



# Geotek Field



## ТЕОРЕТИЧЕСКАЯ ЧАСТЬ

<https://geotek-bim.ru>

Пенза 2025

## Содержание

<u>ВВЕДЕНИЕ</u>	6
1. МЕТОДЫ ИСПЫТАНИЙ ГРУНТОВ	9
2. ИВК - ПОЛЕВЫЕ ИСПЫТАНИЯ ГРУНТОВ	11
3. КЛАССИФИКАЦИЯ ГРУНТОВ	13
3.1. Классификация типа поведения	13
3.2. Классификация нормализованного типа поведения	16
4. ИНТЕРПРЕТАЦИЯ ДАННЫХ СТАТИЧЕСКОГО ЗОНДИРОВАНИЯ	
4.1. Степень плотности и удельный вес грунтов	26
4.2. Оценка влияния истории формирования грунтов	33
4.3. Прочностные характеристики	41
4.4. Деформационные характеристики	49
4.4.1. Одометрический модуль деформации	52
4.4.2. Штамповой модуль деформации	55
4.4.3. Упругий модуль сдвига и скорость поперечных волн	59
4.4.4. Модуль упругости	63
4.4.5. Коэффициент Пуассона	64
4.5. Коэффициент фильтрации	65
4.6. Коэффициент первичной консолидации	66
4.7. Коэффициент бокового давления	72
4.8. Показатель текучести	73
4.9. Силы удельного сцепления	74
4.10. Начальный коэффициент пористости	73
5. ИНТЕРПРЕТАЦИЯ ДАННЫХ ДИНАМИЧЕСКОГО ЗОНДИРОВАНИЯ	
5.1. Зондирование грунтов пробоотборником	77
5.1.1. Определение скорректированного значения количества ударов молотом	78
5.1.2. Интерпретация результатов испытаний	82
5.1.2.1. Удельный вес грунта	82
5.1.2.2. Угол внутреннего трения	82
5.1.2.3. Степень плотности	85
5.1.2.4. Упругий модуль деформации	87
5.1.2.5. Недренированная прочность	87
5.1.2.6. Скорость поперечных волн	88

5.1.2.7. Давление предварительного уплотнения и коэффициент переуплотнения.....	90
5.1.3. Корреляции между параметрами CPT и SPT.....	90
5.1.3.1. Определение параметра $N$ из данных статического зондирования .....	91
5.2. Интерпретация результатов динамических испытаний коническим пенетрометром.....	94
<b>6. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ</b>	
6.1. Подготовительные работы.....	99
6.2. Определение глубины исследования свойств грунтов.....	100
6.3. Расчет осадки и крена по СП 22.13330.2016.....	101
6.3.1. Определение напряжений и деформаций.....	101
6.3.2. Расчет крена фундамента .....	103
6.4. Расчет коэффициента жесткости основания.....	104
<b>7. ГЕОМЕТРИЗАЦИЯ ДАННЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ</b>	
7.1. Интерполяция Шепарда.....	106
7.2. Триангуляции с линейной интерполяцией.....	109
7.3. Метод кригинга .....	110
7.4. Построение виртуальных выработок.....	113
<b>8. МЕТОДИКА ПОСТРОЕНИЯ КОРРЕЛЯЦИОННЫХ УРАВНЕНИЙ</b>	
8.1. Назначение и область применения.....	116
8.2. Процедура вычислений.....	117
<b>9. ОЦЕНКА ПОТЕНЦИАЛА ГРУНТОВ К РАЗЖИЖЕНИЮ</b>	
9.1. Процедура оценки способности грунтов к разжижению.....	141
9.2. Оценка потенциала грунтов к разжижению.....	141
9.3. Определение коэффициента циклического напряжения.....	142
9.4. Определение коэффициента циклического сопротивления .....	144
9.4.1. Определение CRR методом SPT.....	144
9.4.2. Определение CRR методом статического зондирования.....	148
9.5. Оценка разжижения на основе скорости поперечных волн .....	152
9.6. Определение вероятности разжижения по СП 446.1325800.2019.....	154
9.7. Оценка последствий разжижения .....	154
9.7.1. Оценка величины горизонтального перемещения .....	155
9.7.2. Осадка при разжижении.....	163

9.7.3. Вероятность разжижения.....	169
9.7.4. Эффект внешней нагрузки.....	170
<b>10. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙ</b>	
10.1. Метод Шмертманна.....	175
10.2. Метод de Ruiters & Beringen.....	178
10.3. Метод LCPC.....	178
10.4. Метод СП 24.13330.2021.....	181
10.5. Метод EN 1997-2.....	184
10.6. Метод Fugro.....	187
10.7. Метод API.....	188
10.8. Метод UWA.....	189
<b>11. РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ</b>	
11.1. Методы, основанные на решениях теории предельного равновесия.....	195
11.1.1. Метод СП 2.13330.2016.....	195
11.1.2. Метод Терцаги.....	196
11.1.3. Метод Мейерхофа.....	198
11.1.4. Метод Eurocode.....	200
11.2. Методы расчета, основанные на данных СРТ и SPT испытаний.....	202
11.2.1. Метод СРТ.....	202
11.2.2. Метод SPT.....	204
<b>12. РАСЧЕТ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ОСНОВАНИЙ</b>	
12.1. Методика построения поверхности разрушения и расчета коэффициента устойчивости склона.....	205
12.2. Расчет основания фундамента в упругой постановке.....	211
<b>13. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ НА МНОГОЛЕТНЕМЕРЗЛЫХ ГРУНТАХ</b>	
13.1. Расчет минимальной глубины заложения фундаментов.....	214
13.1.1. Среднегодовая температура и глубина сезонного оттаивания и промерзания грунта.....	217
13.2. Расчет оснований и фундаментов при использовании многолетнемерзлых грунтов по принципу I.....	223
13.3. Расчет оснований и фундаментов при использовании многолетнемерзлых грунтов по принципу II.....	231
13.4. Расчет оснований и фундаментов по устойчивости и прочности на воздействие сил морозного пучения.....	237
13.5. Численное решение задачи теплопереноса с учетом количества незамерзшей воды.....	241



14. СТАТИЧЕСКОЕ ЗОНДИРОВАНИЕ МЕРЗЛЫХ ГРУНТОВ	
14.1. Определение природной температуры мерзлого грунта .....	246
14.2. Определение природной температуры талого (оттаявшего) грунта.....	246
14.3. Определение состояния (талое, мерзлое) грунтов без измерения температуры .....	247
14.4. Определение предельно длительного значения эквивалентного сцепления мерзлого грунта .....	248
14.5. Определение компрессионного модуля деформации мерзлого грунта...	249
14.6. Определение несущей способности свай в мерзлых грунтах.....	249
15. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОПТИМАЛЬНОГО РАЗМЕЩЕНИЯ МЕСТ ЗОНДИРОВАНИЯ	
16. ВЕРОЯТНОСТНАЯ ОЦЕНКА НЕОПРЕДЕЛЕННОСТИ СВОЙСТВ ГРУНТОВ	
16.1. Последовательность решения задачи .....	255
16.2. Статистическая обработка данных испытаний .....	256
16.3. Генерация случайного поля.....	262
17. РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ ОТКОСОВ	
17.1. Методы, основанные на предельном равновесии .....	265
17.1.1. Метод Феллениус .....	269
17.1.2. Метод Бишопа.....	270
17.1.3. Метод Спенсера.....	270
17.1.4. Метод Янбу .....	272
17.1.5. Метод Morgenstern-Price.....	273
17.1.6. Метод Г.М.Шахуньянц .....	274
17.1.7. Метод несбалансированных сил .....	275
17.1.8. Алгоритм определения предельной поверхности скольжения.....	278
17.1.9. Сравнение методов расчета .....	279
17.3. Расчет устойчивости склонов методом снижения прочности.....	283
17.3.1. Пример расчета устойчивости склона методом снижения прочности.....	284
17.4. Вероятностный подход к расчету устойчивости склонов .....	285
17.4.1. Вероятностный расчет склонов методом Монте Карло.....	287
17.5. Полувероятностный подход .....	291
17.5.1. Пример расчета полувероятностным подходом.....	292
Литература.....	300

## ВВЕДЕНИЕ

Предлагаемая информационная система **ТИМГео** объединяет в единое целое данные лабораторных и полевых испытаний грунтов необходимые для проектирования оснований по предельным состояниям: деформации и несущей способности.

