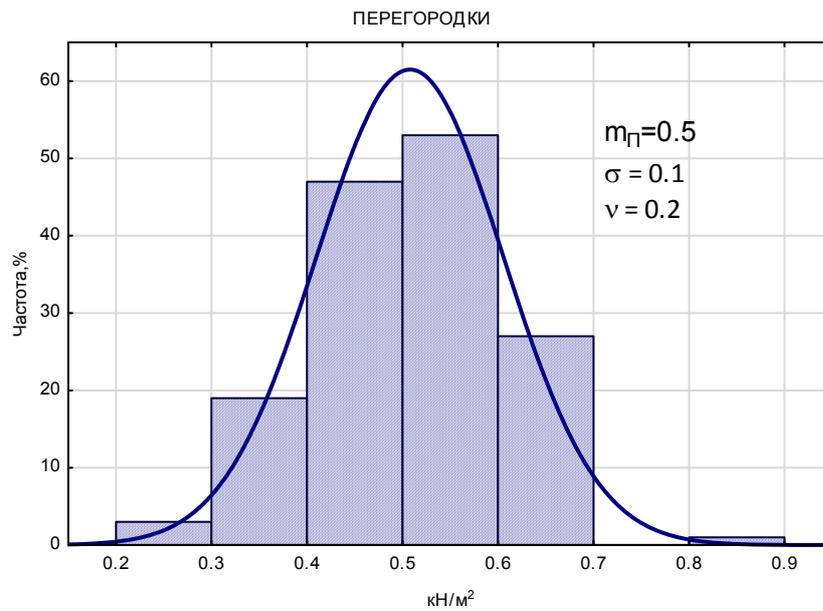


Рис. 3.6. Функциональная плотность нормального распределения нагрузки от перегородок

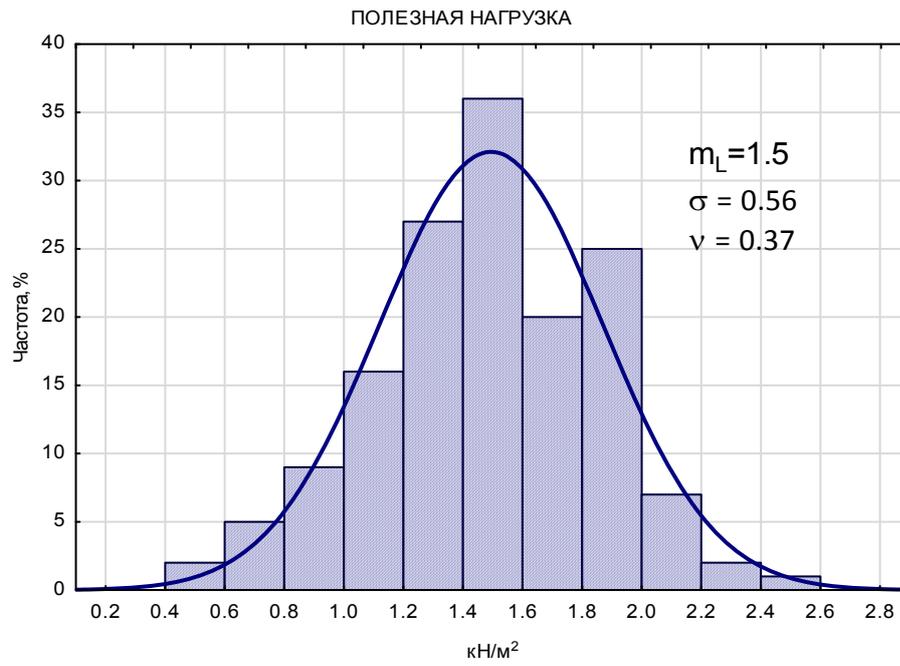


Рис. 3.7. Функциональная плотность нормального распределения полезной нагрузки

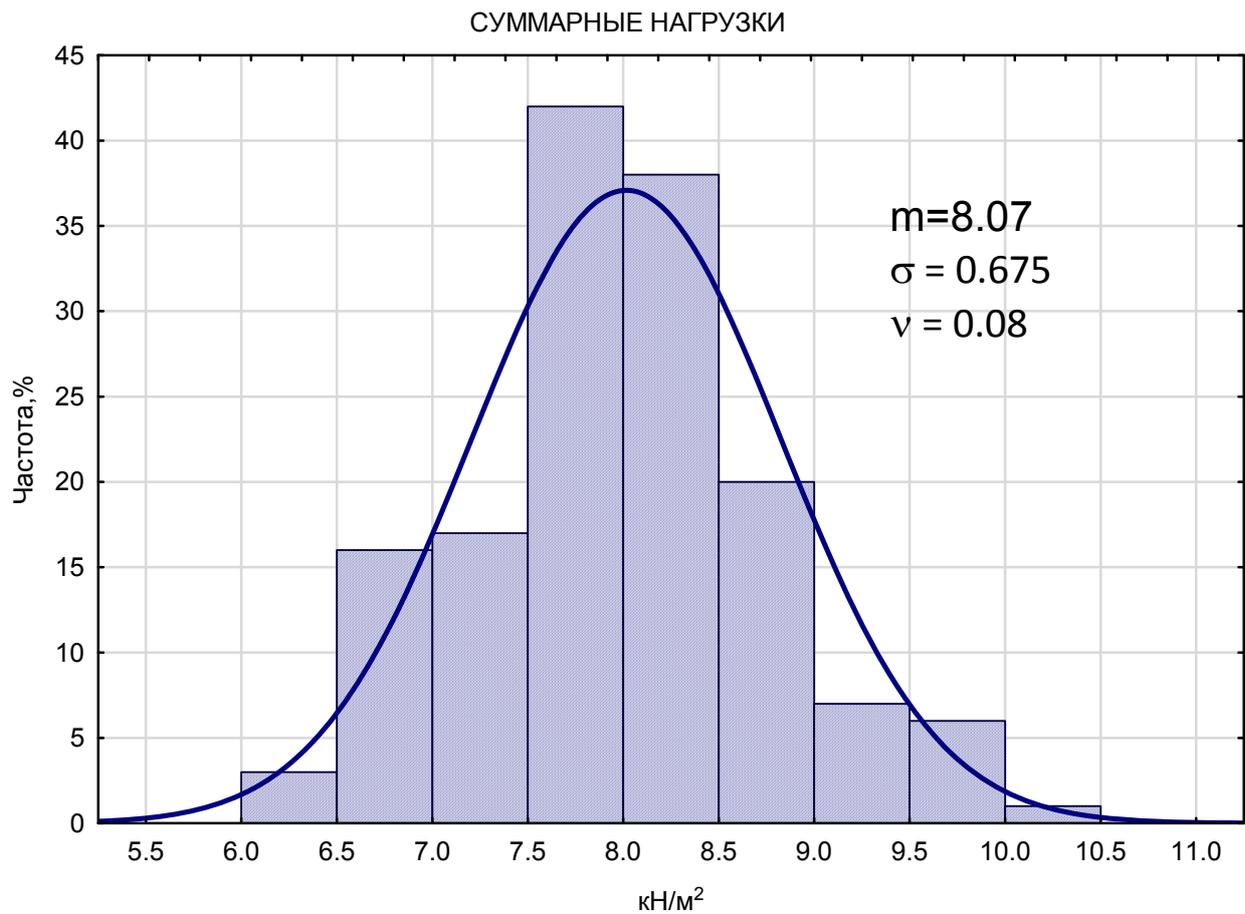


Рис. 3.8 Функциональная плотность нормального распределения суммарных нагрузок

Вероятностно-статистические результаты расчета см. табл. 3.2.

Получив стохастические характеристики суммарных нагрузок, рассчитаем математическое ожидание максимального значения суммарной нагрузки (расчетные значения), в зависимости от доверительного уровня вероятности:

$$N_p = N_n + \beta \sigma_m, \quad (3.2)$$

Где, N_n – суммарное значение нормативной нагрузки;

β – коэффициент (показатель) надежности для доверительного уровня вероятности;

σ_m – стандартное отклонение математического ожидания.

Результаты определения расчетных значений нагрузок для различных уровней доверительной вероятности см. табл. 3.3.

Табл. 3.2. Описательная статистика результатов расчета численным методом								
Наименование нагрузки	Размер реализации	Сред. значение, кН/м ²	Мин.знач., кН/м ²	Макс. знач., кН/м ²	Дисперсия, σ^2	Станд.отклонение, σ	Коэф-т вариации, V	Станд. ошибка
Ж/Б плита	150	5.0187	3.8908	6.0969	0.1449	0.3807	7.5847	0.0311
Стяжка		0.7196	0.5658	0.8490	0.0031	0.0558	7.7538	0.0104
Пенополистирол		0.0157	0.0023	0.0304	0.0000	0.0044	28.2304	0.0004
Плитка		0.3045	0.1715	0.4481	0.0034	0.0581	19.0930	0.0047
Перегородки		0.5060	0.2759	0.8234	0.0095	0.0973	19.2330	0.0079
Полезная нагрузка		1.5057	-0.2531	2.8260	0.3217	0.5672	37.6685	0.0304
Суммарные нагрузки		8.0701	5.7639	9.7658	0.4559	0.6752	8.3666	0.0659

Табл. 3.3. Расчетные значения нагрузок в зависимости от доверительного уровня вероятности					
Доверительная вероятность, %	85.00	90.00	95.00	99.00	99.73
Коэф-т доверия β	1.439	1.645	1.960	2.576	3.000
Максимальные (расчетные) значения нагрузок, кН/м ²	9.042	9.181	9.393	9.809	10.096

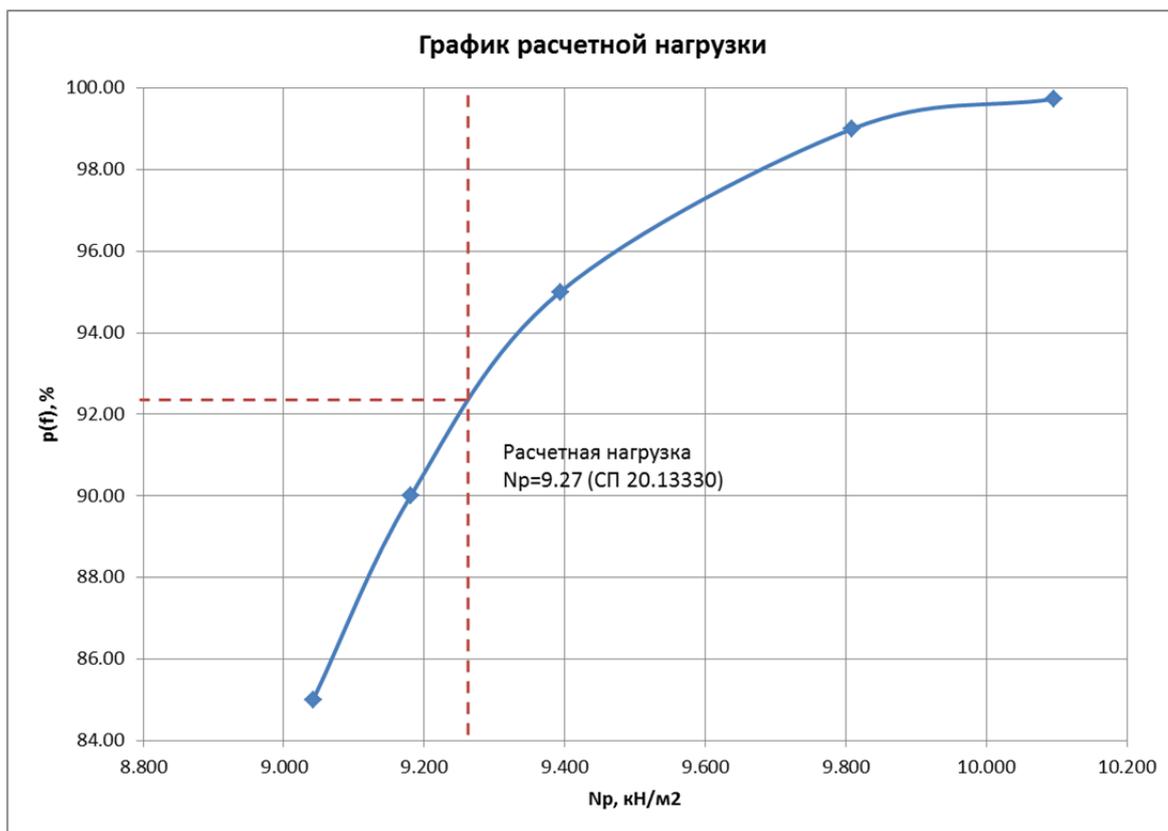


Рис. 3.9. Значения расчетной нагрузки в зависимости от уровня доверительной вероятности

Таким образом, из приведенного примера видно, что расчетное значение нагрузки определяемое по СП 20.13330, $N^p = 9.27 \text{ кН/м}^2$ (см. рис. 3.9), соответствует значению доверительной вероятности $p(f) \approx 92.5\%$, что означает вероятность превышения этого значения, в период эксплуатации, высокая и составляет $q(f) \approx 7.5\%$. При более высоких требованиях к надежности расчетных параметров нагрузок и воздействий, например для уровня доверительной вероятности в 99.73% , расчетное значение нагрузки составит $N^p = 10.09 \text{ кН/м}^2$, см. табл. 3.3.

3.4 Функции работоспособности литотехнических систем

Основная задача расчета систем на надежность состоит в установлении вероятности того, что в течении заданной продолжительности эксплуатации здания или сооружения элементы системы не окажутся в области предельных состояний. Поэтому основным показателем надежности элементов является вероятность их работоспособности, характеризующей безопасность и эксплуатационную пригодность конструкции в течение заданного срока. Оценивать надежность геотехнических систем лишь по статистикам распределения сопротивления элементов нельзя, как бы точно они ни были определены, потому что

показатели надежности конструкций в значительной степени зависят от статистических параметров нагрузок.

В общем случае функции сопротивления $R(t)$ и воздействий $L(t)$ элементов представляют собой нестационарные случайные процессы, поскольку с течением времени изменяются их средние значения, либо автокорреляционные функции распределения, см. рис. 3.10.

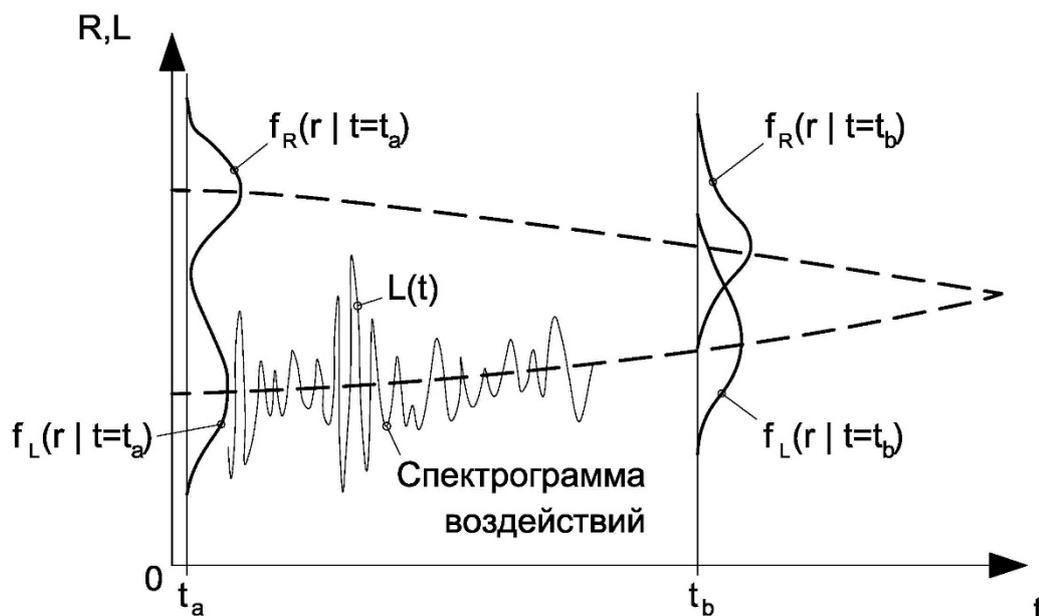


Рис. 3.10. Динамическая модель функции работоспособности системы

В некоторых случаях числовые значения случайных функций сопротивления и воздействий элементов являются случайными величинами лишь в начале эксплуатации системы. В дальнейшем они могут изменяться по установленному детерминированному (неслучайному) закону. Тогда сопротивление и воздействие на элементы могут быть аппроксимированы выражениями:

$$R(t) = R_1 \varphi_R(t), \quad (3.3)$$

$$L(t) = L_1 \varphi_L(t),$$

где, $\varphi_R(t)$ и $\varphi_L(t)$ – детерминированные функции, которые могут быть определены за счет мониторинга и обследования эксплуатируемых элементов и установления напряжений и усилий в них. Если функции $\varphi_R(t) = \varphi_L(t) = 1$, то сопротивление и нагрузки представляют

собой стационарный процесс. В таком случае единственным показателем надежности элементов является вероятность их работоспособности в любом сечении случайного процесса [99].

Детерминированные функции сопротивления элементов практически не существуют. Детерминированные функции нагрузок и воздействий встречаются достаточно редко.

При расчете напряженно-деформированного состояния грунтовых массивов и конструктивных систем, следует иметь в виду особенности изменения состояния грунтов, и их физико-механических характеристик, а также характера и величины нагрузок во времени. Поэтому аналитические выражения для оценки сопротивления грунтов или конструктивных материалов в отдельных сечениях случайного процесса, могут отличаться между собой.

Между усилиями, вызываемыми длительной нагрузкой, в отдельных сечениях случайного процесса существует тесная корреляционная связь. Между повторно-переменными во времени временными нагрузками стохастическая зависимость может быть сильной или средней, либо слабой. Слабая стохастическая зависимость между временными нагрузками имеет место при эпизодических перегрузках.

При вероятностных расчетах необходимо учитывать, что продолжительность действия нагрузки не обязательно может быть детерминированной. Продолжительность циклов повторных нагрузок также бывает детерминированной или случайной.

Работоспособность элементов характеризуется случайной композиционной (результатирующей) функцией, которую А.Р. Ржаницын [6] называл резервом прочности:

$$M(t) = R(t) - L(t), \quad (3.4)$$

Резкое сокращение данной функции может наблюдаться при действии больших кратковременных нагрузок и особенно при их сочетании.

Вероятность работоспособности элементов и системы заключается в вероятности положительных значений данной функции, т.е. $P[M(t) \geq 0]$.

Динамическая расчетная модель, представленная на рис. 3.10, дает возможность оценивать безопасность, эксплуатационную пригодность и долговечность элементов. Однако для этого требуется знать в первую очередь мгновенные вероятностные функции работоспособности элементов, т.е. вероятностные показатели, соответствующие любому

расчетному сечению случайного процесса. Для вычисления данных показателей можно использовать статические модели. Соотношение вероятностных показателей в совокупности с функциями распределения случайных величин сопротивления и воздействий характеризует работоспособность системы, а значит и вероятностные параметры отказа, см. рис. 3.11.



Рис. 3.11. Графическая интерпретация отказа работоспособности системы

Здесь важно подчеркнуть, что область пересечений функций $F(R)$ и $F(L)$, хоть и характеризует вероятность отказа работоспособности, но не является ее точной характеристикой, т.е. ее функцией $M(L)$. Эта функция может быть построена по рассчитываемым вероятностно-статистическим характеристикам, например $E(M)$ и σ_M , которые могут быть получены по ниже приведенным соотношениям.

Во многих случаях целесообразно расчетные статические модели строить на основе функции $M(t)$. Тогда мгновенная вероятностная работоспособность элементов может быть определена путем формального сопоставления случайных величин сопротивления R и нагрузок L с помощью формул:

$$P[M(t) \geq 0] = \int_0^{\infty} f_s(L) \left[\int_R^{-\infty} f_R(a) da \right] dL = \int_0^{\infty} f_L(L) [1 - F_R(R)] dL, \quad (3.5)$$

$$P[M(t) \geq 0] = \int_0^{\infty} f_R(R) \left[\int_0^R f_L(b) db \right] dR = \int_0^{\infty} f_R(R) F_S(L) dR, \quad (3.6)$$

где, $f_R(R)$, $F_R(R)$ и $f_L(L)$, $F_L(L)$ – функции одномодального распределения вероятностей соответственно сопротивления и воздействия.

Между расчетными сечениями композиционной случайной последовательности существует стохастическая связь. Поэтому вероятность работоспособности элементов за время t составляет:

$$P[T \geq t] = P[(M_1 > 0) \cap \dots \cap (M_k > 0) \cap \dots \cap (M_r > 0)], \quad (3.7)$$

Здесь $P[M_k > 0] = P[R_k - L_k > 0]$ – вероятность того, что в k -м сечении случайной последовательности элемент обладает работоспособностью, где $k=1,2,\dots,r$.

Напомним, что функция распределения нормально распределенной случайной величины, будет равна:

$$F(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \cdot \int_{-\infty}^x e^{-\frac{(x-a)^2}{2\sigma^2}} dx, \quad (3.8)$$

Нормальная функция распределения (при $a=0$ и $\sigma=1$) тогда запишется следующим образом:

$$F_o(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot \int_{-\infty}^x e^{-\frac{x^2}{2}} dx, \quad (3.9)$$

Если ввести в рассмотрение нечетную функцию, то получим функцию интеграла вероятности (функцию Лапласа):

$$\Phi(x) = F_o(x) - 0.5 = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot \int_0^x e^{-\frac{x^2}{2}} dx, \quad (3.10)$$

Пользуясь функцией Лапласа, окончательно можем записать выражение для вероятности функции работоспособности системы:

$$P[R \leq X \leq L] = \Phi(\beta_R) - \Phi(\beta_L), \quad (3.11)$$

где, $\beta = \frac{E(M)}{\sigma_M} = \frac{E(R)-E(L)}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_L^2}}$, - индекс надежности.

Т.е. вероятность функции отказа работоспособности системы будет равна:

$$p_f = 1 - \Phi(\beta), \quad (3.12)$$

Индекс надежности β есть случайная величина, имеющая нормальное стандартное распределение.

3.5 Стохастический расчет функции работоспособности сваи в грунте

Целью выполнения данного практического примера являлся расчет стохастическо-детерминированной модели (комбинированный метод [100]) по оценке мгновенной вероятности отказа работоспособности забивной сваи в грунте и сопоставлении его с расчетом несущей способности сваи F_d по методу предельных состояний по результатам статического зондирования. При этом, выполнялась задача по подбору рациональных геометрических параметров сваи (сечение и длина);

Совершенствование применяемого в настоящее время метода расчета строительных конструкций и оснований по предельным состояниям возможно путем использования методов теории вероятности и положений теории надежности. Вероятностный подход является более общим по сравнению с детерминированным и позволяет учесть в расчете случайную природу целого ряда факторов [101]. Здесь необходимо подчеркнуть, что деление на детерминированные и вероятностные подходы в расчетах сооружений является весьма условным, т.к. точечный результат детерминированного выражения является случайной единичной величиной спектральной плотности всех возможных результатов. Т.е. детерминированные расчеты являются частным случаем вероятностного расчета на уровне математических ожиданий. [5]

Стохастическо-детерминированная расчетная модель (СДМ) позволяет учитывать вероятностно-статистическое распределение некоторых параметров детерминированных моделей. СДМ в общем случае представляет собой двух-композиционную модель состоящую из системы вероятностных параметров отражающих расчетную неопределенность решаемой задачи, а также детерминированную составляющую состоящей из эмпирической, аналитической или численной модели рассматриваемого процесса или явления. СДМ позволяет получать полный спектр объективных результатов основанный на анализе и комбинации множества случайных полей. Использование же отдельно детерминированных (аналитических,

эмпирических или численных) методик или моделей, позволяет рассчитывать только частные приближенные значения [95, 96, 97].

Исходные данные.

Проектируемые параметры свай представляют из себя дискретные значения сечений (h) и длину свай (L). В расчете учитывались следующие размеры свай $h=0.3\text{м}$ и 0.35м . $L=2\dots 9\text{ м}$.

Сваи располагаются в грунтах, описание которых представлено в инженерно-геологическом отчете, см. раздел 4.4 . Расчетная схема исследуемой задачи представлена на рис. 3.12.

Для определения вероятности работоспособности свай под нагрузкой $P[M(t)\geq 0]$, необходима информация о статистиках (мгновенного) распределения механических характеристик грунтов, т.е. функций распределения случайных величин, а также необходима информация о функции вероятности нагрузок $f(N)$. Данные статистики могут быть получены по данным частных значений статического зондирования, т.к. эти значения и график зондирования отражают спектр возможного варьирования механических характеристик.

Значения частных результатов статического зондирования (первичные данные) представлены в табл. 3.4, а также на рис. 3.12 в виде графика статического зондирования. Статистическая обработка первичных данных позволила получить исходные расчетные вероятностно-статистические параметры в виде функций плотности распределения значений сопротивления конуса зонда по боковой поверхности (f) и сопротивления основания конуса (q), см. рис. 3.13...3.16.

Также в качестве исходных данных использовалась функция плотности значений действующей нагрузки на сваю, которая была получена по результату анализа, который проводился в предыдущем разделе 3.3, см. рис. 3.17.

№№ п/п	Глубина, м	q, МПа	f, кПа	№№ п/п	Глубина, м	q, МПа	f, кПа	№№ п/п	Глубина, м	q, МПа	f, кПа	№№ п/п	Глубина, м	q, МПа	f, кПа
1	0.3	1.1	16	31	3.3	1.6	87	61	6.3	3.2	162	91	9.3	3.4	180
2	0.4	1.4	28	32	3.4	1.3	79	62	6.4	3	176	92	9.4	3.7	167
3	0.5	1.4	32	33	3.5	1.2	77	63	6.5	3.2	181	93	9.5	4	154
4	0.6	1.6	60	34	3.6	1.9	67	64	6.6	3.1	180	94	9.6	4.1	161
5	0.7	1.4	78	35	3.7	3.7	87	65	6.7	2.8	168	95	9.7	4.5	164
6	0.8	0.9	74	36	3.8	3.9	101	66	6.8	2.7	161	96	9.8	3.9	149
7	0.9	1.1	68	37	3.9	3.9	114	67	6.9	2.87	155	97	9.9	3.7	182
8	1	1.6	79	38	4	3.9	115	68	7	2.8	146	98	10	4	191
9	1.1	1.7	103	39	4.1	3	107	69	7.1	3.5	150	99	10.1	4.1	196
10	1.2	1.8	96	40	4.2	2.5	99	70	7.2	3.1	162	100	10.2	4.4	193
11	1.3	1.7	103	41	4.3	3	103	71	7.3	3.6	166	101	10.3	4.8	184
12	1.4	2.1	120	42	4.4	2.8	111	72	7.4	3.1	179	102	10.4	7.6	185
13	1.5	2.3	120	43	4.5	2.7	106	73	7.5	3	178	103	10.5	5	238
14	1.6	1.8	127	44	4.6	2.8	105	74	7.6	3	172	104	10.6	5.1	261
15	1.7	1.8	129	45	4.7	3	118	75	7.7	3.3	164	105	10.7	4.4	201
16	1.8	1.4	114	46	4.8	3.5	131	76	7.8	3.5	168	106	10.8	4.3	211
17	1.9	2.1	96	47	4.9	3.1	144	77	7.9	3.3	174	107	10.9	4	214
18	2	2.1	84	48	5	4.6	150	78	8	3.2	176	108	11	3.5	181
19	2.1	1.7	80	49	5.1	3.3	162	79	8.1	3.2	179	109	11.1	3.3	165
20	2.2	1.5	83	50	5.2	3.1	169	80	8.2	3.3	185	110	11.2	3.5	164
21	2.3	1.6	90	51	5.3	4.4	163	81	8.3	3	181	111	11.3	3.4	157
22	2.4	1.4	91	52	5.4	3.1	161	82	8.4	3.3	188	112	11.4	3.4	155
23	2.5	1.3	83	53	5.5	3.7	171	83	8.5	3.3	190	113	11.5	3.8	168
24	2.6	2.3	87	54	5.6	3.3	175	84	8.6	3	190	114	11.6	4.1	170
25	2.7	1.5	94	55	5.7	3.7	168	85	8.7	2.8	174	115	11.7	4.5	181
26	2.8	1.3	99	56	5.8	3.6	181	86	8.8	2.8	155	116	11.8	14.5	170
27	2.9	1.7	99	57	5.9	3.7	190	87	8.9	3.1	148	117	11.9	24.1	298
28	3	1.6	90	58	6	3.3	198	88	9	3.4	165	118			
29	3.1	1.7	85	59	6.1	3	184	89	9.1	3.3	174	119			
30	3.2	1.7	90	60	6.2	3.4	169	90	9.2	3.3	178	120			

Табл. 3.4. Частные значения удельного сопротивления грунта под конусом зонда и удельного трения грунта по боковой поверхности муфты зонда в ТСЗ № 128

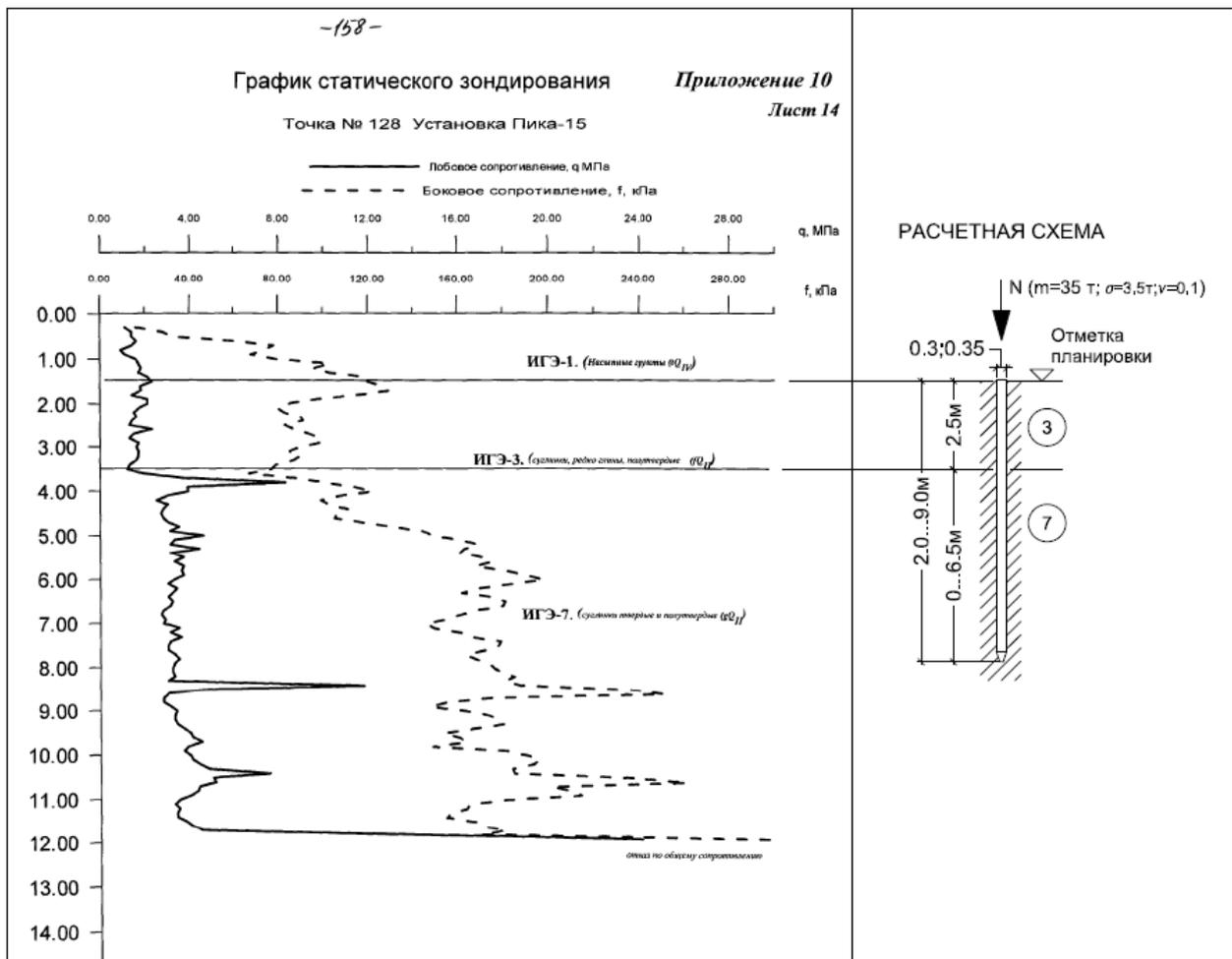


Рис. 3.12. Расчетная схема сваи в грунте.