Структура информационной системы показана на рис. В.1. **ТИМГео** содержит информацию, получаемую из геодезических, геофизических, геологических, геотехнических и гидрогеологических инженерных изысканий.

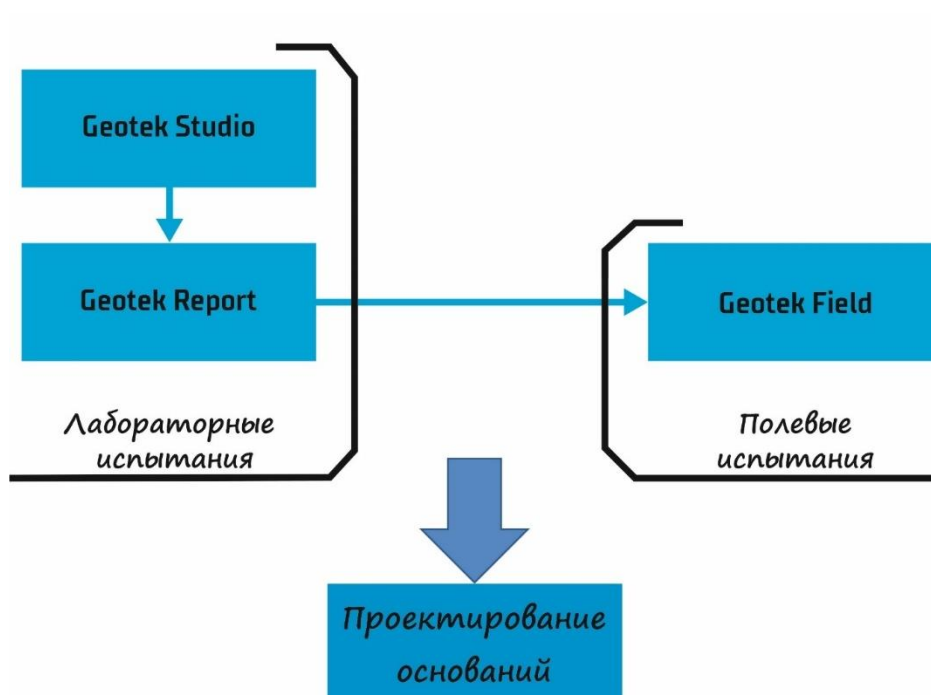


Рис. В.1. Структурная схема информационной системы

В настоящее время **ТИМГео** включает данные лабораторных и полевых испытаний различного типа. В тоже время, **ТИМГео** содержит информацию, необходимая для проектирования оснований зданий и сооружений по предельным состояниям и является одной из информационных моделей, составляющие BIM объекта строительства.

В предлагаемом руководстве пользователя приведено описание программы **Geotek Field**, являющаяся одной из компонент **ТИМГео**. Структурная схема программы показана на рис. В.2.



Рис. В.2. Структурная схема программы

Цель настоящего руководства заключается в описании методологии использования и интерпретации данных полевых испытаний грунтов для принятия решения о выборе типа фундаментов. Для лучшего понимания состояния вопроса рекомендуем изучить книгу «Руководство по интерпретации данных испытаний методами статического и динамического зондирования для геотехнического проектирования» (автор Болдырев Г.Г., издательство ООО «Прондо», 2017, 476 с.). Ниже в тексте даны ссылки на труды отечественных и зарубежных авторов, руководства и пособия, список которых приведен в конце отмеченной монографии и данного руководства.

Данное руководство является дополнением к «Руководство пользователя» в части описания методов интерпретации и теоретических решений, принятых в программе Geotek Field.

В настоящее время общей практикой является определение характеристик грунтов из стандартных лабораторных испытаний. Альтернативным решением является определение характеристик грунтов из полевых испытаний, таких, как испытания штампами, методом вращательного среза, статическим и динамическим зондированием.

В данном руководстве рассматриваются два последних метода исследований исходя из того, что они находят широкое применение как в зарубежной, так и в отечественной практике инженерно-геологических исследований и геотехнических изысканий. Измеряя параметры, например, статического зондирования, можно найти характеристики грунтов, часть из которых представлена на рис. В.3.

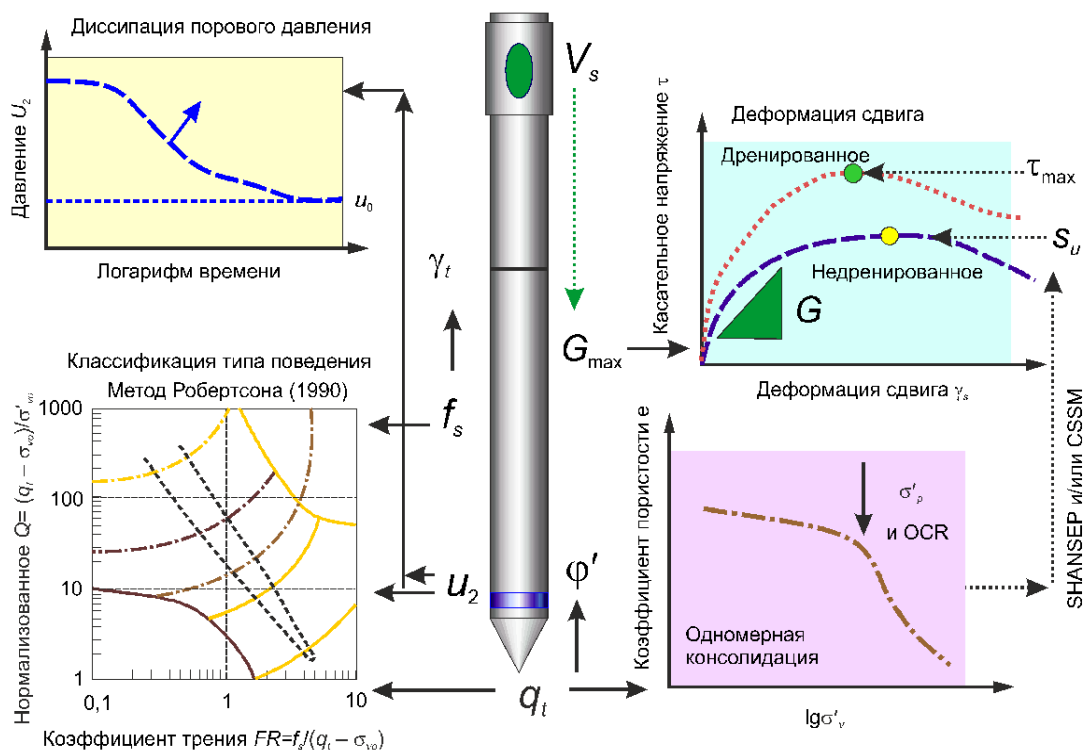


Рис. В.3. Характеристики грунтов, определяемые из SCPTU-испытаний (Маупе, 2010)

Руководство применимо при проведении полевых исследований физических и механических свойств грунтов с использованием следующих методов испытаний: статическое зондирование конусом (CPT – Cone Penetration Test, CPTU – Piezcone Penetration Test, SCPTU – Seismic Cone Penetration Test); динамическое зондирование конусом (DCPT – Dynamic Cone Penetration Test), динамическое зондирование пробоотборником (SPT – Standard Penetration Test); испытания винтовым (RST – Russian screw test) и плоским (PLT – plate load test) штампами; буровое зондирование.

В руководстве рассмотрены основные теоретические положения, рекомендуемые к применению при использовании технологии комплексных инженерно-геологических изысканий, включающей не только определение стратиграфии, гидрогеологических условий и физико-механических характеристик грунтов, но и одновременно расчет оснований зданий и сооружений по предельным состояниям: несущей способности и деформации (рис. В.4).

Предполагается, что полевые испытания грунтов проводятся с использованием информационно-измерительного комплекса АСИС и методов полевых испытаний грунтов: ГОСТ 22476-1-2017, СП 446.1325800.2019; ENV 1997-2; ASTM D1586-18, ASTM D5778-12, ASTM D 6066-11, ASTM D6067-17; ISO 22476-1, ISO 22476-2, ISO 22476-3, а также методов расчета оснований зданий и сооружений по предельным состояниям: СП 22.13330, СП 24.13330, СП 25.13330; BS 8004:2015; ENV 1997-1.

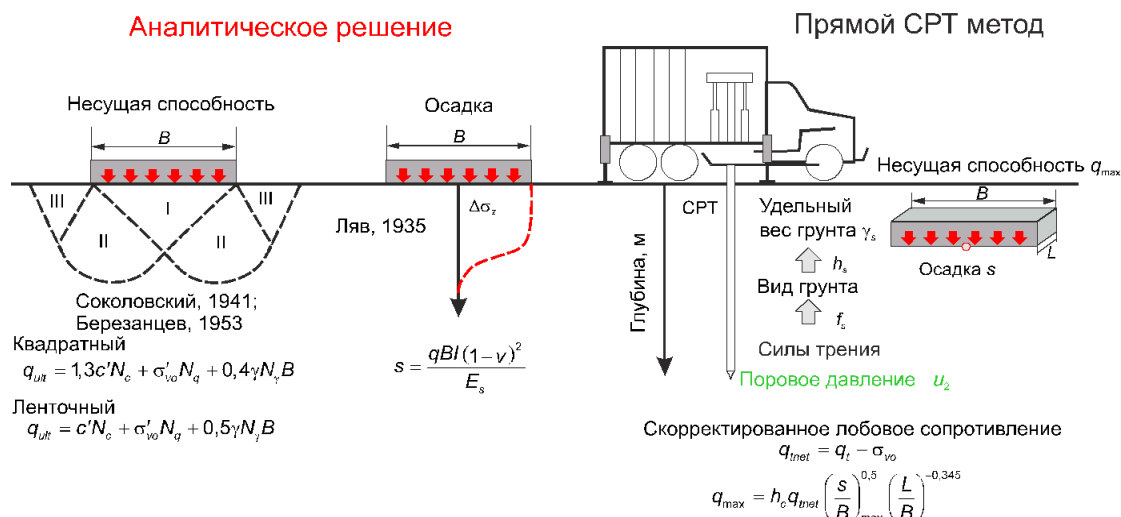


Рис. В.4. Проектирование оснований по предельным состояниям (Dagger et al., 2018)

С целью повышения эффективности исследований свойств грунтов «НПП Геотек» предлагает объединить этапы инженерно-геологических изысканий и проектирования в единое целое. Геологи выполняют инженерно-геологические исследования, а задачи проектирования решают инженеры строители/геотехники. Эта разорванность в решении одной и той же задачи снижает эффективность работы и увеличивает сроки строительства. Существующие информационные системы передачи и обработки данных, информационно-измерительные системы позволяют решить рассматриваемую задачу в подобной постановке.

В настоящее время основания зданий и сооружений проектируются с использованием аналитических и численных решений.

Аналитические решения приведены в соответствующих нормативных документах – сводах правил (СП), они просты, легко программируемы, требуют определения минимального количества характеристик грунтов, а многолетняя практика их применения свидетельствует о надежности данных решений.

Численные методы расчета оснований значительно сложнее, в большинстве случаев необходимо определять при проведении инженерно-геологических изысканий большее количество характеристик/параметров моделей грунтов, и часто их достоверность приходится проверять, используя те же аналитические решения.

В связи с тем, что до сих пор является обязательным выполнение требований СП, при разработке комплексной технологии мы предлагаем использовать соответствующие аналитические решения расчета оснований по деформациям и несущей способности, приведенные в нормативных документах.

## 1. МЕТОДЫ ИСПЫТАНИЙ ГРУНТОВ

Большинство из требуемых физико-механических характеристик грунтов для проектирования оснований зданий и сооружений можно определить, как в лабораторных, так и в полевых условиях. Более привлекательным является определение физико-механических характеристик грунтов в полевых условиях, например, используя методы статического и динамического зондирования, испытания винтовым штампом, вращательным срезом и др. Первые два метода известны и широко применяются в практике инженерно-геологических изысканий как в России, так и за рубежом.

Более широкое применение как в отечественной, так и преимущественно в зарубежной практике изысканий находит метод статического зондирования (СРТ), который используется не только для расчленения грунтовой толщи на инженерно-геологические элементы, но и для определения физических, прочностных и деформационных характеристик грунтов (ГОСТ 22476-1-2017).

При определении характеристик грунтов используются корреляционные зависимости между параметрами, измеряемыми в процессе внедрения зонда в грунт и данными лабораторных испытаний грунтов. Изменяемыми параметрами являются: удельное сопротивление грунта под наконечником зонда  $q_c$ , удельное сопротивление грунта на боковой поверхности  $f_s$ , поровое давление  $u$ . В зависимости от типа зонда поровое давление измеряется в одной из позиций зонда  $u_1, u_2, u_3$ . Контроль отклонения от вертикали определяется встроенным инклинометром, а скорость поперечных и продольных волн  $V_s$ , акселерометром или геофоном. Скорость поперечных волн используется для определения упругого модуля сдвига, а поперечных и продольных для определения коэффициента Пуассона. Используя параметры зондирования  $q_c, f_s, u$  и корреляционные уравнения, находят физические и механические характеристики грунтов.

Метод стандартного динамического зондирования (ASTM D1586, ГОСТ 22476-3-2017) используется с целью определения сопротивления грунтов путем динамического внедрения в грунт стального цилиндра (пробоотборник) с последующим отбором образцов нарушенной структуры для целей классификации. За рубежом данная схема испытаний сокращенно именуется как SPT (standard penetration test). В России данный метод практически не применяется, испытания проводятся путем ударного погружения в грунт конуса (ГОСТ 22476-2-2017). В отличие от статического зондирования данный метод применим в песчаных, гравелистых и крупнообломочных грунтах.

## 2. ИВК - ПОЛЕВЫЕ ИСПЫТАНИЯ ГРУНТОВ

В НПП «Геотек» разработаны технические и программные средства для исследования свойств грунтов в полевых условиях. Применение на практике предлагаемой технологии позволяет освободить геологов от необходимости выполнения большого объема камеральных работ, поскольку обработка данных испытаний и определение ряда характеристик грунтов, расчет осадки и крена, определение коэффициента постели и другие расчеты оснований по предельным состояниям выполняются в процессе изысканий на площадке проектируемого объекта.