Функции сопротивления были рассчитаны на основе статистического анализа данных статического зондирования в точке №128, см. рис. 3.12, представленных в отчете об инженерно-геологических изысканиях изучаемой территории, см. раздел 2.3. Статистическая обработка исходных параметров статического зондирования выполнялась в многофункциональном пакете STATISTICA, результаты этого анализа представлены в табл. 3.5.

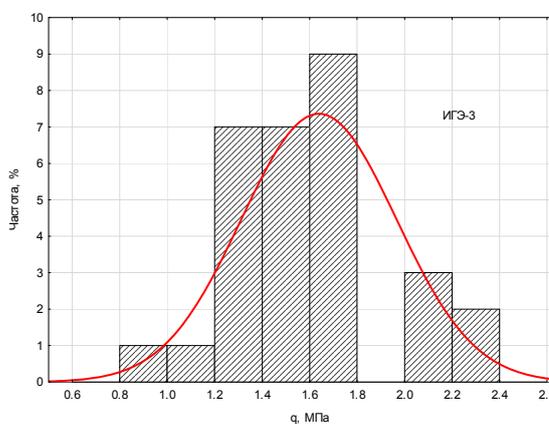


Рис. 3.13. Функция плотности распределения удельного сопротивления грунта под конусом зонда q , МПа. ИГЭ – 3.

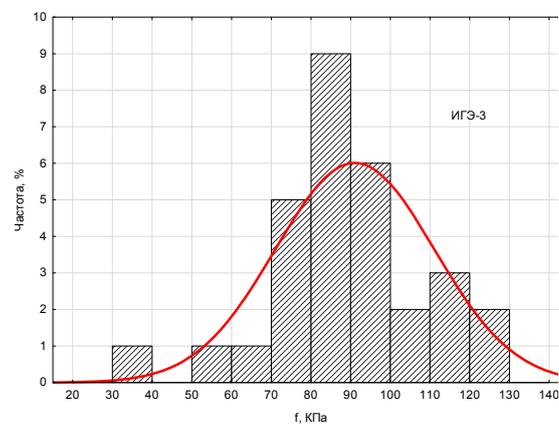


Рис. 3.14. Функция плотности распределения удельного сопротивления грунта по боковой поверхности зонда f , МПа. ИГЭ – 3.

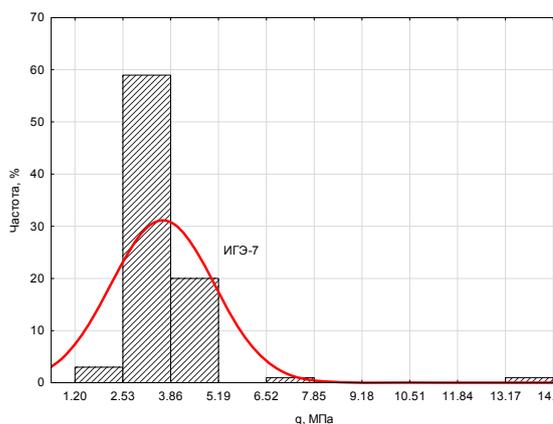


Рис. 3.15. Функция плотности распределения удельного сопротивления грунта под конусом зонда q , МПа. ИГЭ – 7.

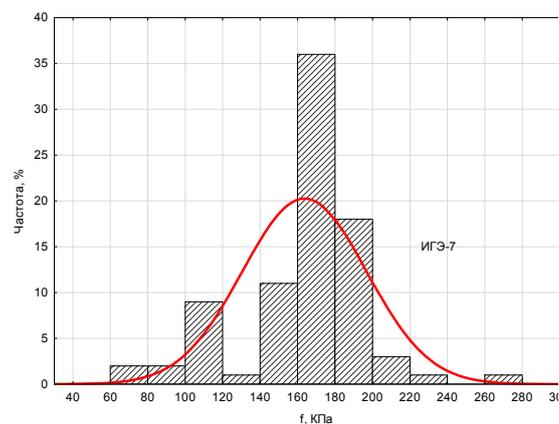


Рис. 3.16. Функция плотности распределения удельного сопротивления грунта по боковой поверхности зонда f , МПа. ИГЭ – 7.

Табл. 3.5. Генеральные статистики функций мгновенного сопротивления сваи									
Наим. Слоя	Показатель	Кол-во n	Сред. значение	Мин. знач.	Макс. знач.	Дисперсия σ^2	Ст.откл σ ,	Коэф-т вариации v	Станд. ошибка
ИГЭ №3	q , МПа	30	1.633	0.90	2.30	0.106	0.325	19.909	0.059
	f , кПа	30	90.667	32.00	129.00	396.851	19.921	21.972	3.637
ИГЭ №7	q , МПа	84	3.621	1.20	14.50	2.047	1.431	39.507	0.156
	f , кПа	84	163.012	67.00	261.00	1095.458	33.098	20.304	3.611

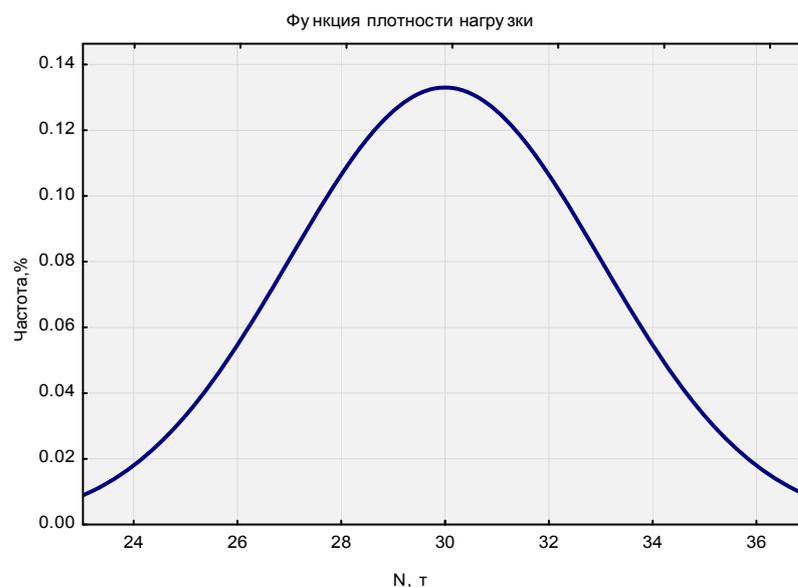


Рис. 3.17. Гауссова функция плотности значений действующей нагрузки на сваю.
 $N_m=30$ т. $\sigma=3.0$ т

Расчетная стохастическо-детерминированная модель (СДМ).

В качестве модели по расчету вероятностно-статистических параметров несущей способности свай использовалась композиционная расчетная модель основанная на детерминированной и численной стохастической методиках, см. схему расчета на рис.3.18:

1. В качестве детерминированной методики принималась методика по определению несущей способности свай по результатам статического зондирования грунтов, регламентируемая СП 24.13330 [102].
2. Численная методика вероятностно-статистического моделирования Монте-Карло [95, 96, 97].

Расчет СДМ проводился численным методом посредством вероятностно-статистического испытания основанным на методе Монте-Карло. Численная методика Монте-Карло позволяет получать решение математических или физических задач на основе моделирования случайных величин и построения статистических оценок, а также позволяет обрабатывать возможные (вероятные) процессы или результаты, при использовании различных методов генерации случайных чисел, которые потом переносятся на реальную модель. Данный метод позволяет использовать математическую (физическую) модель отражающую суть исследуемого процесса, таким образом, данный метод является взаимозависимым с детерминированным методом расчета и в процессе использования дополняет его.

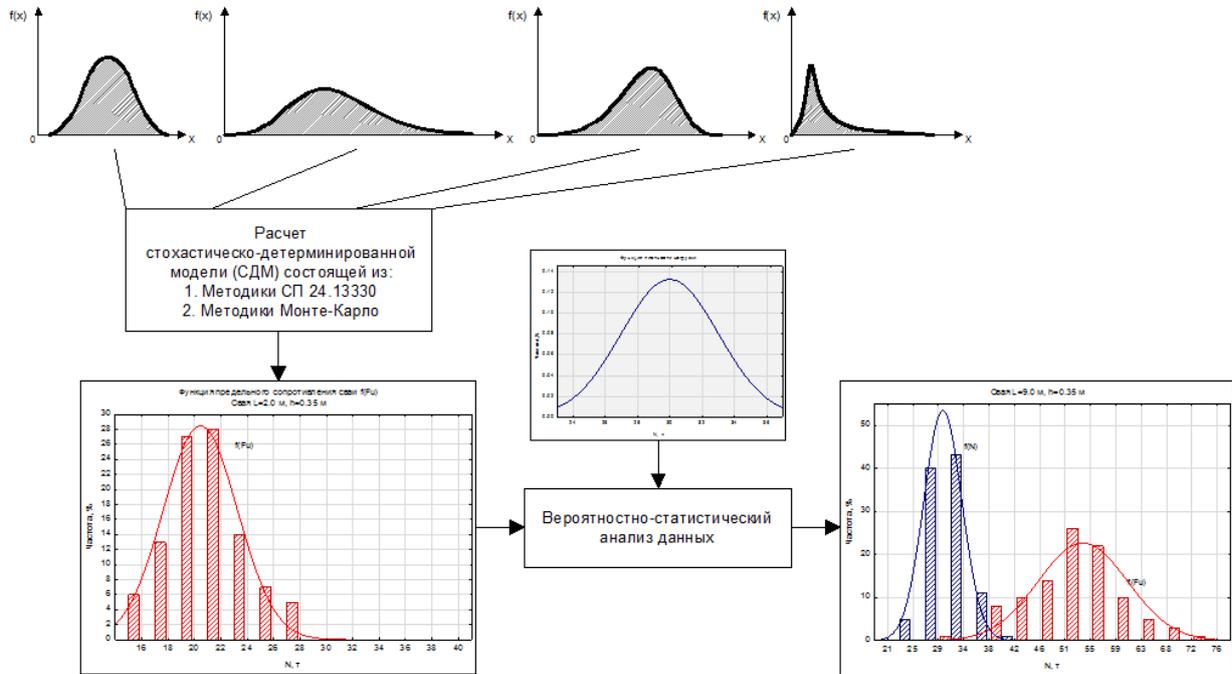


Рис. 3.18. Схема расчета СДМ и вероятностно-статистического анализа данных.

Численное статистическо-имитационное моделирование предполагает большое количество вычислений, которые, для практических целей и достижения высокой точности, возможно выполнять только с привлечением компьютерных технологий, за счет разработки программ отражающих структуру стохастическо-детерминированных моделей. В данной работе количество реализаций значений случайных величин заданных параметров было ограничено числом $n=100$ в силу высокой трудоемкости неавтоматизированного процесса. Расчетные реализации выполнялись в пакете Microsoft Office Excel. Малое кол-во реализаций предполагает достаточно высокую погрешность вычислений, тем не менее, это число отражает применяемую методику и показывает достаточное приближение результатов расчета для целей данной работы.

Данные расчеты выполнялись в предположении:

3. Нормального закона распределения случайных величин;
4. Поля случайных величин стационарны и статистически однородны;
5. Изотропности распределений случайных величин;
6. Случайные процессы сопротивления и нагрузки являются некоррелированы $K(R,L)=0$;
7. Случайные функции не являются эргодичными;

Если функцию работоспособности сваи представить в виде нестационарного случайного процесса, то определение вероятности работоспособности сваи усложняется из за отсутствия

точных значений статистик распределения. Поэтому, данное допущение представляется целесообразным для практических вычислений.

Таким образом, в данной модели механизм сопротивления сваи по боковой поверхности и под основанием представлен не частными (средними) значениями, а в виде функций нормального распределения, представляющих главные вектора полей случайных величин, см. рис. 3.13...3.16. При этом, статистические параметры исходных функций отражают неоднородность характеристик сопротивления сваи. Исходя из этого, следует, что расчетная модель учитывает весь спектр возможных значений сопротивлений системы сваи в рассматриваемой точке массива грунта (точке зондирования) при действующей нагрузке.

Основная задача вероятностно-статистического расчета свай состоит в установлении вероятности того, что в течении заданной продолжительности их работоспособность будет обеспечена. Здесь подразумевается, что работоспособность элементов характеризуется случайной композиционной (результатирующей) функцией:

$$M(t) = R(t) - L(t), \quad (3.13)$$

Где,

$R(t) = f(\xi_q^3, \xi_q^7, \xi_f^3, \xi_f^7)$ – случайная функция (случайное поле) мгновенного предельного сопротивления сваи F_u ;

$L(t) = g(\chi_n, \chi_v, \chi_k)$ - случайная функция мгновенного воздействия N ;

$\xi_f^{3,7}$ – функции распределения вероятности сопротивления боковой поверхности зонда в 3 и 7 ИГЭ, см. рис. 3.14 и 3.16;

$\xi_q^{3,7}$ - функции распределения вероятности сопротивления основания зонда в 3 и 7 ИГЭ, см. рис. 3.13 и 3.15;

χ_n, χ_v, χ_k – функции распределения вероятности основного сочетания нагрузок (постоянной, временной и кратковременной);

Работоспособности свай характеризуется показателем надежности β , определяемый по результату расчета статистик и сопоставления композиционных функций $R(t)$ и $L(t)$:

$$\beta = \frac{E(M)}{\sigma(M)}, \quad (3.14)$$

Таким образом, расчет вероятности работоспособности сваи основывается на простом сопоставлении одномодальных функций - функции нормального распределения вероятности нагрузки действующей на сваю и функции сопротивления сваи в грунте, см. рис. 5.8.10, 5.8.12, 5.8.14, 5.8.16. По результату анализа вероятностно-детерминированной модели расчетные значения показателей надежности β работоспособности свай должны быть сопоставлены с допустимыми (нормативными) значениями этого показателя. В качестве такого нормативного

показателя, в настоящей работе, принимались значения рекомендуемые департаментом военных инженеров армии США [103], см. рис. 3.19.

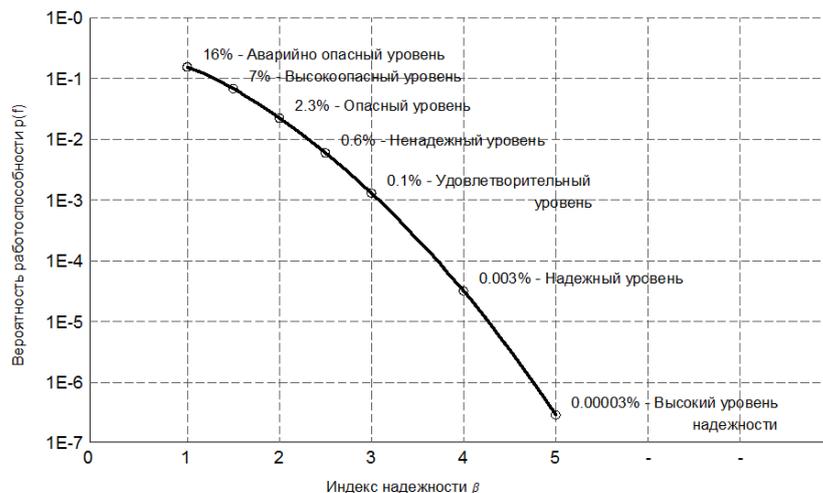


Рис. 3.19. Зависимость уровня вероятности работоспособности от индекса надежности β (по рекомендациям [103])

Вероятность работоспособности элементов и системы заключается в вероятности положительных значений данной функции, т.е. $P[M(t) \geq 0]$. Вероятность (мгновенного) отказа сваи является обратной величиной работоспособности и рассчитывается по значениям функции Лапласа, с учетом следующего соотношения:

$$p(f) = 1 - \Phi(\beta), \quad (3.15)$$

Статистические показатели работоспособности свай сопоставлялись с результатами расчетов по методу предельных состояний – по несущей способности [102]. Данное условие предельного состояния записывается в виде:

$$N \leq \frac{\gamma_0 F_d}{\gamma_n \gamma_k}, \quad (3.16)$$

Где,

γ_0 - коэффициент условий работы;

γ_n - коэффициент надежности по назначению (ответственности) сооружения;

γ_k - коэффициент надежности по грунту, который принимается равным 1.2 в случае расчетов F по данным статического зондирования;

F_d - несущая способность (предельное сопротивление) грунта основания одиночной сваи.

С целью сравнительного анализа учета фактора гетерогенности грунтов в двух методиках (вероятностной и методикой СП), в расчете несущей способности по методу предельных состояний учитывался только коэффициент надежности по грунту $\gamma_k = 1.2$, остальные коэффициенты в расчетах принимались равными единице.

Выводы по практическому расчету

По результатам расчетов были построены диаграммы рассеяния значений предельного сопротивления свай см. рис. 3.20, 3.22, 3.24, 3.26, а также композиции функций плотностей этих распределений, см. рис. 3.21, 3.23, 3.25, 3.27. Данные диаграммы и функции плотностей построены только для свай сечением 0.35 м, т.к. только для этих размеров свай были получены высокие значения работоспособности, т.е. эти графики являются наиболее наглядными. Статистические показатели результатов расчетов представлены в табл. 3.6, а значения вероятностей отказа работоспособности свай отражены в сводных таблицах, см. табл. 3.7 и 3.8, а также в графиках, см. рис. 3.29. На графике представлены данные о расчетах свай по методу предельного состояния 1-й группы, т.е. по несущей способности, см. рис.3.28.

Вероятностно-статистический расчет работоспособности свай и оценка значений несущей способности показало различие в результатах по сравнению с расчетом по методу предельных состояний. Так, расчет несущей способности по данным статического зондирования в соответствии с СП 24.13330 допускает применение 5 свай: одной сваи сечением 0.3 м длиной 9.0 м, а также четырех свай сечением 0.35 м длиной от 6.0 до 9.0 м, см. табл. 3.7 и 3.8. Однако вероятностно-статистический подход показывает, что свая сечением 0.3 м имеет достаточно низкое значение показателя надежности $\beta=1.76$ ($P(f)=8\%$), и только сваи сечением 0.35 м длиной 7,8,9 м могут быть рекомендованы к применению в данных грунтовых условиях при доверительном уровне вероятности более 97.5%.

Таким образом, данный вероятностно-статистический расчет позволил провести обстоятельный анализ работоспособности свай с учетом фактора гетерогенности грунтов. При оценке несущей способности свай методом предельных состояний по методике СП 24.13330 [102], фактор гетерогенности грунтовых условий учитывается коэффициентом надежности по грунту, равным $\gamma_k=1.2$ (см. п.7.1.11 СП 24.13330). Однако, как видно из результатов расчета, данный коэффициент не в полной мере учитывает неоднородность рассматриваемого грунтового массива. В примере впервые показана возможность использования вероятностно-статистического подхода для оценки работоспособности свайных фундаментов в грунте с применением методологии статистического моделирования (Монте-Карло).

Данный расчет является наглядным примером возможности практической реализации вероятностно-математических методов в повседневных инженерных задачах. Он показывает, что при использовании вероятностного подхода можно говорить о существенном повышении качественного уровня разработки проектов оснований и фундаментов.

Вероятностные показатели работоспособности исследуемой системы являются объективными характеристиками ее надежности.

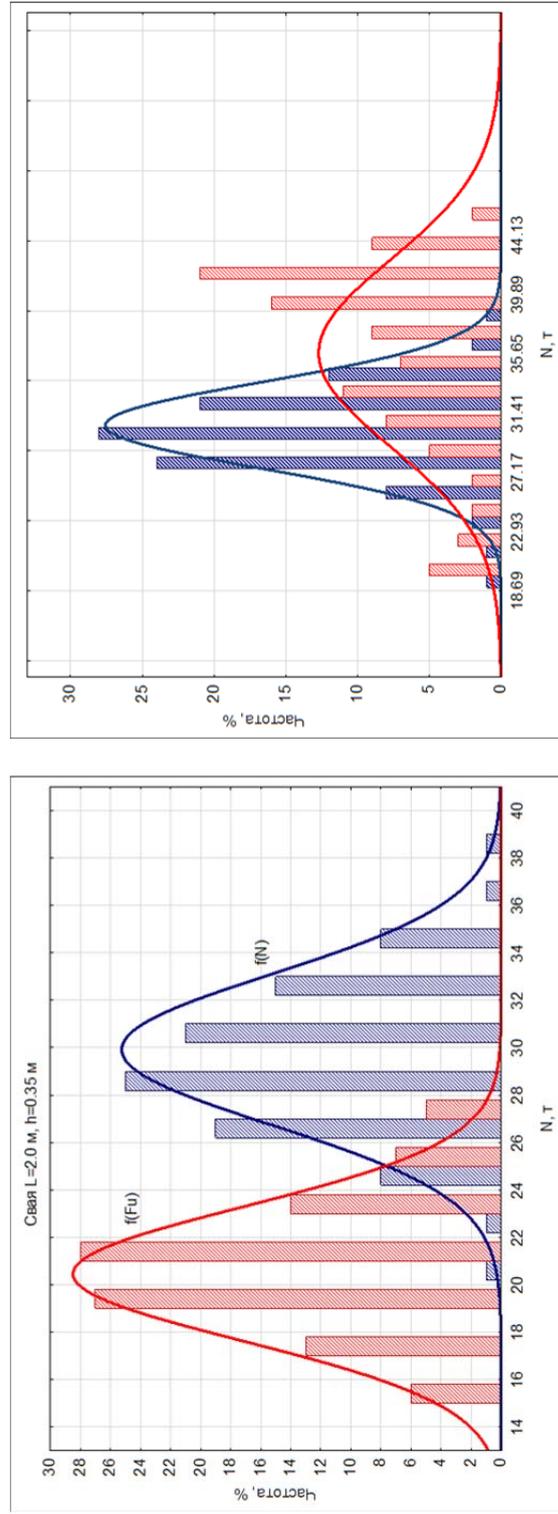
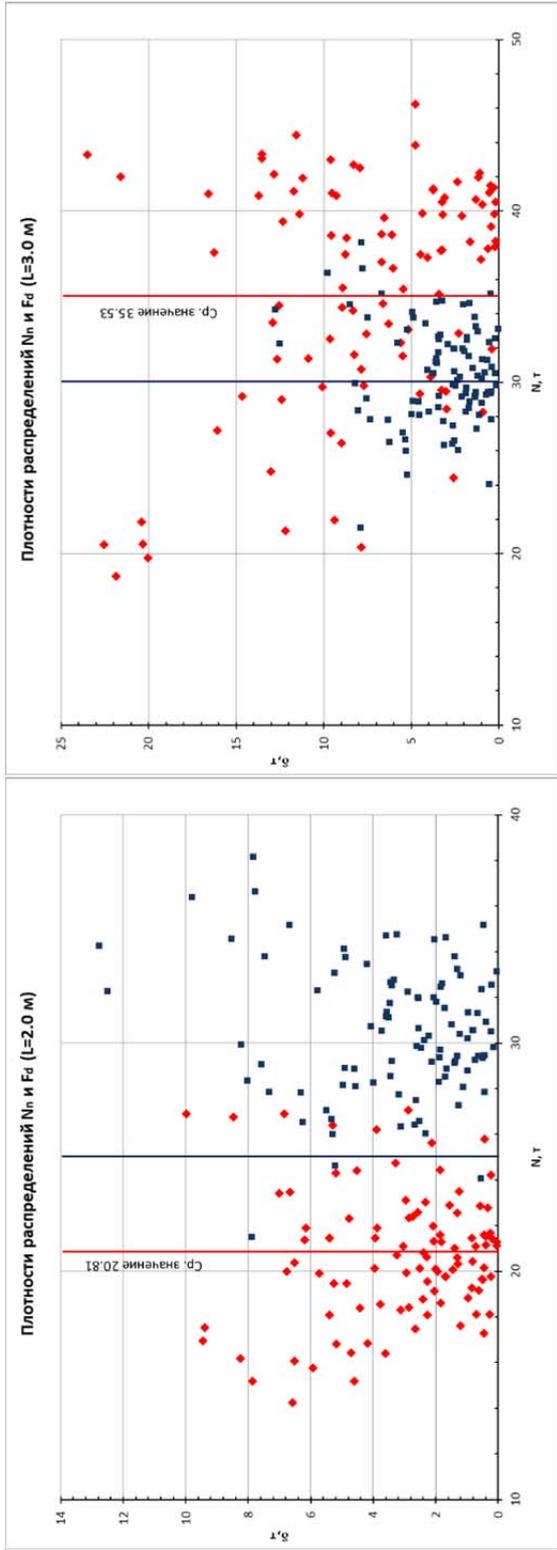


Рис. 3.20. Диаграммы рассеяния значений нагрузок и сопротивления свай $h=0.35$ м
 Рис. 3.21 Функции плотности распределения нагрузок и сопротивления свай $h=0.35$ м

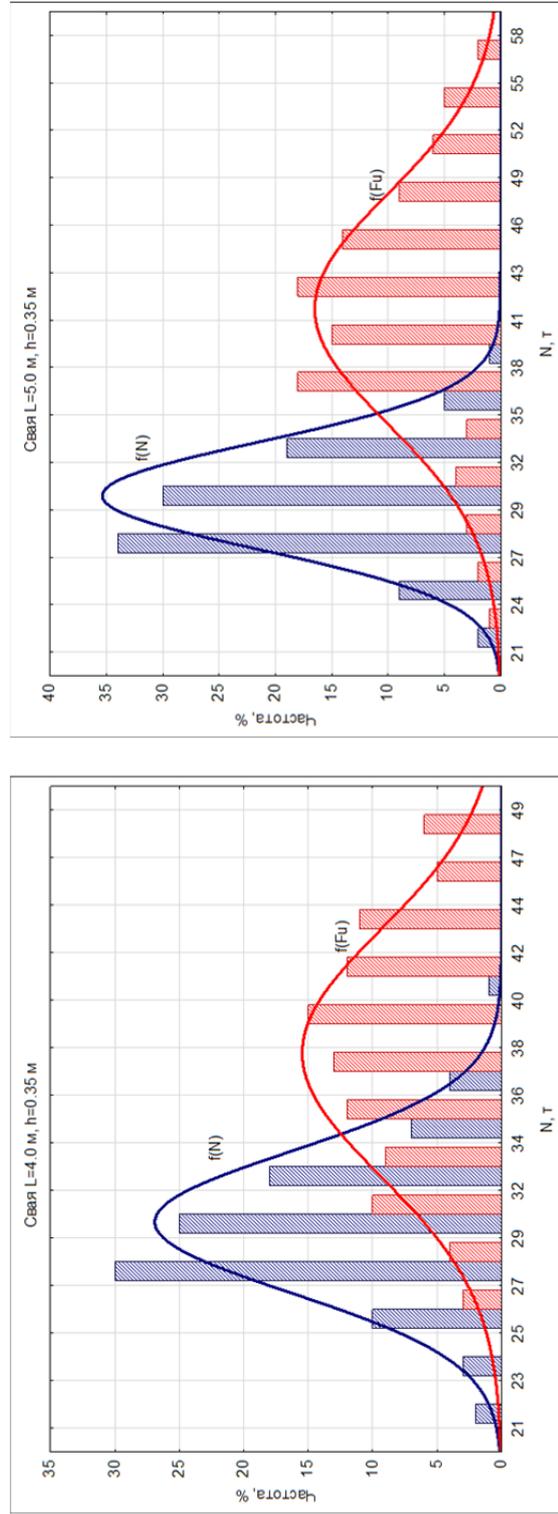
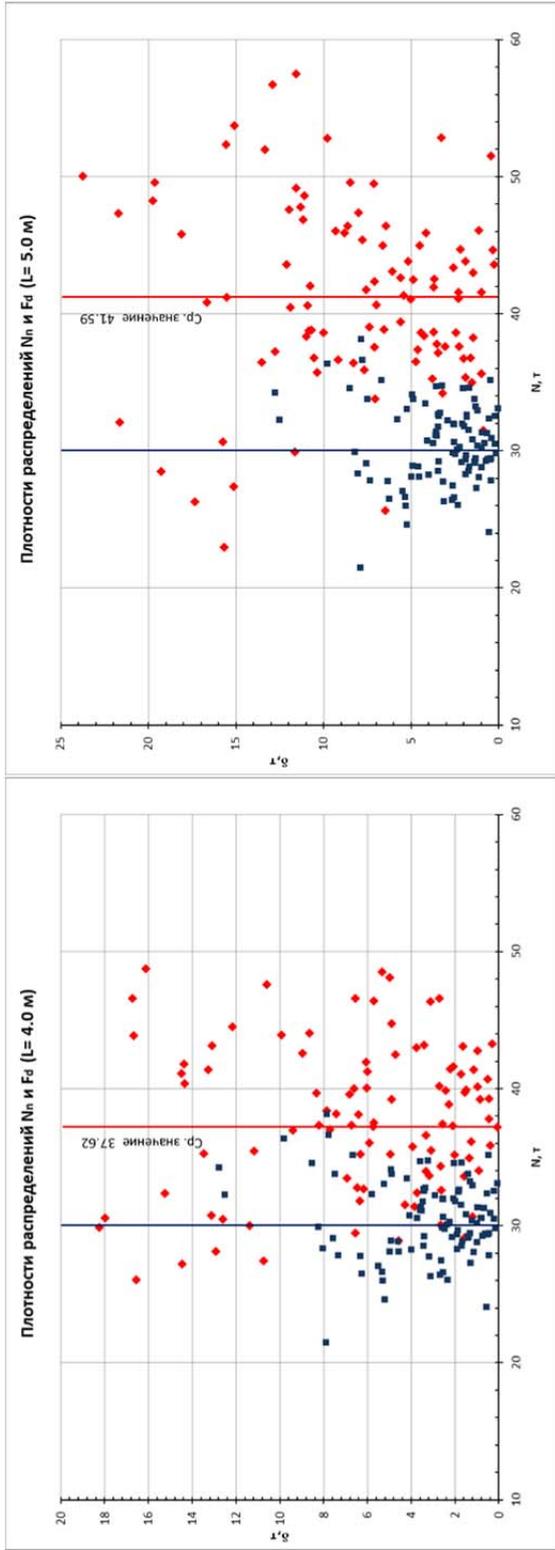


Рис. 3.22. Диаграммы рассеяния значений нагрузок и сопротивления свай $h=0.35$ м
 Рис. 3.23. Функции плотности распределения нагрузок и сопротивления свай $h=0.35$ м