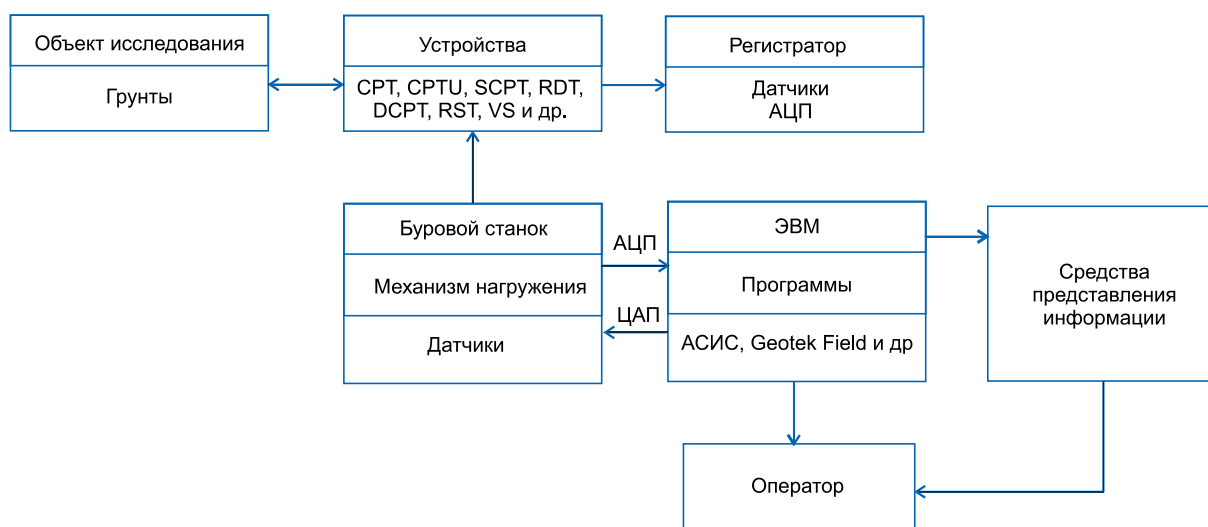


Рис. 2.1. Структурная схема ИВК

Для реализации подобной технологии разработан измерительно-вычислительный комплекс (ИВК) (рис. 2.1). ИВК являются важной разновидностью измерительно-информационных систем и представляют собой функционально объединенную совокупность средств измерений, компьютеров и вспомогательных устройств, предназначенных для выполнения конкретной измерительной задачи. Основными признаками принадлежности средства измерений к ИВК являются: наличие процессора или компьютера; программное управление средствами измерений; наличие нормированных метрологических характеристик; блочно-модульная структура, состоящая из технической (аппаратной) и программной (алгоритмической) подсистем.

ИВК НПП Геотек – это совокупность средств измерения (приборы и устройства) и набора управляющих (АСИС) и вычислительных программ (Geotek Field и другие) для измерения параметров зондирования и интерпретации данных полевых и лабораторных испытаний грунтов. Полевые испытания включают: статическое (СРТ – cone penetration test, СРТУ – piezocone test, SCPTU – seismic cone penetration test) и динамическое (SPT – standard penetration test и DCPT – dynamic cone penetration test) зондирование; испытания винтовым (RST – Russian screw test) и плоским

штампами (PLT – plate load test); испытания методом вращательного среза (VS – vane shear), буровое зондирование (RDT – Russian drilling test) и др.

ИВК принимает сигналы в цифровом виде с датчиков устройств зондирования (CPT, CPTU, SCPTU, SPT, DCPT и др.), преобразовывает их в физические величины, выполняет базовую интерпретацию с точки зрения типа поведения грунтов, определяет различные физические и механические характеристики грунтов и выполняет расчет деформации оснований зданий и сооружений в соответствии с требованиями СП в течение всего процесса погружения устройств зондирования в грунт.

Значения полученных характеристик грунтов являются оценочными и должны быть уточнены путем проведения соответствующих лабораторных испытаний грунтов. В то же время программа Geotek Field имеет модуль «**Статистика**», который предлагается использовать для построения местных корреляционных уравнений по данным лабораторных и полевых испытаний грунтов. Структура модуля «Статистика» основана на «Руководство по составлению региональных таблиц нормативных и расчетных показателей свойств грунтов» (1981) и ГОСТ 20522-2012.



### 3. КЛАССИФИКАЦИЯ ГРУНТОВ

Классификация грунтов по их происхождению и наименованию выполняется с использованием физических характеристик грунтов по ГОСТ 25100. В соответствии с принятой классификацией грунты разделяются на классы природных скальных, дисперсных и мерзлых грунтов. Как правило, практически все характеристики грунтов для целей классификации определяются путем испытаний образцов грунта в лабораторных условиях. Таким образом, для того чтобы классифицировать грунты следует отобрать монолиты, затем подготовить образцы и провести лабораторные испытания. Подобная процедура существенным образом увеличивает продолжительность инженерно-геологических изысканий, но является общепринятой в отечественной и зарубежной практике. Понимая это были предложены иные методы, основанные на полевых испытаниях грунтов, одним из которых является разделение класса дисперсных грунтов на сыпучие и связные грунты по их механическому поведению.

Классификация грунтов через их физические характеристики, определяемые путем лабораторных испытаний грунтов, является сама по себе несложной, но трудоемкой и длительной по времени. Поэтому более универсальной является методика классификация грунтов по данным статического и динамического зондирования, которую можно выполнить непосредственно в полевых условиях, не прибегая к лабораторным испытаниям грунтов. В зарубежной практике геотехнических исследований подобную классификацию называют классификацией типа поведения грунтов (SBT – Soil Behaviour Type) разделяя грунты на сыпучие и связные, без детальной классификации по ГОСТ 25100 и ASTM D 2487 (ASTM D 2487-2000 Standard Test Method for Classification of Soils for Engineering Purposes).

#### 3.1. Классификация типа поведения

В середине 1980-х годов в университете Британской Колумбии была разработана одна из первых компьютеризированных номограмм под названием «Классификация типа поведения грунтов – Soil Behaviour Type Classification или SBT», что означает, что классификация основана на наблюдаемом поведении, а не на размере частиц грунта и других физических характеристиках грунтов.

Классификация грунта выполняется с использованием диаграммы, на которой тип поведения грунта определяется индексом материала:

$$I_c = \sqrt{(3,47 - \lg q_t)^2 + (\lg R_f + 1,22)^2}, \quad (3.1)$$

где  $q_t = q_c + u_2(1 - a)$ ;  $R_f = (f_s / q_c) \cdot 100\%$ . В случае применения зонда типа СРТ  $u_2$  не измеряется и  $q_t = q_c$ .

Индекс материала является радиусом окружности с центром в верхнем левом углу рисунка 3.1. На рисунке показаны 12 зон, где 7 и выше имеют тенденцию быть песчаными, а 5 и ниже имеют тенденцию быть глинистыми. В зоне песка с ростом плотности увеличивается  $q_t$  и может уменьшаться  $R_f$ . Рост коэффициента

переуплотнения (OCR) связан с увеличением удельного сопротивления конуса и коэффициента трения  $R_f$ . Для мелкозернистых глинистых грунтов увеличение показателя влажности на границе текучести приводит к уменьшению как  $q_t$ , так и  $R_f$ . Таким образом, чувствительные грунты (высокие значения  $S_t$ ) имеют тенденцию к очень низким коэффициентам трения, что отражено в зоне 1. Органические грунты, такие как торф, демонстрируют очень высокие значения  $R_f$  и очень низкие значения  $q_t$ , и, следовательно, это учтено в зоне 2. Увеличение сжимаемости (увеличение коэффициента пористости) приводит к уменьшению удельного сопротивления конуса с увеличением коэффициента трения. Таким образом, карбонатные пески или пески с высоким содержанием слюды имеют тенденцию к высокому коэффициенту трения и могут попасть в область опесчаненных глин.

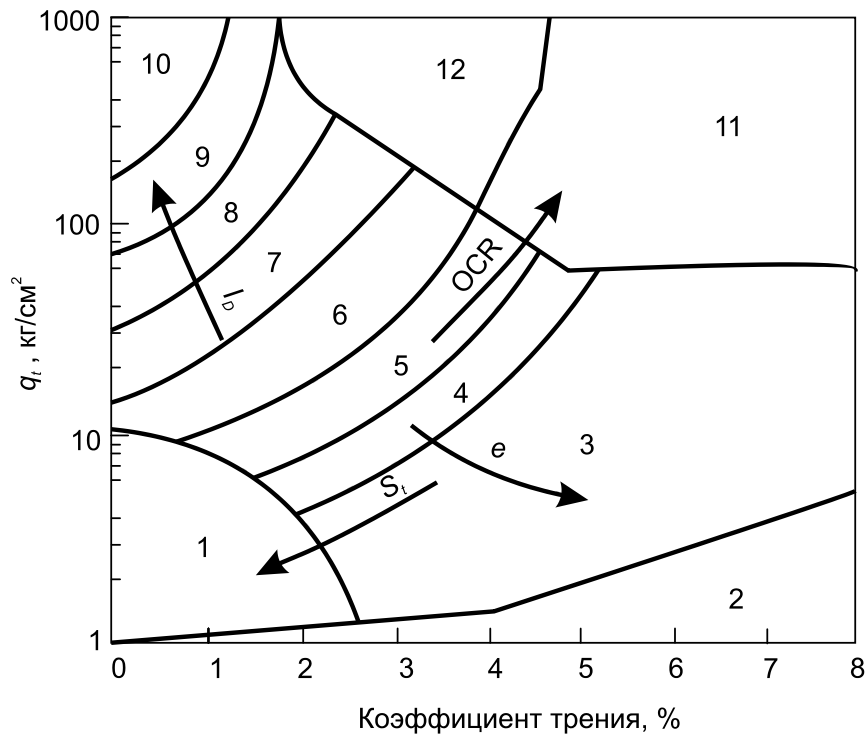
После того как стали измерять поровое давление  $u_2$  стало очевидно, что для порового давления существует аналогичная классификация по типу грунта. Было предложено несколько классификационных диаграмм, основанных на  $q_t$  и поровом давлении. В этой классификации используется коэффициент порового давления  $B_q$ :

$$B_q = \frac{\Delta u}{q_t - \sigma_{vo}}, \quad (3.2)$$

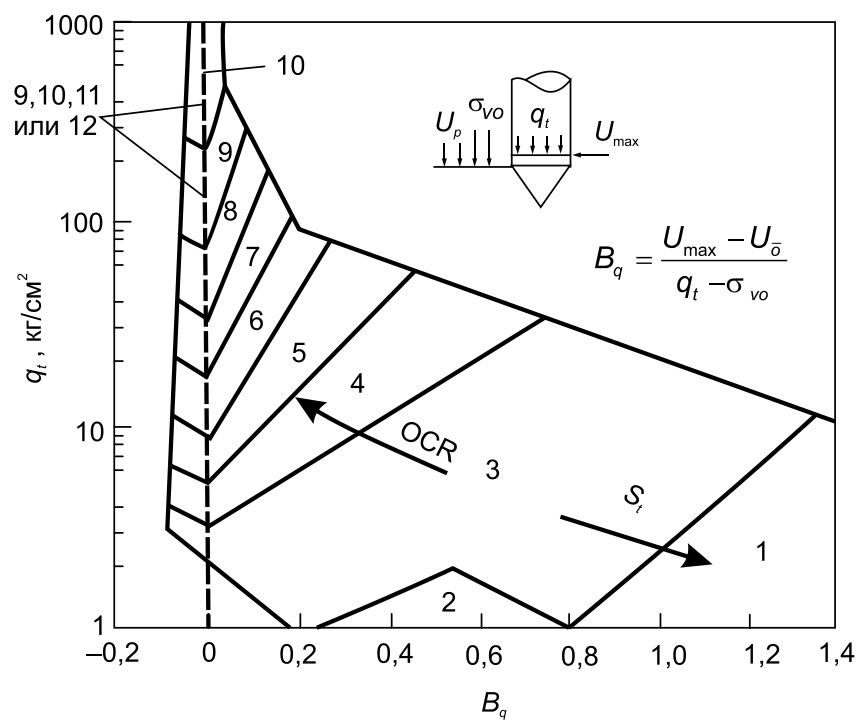
где  $\Delta u$  – избыточное поровое давление, измеренное в основании конуса,  $u_2 - u_0$ ;  $q_t$  – удельное сопротивление конуса, скорректированное с учетом влияния порового давления;  $\sigma_{vo}$  – полное напряжение от собственного веса грунта.

Коррекция  $q_t$  обычно имеет значение только в мягких, мелкозернистых грунтах, где  $q_c$  может быть небольшим, а  $\Delta u$  может быть очень большим.

Отметим, что отрицательное поровое давление показано для всех 12 зон. Номограмма с  $B_q$  оказалась очень полезной для водонасыщенных грунтов и в качестве независимого параметра обычно согласуется с классификацией по  $R_f$ . Поэтому для определения типа поведения грунта рекомендуется использовать все три параметра зондирования ( $q_c$ ,  $u$ ,  $f_s$ ) в форме  $q_t$ ,  $B_q$  и  $R_f$ .



а)



б)

Рис. 3.1. Традиционные номограммы для классификации по типу поведения грунта (Robertson & Campanella, 1983; Robertson & Cabal, 2015)

Таблица 3.1

Тип поведения грунта (Robertson, 1986)

Зона	Тип поведения грунта	$q_t / N$	$t_{50}$ , мин.
1	Чувствительные тонкодисперсные	2	10-500
2	Органические грунты	1	2-20
3	Глины	1	10-100
4	Пылеватые глинистые грунты	1,5	5-10
5	То же с большой долей пылеватых частиц	2	2-5
6	Пылеватые и опесчаненные супеси	2,5	1-2
7	Пылеватые пески и опесчаненные супеси	3	5-1
8	Пески, в том числе с примесью пылеватых частиц	4	0-5
9	Пески	5	дренированные
10	Гравелистые и крупнозернистые пески	6	дренированные
11	Очень плотные тонкодисперсные грунты*	1	неизвестно
12	Пески цементированные или переуплотненные*	2	неизвестно

Примечание. \*Переуплотненные или цементированные; В связи с тем, что зарубежная классификация типа грунтов не совпадает с ГОСТ 25100, то наименование типа поведения грунта в данной таблице не позволяет ее использовать прямым образом.

### 3.2. Классификация нормализованного типа поведения

Проблема, связанная с существующими классификационными диаграммами, состоит в том, что грунты могут постепенно меняться по своей очевидной классификации по мере погружения зонда. Это связано с тем, что удельное сопротивление кнуса и дулевые силы трения имеют тенденцию к увеличению с ростом напряжений от собственного веса грунта. Например, в толстом слое нормально уплотненной глины удельное сопротивление конуса линейно увеличивается с глубиной, что приводит к очевидному изменению СРТ классификации. Существующие классификационные диаграммы, основаны преимущественно на данных, полученных из профилей СРТ на глубине менее 30 м. Поэтому для данных СРТ, полученных на глубинах, значительно превышающих 30 м, можно ожидать некоторую ошибку при использовании стандартных классификационных диаграмм, приведенных на рис. 3.1.

Робертсон П. в 1990 году предложил классификационную таблицу типа поведения грунта, основанную на нормализованном удельном сопротивлении конуса и нормализованном коэффициенте трения для интеграции с классификацией  $B_q$  (см., рис. 3.1б). На рисунке 3.2 показана предложенная классификационная диаграмма. Нормализация удельного сопротивления конуса выполнена следующим образом:

$$Q_t = \frac{(q_t - \sigma_{vo})}{\sigma'_{vo}}, \quad (3.3)$$

где  $\sigma_{v0} = \sum z_i \gamma_i$ ;  $\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0$ , здесь  $u_0$  – гидростатическое давление в грунтовой воде;  $q_t = q_c + u_2(1-a)$ . В случае применения зонда типа СРТ  $u_2$  не измеряется и  $q_t = q_c$ .

$$B_q = \frac{(u_2 - u_0)}{(q_t - \sigma_{v0})}. \quad (3.4)$$

Кроме того, значения коэффициента трения должны быть нормализованы как:

$$F_r = \frac{f_s}{(q_t - \sigma_{v0})} 100\%. \quad (3.5)$$

Однако следует осознать, что ненормализованные значения коэффициента трения почти всегда численно эквивалентны (до значащих цифр) нормализованным значениям из-за того, что напряжение от собственного веса грунта обычно очень мало по сравнению с напряжением под наконечником конуса зонда. Это означает, что единственное существенное различие между диаграммами на рис. 3.1 и 3.2 является нормализованное удельное сопротивление конуса,  $Q_t$ .

$$I_c = \sqrt{(3,47 - \lg Q_t)^2 + (\lg F_r + 1,22)^2} \quad (3.6)$$

Как и для ненормализованного значения,  $F_r$  в уравнении (3.6) чаще всего указывается в процентах.