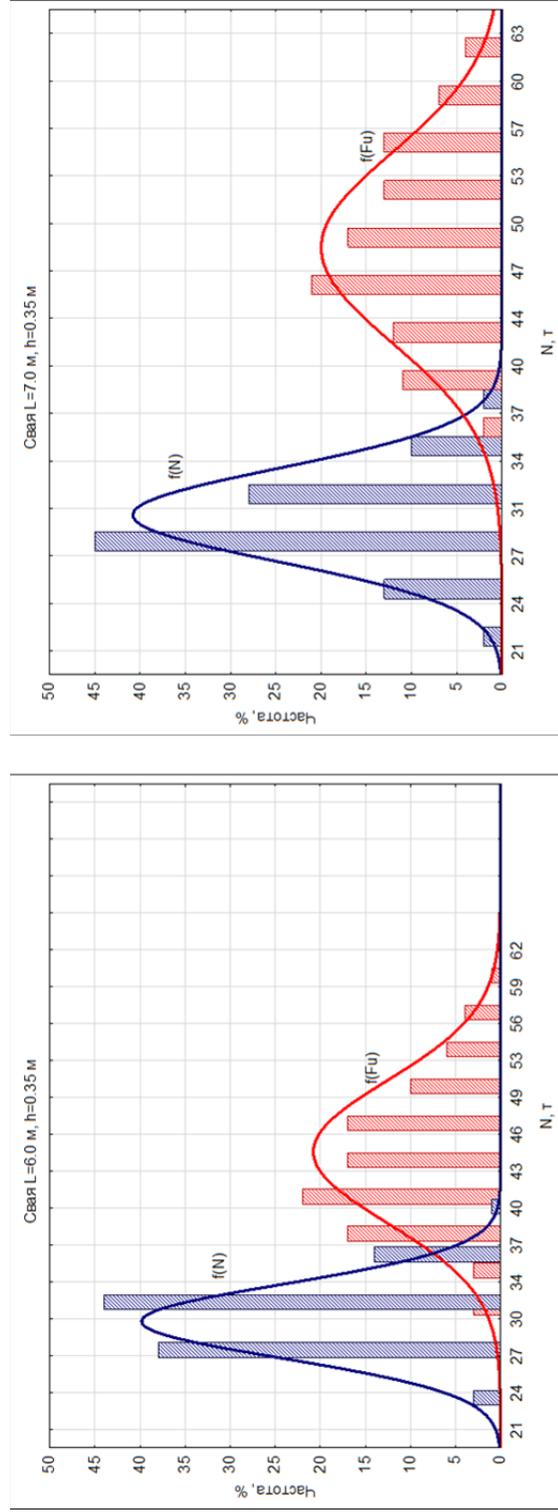
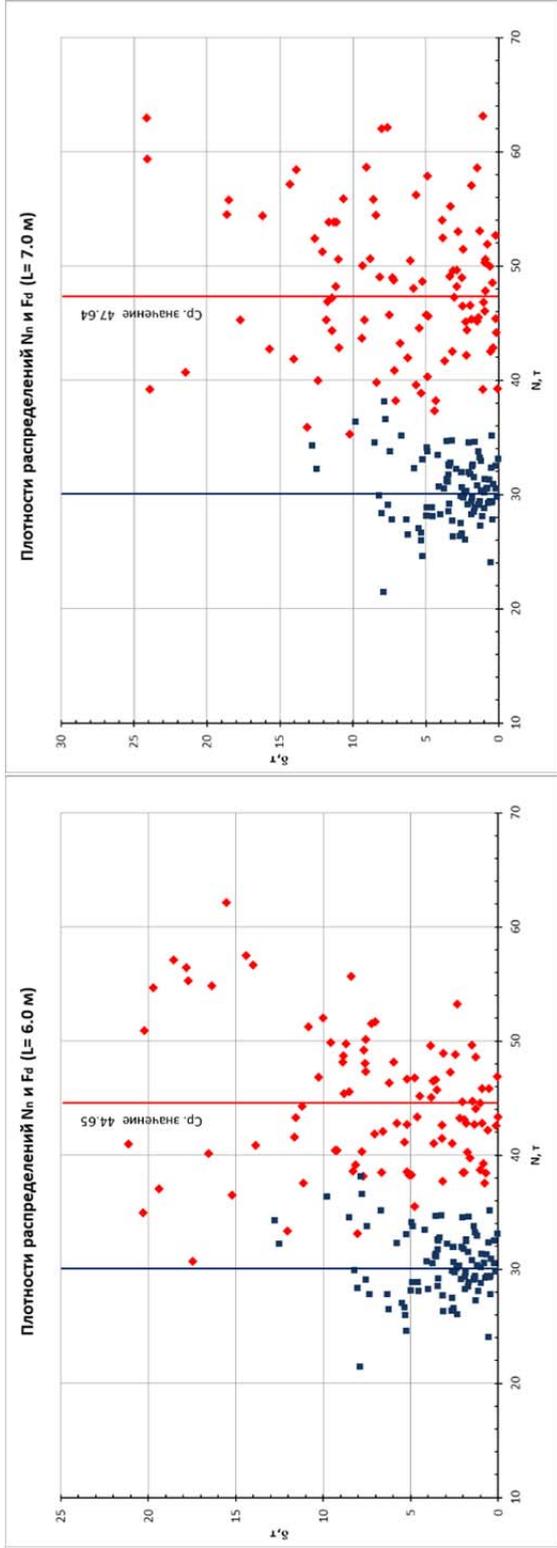


Рис. 3.24. Диаграммы рассеяния значений нагрузок и сопротивления свай $h=0.35$ м

Рис. 3.25. Функции плотности распределения нагрузок и сопротивления свай $h=0.35$ м

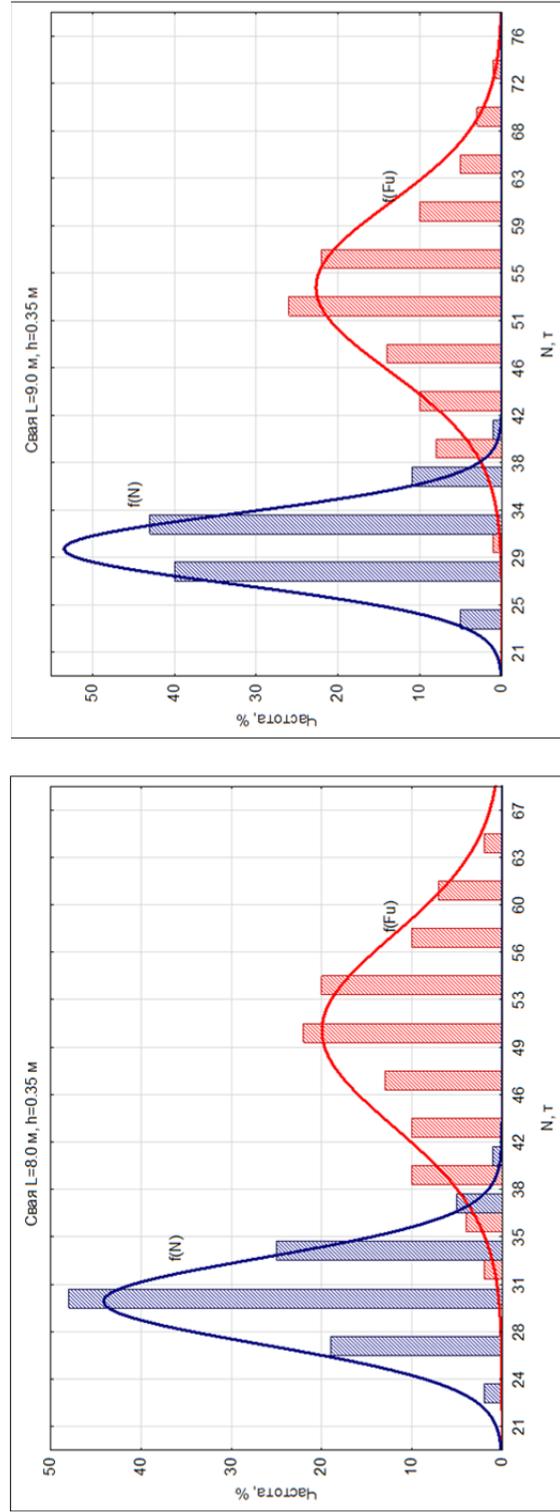
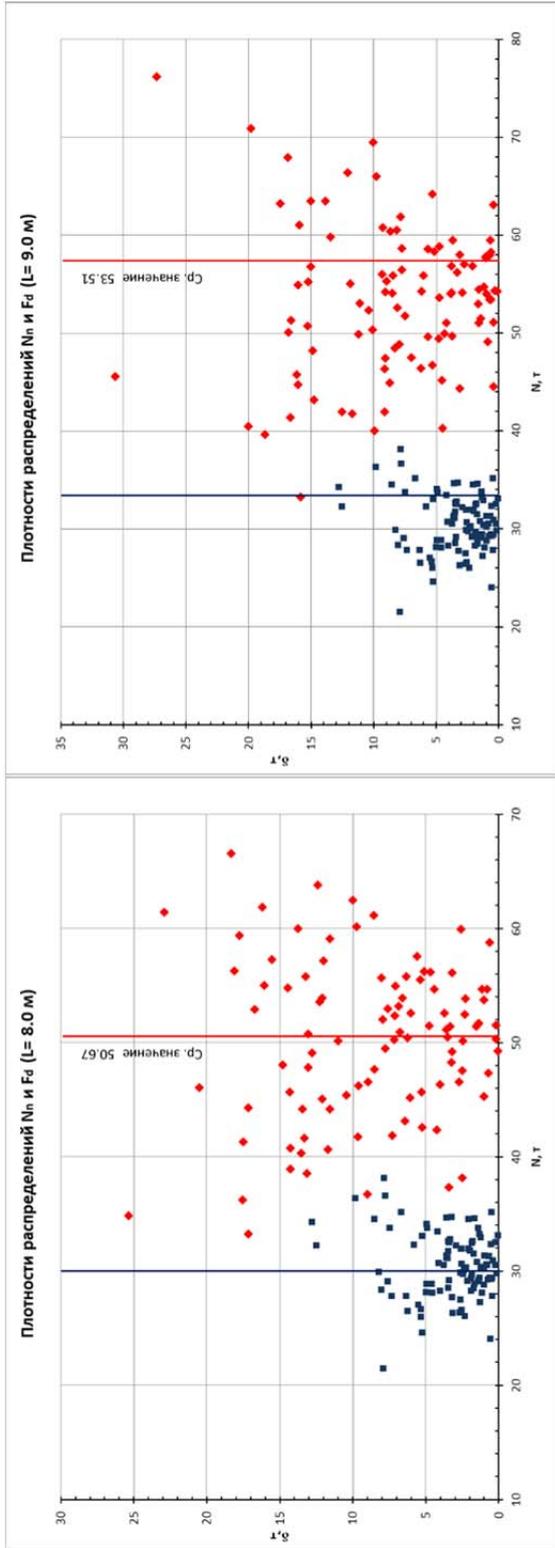


Рис. 3.26. Диаграммы рассеяния значений нагрузок и сопротивления свай $h=0.35$ м
 Рис. 3.27. Функции плотности распределения нагрузок и сопротивления свай $h=0.35$ м

Длина сваи	Табл. 3.6. Значения генеральных статистик результатов вероятностного расчета несущей способности свай									
	Ср.зна ч.	Мин.зн ач.	Макс.з нач.	Интер вал	Кварт.и нтервал	Дисперс ия	Станд. откл.	Коеф. Вариаци ии	Ассим етрия	Эксце сс
2 м	20.814	14.251	27.086	12.834	3.513	7.912	2.813	13.593	0.221	-0.052
3 м	35.538	18.694	46.246	27.551	9.584	44.258	6.653	18.720	-0.841	-0.136
4 м	37.627	26.068	48.751	22.683	7.912	30.492	5.522	14.637	-0.082	-0.681
5 м	41.592	22.998	57.506	34.508	8.946	46.224	6.799	16.513	-0.134	0.155
6 м	44.624	30.734	62.139	31.405	8.361	37.005	6.083	13.623	0.411	-0.055
7 м	47.655	35.294	63.136	27.842	9.595	42.036	6.484	13.414	0.247	-0.530
8 м	50.670	33.288	66.601	33.313	9.538	49.297	7.021	14.017	-0.196	-0.382
9 м	53.718	33.308	76.231	42.922	8.990	55.951	7.480	13.977	0.126	0.436

Табл. 3.7. Результаты вероятностно-статистического расчета работоспособности и несущей способности свай							
Сечение сваи, м	Длина сваи, м	Нормативная нагрузка N_n , т	Расчетная нагрузка N_p , т	Средн. знач. предельного сопротивления сваи F_u , т	Средн. знач. несущ. способности F_d , т	Вероятность отказа сваи, %	Показатель надежности, β
0.3 x 0.3	2	30	35	15.80	13.17	100.00	-6.25
	3			26.88	22.40	65.55	-0.54
	4			28.66	23.89	61.14	-0.23
	5			32.07	26.72	38.12	0.30
	6			34.66	28.88	33.08	0.61
	7			37.26	31.05	15.39	1.01
	8			39.85	33.21	8.38	1.39
	9			42.45	35.37	3.92	1.76

Табл. 3.8. Результаты вероятностно-статистического расчета работоспособности и несущей способности свай							
Сечение сваи, м	Длина сваи, м	Нормативная нагрузка N_n , т	Расчетная нагрузка N_p , т	Средн. знач. предельного сопротивления сваи F_u , т	Средн. знач. несущ. способности F_d , т	Вероятность отказа сваи, %	Показатель надежности, β
0.35 x 0.35	2	30	35	20.81	17.34	96.49	-2.20
	3			35.54	29.61	27.43	0.87
	4			37.62	31.35	19.96	1.18
	5			41.59	34.66	8.71	1.74
	6			44.62	37.18	1.70	2.14
	7			47.65	39.71	0.96	2.36
	8			50.67	42.23	0.35	2.71
	9			53.70	44.75	0.08	3.14

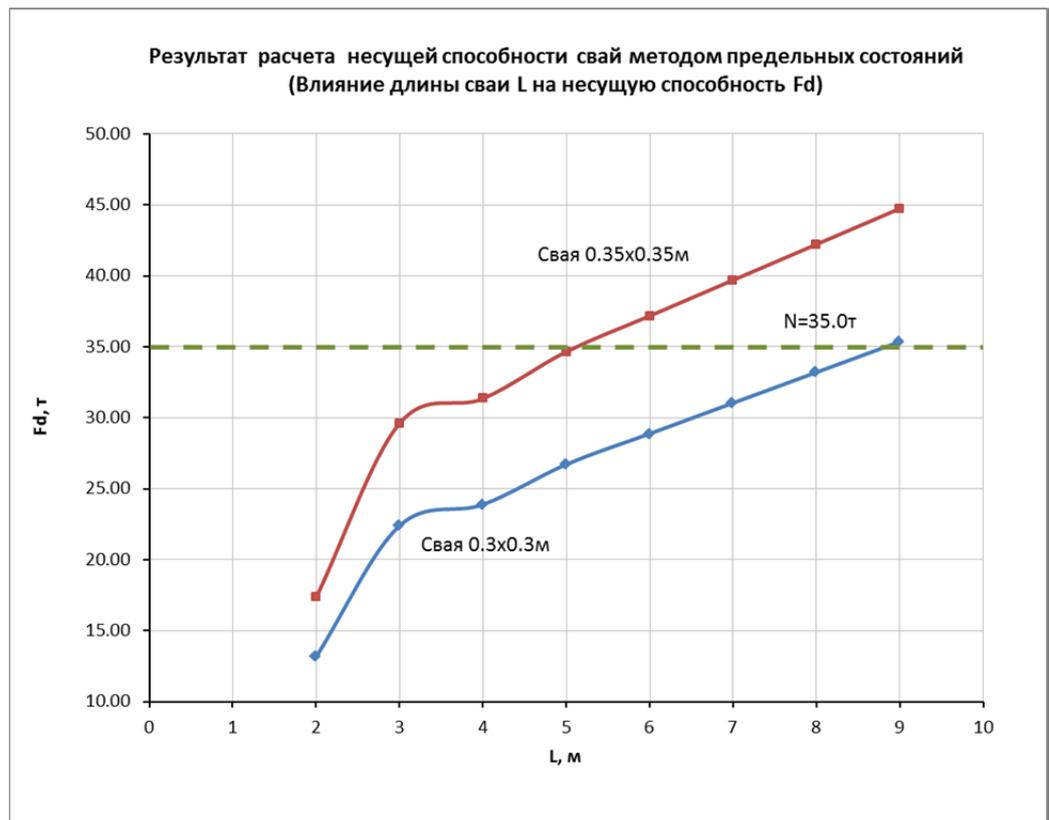


Рис. 3.28. Влияние геометрических параметров на несущую способность свай, в соответствии с СП 24.13330

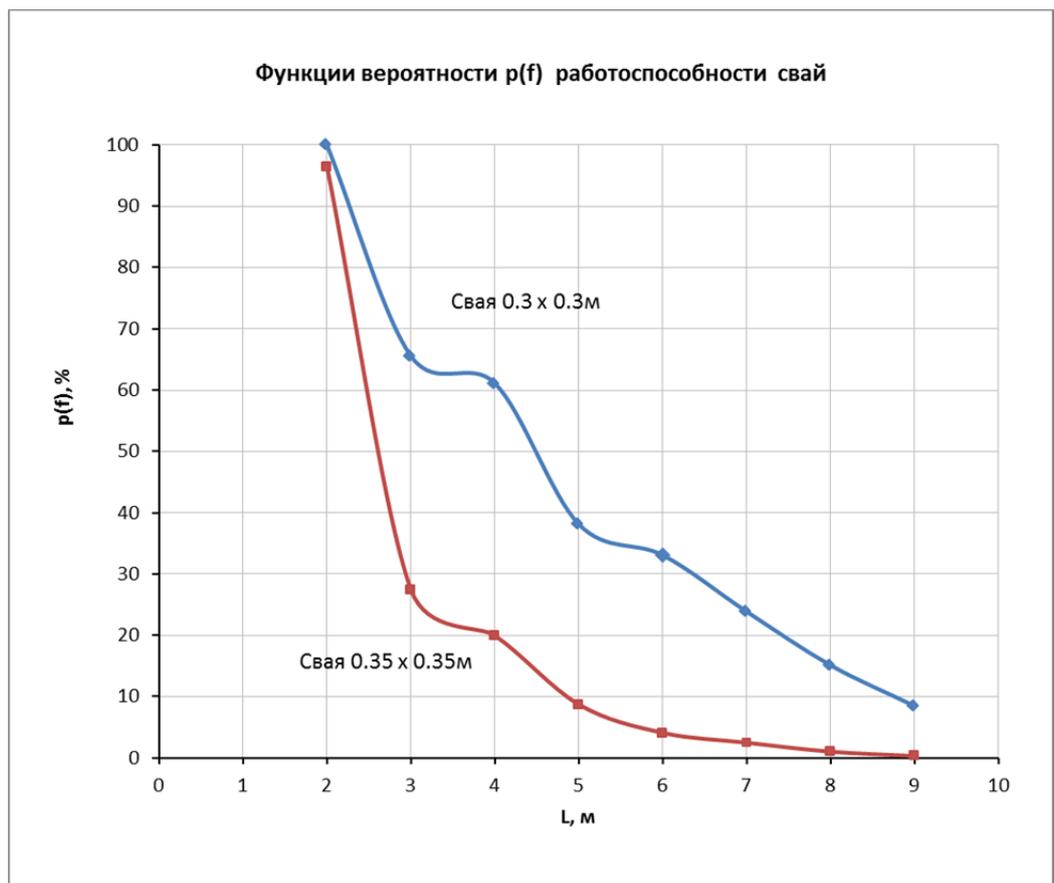


Рис. 3.29. Влияние геометрических параметров свай на значения вероятности отказа

3.6 Расчет стохастических параметров осадки фундамента мелкого заложения

Целью настоящего расчета является оценка вероятностно-статистических параметров работоспособности фундамента мелкого заложения при оценке его деформаций (осадки).

Расчет ленточного фундамента выполняется для однородного единственного слоя грунта, т.к. задача решалась для исследований в рамках данной работы, с целью раскрытия стохастических методик расчетов. Исходные детерминировано-стохастические параметры грунта см. табл. 3.9.

Табл. 3.9. Исходные детерминировано-стохастические параметры		
Наименование показателя	Значение	Примечания
Среднее значение модуля деформации E^{cp} , МПа	20	-
Стандартное отклонение E_G , МПа	6	-
Коэффициент вариации V_E	0.3	-
Среднее значение напряжения под подошвой G_{zp}^{cp} , МПа	0.1	-
Стандартное отклонение G_{zp}^{\square} , МПа	0.03	-
Коэффициент вариации V_G	0.3	-
Коэффициент корреляции, ρ	0.5	-
Безразмерный коэффициент β	0.8	См. п. 5.6.31 СП 22.13330
Предельно допустимые осадки s^{np} , см	10	Приложение Г, СП 22.13330

Расчет стохастических параметров выполнялся с помощью трех различных вероятностно-статистических методик:

- аналитическим методом точечного приближения;
- численным методом статистического моделирования с помощью прикладных программ Microsoft Excel и STATISTICA [95, 96, 97];
- численным методом на программном комплексе RS2_9.0 компании Rocscience [104].

Расчетная стохастическо-детерминированная модель состоит из двух элементов. За основу детерминированного расчета значений осадок фундамента принималась методика послойного суммирования по СП 22.13330 (при использовании методик точечного приближения и методики статистического моделирования), а также метод-конечных элементов реализованный на базе программы RS2_9.0.

Метод точечного приближения является приблизительным методом определения трех основных статистических моментов одной переменной по данным другой зависимой переменной [105]. По сути этот подход позволяет исследовать непрерывную функцию по

аналогичной дискретной функции с равными значениями основных статистических моментов. Вычисление числовых статистических характеристик нелинейных функций мгновенного распределения является сложным, в то время как для линейных – получение статистик распределения не представляет затруднений за счет линеаризации функций случайных величин. В конечном счете, методика точечного приближения позволяет оценить первые три статистических момента изучаемого аргумента по следующим соотношениям:

$$m_X = E[X] = \int X f_X(x) dx \approx \sum_{i=1}^{2^n} P_i X_i, \quad (3.17)$$

$$\sigma_X^2 = E[(X - m_X)^2] = \int (X - m_X)^2 f_X(x) dx \approx \sum_{i=1}^{2^n} P_i (X_i - m_X)^2 = \sum_{i=1}^{2^n} P_i X_i^2 - m_X^2, \quad (3.18)$$

$$A_X = \frac{E[(X - m_X)^3]}{\sigma_X^3} = \frac{1}{\sigma_X^3} \int (X - m_X)^3 f_X(x) dx \approx \frac{1}{\sigma_X^3} \sum_{i=1}^{2^n} P_i (X_i - m_X)^3, \quad (3.19)$$

Где, X – значение случайной величины;

m_X – среднее значение случайной величины;

σ_X^2 – дисперсия исследуемой совокупности;

A_X – коэффициент асимметрии;

P_i – вес (частота) случайной величины;

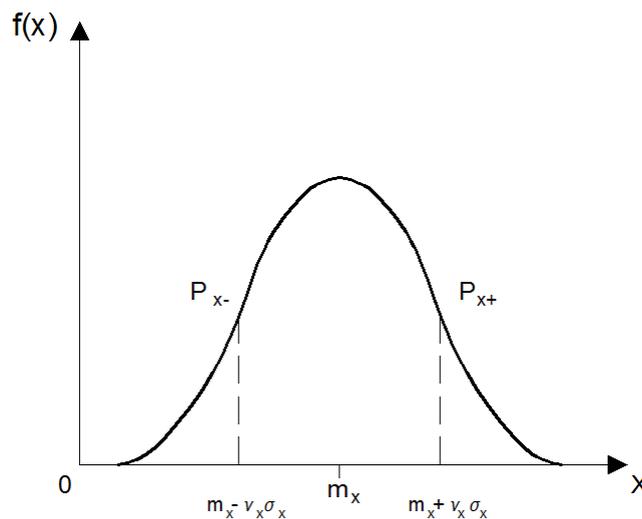


Рис. 3.30 Определение значений P_x в методе точечного приближения

Данные расчеты выполнялись в предположении:

- Нормального закона распределения случайных величин;
- Поля случайных величин стационарны и статистически однородны;

- Изотропности распределений случайных величин;

	E, МПа	G, МПа	S, см	P_x	S^{cp} , см	$(S-S_{cp})^2$	σ_{S_s} см	β	2F(t)	$P[S>S^{пред}]$
$P_{(E-,G-)}$	14	0.07	6.0	0.375	6.30	0.1	2.04	1.81	0.9297	0.0703
$P_{(E+,G-)}$	26	0.07	3.2	0.125		9.4				
$P_{(E-,G+)}$	14	0.13	11.1	0.125		23.5				
$P_{(E+,G+)}$	26	0.13	6.0	0.375		0.1				

Из табл. 3.10 видно, что среднее значение осадки фундамента составляет $S_{cp} = 6.3$ см, а вероятность отказа работоспособности, т.е. когда среднее значение осадки S превысит допустимый уровень $S^{пред} = 10$ см, составляет $P[S>S^{пред}] = 7\%$.

Расчет методом численного моделирования (Монте-Карло) проводился на основании исходных данных, см. табл. 3.9, по которым были рассчитаны вероятностно-статистические параметры и построены плотности распределения значений модуля деформации E , МПа, а также давления под подошвой фундамента P , МПа, см. рисунки 3.31...3.32. Расчеты проводились на две реализации размерами 100 и 1000 итераций.

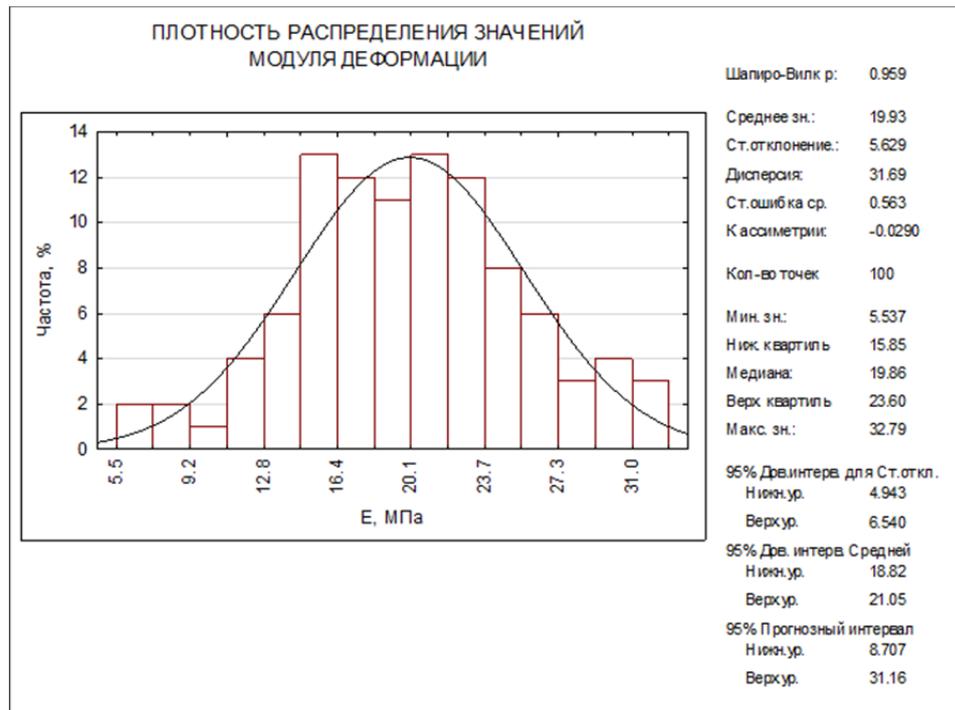


Рис. 3.31. Построение функции плотности распределения E , МПа, а также расчет генеральных статистик в программном пакете STATISTICA

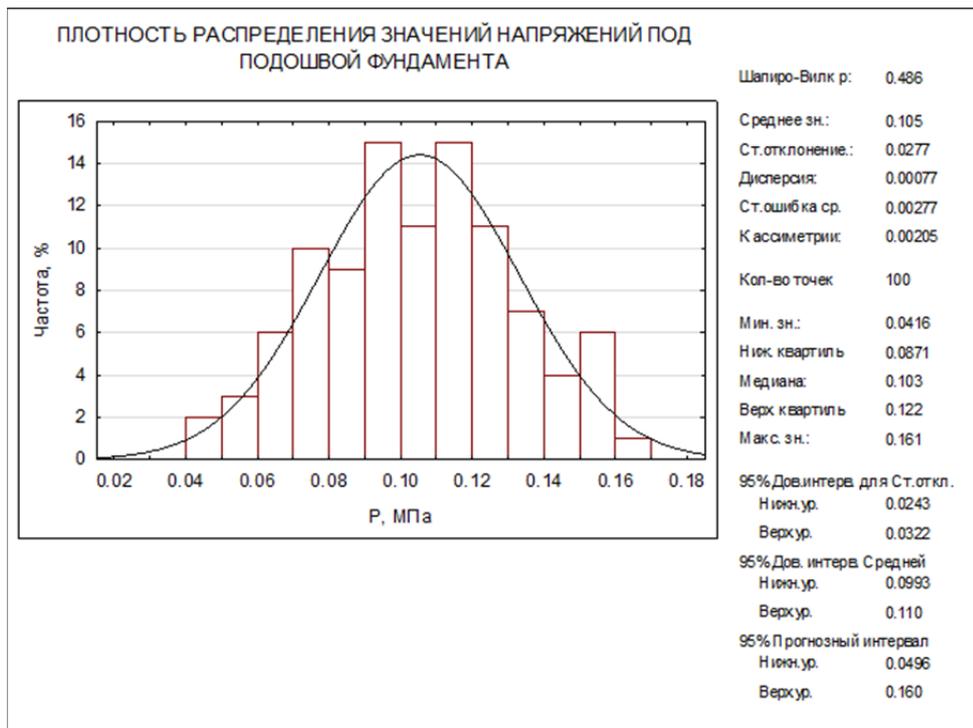


Рис. 3.32. Построение функции плотности распределения P , МПа, а также расчет генеральных статистик в программном пакете STATISTICA

В результате расчета стохастическо-детерминированной модели методом статистического моделирования были определены вероятностно-статистические параметры, см. табл. 5.9.3, а также построены плотности вероятностей осадок, см. рис. 3.33...3.34.