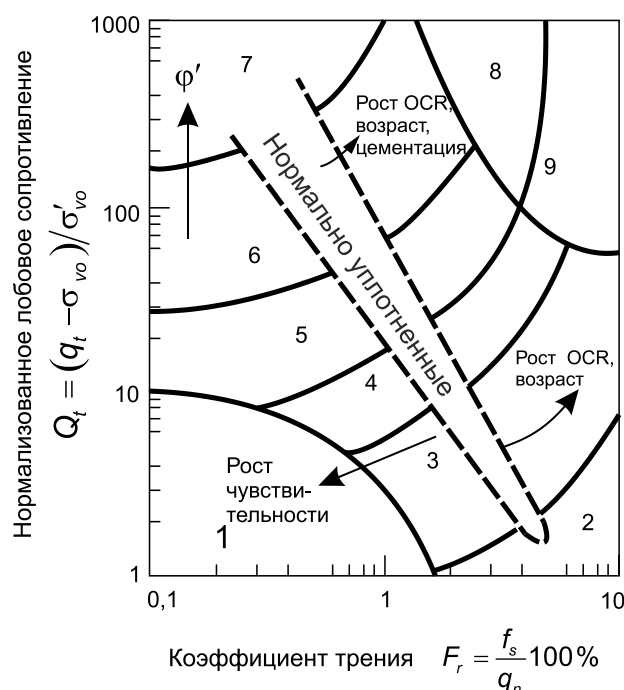


Рис. 3.2. SBTn номограмма для классификации типа грунта с использованием нормализованных параметров (Robertson, 1990)

Зоны, представленные на рис. 3.2, отличаются от зон на рис. 3.1. Нормализованные диаграммы показали свою эффективность для глубоких отложений, превышающих 30 м (Robertson, 1990).

В случае, если слои грунта содержат чувствительный тонкодисперсный грунт из зоны 1 или очень плотный/жесткий грунт – очень твердый тонкодисперсный грунт» из зон 7 и 8 используются уравнения (3.7) и (3.8).

Таблица 3.2

Классификация типа поведения грунта

Номер типа грунта	Оригинальное наименование	Приблизительный российский аналог классификации	Условия классификации по $I_c$
1	Sensitive fine grained	Чувствительный тонкодисперсный грунт	
2	Organic soil to clay	Органический и органоминеральный грунт	больше 3,60
3	Clay	Глина	от 2,95 до 3,60
4	Silt mixture	Суглинок	от 2,60 до 2,95
5	Sand mixture	Супесь – пылеватый песок	от 2,05 до 2,60
6	Sand	Песок	от 1,31 до 2,05
7	Dense sand to gravelly sand	Плотный песок – гравелистый песок	меньше 1,31
8	Very dense / stiff soil *	Очень плотный / жесткий грунт	
9	Very stiff fine-grained soil *	Очень твердый тонкодисперсный грунт	

В 2008 году Робертсон (Robertson, 2009) предложил несколько иную нормализацию лобового сопротивления в виде уравнения:

$$Q_{tn} = \left[ \frac{q_t - \sigma'_{vo}}{p_a} \right] \left( \frac{p_a}{\sigma'_{vo}} \right)^n; \quad Q_{tn} = \left[ \frac{(q_t - \sigma'_{vo}) \sigma_{atm}}{(\sigma'_{vo} / \sigma_{atm})} \right], \quad (3.7)$$

где  $n = 0,381 I_c + 0,05(\sigma'_{vo} / \sigma_{atm}) - 0,15$ .

а) показатель  $n = 1,0$  используется для расчета начального значения  $I_c$  (т.е.  $Q_{tn} = Q$ )

$$I_c = \sqrt{(3,47 - \lg Q_{tn})^2 + (1,22 + \lg F_r)^2}; \quad (3.8)$$

б) если  $I_c > 2,6$  грунт классифицируется как глина и вычисления параметра  $n$  прекращаются;

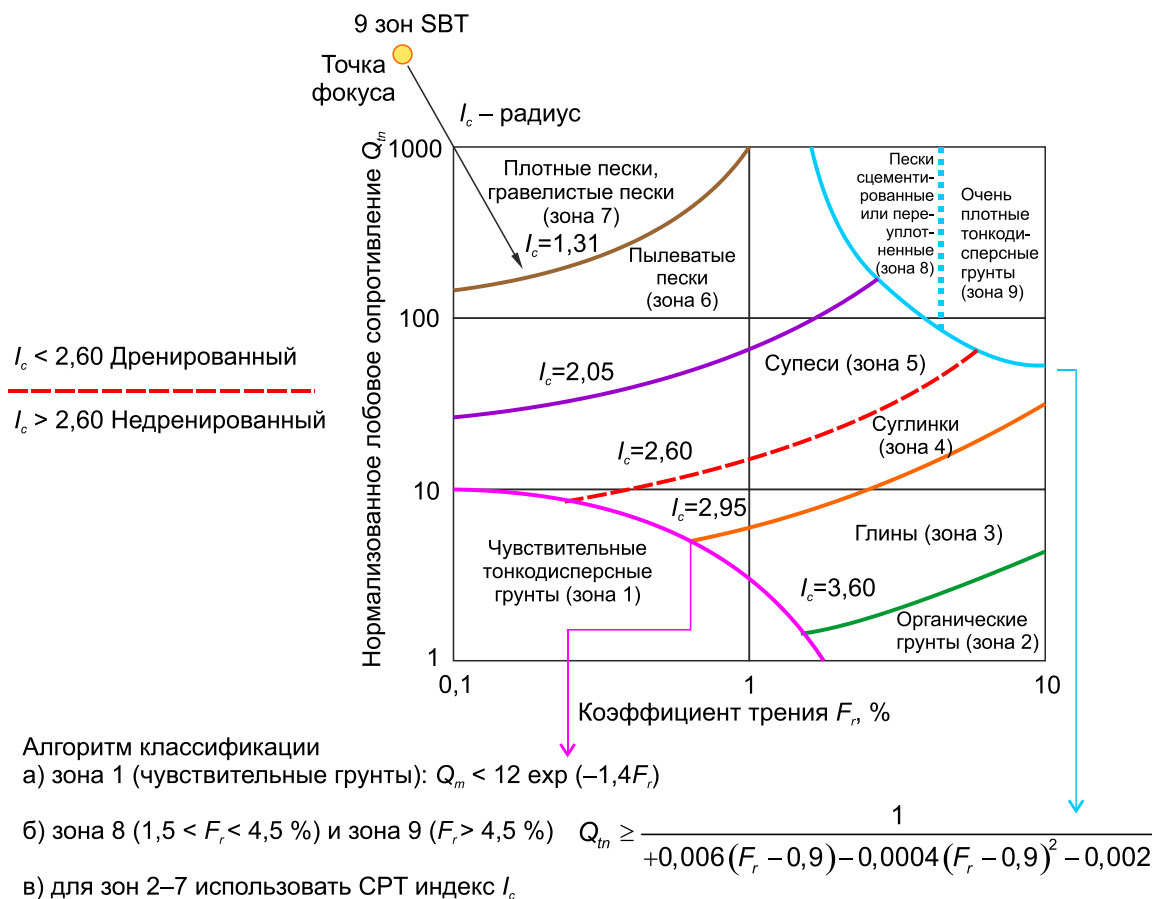


Рис. 3.3. Разграничение зон типа поведения грунтов с использованием индекса материала  $I_c$  (Dagger et al., 2018)

в) иначе принимается  $n = 0,5$ . Если при  $n = 0,5$   $I_c < 2,6$  грунт классифицируется как сыпучий и необходимо оценить его потенциал разжижения;

г) если  $n = 0,5$ ,  $I_c > 2,6$  то грунт содержит пылеватые частицы и вычисления должны быть сделаны с  $n = 0,7$ .

Более упрощенно экспоненту  $n$  можно найти из зависимостей:

$$\begin{aligned}
 I_c < 1,64, n &= 0,5; \\
 1,64 \leq I_c \leq 2,95, n &= 0,381(I_c - 1,64) + 0,5; \\
 I_c > 2,95, n &= 1,0.
 \end{aligned}
 \tag{3.9}$$

Для чувствительных грунтов зона 1 соответствует следующему выражению:

$$Q_m < 12 \exp(-1,4F_r).
 \tag{3.10}$$

Если в зоне 1 обнаружены какие-либо слои грунтов (чувствительные грунты), следует соблюдать осторожность, так как они структурно неустойчивые. Еще одним из показателей чувствительных грунтов является значение нормализованного параметра поровой воды  $B_q > 0,8$ . При обнаружении грунта, соответствующего зоне 1, следует провести дополнительные исследования другими методами, такими как вращательный срез или лабораторные испытания.

Жесткие переуплотненные глинистые пески и песчано-глинистые грунты зоны 8 ( $1,5\% < F_r < 4,5\%$ ) и зоны 9 ( $F_r > 4,5\%$ ) можно определить по следующему критерию:

$$Q_{tn} > \frac{1}{0,005(F_r - 1) - 0,0003(F_r - 1)^2 - 0,002} \quad (3.11)$$

Красная линия на рис. 3.3. при  $I_c = 2,60$  является примерной границей разделяющей дренированное поведение ( $I_c < 2,60$ ) и недренированное ( $I_c > 2,60$ ).

Особую озабоченность при характеристике инженерно-геологических условий представляет правильная идентификация органо-минеральных грунтов, таких как органические глины, илы и торфы. Эти грунты часто вызывают трудности при проектировании, вследствие их высокой сжимаемости, ползучести, биодegradации и пр.

Зона 2 на SBTn диаграмме классифицирует органические грунты. Тем не менее, в последних исследованиях отмечено, что данные зондирования CPTu не всегда попадают в пределы, очерченные зоной 2, хотя лабораторные испытания и полевые исследования четко отмечают наличие органических грунтов. Результаты исследований Mlynarek et al. (2014) показывают, что органические грунты в Польше не классифицируются должным образом с помощью диаграммы Q-F, как показано на рис. 3.4. Более того, исследования Zawrzykraj et al. (2017) обнаружили, что как диаграммы Q-F и Q-B<sub>q</sub> не дают точную классификацию органических грунтов и торфа. Nejaim et al. (2016) обнаружили, что бразильские мягкие органические глины были ошибочно классифицированы как зона 3 (глины), а не Зона 2 (органические глины).

Аналогичным образом был проведен анализ CPTu данных по органическим глинам, расположенным на 24 участках в США, Швеции, Мексике, Бразилии и Австралии (Agaiby, 2018). Эти данные, как правило, позволяют избежать попадания за пределы зоны 2 на диаграммах Q-F или Q-B<sub>q</sub>, поэтому они не были опознаны во время этих зондирований, как показано на рис. 3.5. Исключением в этом случае является глина Мехико, которая правильно классифицирована, однако остальные 23 объекта обычно не распознаются и не классифицируются должным образом.

Дополнительные исследования Missiaen et al. (2015) показали, что результаты CPTu в бельгийских грунтах также не идентифицируют органические глины и торфы в ненормализованной версии этих диаграмм, в которой используется отношение  $Q_t$  к коэффициенту трения ( $R_f = 100 f_c/q_t$ ), что подробно описано Robertson & Cabal (2007).



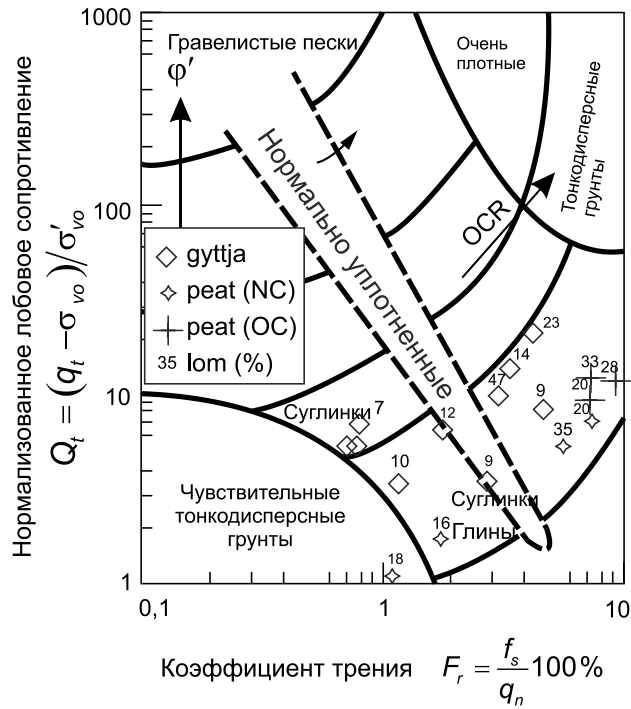


Рис. 3.4. Диаграмма поведения грунта с наложенными СРТи данными для органических грунтов Польши (Mlynarek et al., 2014)

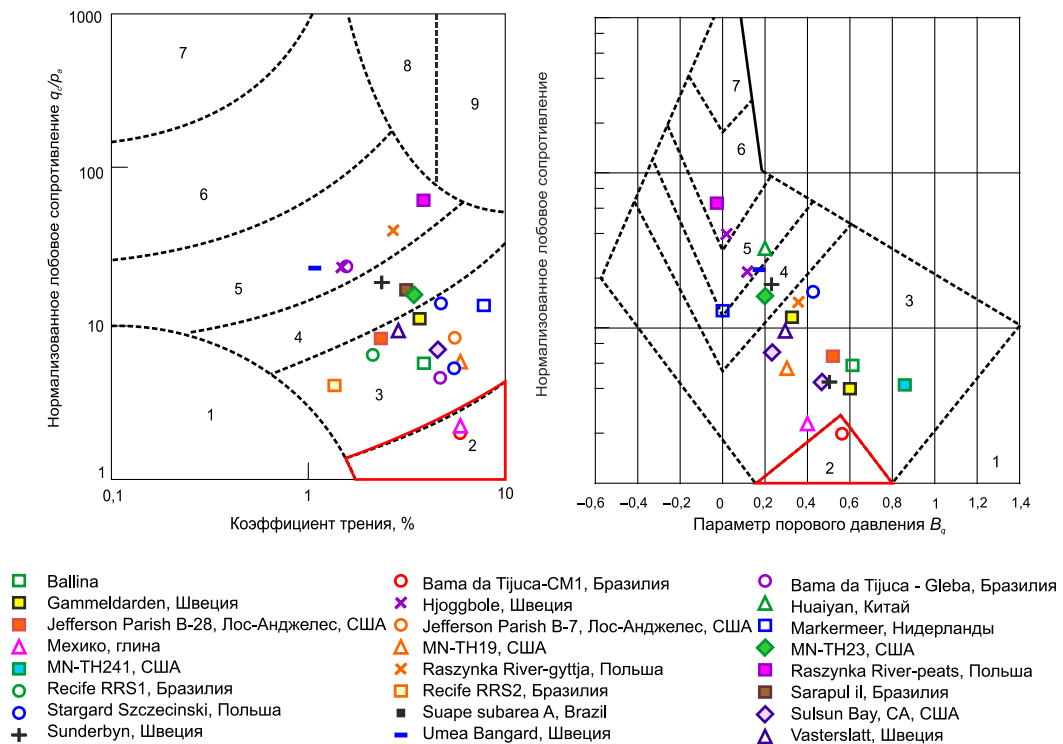


Рис. 3.5. Парные диаграммы SBTn с данными СРТи из 24 участков органической глины, указывающие на несоответствие с зоной 2 (органические грунты) (Agaiby, 2018)

Несмотря на сделанные выше замечания, в зарубежной практике исследований грунтов используются обе диаграммы П. Робертсона (см. рис. 3.1, 3.2). Диаграмма 1990 года была разработана для современных, несцементированных, нечувствительных нормально консолидированных грунтов. Номограмма учитывает общие свойства отложений грунтов, такие как возрастание плотности, OCR, возраст и цементация для песчаных грунтов и историю напряжений (OCR) и чувствительность  $S_t$  для связных грунтов. Принято определять тип поведения грунта с использованием обеих диаграмм.