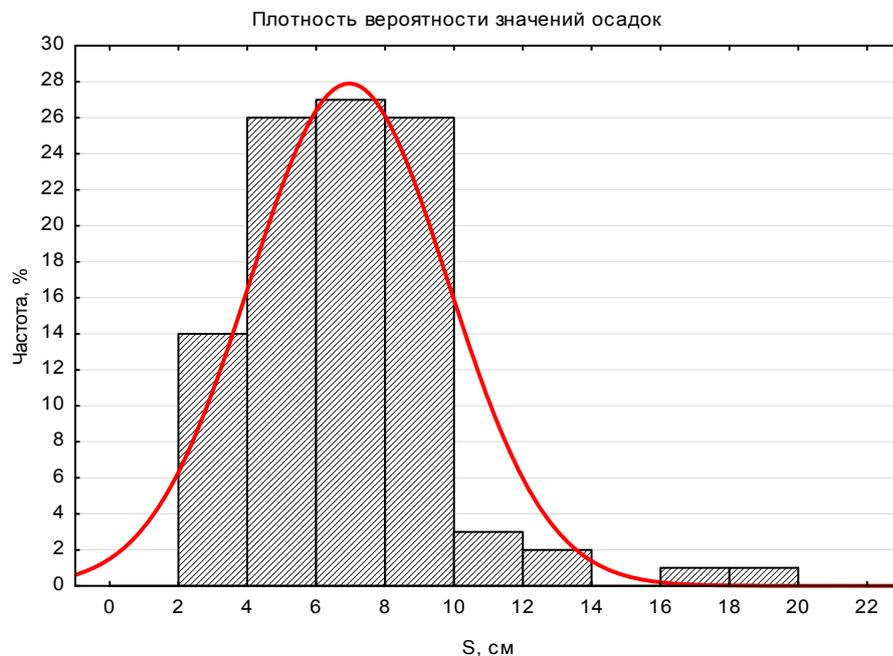


Рис. 3.33. Функция плотности распределения осадок S , см, построенная по результатам статистического моделирования методом Монте-Карло (100 реализаций)

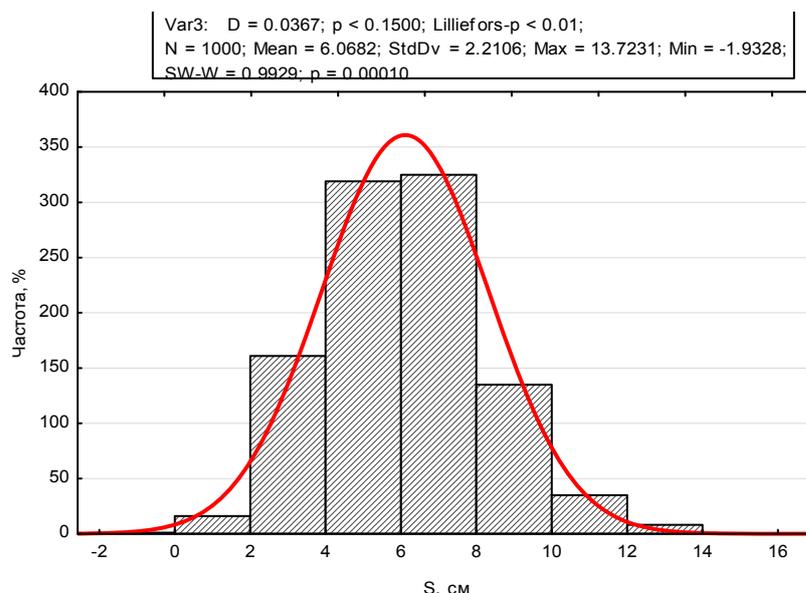


Рис. 3.34. Функция плотности распределения осадок S , см, построенная по результатам статистического моделирования методом Монте-Карло (1000 реализаций)

Для косвенной оценки надежности проектного решения можно пользоваться графическим результатом расчетов, представленного в виде диаграмм рассеяния значений осадок фундамента мелкого заложения, см. рис. 3.35. Так, по результатам реализации на 100 итераций видно, что семь расчетных значений превышают значения предельных осадок равных $S=10$ см, т.е. вероятность отказа работоспособности фундамента по допустимым осадкам составляет $P[X > S^{\text{пред}}] = 7\%$.

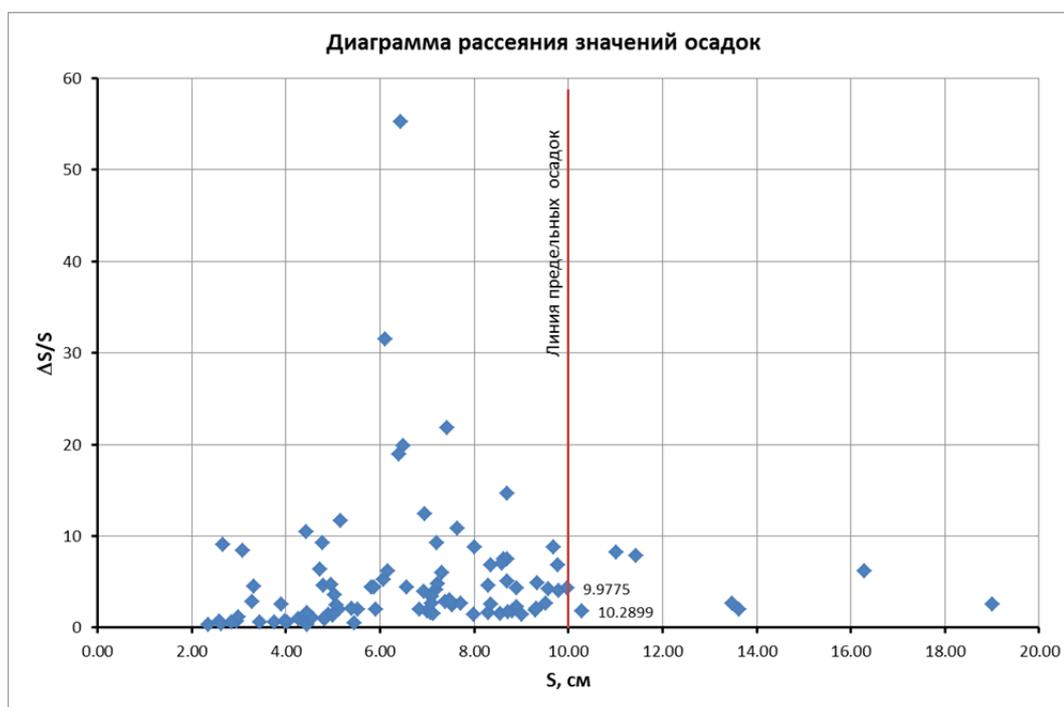


Рис. 3.35. Диаграмма рассеяния значений осадок по данным анализа Монте-Карло на 100 реализаций

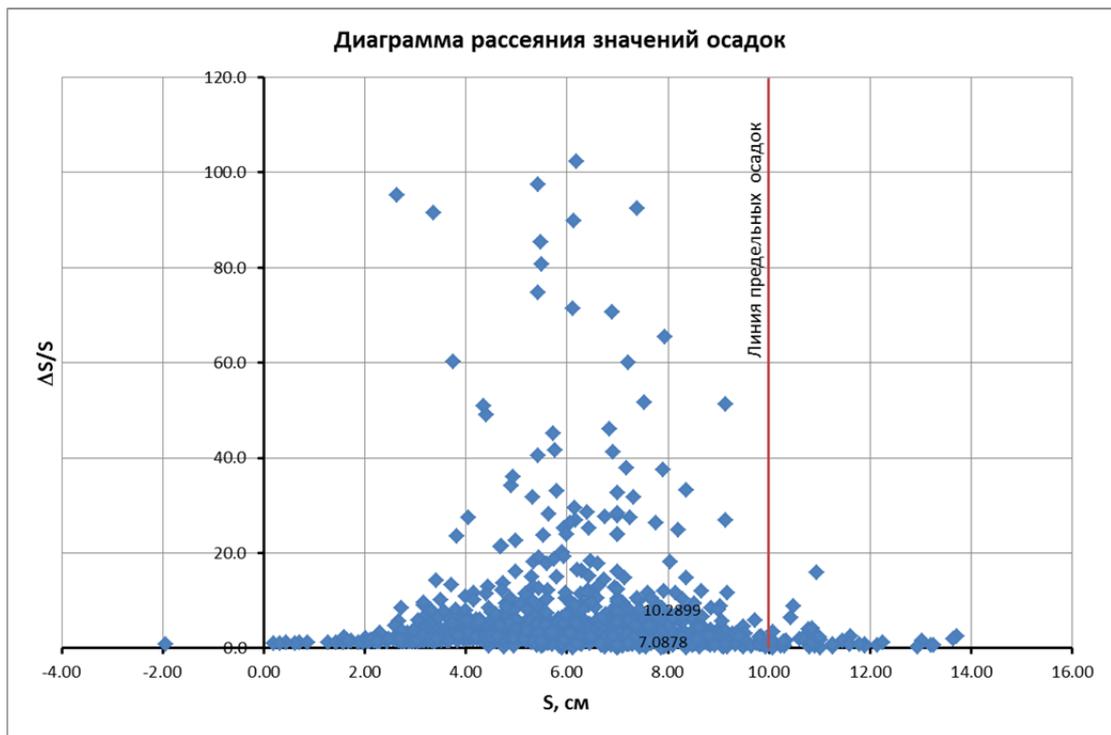


Рис. 3.36. Диаграмма рассеяния значений осадок по данным анализа Монте-Карло на 1000 реализаций.

Точность расчетного анализа методом Монте-Карло напрямую зависит от размера ансамбля реализации. Погрешность в определении искомой величины методом Монте-Карло определяется статистической погрешностью. По результатам расчетов видно, что статистическо-вероятностные параметры имеют существенные различия на 100 и 1000 реализаций, см. табл. 3.11.

Табл. 3.11. Статистическо-вероятностные параметры результатов стохастического расчета

100 реализаций		1000 реализаций	
Среднее значение, см	6.760	Среднее значение, см	6.068
Минимальное значение, см	2.357	Минимальное значение, см	-1.933
Максимальное значение, см	13.628	Максимальное значение, см	13.723
Интервал, см	11.271	Интервал, см	15.656
Дисперсия, см ²	5.979	Дисперсия, см ²	4.887
Стандартное отклонение, см	2.445	Стандартное отклонение, см	2.211
Коэффициент вариации, %	36.170	Коэффициент вариации, %	36.429
Стандарт. ошибка вариации	0.245	Стандарт. ошибка вариации	0.245
Ассиметрия	0.264	Ассиметрия	0.269
Экссесс	-0.254	Экссесс	0.264

Численный расчет с помощью конечно-элементного комплекса RS2_9.0 компании Rocscience, выполнялся на базе статистическо-вероятностного моделирования методом Монте-Карло. В качестве исходных параметров задавались статистические характеристики материала

грунта и значений давления под подошвой фундамента, см. табл. 1 с исходными данными. Расчетная схема с конечно-элементной дискретизацией и граничными условиями представлена на рис. 3.37.

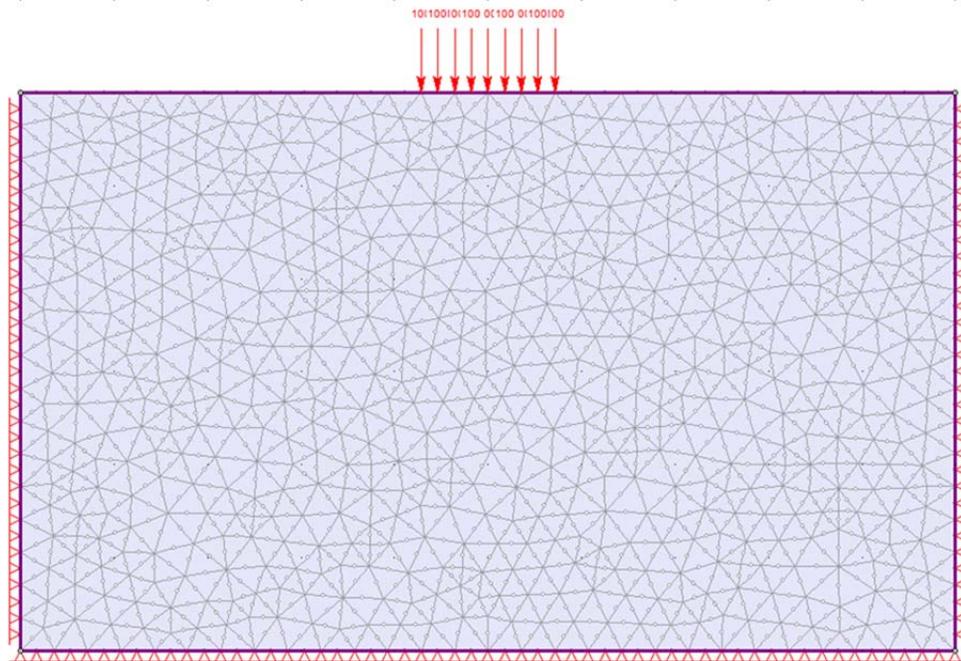


Рис. 3.37. Расчетная схема к определению стохастическо-детерминированных значений осадок

По результатам численных расчетов в программе RS2_9.0 были получены значения осадок S , представленные на рис. 3.38 в виде изолиний равных осадок, где среднее значение максимальных осадок составило $S=6.0$ см. Также, по результатам расчетов, построены изолинии распределений значений стандартных отклонений осадок σ , см. рис. 3.39, где максимальное значение составило $\sigma=2.0$ см.

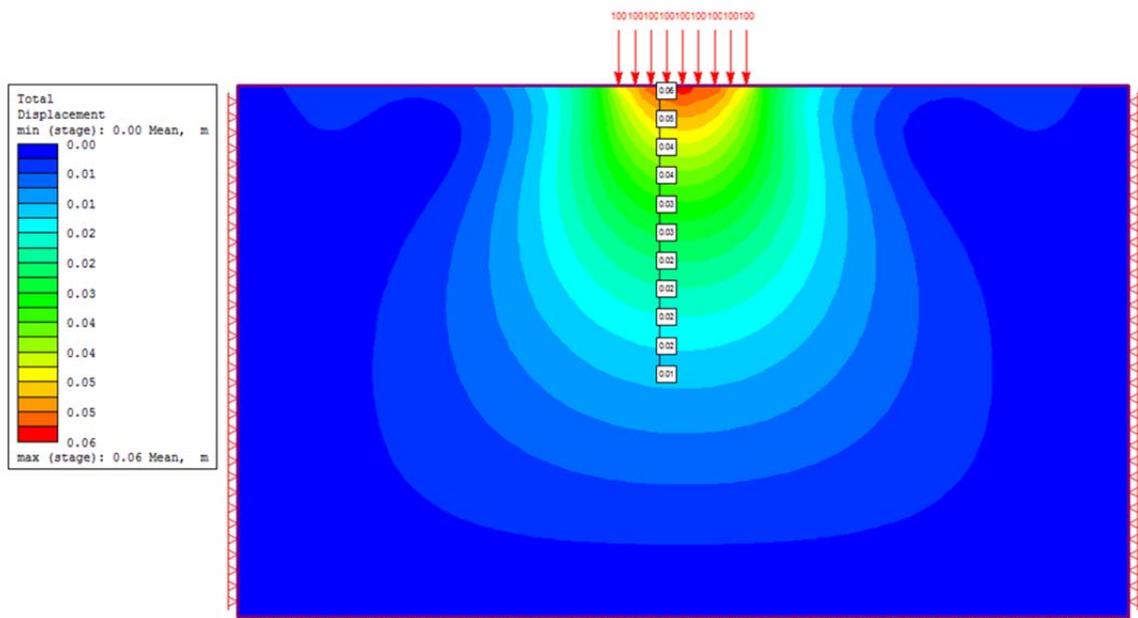


Рис. 3.38. Значения максимальных осадок ($S=6.0$ см)

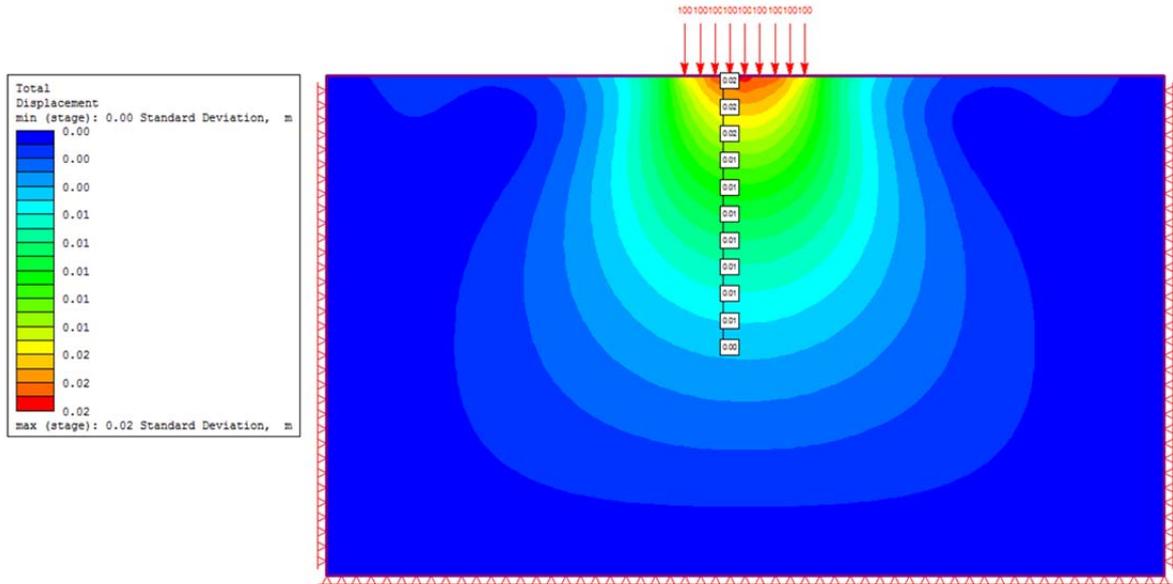


Рис. 3.39. Распределение стандартного отклонения значений осадок ($\sigma=2.0$ см)

Результаты расчетов по всем методикам представлены в сводной таблице 3.12.

Табл. 3.12. Сводные результаты статистическо-вероятностных расчетов					
Наименование методики		Ср. значение осадки S, см	Станд. откл. σ , см	Показатель надежности β ,	Вероятность отказа $P[X>s]$, %
Метод точечного приближения		6.03	2.04	1.81	7.7
Статистическое моделирование (Монте-Карло)	100 p-ц.	6.76	2.44	1.61	10.8
	1000 p-ц.	6.06	2.21	1.78	8.1
Расчет в программном комплексе RS2 9.0		6.0	2.0	2.0	5.3

Таким образом, вероятностно-статистические расчеты осадки фундамента мелкого заложения с использованием трех различных методов показали высокую приближенность результатов. Результат расчетов на основе численного статистического моделирования методом Монте-Карло показал хорошую сопоставимость с другими расчетами особенно при увеличении размера расчетной реализации до 1000 итераций. Данные расчеты являются достоверной верификацией численных методов вероятностно-статистического подхода.

3.7 Выводы

Выполненные расчеты показывают принципиальную возможность количественной оценки надежности литотехнических систем. В качестве параметров количественной оценки могут выступать: показатель надежности β и вероятность отказа системы.

Расчет показателей надежности выполняется на основе построения и анализа стохастическо-детерминированных моделей (СДМ) литотехнической системы. При разработке и построении стохастическо-детерминированных моделей в рассмотренных примерах учитывались фактор гетерогенности грунтов, а также фактор вероятностной природы нагрузок и воздействий. Рассмотрение при построении и анализе СДМ этих факторов, показывает принципиальную возможность учета множественных факторов неопределенности ЛТС. Такой учет многочисленных факторов демонстрирует гибкость стохастического подхода, и, в конечном счете, отражается на повышении достоверности выполняемых оценок надежности ЛТС.

Методология количественной оценки состояния и поведения ЛТС является комплексным понятием и должна базироваться не только на детерминированной основе, но и на вероятностно-статистическом подходе, который включает:

- **Методы математической статистики и теории вероятностей, направленные на формирование модели неопределенности ЛТС;**
- **Инструменты и методы теории надежности, включающей методы численного статистического и вероятностного моделирования для количественной оценки надежности литотехнических систем.**

В сравнении с детерминированным подходом вероятностно-статистический подход обладает объективностью и гибкостью, так как позволяет учитывать большое количество случайных и закономерных факторов без усложнения расчетных детерминированных моделей и проводить расчет надежности системы «сооружение-основание» в разнообразных грунтовых условиях, с учетом различных факторов влияющих на параметры нагружения и сопротивления системы.

Глава 4. Особенности взаимодействия свайных фундаментов с геологической средой.

Методы расчета и проблематика.

Рост мегаполисов, увеличение плотности населения, глобальные экономические вызовы, градостроительные и архитектурные новации неизбежно влияют на строительный прогресс. Фактор роста нагрузок и усилий, напряжений в конструкциях, фактор сложности инженерно-геологических условий городских агломераций все это определяет необходимость применения современных решений при выборе типов фундаментов [106].

Использование свайных фундаментов в сложных инженерно-геологических условиях требует разработки оптимальных методов расчета. Ключевым элементом при этом является точное понимание механизма работы системы свайный фундамент – грунтовый массив. Без точных математических моделей разработка эффективного проекта строительства зданий и сооружений на свайном основании не представляется возможной. Однако любая новая модель требует апробации и верификации. Недостаточность сравнительной информации работы модели с реальным поведением системы свая – грунтовый массив заставляет проектировщиков закладывать «запасы на незнание» в проектах, что в конечном счете неизбежно приводит к существенным экономическим расходам, к увеличению сроков проектирования и строительства.

При максимальном использовании несущей способности свай по грунту и материалу обеспечивается рациональность и экономичность конструкций свайных фундаментов. К сожалению, в сложившейся отечественной практике зачастую не полностью используется прочность свай по грунту, в ряде случаев ее недоиспользование достигает 40% [107]. Это можно объяснить следующим: излишней осторожностью при проектировании, некачественными изысканиями, неправильным применением методик расчета, и конечно же недостатками самих используемых методов.

Излишняя осторожность проектировщиков не является оправданной, так как изучение и обобщение опыта строительства зданий на свайных фундаментах из забивных свай показывает, что они, как правило, надежнее фундаментов на естественном основании. По статистике, незначительные деформации в несущих конструкциях составляют не более 0.02% от числа построенных зданий. При этом возникновение деформаций объясняется главным образом неучетом грунтовых условий (заложение нижних концов свай в слабых органогенных и биогенных грунтах и др.), а также ошибками допущенными в процессе производства работ.

К примеру, одним из интересных обстоятельств является то, что в соответствии с методикой СП 24.13330 [108] значения нормативных сопротивлений грунта под нижними концами свай указаны применительно к песчаным грунтам средней плотности, а для плотных песков рекомендуется их увеличивать до 100% (табл. 7.2 СП 24.13330). И даже при этом, многочисленные сопоставления нормативных значений несущей способности свай при заглублении нижних концов в плотные пески с результатами статических испытаний свай, погруженных в аналогичные грунты, показывают, что несущая способность свай, определенная по СП 24.13330, значительно занижена [109], т.е. даже при двукратном увеличении значения расчетных сопротивлений. Кроме того, практика показывает, что погружение забивных свай в плотные пески возможно не более чем на 0.3-0.5м.

На рисунке 4.1 приведены графики зависимости осадок от нагрузок, полученные при испытаниях свай длиной до 7 м, сечением 30х30 см статической нагрузкой (по материалам института Фундаментпроект) [107]. При сравнении этих данных с результатами расчетов по СП 24.13330 можно увидеть существенные различия в значениях расчета несущей способности свай. Таким образом, эти диаграммы непосредственно указывают на целесообразность повышения несущей способности свай, заглубленных в плотные пески.

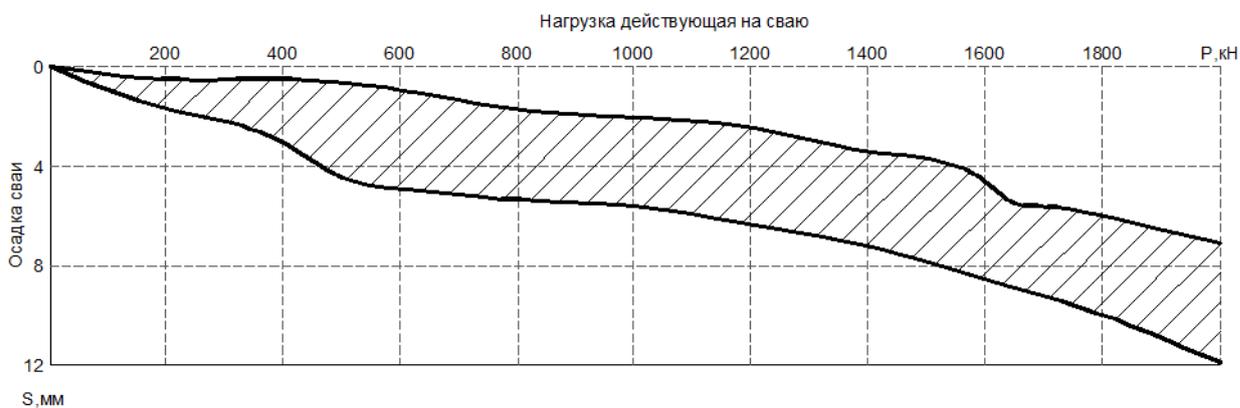


Рис. 4.1. Зависимость осадок свай погруженных в плотные пески от нагрузок.

По данным ряда исследований [109], несущая способность свай, погруженных в плотные пески оказывается в 1.5-2 раза выше результатов расчетов по СП 24.13330.

Современные нормативно-технические документы в строительстве рекомендуют выполнять расчеты фундаментов, в том числе свайных, с учетом физической и геометрической нелинейности, с помощью численных методов. В СП 24.13330 в действующей редакции, существует требование о необходимости выполнения расчетов свайных фундаментов с построением математических моделей, описывающих их механическое поведение для расчетов

по первому или второму предельному состоянию. Также рекомендуется выполнять верификацию выбранных моделей, отражающих механизмы взаимодействия свайных фундаментов и прилегающих грунтовых массивов для выполнения геотехнических расчетов. Однако, при этом, не приводятся рекомендации по выбору подобных моделей, более того не представлен состав моделей которые возможно применять в тех или других грунтовых условиях (кроме эмпирического решения по п.7.2.2 СП 24.13330).

В данной работе представлен краткий обзор существующих аналитических методик расчетов несущей способности забивных висячих свай, используемых в отечественной и международной практике геотехнических расчетов. Показана сложность взаимодействия сваи с грунтом и раскрыты основные факторы, влияющие на этот процесс. Сделан краткий сопоставительный анализ результатов аналитических расчетов и сравнение их с результатами, полученными в процессе полевых (практических) испытаний свай.

4.1 Механизм работы сваи в грунтовом массиве

Момент достижения предельного состояния грунта в основании сваи, как правило, определяет максимальную несущую способность сваи [110]. Это относится к сваям любых типов. Однако такому состоянию соответствуют высокие значения осадки сваи, поэтому в практике проектирования расчет несущей способности сваи выполняет оценочную роль и служит для дальнейших определений максимально допустимой нагрузки на сваю и предварительному определению конструкции фундамента. В общем виде, работа висячей сваи расположенной в дисперсных грунтах, определяется двумя компонентами: сопротивлением ствола (R_s) сваи, за счет бокового трения и сопротивлением основания сваи (R_b) при опирании на грунт:

$$R = R_s + R_b = \int_0^L f_s(z)p(z)dz + A_b q_b , \quad (4.1)$$

Где, f_s – сопротивление сваи по боковой поверхности;

A_b – площадь основания сваи;

q_b – удельное сопротивление под острием сваи.

Правда, в строгой научной постановке такой дискретный подход не удовлетворителен, т.к., к примеру, при погружении сваи формируется уплотненное грунтовое ядро в области нижней части сваи которое участвует в работе совместно, а не раздельно, с «пятой» и

«стволом» сваи. Другими словами, механизм взаимодействия сваи и окружающего грунта, является комплексным и сложным процессом который зависит от многих факторов:

- Сложности инженерно-геологических условий.
- Истории образования грунтовых массивов (которая, в частности, определяет степень недоуплотненности или переуплотненности, слагающих их грунтов), их текущего и прогнозного состояния (в том числе напряженно-деформированного).
 - Строения и состава окружающих грунтов их физических и механических свойств.
 - Глубины погружения сваи.
 - Технологии погружения.
 - Типа свай их физических и геометрических параметров.
 - Функционального режима нагружения и интенсивности нагрузок.
 - Геотехнической сложности (плотность окружающей застройки, сложности проекта и пр.).
- Процессов изменяющихся во времени и др.

Не малую роль в механизме взаимодействия свай с грунтом играет сложность и характер нагружения конструкции свай. Так, на первом этапе нагружения, при невысокой вертикальной нагрузке конструкции сваи, ее взаимодействие с окружающим грунтом происходит по упругой (при этом нелинейной) зависимости, без нарушения структурных связей в прилегающем грунте. При разгрузке конструкции сваи, осадки восстанавливаются. Здесь характер работы сваи отражает классический механизм «свай-трения», т. е. внешняя нагрузка воспринимается за счет бокового трения и не передается на основание сваи.

При дальнейшем нагружении, на втором этапе, начинают накапливаться необратимые сдвиговые деформации, что отражается нелинейным и пластическим характером деформирования. При этом, в некоторых слоях грунта касательные напряжения и деформации достигают предельных значений. Т.е. свая на отдельных участках достигает предельных значений сдвиговой осадки S_0 . Сопротивление трению по боковой поверхности сваи снижается до минимальных значений и происходит перераспределение усилий от ствола сваи к ее основанию. При достижении осадок, равных предельной сдвиговой осадки, наступает «срыв» сваи и дальнейшая осадка сваи носит незатухающий характер, без увеличения нагрузки (см. рис. 4.2).

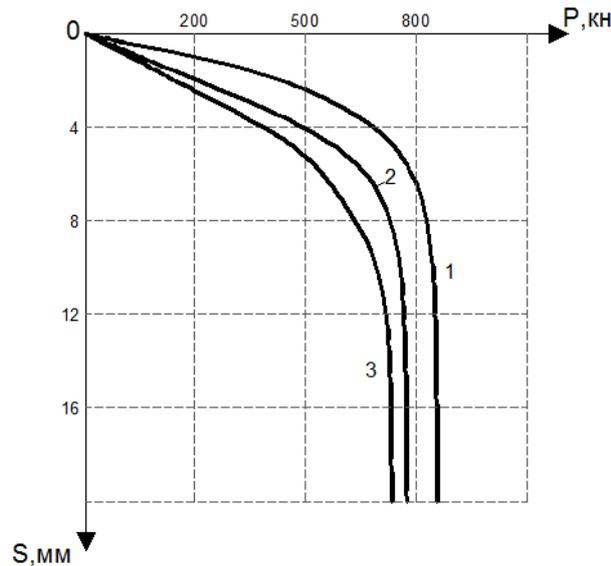


Рис. 4.2. График зависимости осадки S от нагрузки P для свай погруженных в глинистых грунтах. 1 – глинистый грунт твердых консистенций; 2 – полутвердой консистенции; 3 – тугопластичной консистенции.

Под предельными сдвиговыми осадками подразумеваются осадки при которых прекращается дальнейшее искривление (депланация) слоев грунта около сваи и происходит срез грунта около ствола [111]. Значения предельных сдвиговых осадок зависят от типа грунтов, их строения, состава и состояния. В 60х годах прошлого столетия, на основе статических испытаний проведенных Ленинградоргстроем [110], были получены значения предельных сдвиговых осадок свай для некоторых типов грунтов (см. таблицу 4.1). Это косвенно указывает на различные механизмы взаимодействия свай с грунтом не только в разных местах устройства свай, а также на разных отрезках ствола в пределах одной сваи по глубине.

Табл. 4.1. Предельные сдвиговые осадки свай	
Наименование грунта	Предельная сдвиговая осадка, S_0 , мм
Песок мелкозернистый, средней плотности	5
Супесь легкая, пылеватая, средней плотности	6
Супесь легкая, пылеватая с растительными остатками, мягкопластичная	7
Суглинок тугопластичный	9
Суглинок пылеватый, с гравием, мягкопластичный	10

(морена)	
Суглинок пылеватый, слоистый, мягкопластичный	15
Суглинок пылеватый, ленточный, мягкопластичный	18
Глина пылеватая, ленточная, тугопластичная	22
Глина пылеватая, ленточная, мягкопластичная	25

На третьем этапе, при достижении нагрузок близких к предельным, работа сваи происходит преимущественно за счет сопротивления грунта в зоне опирания нижнего конца сваи, т.е. характер работы сваи в грунте напоминает работу «сваи-стойки» (см. рис. 4.3).

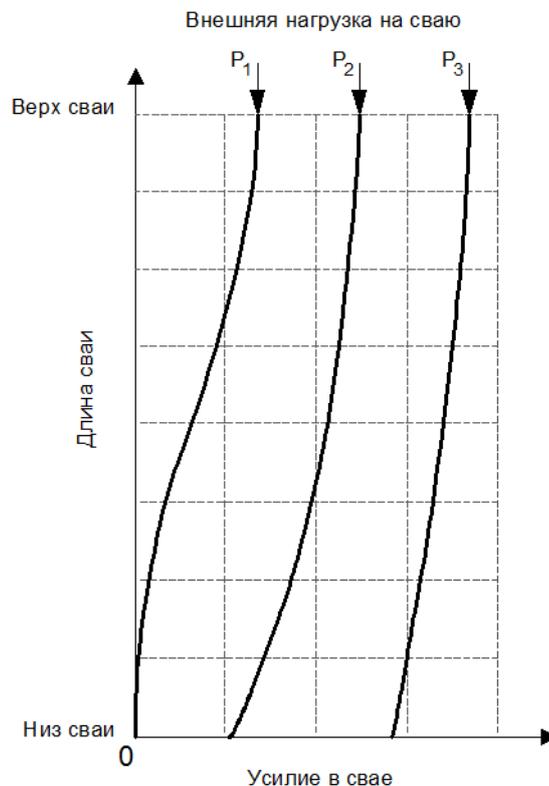


Рис. 4.3. Распределение усилий в свае по длине в зависимости от уровня загрузки.

4.2 Особенности взаимодействия сваи с глинистыми грунтами

При погружении свай в тонкодисперсные грунты происходит радиальное и вертикальное смещение частиц грунта и поровой несвязной воды. Это приводит к нарушению структуры грунта, к его уплотнению и росту порового давления вокруг сваи. В глинистых грунтах пластичных консистенций восстановление порового давления может занять несколько месяцев, что отражается в медленном наборе несущей способности этих грунтов (рис. 4.5). В строительной практике это явление называют эффектом «засасывания» сваи. В период восстановления снижается поровое давление, происходит воссоздание структурных связей,

грунты мягкопластичной и текучепластичной консистенции восстанавливают прочность и как бы обжимают сваю, происходит рост эффективного вертикального давления и пассивного горизонтального давления (нормального давления). В этот период можно наблюдать снижение эффекта набухания грунта на поверхности земли вокруг сваи.

Тиксотропные эффекты в грунтах, окружающих сваю, необходимо учитывать при проектировании свайных фундаментов, так как прочностные характеристики грунта полученные на этапе геологических изысканий и лабораторных исследований могут быть восстановлены только спустя значительный промежуток времени после устройства свайного фундамента (рис. 4.5). Например, для скандинавских глин процесс восстановления несущей способности свай занимает около одного года.

Наряду с собственно тиксотропией грунты могут проявлять квазитиксотропные свойства [112] т.е. частичное восстановление прочности после нагрузок.

Юрские глины Московского региона при нарушении их состояния существенно, и как правило, необратимо, теряют свои первоначальные прочностные характеристики. Эти грунты, располагающиеся на значительных глубинах, в силу генетического формирования имеют высокую пористость (коэффициент пористости e , как правило, больше единицы) и находятся в слабоуплотненном ($\gamma=1.7-1.8 \text{ т/м}^3$), но твердом состоянии ($I_r \approx 0$), что предопределяет высокую изменчивость их свойств в случае нарушения их состояния. Так при разгрузке этих грунтов, вызванных снятием вышележащих отложений, происходит их разуплотнение, что приводит к образованию трещин. И в случае попадания грунтовых вод при устройстве фундаментов или в процессе эксплуатации зданий (при попадании атмосферных вод через поверхность соприкосновения сваи с грунтом) это ведет к их набуханию, снижению показателя их консистенции, и как следствие, к ухудшению прочностных и деформационных характеристик, в 2-5 раз [113].

Погружение свай в глины твердой консистенции так же сопровождается смещением частиц грунта, уплотнением и снижением влажности грунтов, но при этом возможно развитие процесса трещинообразования. Закономерность развития трещин, как правило, определяется структурно-текстурными особенностями грунтов, так в ленточных глинах наблюдается глубокое развитие трещин вдоль плоскости слоев. В отличие от пластичных глин, в твердых глинах деформации смещения могут иметь необратимый характер, т.е. на протяжении всего жизненного цикла строительства и эксплуатации здания прочность грунтов не будет восстановлена. Различными экспериментальными наблюдениями [114] установлено, что зона

уплотнения грунта вокруг сваи на поверхности земли достигает 8 диаметров, а на уровне основания сваи до 4.5 диаметров сваи.

В процессе погружения сваи имеет место явление в строительной практике называемое «ложным отказом». При этом может наблюдаться кратковременное увеличение прочности грунта под подошвой сваи. В дальнейшем, в процессе релаксации напряжений в грунтах их прочность в основании сваи, будет снижаться, т.е. будет достигнут действительный отказ сваи. Здесь нельзя забывать, что на процессах изменчивости свойств глинистых грунтов во времени, их состояния, при прочих равных, весьма значительно отражаются условия образования данных отложений. Очевидно, что реология флювиогляциальных, аллювиальных или морских образований может отличаться в весьма широких пределах. К сожалению, в отличие от грунтоведения, генетический подход в механике грунтов получил гораздо меньшее развитие.

В городах, расположенных в устьях рек, часто приходится возводить здания и сооружения на значительной толще слабых грунтов, превышающей 20-30 м. Эта толща состоит в том числе, из слоев органогенных, биогенных и глинистых грунтов в текучем состоянии. Такие условия предопределяют использование свайных фундаментов зданий и сооружений. Однако во многих случаях даже при длине свай 20 м они получаются висячими и имеют несущую способность по грунту существенно ниже, чем может выдержать железобетонная свая по материалу. Кроме всего прочего, в районах речных долин со сложным и специфическим формированием пойменного или руслового аллювия характеристики сопротивления свай могут существенно отличаться от значений указанных в нормативно-технической документации. Так, по региональным нормам для Санкт-Петербурга нормативные сопротивления трению глинистых грунтов по боковой поверхности свай превышают в 1.5-2 раза аналогичные значения, приведенные в федеральных нормах (для глин с $I_f=0.3-0.7$) [115].

Очевидно, что геометрические и жесткостные параметры свай отражаются на значениях несущей способности. Увеличение размера сечения забивной сваи влияет на объем уплотняемого грунта, что отражается в увеличении радиальных (нормальных) напряжений на ствол сваи, а значит и на уровень сопротивления сваи трению:

$$f_s(z) = \sigma'_v(z)K \tan(\delta), \quad (4.2)$$

где, σ'_v - природное давление грунта на глубине z ;

K – боковое давление грунта;

δ - угол трения боковой поверхности сваи о грунт.

При этом, различными экспериментами установлена обратная зависимость удельной несущей способности q от поперечного размера сваи. Так, по данным опытов [116], разница между величинами предельного давления наименьшая для свай в рыхлых песках и наибольшая в плотных песках (рис. 4.4).

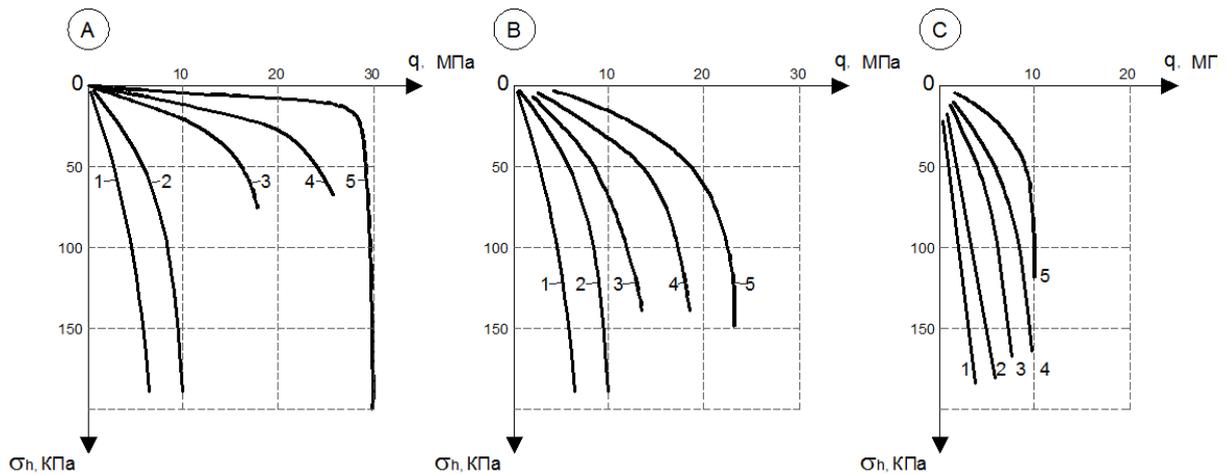


Рис. 4.4. Изменение удельного давления q на сваи в зависимости от их диаметра и бокового давления грунта. А – песок плотный; В – песок средней плотности; С – песок рыхлый.

1 – Ø150см; 2 – Ø100см; 3 – Ø60см; 4 – Ø30см; 5 – Ø4.5см.

Влияние размеров поперечного сечения сваи на изменение предельного давления при прочих равных условиях называют масштабным эффектом. С уменьшением угла внутреннего трения грунтов влияние масштабного эффекта уменьшается, а в глинистых, недренируемых грунтах это явление почти не наблюдается.

Как уже было упомянуто выше, многие связные грунты обладают тиксотропией, или способностью частично или полностью восстанавливать прочность через некоторое время после нарушения структурных связей (разупрочнения), в следствии действия внешней нагрузки. Разупрочнение грунта наступает вследствие нарушения структурных связей между его частицами и может проявляться как в виде разжижения (полной потери прочности), так и в виде некоторого размягчения (частичного снижения прочности).

Наблюдениями установлено, что размягчение и разжижение связных грунтов наиболее интенсивно происходит в зоне нарушения структурных связей при наличии свободной воды. Если ее нет, то в процессе разрушения структурных связей грунта связанная вода трансформируется в свободную. Чем больше свободной воды в зоне деформации грунта, тем

легче нарушаются структурные связи в процессе погружения свай, способствуя облегчению их заглубления. В свою очередь, чем больше нарушено связей, тем ниже сопротивление сдвигу грунтов, а следовательно, их несущая способность. Поэтому наиболее низкой несущей способностью обладают сваи, погруженные в текучие, а также текучепластичные связные грунты.

После погружения свай в слабые глинистые грунты, происходят сложные процессы по восстановлению нарушенной структуры грунта (в первую очередь, тиксотропному упрочнению) вокруг каждой сваи, в результате чего увеличиваются силы трения грунта о боковую поверхность свай и как следствие этого возрастает их несущая способность - эффект «засасывания» (рис. 4.5). В результате ряда исследований и полевых испытаний свайных фундаментов было установлено, что в зависимости от свойств грунтов значительное увеличение несущей способности наблюдается в первые 6-80 суток с момента прекращения погружения свай.

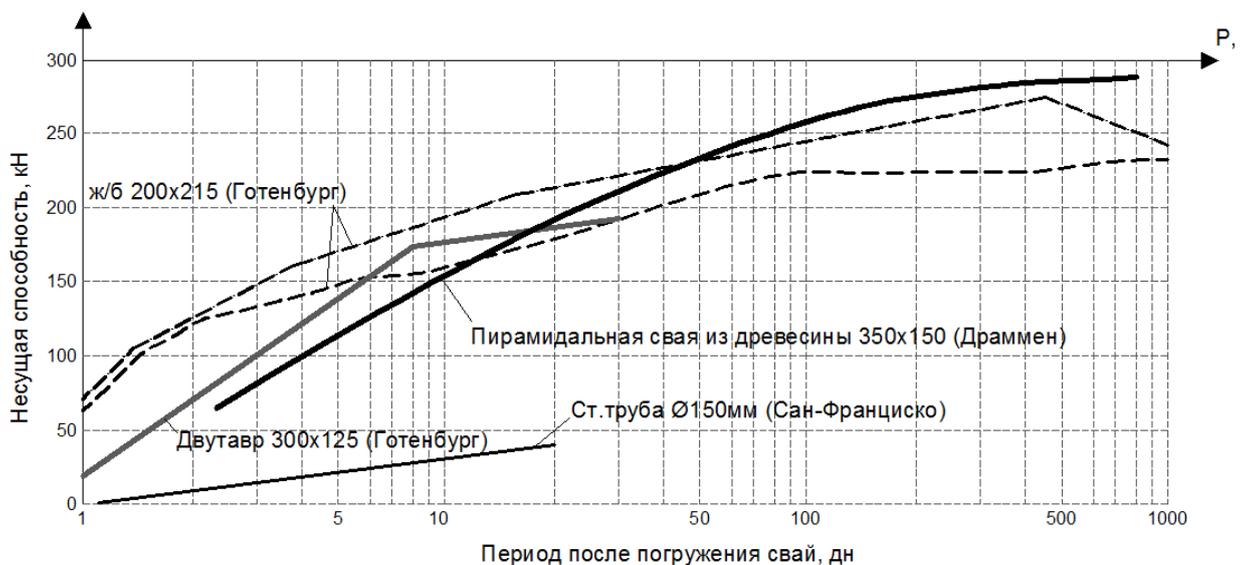


Рис. 4.5. Зависимость набора прочности свай во времени в слабых глинистых грунтах.

Как уже было сказано, функциональный режим и интенсивность нагружения сваи также влияет на ее показатели несущей способности. Так влияние времени на несущую способность за счет работы ствола свай в слабых глинистых грунтах изучал Burland J.B. [117]. Он проводил полевые испытания в городе Мехико, когда разделил механизм формирования касательных напряжений за счет эффективного трения свай и эффективного сцепления. Ожидаемо был отмечен медленный рост предельного сопротивления ствола сваи во времени в процессе набора деформаций (мобилизация прочности за счет полного включения в работу). Однако, было установлено, что при замедлении процесса нагружения свай (с 10мм/мин до 0.001мм/мин), отмечается существенное снижение сопротивления свай. Так коэффициент сцепления (адгезии)

свай с грунтом был снижен на 50%, т.е. при медленном и длительном нагружении сваи зацепление частиц грунта о поверхность сваи не происходит, т.к. свая находится в постоянном хоть и в медленном, процессе погружения – т.е. в данном случае несущая способность сваи о боковую поверхность будет определяться только силами трения грунта. Здесь важно отметить, что скорость нагружения не влияет на несущую способность свай, расположенных в твердых глинистых грунтах, но при этом возможно снижение их прочности за счет реологических процессов, свойственных таким грунтам. К примеру, применительно к Лондонским твердым глинам, снижение несущей способности свай составляло до 20% за 9-ти месячный период наблюдений [118].

Практикой установлено, что начальное сопротивление одинаковых по размерам свай сразу после окончания их погружения в одни и те же слабые глинистые грунты одним и тем же способом, может существенно различаться [119]. Однако спустя несколько часов, разброс значений несущей способности уменьшается. В грунтах текучей и текучепластичной консистенции отсутствует существенное уплотнение грунтов вблизи забиваемых свай, поэтому удельные силы трения и связанное с ними упрочнение свай почти не зависят от размеров их поперечного сечения (в диапазоне от 0.3 до 0.8м). Вследствие этого размер сечения свай в этих грунтах не оказывает заметного влияния на изменение прироста их несущей способности. Таким образом, можно считать, что решающее влияние на удельную несущую способность свай в период эксплуатации сооружения оказывают физико-механические свойства глинистых грунтов с показателем текучести $I_f > 0.5$, и мало влияют способ заглубления, размеры поперечного сечения, материал свай и характер их нагружения.

Интересные наблюдения были сделаны Научно-исследовательской ассоциацией инженеров строителей [120] [118] (CIRIA, <https://www.ciria.org/>) [121] в Великобритании в 1969 году при проведении серий экспериментальных исследований взаимодействия свайных фундаментов с грунтами. В качестве забивных свай были использованы стальные трубы $\varnothing 168$ мм, длиной 5.6м, погруженные в глинистые грунты твердых консистенций. Серию испытаний проводили в течении года после забивки. Результаты исследований показали, что при погружении свай вдавливанием и забивкой, в устье скважины – в области верхней части сваи, формировался технологический зазор глубиной до 8 диаметров сваи. При этом, в процессе наблюдения за грунтом в области технологического зазора в течении одного года было установлено, что зазор не был закрыт в процессе реологического восстановления грунта. По данным измерений сила сцепления (адгезии) грунта со сваем была незначительной на глубине от 8 до 14 диаметров сваи, а при больших глубинах ($> 16d$) была зафиксирована максимальная адгезия грунта, превышавшая сдвиговую прочность недренированного грунта до 20%, которая

сформировала плотный слой («корку») грунта толщиной 1-5 мм, работающий совместно со сваей при ее осадках, т.е. линия предельного сопротивления проходила не по границе сваи, а была расположена внутри грунтового массива на некотором расстоянии от сваи. Очевидно, что сила сцепления (адгезия) грунта зависит от сдвиговой прочности недренированного связного грунта и его физических параметров (плотность, показатель текучести). При этом, при снижении показателя текучести адгезия грунта также снижается [118].

Результаты измерений показали, что несмотря на повреждение структуры глинистого грунта, непосредственно примыкающего к свае, процессы консолидации грунта не повлияли на величину сопротивления грунта по боковой поверхности сваи. Хотя при этом, было зафиксировано отрицательное поровое давление грунта в зоне непосредственного примыкания к свае, которое, однако, восстанавливалось в течении 48 часов.

Индикаторы деформирования, которые были установлены на сваях зафиксировали следующий характер распределения усилия по глубине (рис. 4.6).

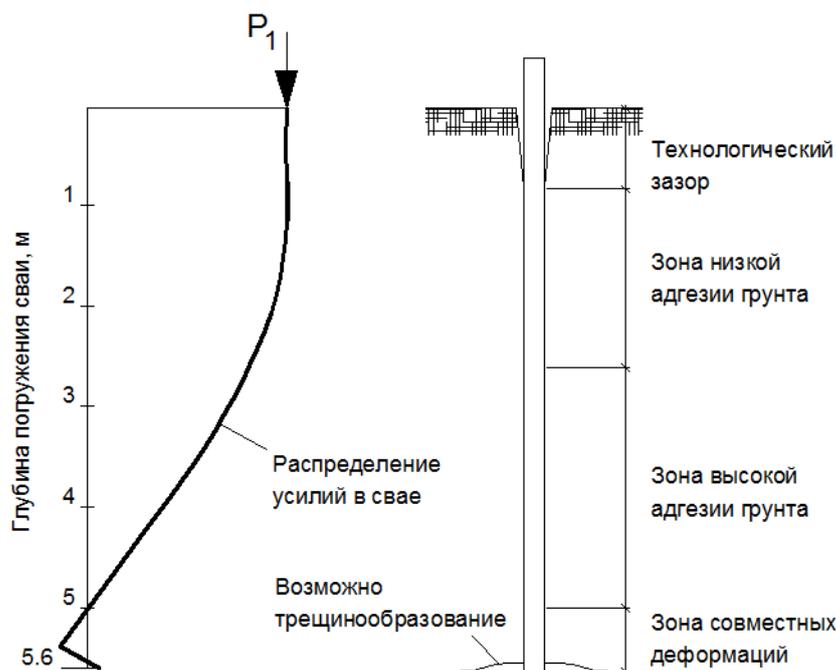


Рис. 4.6. График распределения усилий в свае.

Таким образом, по результатам анализа экспериментов было установлено, что сопротивление грунта о боковую поверхность при прочих равных, также зависит от: уровня переуплотнения грунта (Over Consolidation Ratio - OCR) и жесткости (гибкости) ствола сваи.

Уровень переуплотнения грунта (OCR) в данном случае выступает как количественная характеристика, отражающая литогенетические условия образования и возраст дисперсных

грунтов. Данная характеристика непосредственно влияет на эффективное горизонтальное напряжение в массиве грунта, а значит и на уровень горизонтальных напряжений, действующих на ствол сваи, выраженных через коэффициент бокового давления покоя K_0 (рис. 4.7) [118, 122].

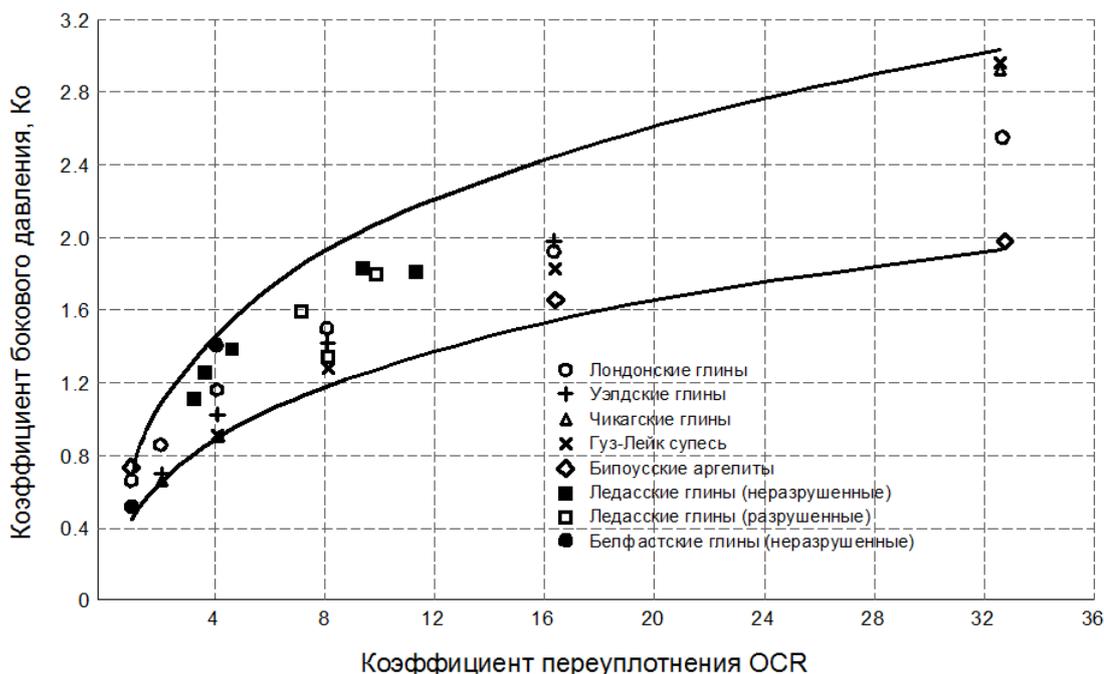


Рис. 4.7. Зависимость коэффициента бокового давления K_0 от исторического давления в грунте.

При этом, ранее, на основе многочисленных наблюдений была построена кривая зависимости коэффициента переуплотнения массива грунта и коэффициента адгезии грунта, α . Для удобства практических расчетов здесь OCR представлен как отношение сдвиговой прочности недренированного грунта τ_u и эффективного вертикального давления σ_{v0} (рис. 4.7 и 4.8).

Похожая закономерность распределения касательных напряжений и картина деформирования (депланации) слоев грунта была зафиксирована при полевых экспериментальных испытаниях свай, проводившихся сотрудниками НИИОСП в нашей стране, в г. Херсоне, и г. Душанбе [123]. Хотя авторами этих экспериментов не была зафиксирована закономерность появления технологического зазора.

Совершенно очевидно, что факт возникновения такого технологического зазора необходимо учитывать при расчете и проектировании свайных фундаментов, т.к. это непосредственно влияет на компоненту несущей способности сваи о боковую поверхность, а также создает опасность растрескивания грунтов, ухудшения их физических и механических

свойств посредством попадания атмосферных или подземных вод в низлежащие слои грунта, состоящие из плотных глин твердых консистенций.

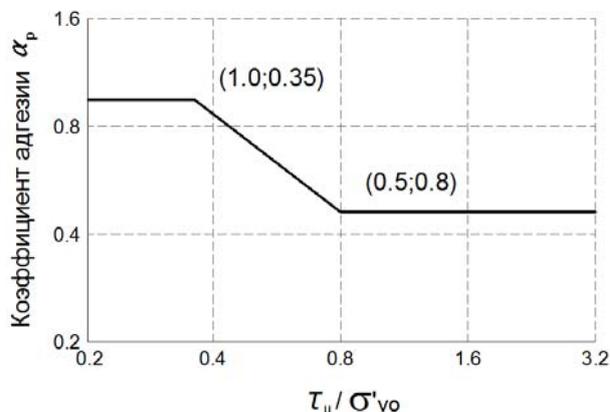


Рис. 4.8. Зависимость коэффициента адгезии от уровня переуплотнения грунта.

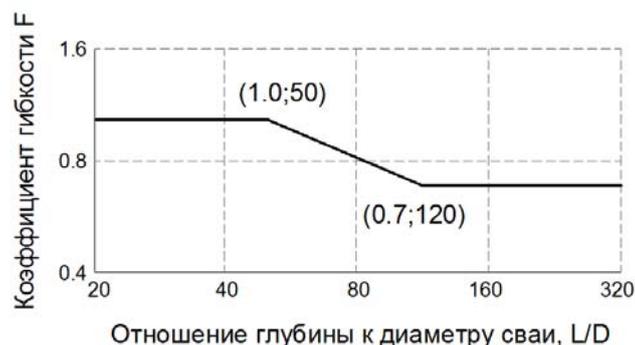


Рис. 4.9. Зависимость коэффициента гибкости от жесткости и глубины погружения.

Кроме вышеуказанной специфики взаимодействия свай с глинистыми грунтами, всегда должны учитываться региональные особенности инженерно-геологических условий. Так в работе [114] указывается, что в элювиальных глинистых грунтах Среднего Урала несущая способность по боковой поверхности составляет 60-70%, а по острию 40-30%, в то время как в глинистых грунтах осадочного происхождения сваи работают практически как сваи-стойки, сопротивление по острию для грунтов с одинаковыми показателями консистенции в элювиальных грунтах в 5-7 раз меньше, а по боковой поверхности на 30-50% выше сопротивления, рекомендуемого в нормативно-технической документации.

4.3 Особенности взаимодействия свай с песчаными грунтами

В отличие от эмпирического подхода при определении несущей способности одиночной сваи, который используется в нашей стране, в международной практике распространена формула для расчета несущей способности в песчаных грунтах, базирующаяся на модели прочности Кулона-Мора:

$$Q_p = N_q \sigma'_{vo} A_b + \frac{1}{2} K_s \sigma'_{vo} \tan \delta A_s, \quad (4.3)$$

где, σ'_{vo} - эффективное вертикальное давление грунта на уровне основания сваи;

N_q - эмпирический коэффициент несущей способности грунта, который зависит от отношения глубины погружения сваи и ее диаметра, а также от угла трения грунта (рис. 4.10);

A_b – площадь основания сваи;

A_s – площадь ствола сваи;

K_s – эмпирический коэффициент горизонтального давления, зависящий от плотности и состояния грунта, а также физических и геометрических параметров сваи;

δ – угол трения между свайей и грунтом.

Из приведенной формулы (4.3) очевидно, что значения сопротивления сваи по боковой поверхности и на уровне основания в несвязных грунтах зависят от диаметра сваи и ее длины. При погружении забивной сваи в грунт, происходит уплотнение и частичное выдавливание окружающего грунта, меняется его структура, увеличивается плотность, т.е. чем больше размер сваи, тем выше сопротивление грунта (рис. 4.10).

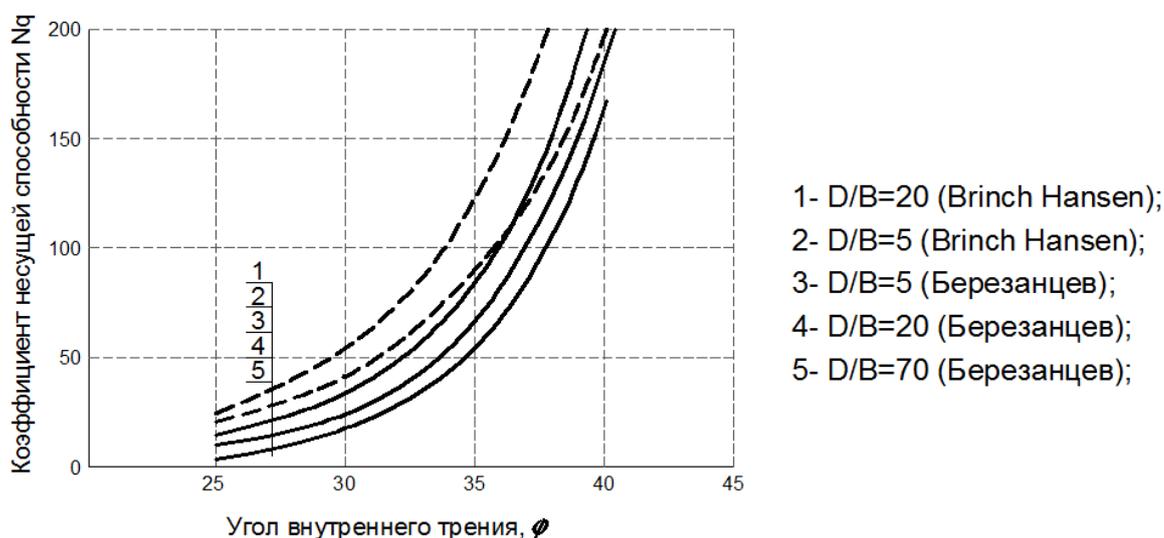


Рис. 4.10. Диаграммы зависимости коэффициента несущей способности от соотношения длины сваи к ее диаметру (по Березанцеву и Brinch Hansen).

Так же имеет место временная зависимость несущей способности сваи в песчаных грунтах, когда в процессе релаксации грунта несущая способность снижается.

Явление уплотнения песков при погружении забивных свай относится к пескам в рыхлом или средне-плотном сложении. При погружении нижнего конца свай в плотные пески может наблюдаться обратное явление – разуплотнение грунта.

Эмпирический коэффициент горизонтального давления K_s , является параметром, который учитывает факторы, влияющие на горизонтальное давление, к которым относятся история

напряженно-деформированного состояния массива, геометрические размеры сваи (диаметр, длина), жесткость сваи, а также материал из которого она изготовлена.

История напряженного состояния массива оценивается коэффициентом давления покоя K_0 в ненарушенном состоянии. Данный показатель может быть определен, к примеру, прессиометрическими испытаниями грунта. В нормально уплотненных грунтах ($OCR=1$), K_0 не изменяется по глубине, а зависит от плотности грунта. Средние значения для K_0 для песчаных грунтов могут быть следующими: для рыхлых грунтов $K_0=0.5$, для песков средней плотности $K_0=0.45$, для плотных $K_0=0.35$. Для переуплотненных грунтов K_0 может иметь существенно большие значения от 1 до 2 и более.

В нормально уплотненных грунтах сопротивление погружению сваи на поверхности относительно невелико, но увеличивается (как правило линейно) с глубиной погружения. В переуплотненных массивах сопротивление на поверхности значительно выше, при этом возможно снижение сопротивления с глубиной.

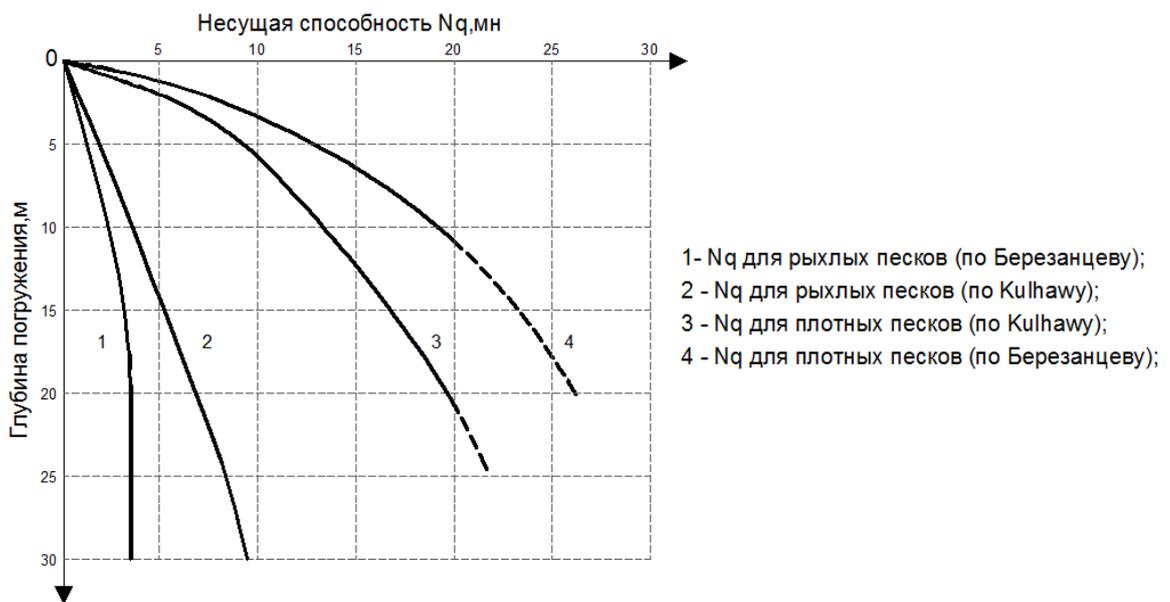


Рис. 4.11. График зависимости несущей способности N_q основания сваи ($\text{Ø}1220\text{мм}$) от глубины погружения

Березанцевым и Kulhawy [124] [125] [126], были рассчитаны значения сопротивлений оснований забивных свай ($\text{Ø}1220\text{мм}$), на уровне нижней конца свай, для песков плотных и рыхлых, и построен график, отражающий изменение сопротивления сваи в грунте на уровне ее основания (рис. 4.11). В международной практике проектирования, данные этих экспериментальных исследований иногда, используются для предварительных расчетов свайных фундаментов расположенных в песках.

На основе подобных исследований в нашей стране была разработана схожая методика, которая сейчас активно применяется в отечественной практике проектирования и регламентируется в СП 24.13330 [108].

4.4 Методы исследований несущей способности свай

4.4.1 Методика расчета несущей способности свайного фундамента по СП 24.13330

Данная методика является широкоизвестной среди проектировщиков и неплохо зарекомендовавшей себя в нашей стране. Она является сугубо эмпирической, была предложена еще в 50-х годах прошлого века А.А.Лугой, и основывается на данных многочисленных наблюдений за работой свайных фундаментов. Несколько позже, данная методика дорабатывалась в НИИОСП им. Н.М. Герсеванова в отношении показателей расчетного сопротивления по боковой поверхности f_i для слабых глинистых грунтов с показателями текучести $I_f=0.7-1.0$.

В соответствии с данной методикой несущую способность F_d , кН, висячей забивной и вдавливаемой свай и свай-оболочки, погружаемой без выемки грунта, работающих на сжимающую нагрузку, следует определять как сумму расчетных сопротивлений грунтов основания под нижним концом сваи и на ее боковой поверхности по формуле:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} R A + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i) \quad (4.4)$$

Где, γ_c - коэффициент условий работы сваи в грунте, обычно принимаемый равным единице;

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

A - площадь опирания на грунт сваи, m^2 , принимаемая по площади поперечного сечения сваи брутто или по площади поперечного сечения камуфлетного уширения по его наибольшему диаметру, или по площади сваи-оболочки нетто;

u - наружный периметр поперечного сечения ствола сваи, м;

f_i - расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, кПа, принимаемое по таблице 7.3, СП 24.13330;

h_i - толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м;

γ_{cR} , γ_{cf} - коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи, учитывающие влияние способа погружения сваи на расчетные сопротивления грунта.

В рассматриваемой методике ключевыми параметрами являются расчетные сопротивления R и f_i , которые определяются по таблицам 7.2 и 7.3 СП 24.13330.

Для анализа этой методики расчета нами были построены диаграммы зависимости основных параметров расчетных сопротивлений R и f_i для пылевато-глинистых грунтов (рис. 4.12 и 4.13).

При сравнении диаграмм расчетных сопротивлений грунта на уровне основания сваи, см. рис. 4.13 и графика представленного на рис. 4.11, наблюдается сходство в диаграммах и их значениях. Однако существуют некоторые отличия. Экспериментальные диаграммы отражают существенно больший угол наклона, который указывает на более интенсивное увеличение несущей способности по глубине. Диаграммы построенные по данным СП 24.13330 имеют чрезмерные участки отражающие линейную зависимость увеличения несущей способности по глубине, что представляется не соответствующим реальности.

К некоторым недостаткам методики СП можно отнести следующее:

- Не смотря на серьезную научно-экспериментальную базу данной методики, в проектно-строительной практике она является оценочной и уступает по достоверности результатам полевых и экспериментальных способов оценки несущей способности – статическому и динамическому зондированию, эталонному испытанию свай, и пр. При этом, данная методика является основной аналитической методикой при обосновании проектных решений в органах государственной экспертизы. Так, по данным отечественных авторов: А.А. Луга, Б.И. Долматов и пр. [127] [111] [115], опыты показывают, что действительная несущая способность нередко превосходит величину, рассчитанную по рекомендациям СП [108]. Уточнить ее можно, испытывая пробные сваи статической нагрузкой. Однако из за сложности таких испытаний выполнить их удастся лишь после того, как проект уже выпущен в производство работ и строители приступают к сооружению фундамента [127].

- Недостаток экспериментальных исследований и отсутствие каких-либо работ по совершенствованию данной методики с момента ее первой публикации в СНиП II-Б.5-62 от 1962 года, сформировали мнение в профессиональной среде, что данная методика является скорей оценочной, чем расчетной, особенно при строительстве в регионах со специфическим

формированием инженерно-геологических условий – в областях речных дельт (особенно субэвральных), в районах распространения специфических грунтов, в горных районах с широким распространением элювиально-делювиальных образований и пр.

- Данная методика не учитывает целый ряд существенных факторов (механических свойств грунтов, напряженно-деформированного состояния массива, историю образования грунтов, и пр.). Как было показано выше, характер работы забивной сваи в грунтовом массиве является сложным, комплексным процессом, зависящим от множества различных нелинейных факторов и точно не может быть описан лишь двумя независимыми переменными - глубиной слоя и его консистенцией (или размером частиц для песчаных грунтов). Не учитываются гидрогеологические условия, водонасыщенность грунтов. Так в водонасыщенных глинах и суглинках уплотнение происходит только в результате отжима воды из пор грунта - процесс который протекает длительное время.

- Тем более, не может не вызывать вопросов практически полностью линейная аппроксимация участков диаграмм (начиная с пятиметровой метровой глубины) зависимостей расчетных сопротивлений R и f_i от глубины расположения сваи в грунте, т.е. $\varphi = \text{const}$. Это не соответствует многочисленным экспериментальным диаграммам на которых наблюдается снижение угла трения φ с глубиной.

- Данная методика показывает хорошие результаты при расчете свай в песчаных грунтах средней плотности. Она не распространяется на рыхлые пески, плохо оценивает несущую способность слабых глинистых грунтов, не учитывает работу специфических грунтов. Также эта методика имеет ограничения по глубине устройства свай – 35 м, хотя современные требования строительства нередко вынуждают прибегать при проектировании к устройству свайных фундаментов глубиной более 35 м.

- Поскольку функциональная зависимость между удельным сопротивлением грунта на боковой поверхности свай и ее длиной в песчаных и глинистых грунтах различна, то остаются вопросы к совмещению значений сопротивлений R и f_i у этих видов грунтов.

Все это вынуждает участников строительного процесса прибегать к натурным методам определения несущей способности свай, даже при строительстве зданий и сооружений пониженных уровней ответственности, что напрямую отражается на показателях эффективности инвестиционных проектов, на их экономичности, на сроках проектирования и строительства.

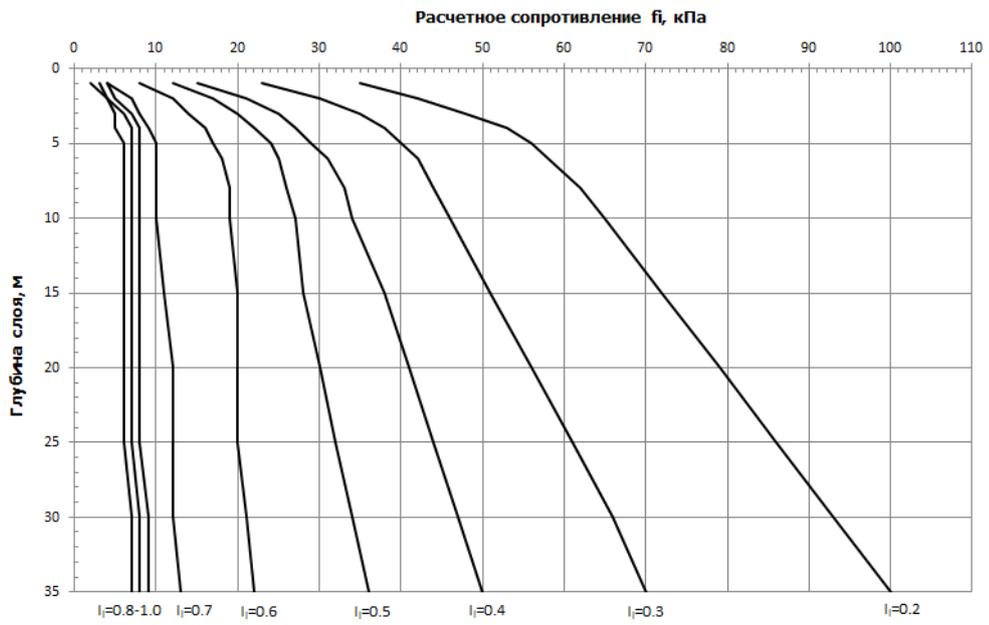


Рис. 4.12. Расчетные диаграммы значений f_i для пылевато-глинистых грунтов.

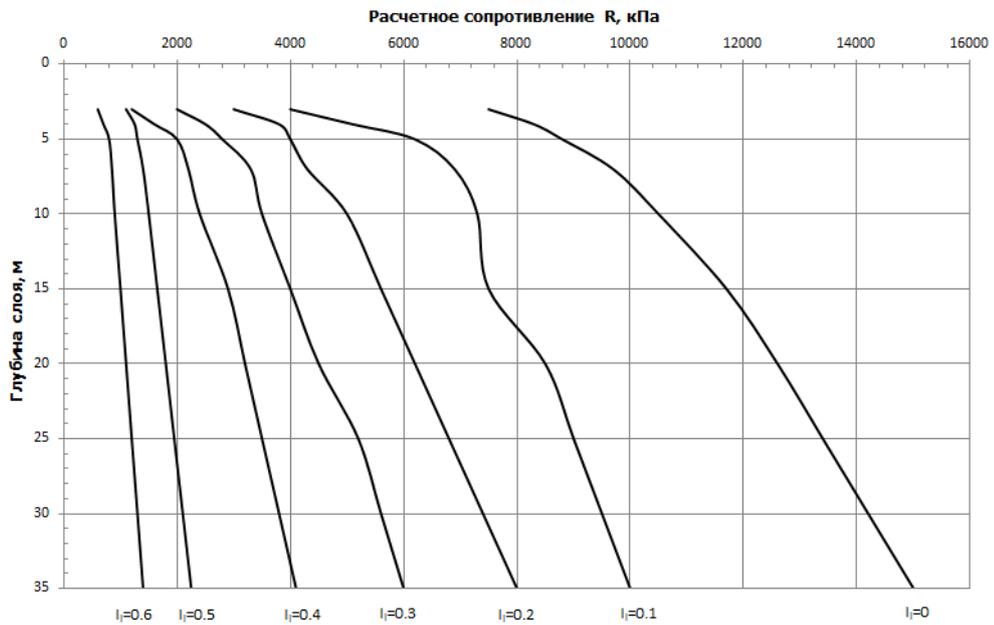


Рис. 4.13. Расчетные диаграммы значений сопротивления грунта в основании сваи.

4.4.2 Методика по Нордлунду [128]

Эта методика является полуэмпирической и широко используется в международной практике для расчета несущей способности сваи расположенной в песчаных грунтах:

$$R = R_s + R_b = \int_0^L f_s(z)p(z)dz + A_b q_b = K_\delta C_F G'_v(z) \sin(\delta) + \alpha_T N'_q G'_v \quad (4.5)$$

Где,

K_δ - коэффициент бокового давления грунта в i -м слое;

C_F - поправочный коэффициент;

G'_v - эффективное напряжение в грунте в i -м слое;

δ - угол трения между боковой поверхностью сваи и грунтом;

N'_q - эмпирический коэффициент несущей способности;

α_t - коэффициент геометрической жесткости сваи;

4.4.3. Метод Томлинсона [116]

Этот широко используемый метод при расчёте несущей способности учитывает параметры недренированного сопротивления сдвигу и кроме этого, допускает, что сопротивление на боковой поверхности сваи не зависит от напряжения от пригрузки кровлей.

Несущая способность боковой поверхности сваи определяется выражением:

$$R_s = \sum_{i=1}^n C_{a,i} A_{s,i} = \sum_{i=1}^n \alpha_i C_{u,i} A_{s,i} \quad (4.6)$$

Где,

$C_{a,i}$ - сцепление в i -м слое;

A_s - площадь боковой поверхности сваи в пределах i -го слоя грунта;

α_i - эмпирический коэффициент сцепления;

C_{ui} - недренируемое сцепление;

Несущая способность нижнего конца (пяты) сваи рассчитывается по формуле:

$$R_b = q_b A_b = 9C_u A_b \quad (4.7)$$

Где,

q_b – удельное сопротивление основания сваи;

A_b - площадь основания сваи;

C_u – недренированное сопротивление сдвигу (недренируемое сцепление);

4.5 Сопоставительный анализ экспериментально-аналитических определений несущей способности свай

Как было показано ранее, механизм работы свай в грунте является чрезвычайно сложным процессом, зависящим от множества факторов. Существующее множество аналитических методик расчетов дают весьма широкий спектр результатов, часто не сочетающихся друг с другом, а иногда они отличаются друг от друга в несколько раз. Целью исследования в данной работе является проведение серии аналитических расчетов по определению несущей способности свай, анализ и сравнение их результатов с данными экспериментально-полевых испытаний свай С120.35. Для выполнения аналитических расчетов будут использованы описанные выше методики по Нордлунду и по Томлинсону реализованные в программных комплексах RSPile (Rocscience) и GEO5, а также эмпирический способ в соответствии с СП 24.13330. Экспериментальные (полевые) исследования несущей способности свай выполнялись в рамках работ по проектированию и строительству жилого комплекса в Люберецком районе, Московской области. В качестве исходных данных для выполнения расчетов использовались материалы проектной документации на строительство жилого комплекса.

Инженерно-геологические условия площадки строительства

Инженерно-геологические условия площадки строительства характеризуются как сложные. В основании фундаментов широко распространены специфические органоминеральные грунты – сапропели, торфы и заторфованные глины.

В геоморфологическом отношении исследуемый участок расположен в пределах высокой поймы реки Пехорка и первой надпойменной террасы притока реки Москвы верхне-неоплейстоценового возраста (согласно общей стратиграфической шкалы МСК 2007). Поверхность изучаемой площадки относительно ровная, с общим уклоном в северо-западном

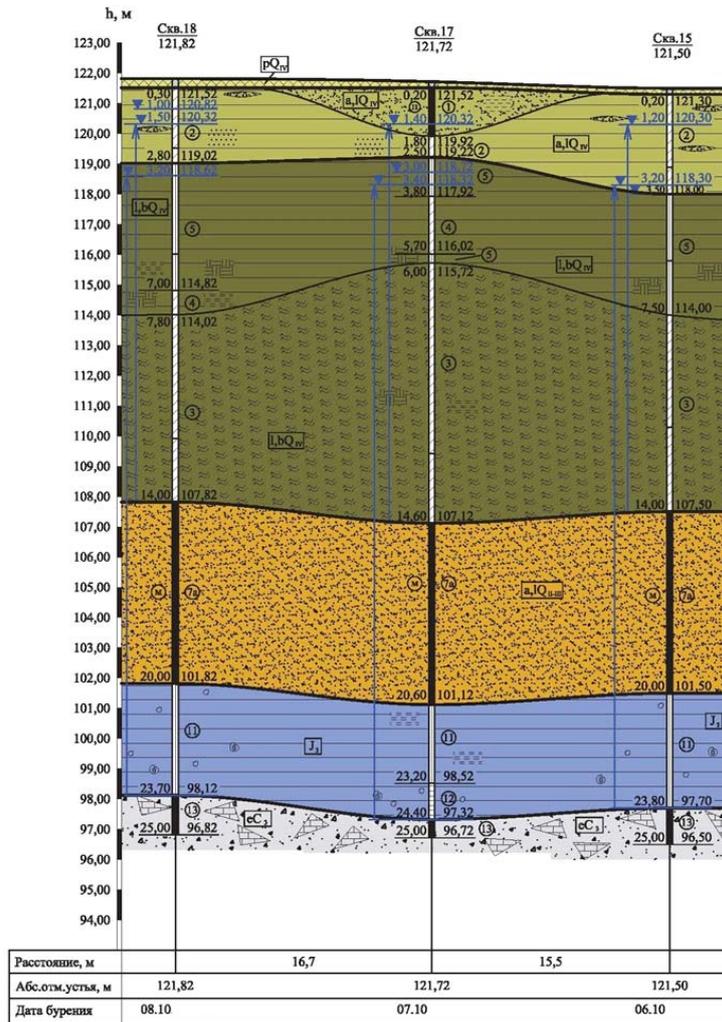
направлении и абсолютными отметками 119,00-125,00 м. Переходы между элементами рельефа плавные. Рельеф осложнен наличием двух пересекающихся дренажных каналов. Природный эрозионно-аккумулятивный рельеф участка изменен вследствие хозяйственной деятельности человека.

В геологическом строении изучаемой территории на разведанную глубину до 80 м принимают участие следующие отложения: почвенно-растительный слой (pQIV), современные аллювиально-озерные (a,lQIV) и озерно-болотные отложения (l,bQIV), средне-верхнелепесточные аллювиально-озерные отложения (a,lQII-III), верхнеюрские глины (J₃) и элювий известняков средне-поздне-каменноугольного возраста (C₃) и (C₂).

Грунтовые воды четвертичного водоносного горизонта встречены на глубинах 0,2-5,6 м.

Ниже представлен один из характерных инженерно-геологических разрезов площадки строительства (рис. 4.14).

Инженерно-геологический разрез

Масштабы: вертикальный 1:100
горизонтальный 1:200

УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

pQIV почвенно-растительный слой

- ① современные аллювиально-озерные отложения-пески пылеватые
- ② современные аллювиально-озерные отложения - глина мягкопластичная
- ③ современные озерно-болотные отложения - сапрпель
- ④ современные озерно-болотные отложения - глина заторфованная, мягкопластичная
- ⑤ современные озерно-болотные отложения - глина заторфованная, тугопластичная
- 7a средне-верхнеплейстоценовые аллювиально-озерные отложения - пески мелкозернистые
- ⑪ верхнеюрские глины тугопластичной и полутвердой консистенции
- ⑬ элювий известняков средне-поздне каменноугольного возраста

Рис. 4.14. Инженерно-геологический разрез площадки строительства

Таблица 4.2. Нормативные и расчетные значения прочностных и деформационных характеристик грунтов

Геологический индекс	№ ИГЭ	Наименование инженерно-геологического элемента (ИГЭ)	Показатель текучести, I_L	Коэффициент пористости, e	Модуль деформации E , Мпа	Удельное сцепление C_1 , кПа	Угол внутреннего трения φ , град	Плотность грунта ρ , г/см ³
l, bQ_{IV}	3	Сапрпель	0.66	3.24	2	3	14	1.27
	4	Глина среднезаторфованная, мягкопластичная	0.60	2.16	12	19	15	1.38
	5	Глина среднезаторфованная, тугопластичная	0.31	2.33	11	19	12	1.35
a, lQ_{II-III}	6	Песок пылеватый, средней плотности, влажный и водонасыщенный	-	0.71	19	1	25	1.62/1.85
	7	Песок мелкий, средней плотности, влажный и водонасыщенный	-	0.62	24	0	29	1.70/1.95

* - Обозначение инженерно-геологических элементов (ИГЭ), см. рис. 4.14

Описание расчетных схем

Фундаменты зданий жилого комплекса в соответствии с проектной документацией являются плитно-свайными, с шарнирным выпадающим узлом сопряжения свай. Сваи предусмотрены забивные инвентарные С120.35, длиной 12 м, квадратного сечения 350х350 мм, по ГОСТ 19804.2012.

Расчеты были выполнены по сопоставимым вариантам для свай, расположенных в разных местах в пределах одной площадки строительства по следующим схемам:

1. Расчетный случай 1 (РС-1) – глубина погружения сваи 10.85 м. Основную часть свайного ствола занимает органоминеральный грунт (ИГЭ – 3) – сапрпель;
2. Расчетный случай 2 (РС-2) – глубина погружения сваи около 12.0 м. При этом мощность слабого органоминерального слоя (ИГЭ – 3), является минимальной из трех случаев и составляет 1.49 м.
3. Расчетный случай 3 (РС-3) – глубина погружения сваи около 12.0 м. Данный вариант расположения сваи является промежуточным по доли слабого органоминерального грунта в общем массиве.

Расчетные схемы представлены на рис. 4.15. Для всех трех расчетных случаев были выполнены контрольные статические испытания свай.

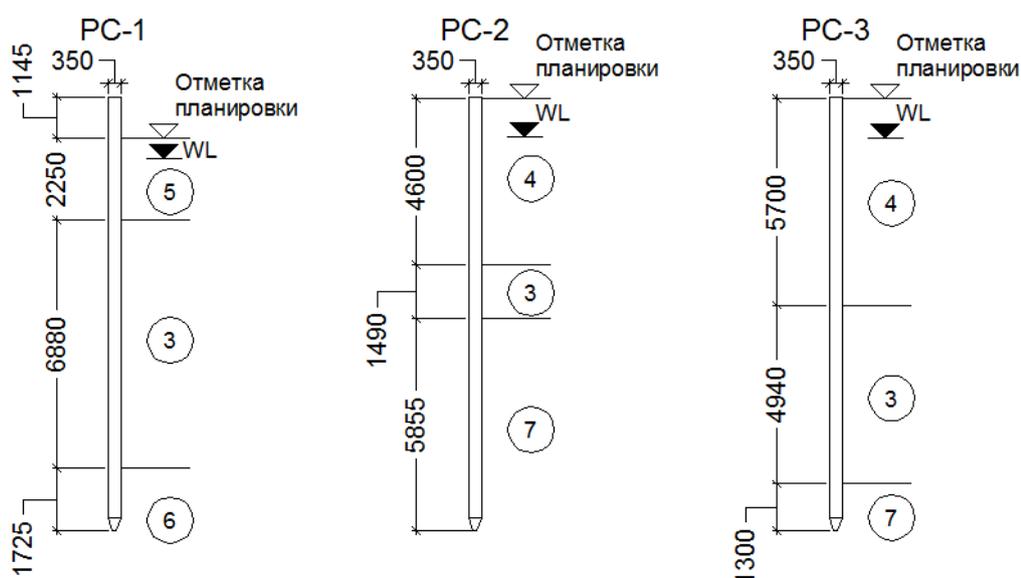


Рис. 4.15. Расчетная схема свайных фундаментов
Обозначение инженерно-геологических элементов (ИГЭ) см. рис.7.14

Статические испытания свай

Контрольные испытания свай проводились для подтверждения проектных расчетных значений несущей способности при строительстве жилого комплекса в Московской области. Т.е. целью испытаний являлось не научно-экспериментальное исследование поведения забивных свай при нагружении и выявления максимальной несущей способности. Поэтому, выявленная несущая способность была ограничена предельной вдавливающей нагрузкой установленной проектировщиком.

Испытание забивной сваи осевой вдавливающей статической нагрузкой выполнялось в соответствии с требованиями [108, 129].

Железобетонные сваи длиной 12.0 м, сечением 350х350 мм погружены гидравлическим молотом ННК-7А на проектные глубины в соответствии с расчетной схемой.

Фактическая нагрузка на сваи создавалась гидравлическим домкратом ДГН-200 – 160 и контролировалась манометром МПЗ-Уф 600.

Осадка свай измерялась двумя прогибомерами системы 6ПАО с ценой деления 0.01 мм относительно реперной установки, жестко установленной на поверхности грунта около испытываемой сваи.

Наибольшая нагрузка на сваю со стабилизационной осадкой 0.1 мм за время выдержки каждой ступени нагрузки в два часа, составила 115.0 т.

Таблица 4.3. Результаты статических испытаний свай вдавливающей нагрузкой

№ п/п	Марка сваи	Длина, м	Сечение, мм	Способ погружения	Глубина погружения, м	Заданная предельная нагрузка, тс	Общая осадка, м	Предельная нагрузка при испытаниях, тс	Частное значение предельного сопротивления сваи, тс	Максимальная осадка, мм
РС-1	С120.35	12.0	350х350	забивка	10.855	115.0	12.37	115.0	115.0	12.37
РС-2	С120.35	12.0	350х350	забивка	11.945	115.0	5.65	115.0	115.0	5.65
РС-3	С120.35	12.0	350х350	забивка	11.940	115.0	10.15	115.0	115.0	10.15

Результаты и обсуждение

Результаты расчета несущей способности свай, полученные различными методами приведены в таблице 4.4.

Таблица 4.4. Сводные результаты расчетов несущей способности свай			
Методика	РС-1, т	РС-2, т	РС-3, т
СП 24.13330	37.6	70.77	45.54
RSPile	107.2	90.5	86.0
GEO5	75.9	45.7	84.1
Полевые испытания	115.0	115.0	115.0

Как видно из табл. 4.4, расчет, выполненный на основе методики, приведенной в СП 24.13330, существенно отличается от других расчетов. Это объясняется тем, что методика СП не учитывает работу части ствола сваи находящегося в зоне органо-минеральных специфических грунтов - для которых не нормируется боковое сопротивление. При этом, даже если сделать расчет с учетом условного расположения (слабых) глинистых грунтов в зоне этих участков сваи, то значение несущей способности сваи будет увеличено совсем незначительно.

Методика Нордлунда, реализованная в программе RSPile, показала наиболее близкий результат с данными статических испытаний. Стоит еще раз отметить, что данная методика учитывает и физические и механические характеристики грунтов, без рассмотрения их состава и строения. Т.е. область использования данной методики не ограничивается ни по типу, ни по разновидности слагающих толщу грунтов.

Высокие значения несущей способности по результатам полевых статических испытаний свай могут объясняться повышенным восприятием внешней нагрузки нижними частями свай. Такое распределение усилий в свае и уровней сопротивления грунта (как это было показано в начале статьи), недооценивается действующими расчетными методиками.

Большие расхождения данных испытаний с аналитическими методиками (особенно с методикой СП) подтверждают тезис о несовершенстве предложенных моделей.

С целью сравнения детерминированных расчетов по оценке несущей способности свайных фундаментов с расчетами на основе вероятностно-статистической методологии был произведен расчет сваи показанной на первой расчетной схеме РС-1. В дополнении к выполненным детерминированным расчетам была произведена оценка несущей способности по данным статического зондирования в соответствии с методикой СП 24.13330. Расчет показал, что несущая способность сваи составляет $F_u = 90.3$ т. Результаты всех детерминированных расчетов показаны на рис. 4.16, где виден широкий разброс значений. Очевидно, что такая ситуация с неоднозначностью детерминированных расчетов не вносит ясности в прогноз

несущей способности и не упрощает процесс принятия решения. По данным этих расчетов сложно сказать на каком уровне будет действительное значение несущей способности сваи.

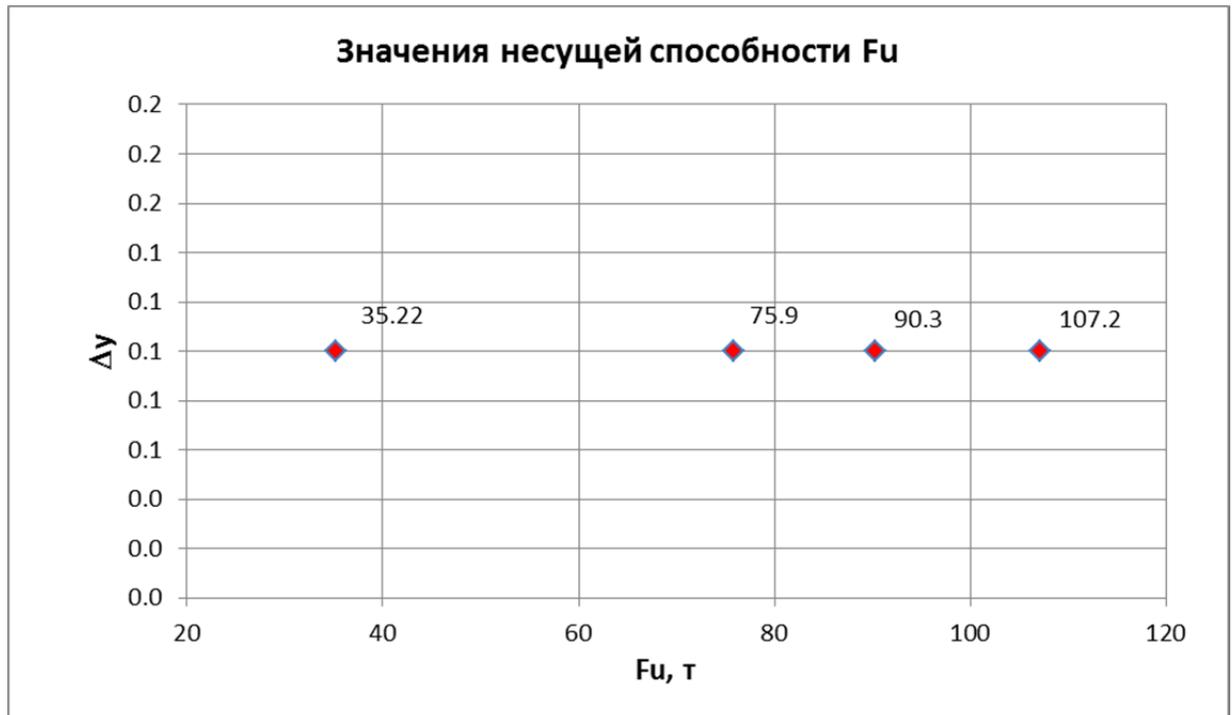


Рис. 4.16. Диаграмма рассеяния результатов детерминированных расчетов по оценке несущей способности сваи

Расчет несущей способности сваи на основе вероятностно-статистического подхода проводился на базе построенной стохастическо-детерминированной модели с помощью численной методики вероятностного моделирования, при этом учитывался фактор гетерогенности механических параметров грунтов, представленных в табл. 4.5.

Показатель	Статистический анализ механических свойств грунтов						
	Кол-во	Ср.значени е	Медиана	Мода	Миним.	Максим.	Интервал
q(3)	25	1.15600	1.10000	1.000000	0.90000	1.60000	0.70000
f(3)	25	24.44000	24.00000	24.00000	19.00000	37.00000	18.00000
q(5)	24	1.05833	1.00000	1.000000	0.40000	1.60000	1.20000
f(5)	24	31.20833	24.50000	21.00000	7.00000	74.00000	67.00000
q(7)	17	8.42353	7.50000	7.000000	2.00000	14.00000	12.00000
f(7)	16	41.87500	38.00000	38.00000	24.00000	72.00000	48.00000
Показатель	Кол-во	Дисперсия	Стандарт. откл.	Коеф-т вариации , %	Станд. Ошибка	Коеф-т ассимтр.	Коеф.-т косости
q(3)	25	0.0392	0.19807	17.13443	0.039615	0.672670	-0.327785
f(3)	25	20.9233	4.57420	18.71605	0.914841	1.334463	1.700833
q(5)	24	0.1034	0.32157	30.38435	0.065640	-0.357988	0.497604
f(5)	24	292.5199	17.10321	54.80336	3.491179	0.763987	0.219599
q(7)	17	12.2507	3.50009	41.55140	0.848898	-0.073747	-0.705976
f(7)	16	246.6500	15.70509	37.50470	3.926274	0.863137	-0.371761

Табл. 4.5. Исходные статистические параметры стохастическо-детерминированной модели

Результаты расчета стохастическо-детерминированной модели отражены в виде распределения значений несущей способности сваи, которые показаны на диаграмме рассеяния на рис. 4.17.

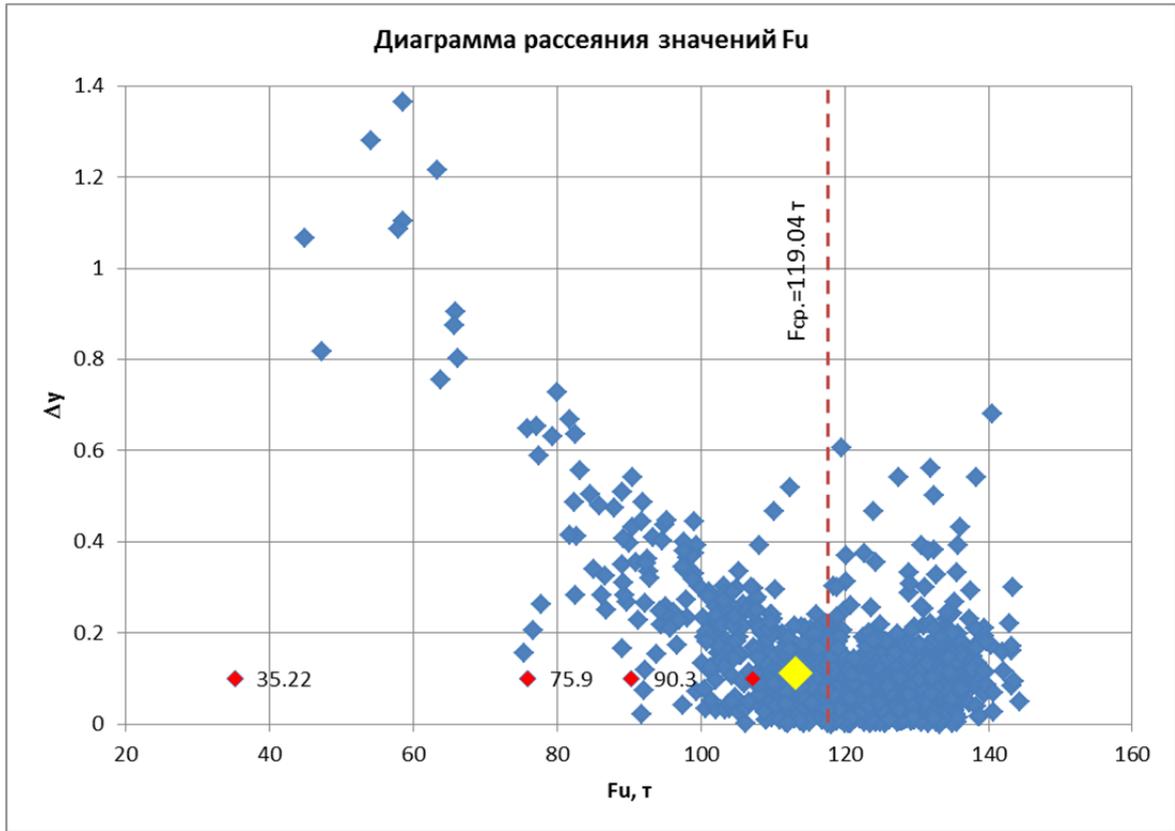


Рис. 4.17. Расчетная реализация стохастическо-детерминированной модели сваи в грунте

Представленная диаграмма рассеяний хорошо отражает наибольшую область вероятности работоспособности сваи. Характер распределения совокупности значений отражает объективность представленной методики численных стохастических расчетов. Представленная стохастическая совокупность показывает высокую плотность вероятных значений несущей способности в диапазоне 100 – 140 т. Последующий статистический расчет позволил получить значение математического ожидания на уровне $M[F_u]=119.04$ т, что высоко сопоставимо с данными полевых испытаний свай установленных на уровне 115.0 т, см. табл. 4.4. Таким образом, данный пример демонстрирует высокий уровень достоверности стохастического расчета по сравнению с детерминированными методиками.

4.6 СРАВНИТЕЛЬНАЯ ОЦЕНКА МЕТОДОВ РАСЧЕТА СВАЙ НА ГОРИЗОНТАЛЬНУЮ НАГРУЗКУ

Фундаменты глубокого заложения, в частности свайные фундаменты, являются одним из самых распространенных типов фундаментов. Широкая область применения таких фундаментов связана с необходимостью обеспечить требуемый уровень надежности зданий и сооружений расположенных на площадках со слабыми грунтами воспринимающих различные по знаку и направлению нагрузки и воздействия. Одной из распространенной инженерной задачи, является устройство свайного фундамента, воспринимающего существенные горизонтальные воздействия.

Ранние методы расчета свай на горизонтальное воздействие на рубеже XIX-XX вв. и позднее, выполнялись как для шпунтового ограждения в предположении абсолютно жесткого стержня, который поворачивался под воздействием горизонтальной нагрузки, при этом происходил сдвиг грунта в верхней зоне [130] [131]. Соппротивление грунта рассчитывалось по классической теории предельного напряженного состояния грунта [107]. Сегодня такие методы, как правило, не применяются, так как многочисленными экспериментами была доказана их несостоятельность [132].

В дальнейшем работу сваи в грунте предложили рассчитывать как балку на упругом основании в соответствии с гипотезой Фусса-Винклера [133]. В основе метода лежит дифференциальное уравнение изогнутой оси стержня:

$$EI \frac{d^4 x}{dy^4} = -kx, \quad (4.8)$$

где E – модуль упругости, МПа; I – момент инерции, см⁴; k – коэффициент постели.

В силу упрощения аналитических расчетов (даже по сравнению с методами базирующиеся на теории общих упругих деформаций), и приемлемого уровня достоверности результатов (при удачном подборе коэффициента постели) данная методика получила широкое распространение. На ее основе были предложены различные модификации, в основном сводящиеся к различному учету изменения коэффициента постели по глубине. Этот метод до сих пор является основным в российской практике проектирования и регламентируется действующим Сводом Правил 22.13330 «Основания зданий и сооружений» [134].

Однако, методика расчета свай на горизонтальную нагрузку на основе теории местных упругих деформаций имеет целый ряд существенных недостатков, в основном вытекающих из ее предпосылок, к некоторым из них относятся:

- данная методика не учитывает деформации точек грунтовой среды, расположенных в непосредственной близости от области воздействия нагрузки, не лежащих в одной плоскости;
- значения коэффициентов постели не удастся получить экспериментальными способами для каждой площадки строительства [135], поэтому эти значения принимаются по обобщенным табличным данным, что мягко говоря, ошибочно, так как табличные значения не могут отражать широкого спектра физико-механических характеристик грунтов и различных механизмов взаимодействия свай с грунтовой средой при широком диапазоне технологических, геометрических, силовых и прочих факторов;
- различные эмпирические доработки, моделирующие квазинелинейное изменение коэффициента постели по глубине, имеют искусственный характер и не находят экспериментальных подтверждений;
- методика не учитывает целый спектр краевых условий, влияющих на истинный нелинейный характер изменения деформаций и напряжений грунтовой анизотропной среды.

Такой, достаточно скудный, математический аппарат данной методики предопределяет тщетность многочисленных попыток доработать эту методику, посредством введения различных корректирующих эмпирических коэффициентов, до приемлемого и широкого уровня ее использования.

Изложенные обстоятельства обуславливают необходимость дальнейшей разработки достоверных аналитических выражений, основанных на математической модели взаимодействия свайной системы с окружающим грунтовым массивом. Очевидно, что для этого, прежде всего, необходимо определить расчетную модель. В качестве таких моделей поведения грунта могут использоваться модели, получившие достаточно широкое применение, модели грунтовой среды которые бы отражали истинный характер зависимости механических и физических характеристик грунта при различных воздействиях, с учетом пластических и реологических свойств, модели аппарата континуальной механики, реализованные в программных комплексах, базирующиеся в том числе, на методах конечных элементов. При этом перспективным направлением (хотя, возможно и не ближайшего будущего) представляются методики аппарата механики дискретных сред при микроструктурном подходе.

4.7 Практический пример расчета несущей способности свай на горизонтальную нагрузку

Высокая трудоемкость ручных расчетов при использовании нелинейных математических моделей поведения грунтовой среды в прошлом предопределило развитие методологии эмпирических упрощенных расчетов свайных фундаментов. Сегодня при высоком уровне развития цифровой индустрии и повсеместном использовании численных расчетов в решении инженерных задач имеется возможность использовать и развивать сложные математические модели механики сплошной и дискретной среды [136]. Современный уровень вычислительных мощностей позволяет полностью отказаться от использования упрощенных и малодостоверных эмпирических методик, базирующихся на гипотезе Фусса-Винклера или применять их сугубо для оценочных расчетов в первом приближении.

Компьютерный анализ геотехнических систем позволяет учитывать различные факторы, влияющие на конечный результат в автоматическом режиме, при малых временных затратах [137]. Эти расчеты, по своей сути являются эксплицитными, они не требуют применения субъективной системы эмпирических коэффициентов. Достоверность результатов численных расчетов ни в какой мере не зависит от классификационных номенклатур, систем поправочных коэффициентов и пр.. Численные расчеты позволяют учитывать различные комбинации факторов влияния: конфигурации системы воздействия на сваю, физическую и геометрическую нелинейность систем «основание-фундамент», в том числе с учетом реологических процессов, т.е. в строгой постановке, они позволяют учитывать любые факторы направленные на описание механизмов взаимодействия сложных систем, в конечном счете, снижая неопределенность этих систем.

Современные конечно-элементные комплексы (Plaxis, Midas, RS3 и пр.), позволяют использовать параметрические модели свай которые имеют определенные пользовательские преимущества: снижение времени и трудоемкости моделирования на препроцессоре, упрощенное геометрическое моделирование, более высокая вероятность успешной сходимости задачи, широкий спектр возможностей на постпроцессорном этапе, включая получение данных не только о напряженно-деформированном состоянии элементов, а также данных о значениях и распределениях внутренних усилий и пр. Здесь существенным видится и то, что в качестве исходных данных можно задавать параметры несущей способности свай по боковой поверхности (f_i), или по основанию (R_i), определенные по действующей методике Свод Правил 24.13330.2011 «Свайные фундаменты» [108]. Перечисленные преимущества дают широкие возможности при решении инженерных задач, однако у медали есть и обратная сторона.

Параметрическое моделирование свайных фундаментов строится на упрощенной математической функции поведения элемента, при этом происходит замещение объемного твердотельного элемента на одномерный элемент. Т.е. распределение усилий, расчет напряжений и деформаций происходит в приближенном виде [138] [139] [140, 141] [109]. При этом, вначале, происходит расчет, по заданным параметрам по функции поведения параметрического элемента, заданной (скрытой) разработчиком ПО (как правило линейной), и только потом, отдельно, решается его взаимодействие с конечными элементами окружающей сетки моделирующей грунтовой массив. Такая двойная схема – расчетная схема сваи в расчетной модели грунтов – приводит к последовательному формированию и расчету двух матриц жесткости, (при этом, как правило, используются разные показатели жесткости: жесткость, определенная по СП или в эксперименте и жесткость прилегающего грунта). Многочисленными расчетами доказано, что такая расчетная схема существенно искажает результат.

Таким образом, при использовании численных методик хороший уровень достоверности расчетов свай может быть достигнут только при использовании объемных твердотельных конечных элементов (solids) высокого уровня (16, 32 и более узлов) при формулировании задачи в пространственной постановке с учетом математических моделей поведения грунтов. При этом дополнительное моделирование взаимодействия ствола сваи с прилегающим грунтом «эффект трения», например посредством введения интерфейсных элементов, повышает достоверность результата [142].

Исходные данные для построения расчетной модели

Для сопоставления различных расчетных методик были выполнены численные расчеты, при использовании моделей Кулона-Мора и упрочняющегося грунта (УГМ), а также расчеты по методике теории местных упругих деформаций, до сих пор, регламентируемой строительными нормами и правилами [134].

В качестве базы сравнения аналитических и численных расчетов приняты результаты экспериментальных испытаний на горизонтальное воздействие, буронабивной сваи, диаметром 800 мм, длиной 25 м, проводившихся на одной из площадок строительства высотного здания.

Для проведения испытания горизонтальной нагрузкой был использован однобалочный металлический стенд, который упирался в две сваи. Нагрузка на опытную сваю прикладывалась с помощью гидравлического домкрата ДГ-200. Горизонтальное усилие фиксировалось по показателям манометра, установленного в гидросистеме перед домкратом. Измерение

перемещений опытной сваи осуществлялось с помощью прогибомеров системы Максимова, закрепленных на независимой реперной системе.

Нагрузка на сваю передавалась ступенями, величина первых, из которых составляла – 12,5 тс, а последних двух – 6,25 тс. За критерий условной стабилизации деформаций грунта вокруг сваи принята скорость прироста перемещений, не превышающую 0,1 мм за час наблюдений. При испытании сваи горизонтальная нагрузка была доведена до $P=50,0$ тс с достижением общего стабилизированного перемещения – $\Delta H = 16,80$ мм.

Значение предельного сопротивления сваи, было принято при горизонтальном перемещении ее головы $\Delta H = 10$ мм. Согласно графику испытания (рис. 4.18), значение предельного сопротивления сваи составило 37,0 тс.

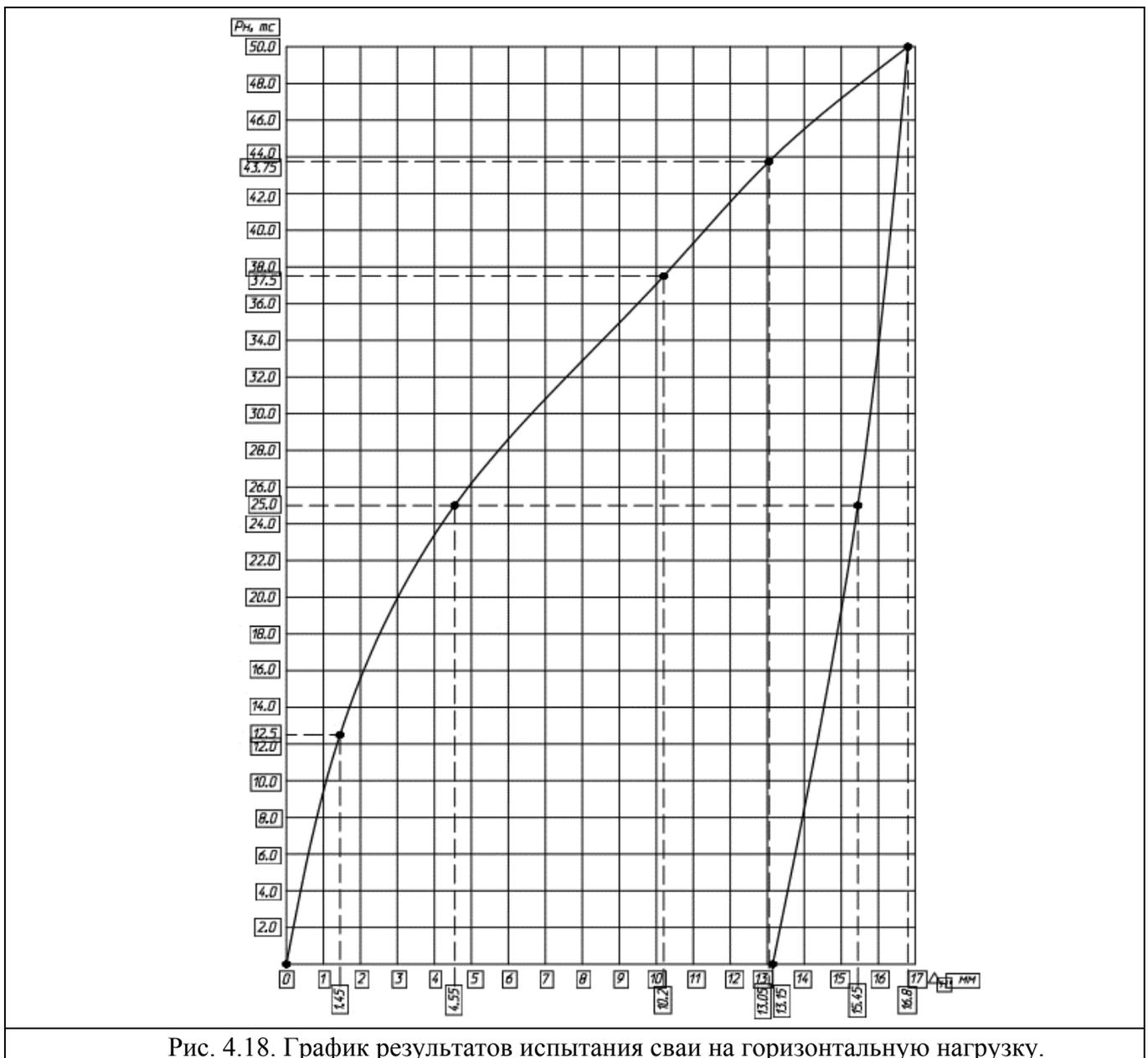


Рис. 4.18. График результатов испытания сваи на горизонтальную нагрузку.

Расчетные физико-механические характеристики грунтов площадки строительства представлены в табл. 4.5.

Таблица 4.5. Физические и механические характеристики грунтов исследуемой площадки							
№ ИГЭ	Наименование инженерно-геологического элемента (ИГЭ)	Показатель текучести, I_L	Коэффициент пористости, e	Модуль деформации E , МПа	Удельное сцепление C , кПа	Угол внутреннего трения, φ , град	Плотность грунта ρ , г/см ³
37	Суглинок пылеватый, лёссовидный, твердый	0,04	0,70	20	30	25	1,70
39	Суглинок пылеватый, лёссовидный, твердый с включением гравия	-0,10	0,70	15	22	20	1,87
40	Суглинок тяжелый, бурый, твердый с включением гравия	-0,10	0,65	22	25	12	1,85
55	Суглинок тяжелый влажный, бурый, твердый с включением гравия	-0,20	0,67	15	33	25	1,85
57	Глина пылеватая, твердая, бурая с включением гравия	-0,20	0,52	24	35	29	1,85

Инженерно-геологическое строение площадки на которой проводилось испытание свай на горизонтальную нагрузку приведено на рис. 4.19.

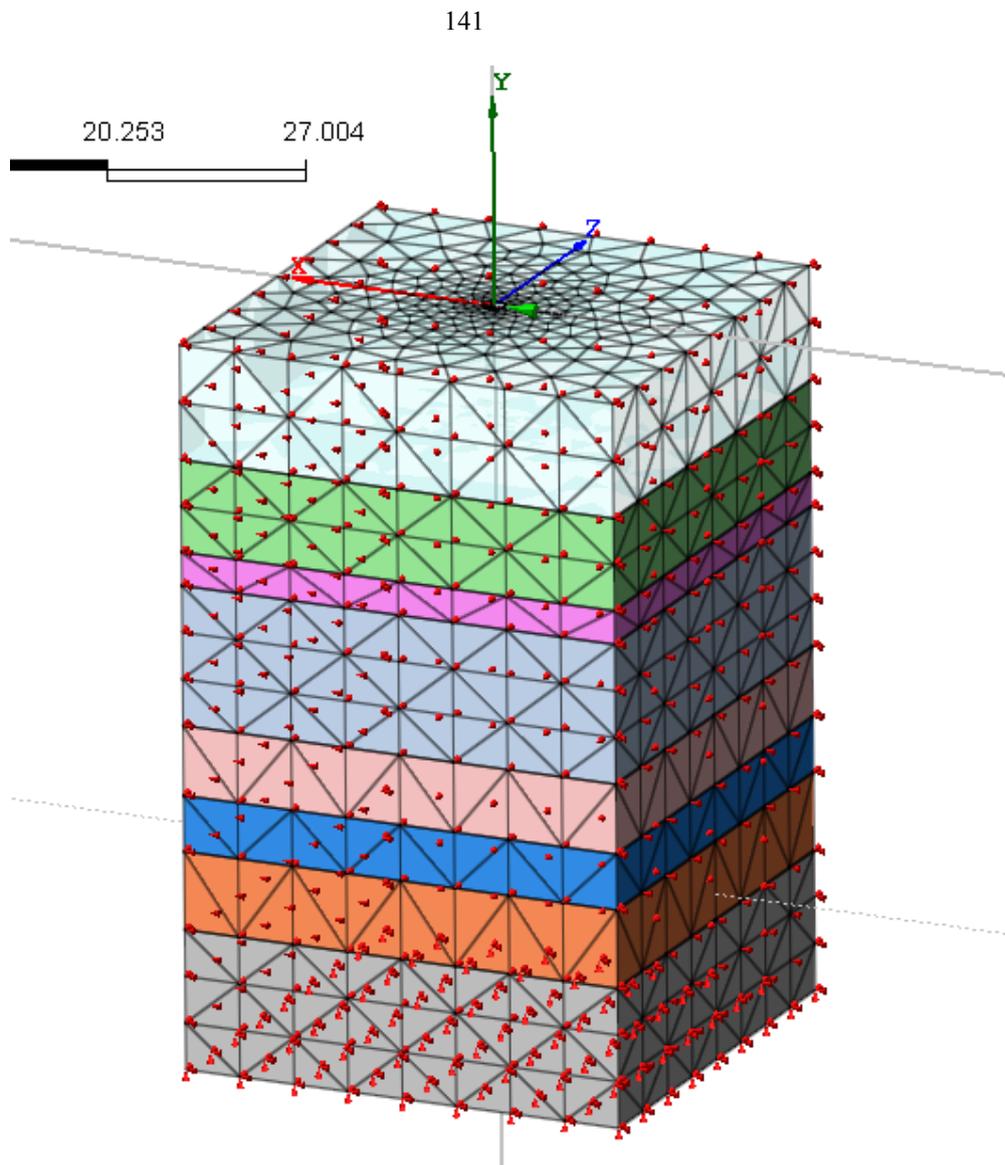


Рис. 4.20. Конечно-элементная модель сваи в грунте

Также была построена и рассчитана модель при использовании параметрических свайных элементов. Однако с учетом высокого расхождения этих результатов, со всеми другими расчетами, заставило отказаться авторов от их публикации.

Результаты расчетов

Результаты расчета методом конечных элементов с отражением характера деформирования сваи под нагрузкой представлены на рис. 4.21.

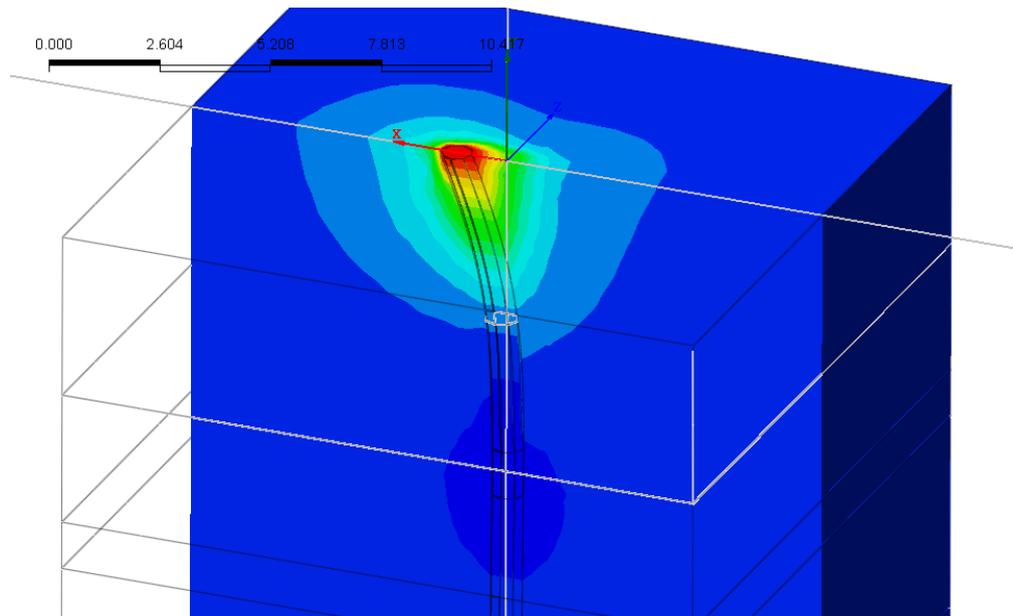


Рис. 4.21. Численные расчеты и характер деформирования сваи под воздействием горизонтальной нагрузки

Сравнение результатов расчетов аналитическим методом по СП 22.13330, методом конечных элементов с использованием математической модели грунтов Кулона-Мора (МС) и модели упрочняющегося грунта (НС) с данными полевых испытаний (XPR) представлены на графиках (рис. 4.22). Коэффициент достоверности расчетной методики определялся исходя из соотношения $K = \frac{R_{XPR}}{R_M}$, где R_M – результаты расчетов с использованием математической методики, R_{XPR} – результаты полевых испытаний. Значения коэффициентов достоверности приводятся в табл. 4.6

Таблица 4.6. Коэффициент достоверности расчетной методики (модели), К	
Наименование методики	К
Аналитическая методика СП 22.13330	0.5075
Модель Кулона-Мора	0.7716
Модель Упрочняющегося грунта	2.1518

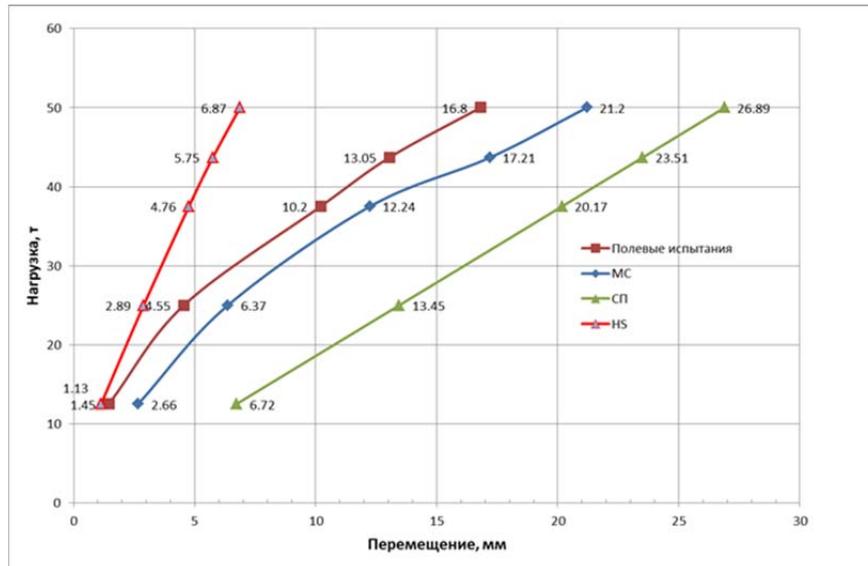


Рис. 4.22. Результаты расчетов сваи на горизонтальное воздействие с использованием различных методик

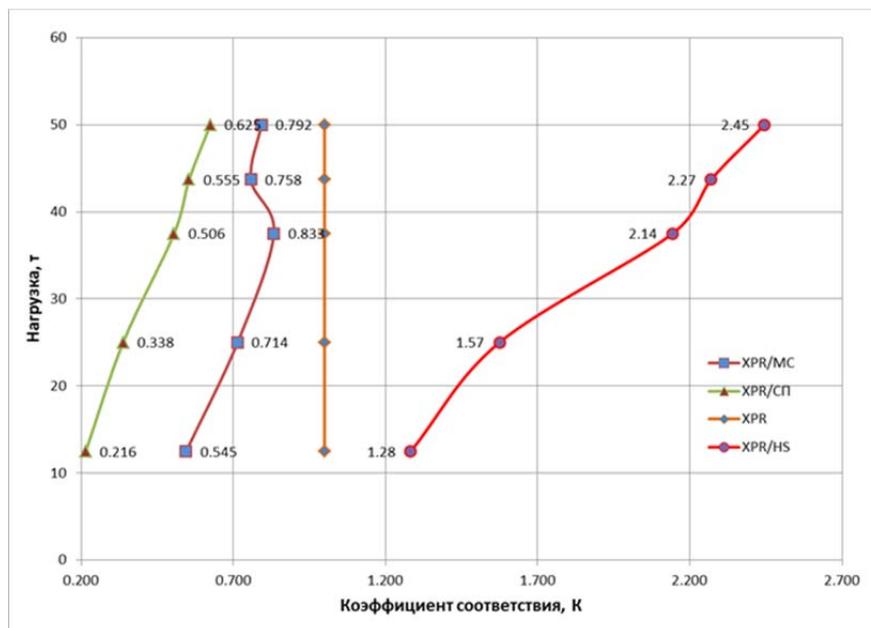


Рис. 4.23. Диаграммы сопоставления результатов численных расчетов (MC) и аналитических (СП) с данными экспериментального нагружения (XPR)

4.8 Выводы

Факторы, влияющие на несущую способность свай, имеют сложный характер взаимодействия и определяют комплексный механизм работы сваи в грунте, не поддающийся строгому математическому описанию. Существующие детерминированные расчетные методики и модели не учитывают полностью механизм взаимодействия свай с грунтовым массивом, они имеют существенные расхождения в результатах и не высокий уровень сопоставимости с данными полевых испытаний свай. Это объясняется также наличием случайной компоненты в механизме работы сваи в грунте. Применение стохастического

подхода в оценке параметров поведения системы или оценки ее надежности при количественном учете различных факторов неопределенности позволяет повысить уровень достоверности расчетов.

Существенные расхождения результатов детерминированных расчетов указывают на необходимость учитывать неопределенность математических моделей и расчетных методик в стохастических расчетах.

Неопределенность математических моделей заключается:

- **В неопределенности используемых методик расчета, обусловленной необходимостью допущений и упрощений математических моделей и связанной с этим фактом, низкой сходимости натуральных испытаний с результатами моделирования;**
- **В неопределенности используемых моделей поведения и разрушения грунтов, которые определяются не только их разновидностью, но и изменением напряженно деформированного состояния. В частности, наиболее распространенные линейные модели являются, как правило, слабо обоснованными в применении.**

Оценка несущей способности свайного фундамента на горизонтальную нагрузку с использованием численных методик позволяет достичь высокого уровня достоверности, чем при оценке несущей способности на вертикальную нагрузку, однако уровень достоверности численных расчетов существенно зависит от применяемой модели грунта [143]. При этом, выбор расчетной модели должен производиться с учетом ее математической формулировки механизма взаимодействия сваи с окружающим грунтом, принимая во внимание инженерно-геологические условия площадки, информационную обеспеченность в виде исходных данных, конструктивные условия, требования к решаемой задаче и пр. Для повышения точности численных расчетов необходимо разрабатывать математические модели, отражающие механизм взаимодействия сваи с грунтом [144, 145, 146].

Заключение

По результатам выполненной работы можно сделать следующие выводы:

1. Неопределенность ЛТС является важной, причинной категорией обуславливающая необходимость разработки вероятностно-статистических подходов. Формирование моделей неопределенностей, учитывающих вероятностные функции распределения инженерно-геологических процессов посредством использования вероятностно-статистических расчетов для анализа литотехнических систем, является не только целесообразным, но и необходимым процессом в современной инженерно-геологической практике.

2. Основными факторами неопределенности ЛТС являются:

- Природная неоднородность грунтов;
- Малая изученность площадки строительства (низкий уровень информационного обеспечения);
- Ошибки измерения;
- Стационарная неопределенность связана с изменением свойств и состояний грунтов во времени;
- Факторы нагрузок и воздействий на ЛТС;
- Неопределенность достоверности (адекватность) расчетных моделей (эмпирических, аналитических, численных). Малое понимание механизмов поведения и разрушения грунтов, что проявляется в расчетных допущениях или упрощениях математических (аналитических) моделей;
- Неопределенность статистических методов и моделей;
- Неопределенность решений (человеческий фактор) - субъективность экспертных оценок относительно выбора методов расчета, предположений о возможных механизмах возникновения отказов, интерпретация анализа исходных данных и результатов расчета и т.п.

3. Существует принципиальная возможность количественного анализа факторов неопределенности посредством применения вероятностно-статистического подхода, который имеет широкую область применения. При этом, процесс анализа неопределенности сводится к двум задачам: к построению расчетной модели неопределенности, с количественным описанием различных аспектов и к последующему учету данной модели в стохастическо-детерминированных расчетах ЛТС. По сравнению с детерминированным ВСП обладает объективностью и гибкостью, так как позволяет учитывать большое количество случайных и закономерных факторов без усложнения расчетных детерминированных моделей и позволяет

проводить расчет надежности системы «сооружение-основание» в разнообразных грунтовых условиях.

4. Методология количественной оценки состояния и поведения ЛТС является комплексным понятием и должна базироваться не только на детерминированной основе, но и на вероятностно-статистическом подходе, который включает:

- Геостатистическую методологию, направленную на снижение факторов неопределенности инженерно-геологических условий;
- Методы математической статистики и теории вероятностей, направленные на формирование модели неопределенности ЛТС;
- Инструменты и методы теории надежности, включающей методы численного статистического и вероятностного моделирования для количественной оценки надежности литотехнических систем.

5. Характерной особенностью вероятностно-статистического подхода в инженерной-геологии является недостаточный объем исходной статистической информации. Методология геостатистики предоставляет широкие и эффективные возможности для исследования, анализа и моделирования исходной инженерно-геологической информации, а также для анализа и моделирования неоднородности и анизотропии пространственных данных. Важной областью геостатистики является вариографический анализ пространственных данных, который позволяет делать выводы о строении и неоднородности грунтовых массивов.

6. Численные методы, основанные на статистическом моделировании, при решении стохастических задач являются мощным и универсальным инструментом, позволяющие выполнять количественную оценку надежности литотехнических систем на основе таких параметров как: показатель надежности и вероятность отказа системы. Эффективность использования данных параметров показана на примере расчета фундаментов глубокого заложения. Методика численных стохастических расчетов апробирована на расчетах фундамента мелкого заложения с сопоставлением результатов с данными аналитического расчета методом точечного приближения, и с расчетами методом конечных элементов в расчетном комплексе RS_2 (Rocscience).

7. Существующие детерминированные расчетные методики и модели не учитывают полностью механизм взаимодействия свай с грунтовым массивом, они имеют существенные расхождения в результатах и не высокий уровень сопоставимости с данными полевых испытаний свай. Это объясняется также наличием случайной компоненты в механизме работы сваи в грунте. Применение стохастической методологии в оценке параметров поведения системы или оценки ее надежности при количественном учете различных факторов неопределенности позволяет повысить уровень достоверности расчетов.

8. При геотехническом моделировании ЛТС необходимо учитывать неопределенность математических моделей которая характеризуется низкой сходимостью натурных испытаний с результатами расчетов моделей ЛТС.

9. В качестве рассмотрения дальнейших перспектив разработки методологии вероятностно-статистических расчетов хочется отметить, что безусловно, данная работа не в состоянии охватить всю широту поставленной проблематики, но развитие данного направления является приоритетным не только для инженерной геологии, но и для геотехники, строительной механики и пр.. Доказательством данного факта является активное развитие вероятностно-статистических подходов за рубежом. По своей сути, он является составной частью нового научного направления – стохастической геотехники, основными задачами которого являются анализ надежности и оценка рисков при создании ЛТС.

Перечень сокращений

ЛТС – литотехническая система;

ВСП – вероятностно-статистический подход;

СДМ – стохастическо-детерминированная модель;

НДС – напряженно-деформированное состояние.

Список литературы

1. Бондарик Г.К. *Теория геологического поля*. М.: АСВ, 2002. 129 с.
2. Вистелиус А.Б. *Основы математической геологии*. Ленинград: Наука, 1980. 389 с.
3. Демьянов В.В., Савельева Е.А. *Геостатистика, теория и практика*. М.: Наука, 2010.
4. Кауфман Б.Д., Шульман С.Г. *Динамика систем сооружение - основание при неполной исходной информации (учет случайных и неопределенных факторов)*. СПб.: АО "ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева", 2016.
5. Пшеничкин А.П. *Основы вероятностно-статистической теории взаимодействия сооружений с неоднородными грунтовыми основаниями*. Волгоград: ВолГАСУ, 2006. 207 с.
6. Ржаницын А.Р. *Теория расчета строительных конструкций на надежность*. Москва: Стройиздат, 1978. 239 с.
7. Капутин Ю.Е., А.И. Ежов, Хенли С. *Геостатистика в горно-геологической практике*. М.: Апатиты, 1995. 188 с.
8. Шарапов И.П., *Применение математической статистики в геологии*. Москва: Недра, 1965. 260 с.
9. Пендин В.В. *Комплексный количественный анализ информации в инженерной геологии*. Москва: КДУ, 2009. 44 с.
10. H.Lessmann, M.Oberguggenberger, R.Vieeder W.Fellin *Analyzing Uncertainty in Civil Engineering* — NewYork: Springer, 2005. — 39-48 с.
11. Бондарик Г.К., *Общая теория инженерной (физической) геологии*. Москва: Недра, 1981. 256 с.
12. Королев В.А. *Мониторинг геологической среды: учеб.* / под ред. В.Т.Трофимов — Москва: МГУ, 1995. — 272 с.
13. Галкин А.Н., "Литотехнические системы Белоруссии: закономерности функционирования, мониторинг и инженерно-геологическое обоснование управления," Витебский государственный университет имени П.М.Машерова, Москва, Диссертация на соискание ученой степени доктора геолога-минералогических наук 2014.

14. Аверкина Т.И. *Литотехнические системы как результат взаимодействия природных и технических объектов в приповерхностной части литосферы* // Теория и методология экологической геологии. — 1997. — с. 213-236.
15. F.Nadim S.Lacasse *Uncertainties in characterizing soil properties* //. — 1996.
16. F.Nadim, A.Rahim, T.R.Guttormsen S. Lacasse *Statistical Description of Characteristic Soil Properties* //. — Houston, 2007.
17. Дмитриев В.В., Ярг Л.А. *Методы и качество лабораторного изучения грунтов: учеб. пособие*. М.: КДУ, 2008. 227 с.
18. Бушлаева О.В., Королев В.А. *Неопределенности в эколого-геологических системах и их систематизация* // Инженерная-геология. 2013. N 6. С. 56-62.
19. Зеркаль О.В., Фоменко И.К., *Оползни в скальных грунтах и оценка их устойчивости* // Инженерная геология. 2016. N 4. С. 4-21.
20. Кауфман Б.Д., "Оценка надежности гидротехнических сооружений при динамических воздействиях в условиях неполноты исходной информации," Санкт-Петербург, Диссертация доктора технических наук 2015.
21. K.O. Cetin, S.Koprivica, B.Jeremic Kallot Sett *Soil Uncertainty and its Influence on Simulated G/Gmax and Damping Behavior* — s.l.: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2010.
22. Trevor L.L.Orr *How Eurocode 7 addresses uncertainty, risk and decision making in geotechnical design* //. — 2015.
23. European Committee for Standardization (CEN), "Eurocode 7 Geotechnical design," 2006.
24. Soares, C.Guedes *Probabilistic methods for structural design* — Lisbon: Springer science, 1997.
25. B.K.McMahon *Geotechnical Design in the face of uncertainty* // Australian Geomechanics Journal. — 1985.
26. C. Russelli *Probabilistic methods applied to geotechnical engineering* //. — Paris, 2005.
27. Векслер А.Б., Ивашинцов Д.А., Стефанишин Д.В., Надежность, социальная и экологическая безопасность гидротехнических объектов: оценка риска и принятие решений / ВНИИГ им.Б.Е.Веденеева, СПб, Пособие для специалистов 2002.

28. Бугров А.И., Голубев А.К. *Анизотропные грунты и основания сооружений*. СПб.: Недра, 1993. 245 с.
29. Huang J., Fenton G.A. Griffith D.V. Modelling of stability and risk of geotechnical systems in highly variable soils // International conference on advances in geotechnical engineering. — Perth, Australia, 2011.
30. K.K.Phoon, M. De Wet, J.V.Retief M.Dithinde *Characterization of Model Uncertainty in the Static Pile Design Formula* // JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING. — 2011.
31. Bathurst R.J., Cami B. Sina Javankhoshdel *Influence of model type, bias and input parameter variability on reliability analysis for simple limit states with two load terms* — Ontario: Computers and Geotechnics, 2018.
32. A.P.Galbraith, E.R.Farrell, J.J.Byrne *Uncertainty in pile resistance from static load tests database* // Geotechnical Engineering. — №167., Выпуск 5. — 2013.
33. Fenton G.A., Griffith D.V. *Risk assessment in geotechnical engineering* — New Jersey: WILEY, 2008.
34. E.R.Farrell, J.J.Byrne A.P.Galbraith *Uncertainty in pile resistance from static load tests database* // Geotechnical Engineering. — №167., Выпуск 5. — 2013.
35. K.K.Phoon, J.V.Retief *Reliability of Geotechnical Structures* — London: Taylor&Francis, 2016.
36. R.V.Whitman *Organizing and evaluating uncertainty in geotechnical engineering* // JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING. — 2000.
37. Болотин В.В., *Применение методов теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений*. Москва: Литература по строительству, 1971. 254 с.
38. Гарагаш Б.А., *Надежность систем "Основание-сооружение"*. Москва: АСВ, 2012.
39. Альберт И.У., Шульман С.Г. *Вероятностная оценка надежности нескальных оснований сооружений при сейсмических воздействиях* // Инженерно-строительный журнал. — 2012.
40. Пшеничкин А.П., Гарагаш Б.А., *Исследование статистических характеристик внешних воздействий на здания в г. Волгограде*. Волгоград: 1974. — С.72-75.
41. Ватутин В.А., Ивченко Г.И., Медведев Ю.И., Чистяков В.П., *Теория вероятностей и математическая статистика* — Москва: ЛЕНАНД, 2015. 384 с.

42. Земцов В.М., Земцова И.В., *Элементы теории вероятностей и математической статистики*. М.: АСВ, 2013. 538 с.
43. G.V.Baecher H.N.Einstein *Probabilistic and statistical methods in engineering geology* // *Rock Mechanics*. — 1982.
44. C.Guedes Soares *Probabilistic methods for structural design* — Lisbon: Springer science, 1997.
45. Стефанишин Д.В., Троицкий А.П., Шульман С.Г., *Методика оценки надежности грунтовых плотин с учетом комплекса случайных факторов* // *Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева*. 1989. Т.214. С. 4-11.
46. Стефанишин Д.В., Мализдерский Р.Н., Вероятностная оценка устойчивости береговых упоров арочной плотины Нам Чиен (Вьетнам) в условиях неопределенности // *Сборник докладов третьей научно-технической конференции "Гидроэнергетика. Новые разработки и технологии"*. СПб, 2008. С. 229-237.
47. Вернадский В.И., *Химическая организация биосферы Земли и ее окружения*. Москва: Наука, 1965. 371 с.
48. Кан Кай, Фоменко И.К., Зеркаль О.В., Павленко О.В., *Вероятностный анализ устойчивости склонов при сейсмическом воздействии с использованием акселерограмм* // *Основания фундаментов и механика грунтов*. 2019. N2. С.2-8.
49. Моисеев Н.Н., *Математические задачи системного анализа: учебное пособие*. М: Наука, 1981. 488 с.
50. R.V.Whitman *Evaluating calculated risk in geotechnical engineering* // *Geotechnical engineering*. — 1984.
51. O.G.Ingles,W.White I.K.Lee *Geotechnical engineering* — Boston: Pitman, 1983.
52. Дюбрул О., *Использование геостатистики для включения в геологическую модель сейсмических данных*. [Zeist]:Европейская ассоциация геостатистики (EAGE), 2002. 296 с.
53. Ricceri G. Cola S. Simonini P. *Geotechnical characterization and properties of Venice lagoon hegerogeneous silts* // 2nd International workshop. 2007.
54. Кашиати Ф., Аугустн Г., Баратта А., *Вероятностные методы в строительном проектировании*. М.: Стройиздат, 1988. 583 с.
55. ГОСТ 20522-2012, "Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний.",

56. Самарин Е.Н., Бершов А.В., Фоменко И.К., *Курс лекций по методам статистической обработки инженерно-геологической информации*. Москва: МГУ, 2004. 96 с.
57. Елисеева И.И., *Статистика*. Москва: Проспект, 2006. 448 с.
58. Колесникова И.И., Круглякова Г.В., *Статистика: учебное пособие*. Москва: Новое знание, 2006. 208 с.
59. Зеркаль О.В., Фоменко И.К., *Оценка влияния анизотропии свойств грунтов на устойчивость склонов*. // Инженерные изыскания. 2013. N 9. С.44-50.
60. O.Dubrule *Geostatistics for seismic data integration in earth models* — s.l.: EAGE, 2003.
61. Y.Riou, P.Y.Hicher M.E. Gonnouni *Geostatistical method for analysing soil displacement from underground urban construction* // *Geotechnique*. — 2005. — с. 171-182.
62. J.Lafleur, M.Soulie, K.T.Law P.Chiasson *Characterizing spatial variability of a clay by geostatistics* // *Canadian geotechnical journal*. — 1995 (DOI: 10.1139/t95-001).
63. R.M.Srivastava E.H.Isaaks *Applied geostatistics* — Oxford: s.n., 1989.
64. P.Delfiner Jean-Paul Chiles *Geostatistics. Modeling Spatial Uncertainty*. — New-Jersey: Jogn Wiley & Sons, 2012.
65. A.Natonik A.Brom *Estimation of geotechnical parameters on the basis of geophysical methods and geostatistics* // *Contemporary trends in geoscience*. — 2017 (DOI: 10.1515/ctg-2017-0006).
66. A.G.Journal C.V.Deutsch *Geostatistical software library and user's guide; Second* — New-York: Oxford university press, 1998. — 9-10 с.
67. СП 47.13330.2012 Инженерные изыскания для строительства. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 11-02-96. М. 2012.
68. СП 11-105-97 Инженерно-геологические изыскания для строительства. М., 2003.
69. Мельников А.В., Болдырев Г.Г., *Корреляционные уравнения оценки модуля деформации грунтов по результатам статического зондирования*. Москва: ОФМГ, 2015. N 3. С.2-7.
70. J.P.Marques *Applied statistics using SPSS, Statistica, Matlab and R*. — New-York: Springer, 2007.
71. J.A.Tawn P.J.Digglet *Model-based geostatistics* // Springer 2007. P.241.

72. N.S.Vaziri, I.Aghamolaie, N.H.Moghaddas, G.R.Lashkaripour M.Etemadifar *Heterogeneity Evaluation of Soil Engineering Properties Based on Kriging Interpolation Method* // Soils and Rocks. — 2018.
73. I.Ekberli, F.Candemir, Z.Demir C.Gulser *Spatial variability of soil physical properties in a cultivated field* // Eurasian Journal of Soil Science. — 2016 (DOI: 10.18393/ejss.2016.3.192-200).
74. Vivas Miranda J.G., Paz Gonzalez A. Vazquez E.V. *Characterizing anisotropy and heterogeneity of soil surface microtopography using fractal models* // . — 2005.
75. Речицкий В.И., Исследования устойчивости и характера разрушения скальных откосов котлованов гидротехнических сооружений // дисс. к.т.н. Москва: НИИ "Гидропроект 1977.
76. ГОСТ Р27.002-2009 Надежность в технике (ССНТ). Термины и определения. Москва, 2009.
77. Райзер В.Д., *Расчет и нормирование надежности строительных конструкций*. Москва: Стройиздат, 1978. 344 с.
78. Шпете Г., *Надежность несущих строительных конструкций*. М.: Стройиздат, 1994. 287 с.
79. Шульман Г.С., Романов М.В., Надежность инженерных сооружений: учебное пособие. СПб.: СПбГТУ. 2001. 48 с.
80. Ушаков И.А., *Курс теории надежности систем*: учебное пособие. Москва: ДРОФА, 2008. 239 с.
81. Райзер В.Д., *Теория надежности в строительном проектировании*. Москва: АСВ, 1998. 302 с.
82. Griffith D.V. Fenton G.A. *Risk assessment in geotechnical engineering* — New Jersey: WILEY, 2008.
83. П-843-86, Рекомендации по расчету скальных откосов. Москва: Гидропроект. 1986.
84. M.D. Bolton Development of codes of practice for design. // , Том Vol.3. — Rio de Janeiro, 1989. — с. pp.2073-6.
85. Committee on Geological and Geotechnical, "Geological and Geotechnical Engineering in the New Millennium: Opportunities for Research and Technological innovation," 2006.
86. Kok-Kwang Phoon *Reliability-based design in Geotechnical Engineering* — London and New-York: Taylor & Francis, 2008.

87. Trevor L.L. Orr *How Eurocode 7 addresses uncertainty, risk and decision making in geotechnical design* // — 2015.
88. M. Yazdchi B. Simpson Use of finite element methods in geotechnical limit state design. // *Proceedings of the International Workshop on Limit State design in Geotechnical Engineering Practice*. — Cambridge, 2003.
89. ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Москва. 2014.
90. B.Ellingwood *Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standard A58* — Washington: U.S. Government, 1980.
91. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. Москва, 2011.
92. Городецкий Б.Л., Котлов Г.Г., Соколкин А.Ф., *Статистические исследования постоянных нагрузок от собственной массы покрытий в промышленных зданиях*. Свердловск: Проблемы надежности в строительном проектировании. 1972. С.40-45.
93. Гордеев В.Н., Лантух-Лященко А.И., Пашинский В.А., Перельмутер А.В., Пичугин С.Ф., *Нагрузки и воздействия на здания и сооружения*. Москва: АСВ, 2006. 482 с.
94. D.Nonfi *Serviceability floor loads* // *Structural safety*. — 2014.
95. Жданов Э.Р., Маликов Р.Ф., Хисматуллин Р.К., *Компьютерное моделирование физических явлений и процессов методом Монте-Карло*: учебное пособие. Уфа: БГПУ. 2005. 124 с.
96. Михайлов Г.А., Войтишек А.В., *Численное статистическое моделирование* — Москва: Издательский центр "Академия", 2006. 368 с.
97. Биндер К., Хеерман Д.В., *Моделирование методом Монте-Карло в статистической физике*. Москва: Физматлит, 1995. 141 с.
98. M.ASCE, Wen-Yang Tsay B.Corotis *Probabilistic load duration model for live loads* // *Journal of Structural Engineering*. — 1983. — с. 16 (DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1983)109:4(859)).
99. Межотраслевой научный центр ВНИМИ *Правила обеспечения устойчивости откосов на угольных разрезах*. СПб: ВНИМИ, 1998. 208 с.
100. Иванова Т.В., Альберт И.У., Кауфман Б.Д., Шульман С.Г., *Несущая способность висячих свай по критерию прочности материала сваи или грунта* // *Инженерно-строительный журнал*. 2016. С. 10. (doi: 10.5862/MSE.67.1).

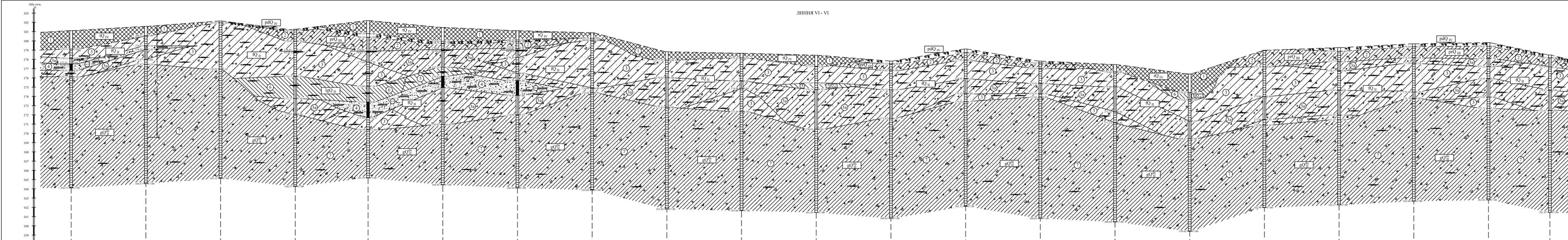
101. Маевская И.В., Игнатова О.И., Рекомендации по вероятностному расчету оснований и фундаментов каркасных зданий (Методика и алгоритм). Москва: НИИОСП. 1985. 20 с.
102. СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. М. 2011.
103. US Army Corps of Engineers, "Engineering and design introduction to probability and reliability methods for use in geotechnical engineering," Department of the Army, Washington, D.C., Technical letter No.1110-2-547 1997.
104. Rockscience. [Rockscience] URL:
https://www.rockscience.com/help/slide2/#t=slide_model%2Fmaterials%2FStrength_Type.htm.
105. Baecher G.B. Christian J.T. *Point-estimate method as numerical quadrature* // — №9. — 1999.
106. Силин К.С., Глотов Н.М., Завриев, К.С., *Проектирование фундаментов глубокого заложения*. М.: Транспорт, 1981. 252 с.
107. Ободовский А.А., *Проектирование свайных фундаментов*. М.: Стройиздат, 1977. 112 с.
108. СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85 М. 2011.
109. Пилягин А.В., *Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений*. Москва: Ассоциация строительных вузов, 2006. С.160-165.
110. Луга А.А., *Некоторые вопросы предельных состояний свайных фундаментов* // Всесоюзный научно-исследовательский институт транспортного строительства. М. 1959. С. 5-7.
111. Долматов Б.И., Лапшин Ф.К., Оценка несущей способности свай при массовом их применении. Совещание-семинар по обмену опытом проектирования и возведения свайных фундаментов. М.: Оргсельстрой. 1966. 6 с.
112. Трофимов В.Т., Королев В.А., Вознесенский Е.А., Голодковская Г.А., Васильчук Ю.К., Зиангиров Р.С., *Грунтоведение*; 6-е — Москва: МГУ, 2005.
113. Зиангиров Р.С., Николаев И.А., Крылов Ю.П., Сорочан, Е.А., *Опыт строительства зданий на юрских глинах в Москве*. М.: Основания, фундаменты и механика грунтов. 2000. С. 76-80.
114. Солдатов Б.А., Исследование несущей способности забивных висячих свай и свайных фундаментов в элювиальных глинистых грунтах среднего урала. Свердловск., Автореферат дисс. к.т.н. 1972. 24 с.

115. Долматов Б.И., Особенности работы свайных фундаментов в условиях слабых грунтов. Москва: Совещание-семинар по обмену опытом проектирования и возведения свайных фундаментов. 1966.
116. Tomlinson M.J. *Foundation design and construction* // Longman Scientific and Technical. — 1985.
117. J.B. Burland *Shaft Friction of Piles in Clay - a Simple Fundamental Approach* // Ground Engineering. — 1973. — p. 30-42.
118. David Budden, Stuart Norman Jim Martin *Pile tests to justify higher adhesion factors in London Clay* // Geotechnical Engineering. — 2016. — p. 121-128.
119. Грутман М.С., *Свайные фундаменты*. Киев: Будівельник, 1969. 190 с.
120. J., Budden, D., Norman, S., Martin *Pile tests to justify higher adhesion factors in London Clay* // Geotechnical Engineering. — 2016. — p. 121-128.
121. Научно-исследовательская ассоциация инженеров-строителей // [сайт] URL: <https://www.ciria.org>.
122. V., Doran, I.G., Graham, J., Navaneethan, T. Sivarumar *Relationship between K_0 and overconsolidation ratio: a theoretical approach*. // Geotechnique. — 2002. — p. 225-230.
123. Григорян А.А., Расчет несущей способности сваи // Труды VI международной конференции по проблемам свайного фундаментостроения. 1989. С. 37-42.
124. F.H. Kulhawy Limiting tip and side resistance, fact or fallacy // Symposium on Analysis and Design of Pile Foundations. — San Francisco, 1984. — p. 80-98.
125. J. Kerisel Foudations profondes an milieux sableux: Variation de la force portante limite en fonction de la densite, de la profonduer, du diametre e de la vitesse d'enfoncement // Proceedings, 5th international conference on soil mechanics and foundation engineering. — Paris, 2012. — p. 73.
126. L. Bjerrum Problems of soil mechanics and construction in soft clay // Proceedings of the 8th International Conference, ISSMFE. — Moscow, 1973. — p. 150-157.
127. Глотов Н.М., Луга А.А., Силин К.С., Завриев К.С., *Свайные фундаменты*. Москва: Транспорт, 1975. С.432.
128. R.L. Nordlund Point bearing and shaft friction of piles in sand // Proceedings 5th Annual Fundamentals of Deep Foundation Design. — Missouri-Rolla, 1979.

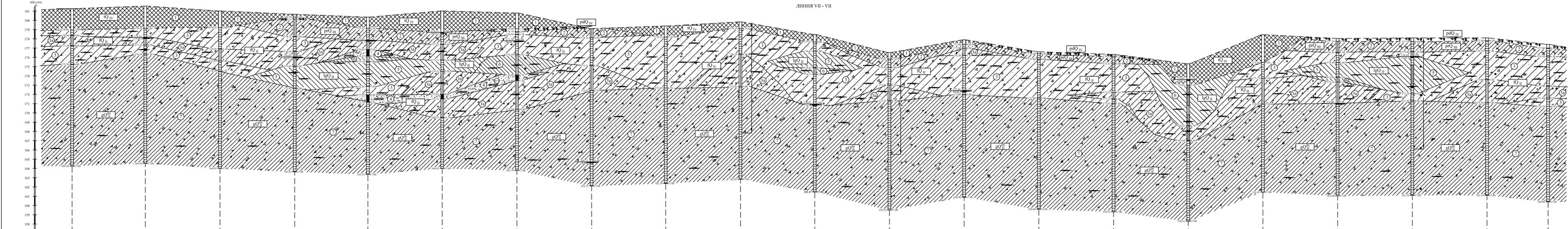
129. СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. М. 2011.
130. Березанцев В.Г., *Расчет одиночных свай и свайных кустов на действие горизонтальных сил*. М.: Воениздат, 1946. 60 с.
131. N.V., Kurbatskiy, E.N. Kupchikova Analytical Method Used to Calculate Pile Foundations with the Widening Up on a Horizontal Static Impact // International Conference of Construction. — Astrakhan, 2017.
132. Буслов А.С., *Работа свай на горизонтальную нагрузку за пределами упругости в связных грунтах*. Ташкент: Фан, 1979. 106 с.
133. Миронов В.В., Сопротивление одиночных свай на действие горизонтальных нагрузок // Автореф. дисс. к.т.н. Новосибирск. 1965. 20 с.
134. СП, "22.13330.2011 Основания зданий и сооружений," Москва, 2011.
135. Полянкин А.Г., "Исследование работы свай на горизонтальные и моментные нагрузки и совершенствование методов расчета оснований фундаментов," Новосибирск, 2014.
136. M., Chin-Yung Chang Duncan *Nonlinear analysis of stress and strain in soil* // Journal of the soil mechanics and foundations division, SM5. — 1970. — с. 1629-1652.
137. Знаменский В.В., Знаменская Е.П., Чунюк Д.Ю., Халиуллина Д.Р., *К вопросу об оценке несущей способности забивных железобетонных свай стандартных сечений на горизонтальную нагрузку* // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. 2018. С. 60-69.
138. T.P.T. Dao *Validation of Plaxis Embedded Piles for lateral loading. Plaxis*. — Delft (In Netherlands): Delft University of Technology, 2011.
139. J. Brinch Hansen *The ultimate resistance of rigid piles against traversal forces* // Bulletin Danish of the Geotechnical Institute. — 1961. — с. 5-9.
140. L.C., Van Impe, W. Reese *Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading* //. — 2011.
141. Строганов А.С., *Теоретические и экспериментальные исследования работы длинных одиночных свай на горизонтальную нагрузку*. Москва: Водгео, 1953. 80 с.
142. J.Ramachandran, "Analysis of pile foundations under seismic loading," 2005.

143. Знаменский В.В., Знаменская Е.П., Чунюк Д.Ю., Халиуллина Д.Р. *К вопросу об оценке несущей способности забивных железобетонных свай стандартных сечений на горизонтальную нагрузку* // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. — 2018. — с. 60-69.
144. Кургузов К.В., Фоменко И.К. *Оценка несущей способности свай. Методы расчета и проблематика* // Известия Томского политехнического университета. Инжиниринг георесурсов. 2019.
145. Кургузов К.В., Фоменко И.К. *Основополагающие математические модели грунтов в практике геотехнического моделирования* // Естественные и технические науки. 2019. N5. с. 240-247.
146. Fomenko I.K., Kurguzov K.V., Zerkal O.V., Sirotkina O.N. *Setting soil strength parameters for slope stability calculations* // Geotechnics Fundamental and Applications in Construction: New Materials, Structures, Technologies and Calculations. №2. 2019. с. 59-64.

ПРИЛОЖЕНИЯ



Наименование и номер выработки	Скв. 170	Скв. 171	Скв. 172	Скв. 173	Скв. 174	Скв. 175	Скв. 176	Скв. 177	Скв. 178	Скв. 179	Скв. 180	Скв. 181	Скв. 182	Скв. 183	Скв. 184	Скв. 185	Скв. 186	Скв. 187	Скв. 188	Скв. 189	Скв. 190
Абсолютные отметки, м	181.11	181.57	182.15	181.27	182.19	181.45	181.10	180.88	178.82	178.66	178.45	177.82	179.12	177.81	177.44	176.42	178.99	179.27	179.68	178.81	178.47
Расстояние между выработками, м		40.00	40.00	40.00	39.00	40.00	40.00	40.00	40.00	40.00	40.00	40.00	40.00	40.00	40.00	40.00	40.00	40.00	40.00	40.00	32.90



Наименование и номер выработки	Скв. 191	Скв. 192	Скв. 193	Скв. 194	Скв. 195	Скв. 196	Скв. 197	Скв. 198	Скв. 199	Скв. 200	Скв. 201	Скв. 202	Скв. 203	Скв. 204	Скв. 205	Скв. 206	Скв. 207	Скв. 208	Скв. 209	Скв. 210	Скв. 211
Абсолютные отметки, м	181.26	181.54	181.01	180.65	180.35	181.01	180.79	179.11	179.39	179.83	178.47	176.52	177.90	176.60	176.32	175.51	178.45	178.04	178.10	178.10	177.40
Расстояние между выработками, м		39.20	40.00	40.00	39.20	39.80	40.00	40.00	40.00	39.70	40.00	39.80	40.00	40.00	40.00	40.00	40.00	40.00	40.00	40.00	32.70

Диссертация на тему:		Приложение №1	
МГРИ-РГГРУ Кафедра Инженерной-геологии		Объект : МО, г.Домодедово, мкр Белые Столбы	
Инженерно-геологические разрезы по линиям VI-VI-VII-VII		Владение Склады 104. Складской комплекс. Корпуса 3, 4.	
Соискатель	Кургузов К.В.	Масштабы	
Руководитель	Фоменко И.К.	ГОР 1:1000 ВЕРТ 1:200	
Составил		Всего листов	
Проверил		Лист	