Часто важно понимать, что классификационные диаграммы являются обобщенными глобальными, которые представляют собой руководство по оценке типа поведения грунта. Нельзя ожидать, что они обеспечат точный прогноз типа грунта для всех грунтовых условий. Однако в конкретных геологических областях диаграммы могут быть скорректированы с учетом местного опыта с целью разработки хороших местных корреляций.

В таблице 3.2 приведено соответствие между USCS (ASTM D 2487) классификацией и содержанием глинистой фракции (FC – fines content). Применительно к классификации ГОСТ 25100. Под FC следует понимать содержание пылеватых и глинистых частиц размером менее 75 микрон (сито номер 200).

Наименование тонкодисперсных минеральных и органо-минеральных грунтов по стандартам ISO 14688-2:200 и ASTM D 2487-2000 проводят с использованием графика пластичности грунтов (рис. 3.6). Наименование грунта дают на основании положения, которое занимает точка, соответствующая свойствам грунта, на графике рис. 3.6.

В заключение отметим, что в Руководстве (Dagger et al., 2018) приведено обобщение существующих методов определения вида грунта с использованием СРТ данных. Авторы отмечают, что определение вида грунта может быть сделано с использованием трех основных подходов:

1. «Правила большого пальца» или приблизительные рекомендации для быстрой визуальной оценки.

2. Диаграммы поведенческого типа грунта (SBT), основанные на трех значениях ( $q_t$ ,  $f_s$ ,  $u_2$ ), включая чистое (нетто) удельное сопротивление конуса ( $q_{net} = (q_t - \sigma_{vo})$ ); эффективное сопротивление конуса ( $q_E = q_t - u_2$ ); коэффициент трения ( $R_f\% = 100 \cdot f_s / q_t$ ) и избыточное давление в поровой воде; или используя нормализованные параметры СРТ, такие как  $Q$ ,  $F$ ,  $B_q$  или  $U^*$  (см. рис. 3.1, 3.3).

3. Вероятностные методы, в которых данные измерений СРТ были откалиброваны на основании лабораторных испытаний образцов грунта.

Таблица 3.2

Содержание FC и вид грунта по USCS

Классификация USCS	$F_c$ , %		Примечание
GW	$F_c < 5$	$C_u \geq 4$ и $1 \leq C_c \leq 3$	$C_u$ и $C_c$ – коэффициенты компрессии
GP	$F_c < 5$	$C_u < 4$ и $1 > C_c > 3$	LL – влажность на границе текучести
GW-GM	$5 \leq F_c \leq 12$	$C_u \geq 4$ и $1 \leq C_c \leq 3$	Не используется
GP-GM	$5 \leq F_c \leq 12$	$C_u < 4$ и $1 > C_c > 3$	Не используется
GW-GC	$5 \leq F_c \leq 12$	$C_u \geq 4$ и $1 \leq C_c \leq 3$	Не используется
GP-GC	$5 \leq F_c \leq 12$	$C_u < 4$ и $1 > C_c > 3$	Не используется
GM	$12 < F_c < 50$	Fines=ML или MH	
GC	$12 < F_c < 50$	Fines=CL или CH	
GC-GM	$12 < F_c < 50$	Fines=CL-ML	
SW	$F_c < 5$	$C_u \geq 6$ и $1 \leq C_c \leq 3$	
SP	$F_c < 5$	$C_u < 6$ и $1 > C_c > 3$	
SW-SM	$5 \leq F_c \leq 12$	$C_u \geq 6$ и $1 \leq C_c \leq 3$	
SP-SM	$5 \leq F_c \leq 12$	$C_u < 6$ и $1 > C_c > 3$	
SW-SC	$5 \leq F_c \leq 12$	$C_u \geq 6$ и $1 \leq C_c \leq 3$	
SP-SC	$5 \leq F_c \leq 12$	$C_u < 6$ и $1 > C_c > 3$	
SM	$12 < F_c < 35$	Fines=ML или MH	Модифицирован
SC	$12 < F_c < 50$	Fines=CL или CH	
SC-SM	$12 < F_c < 50$	Fines=CL-ML	
SM-ML	$35 \leq F_c < 50$	Fines=ML или MH	Модифицирован
ML-SM	$50 \leq F_c \leq 65$	$LL < 50, PI < 4$	Модифицирован
ML	$65 < F_c$	$LL < 50, PI < 4$	Модифицирован
CL-ML	$50 \leq F_c$	$LL < 50, 4 \leq PI \leq 7$	
CL	$50 \leq F_c$	$LL < 50, PI > 7$	
MH	$50 \leq F_c$	$LL \geq < 50$	ниже "А" линии на рис. 3.6
CH	$50 \leq F_c$	$LL \geq < 50$	на или выше "А" линии
OL	$50 \leq F_c$	$LL \geq < 50$	
OH	$50 \leq F_c$	$LL \geq < 50$	на или выше "А" линии
PT	$50 \leq F_c$		

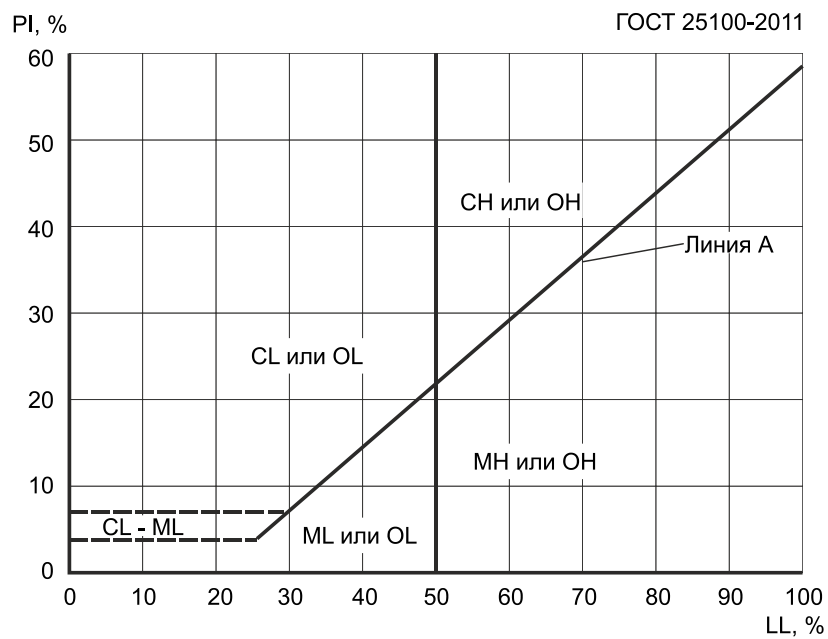


Рис. 3.6. График пластичности грунтов (условные обозначения см. ГОСТ 25100-2020)

## 4. ИНТЕРПРЕТАЦИЯ ДАННЫХ СТАТИЧЕСКОГО ЗОНДИРОВАНИЯ

После того как грунты классифицированы, может быть выполнена оценка их физико-механических свойств. Она должна быть основана на понимании принципов и ограничений инженерной геологии, натуральных испытаний, способа отбора монолитов, лабораторных и полевых испытаний.

Оценка свойств может быть основана на одном или нескольких из нижеперечисленных предположений:

- предыдущий опыт в материалах с аналогичными классификационными свойствами и аналогичным геологическим происхождением, истории формирования и процессов;
- испытания в полевых условиях;
- лабораторные испытания образцов грунтов на проблемных участках изысканий;
- крупномасштабные испытания, например, испытания фундаментов и свай.

В этом разделе приведена интерпретация данных статического зондирования (CPT, CPTU и SCPTU) для оценки начального напряженного состояния, истории напряжений и свойств грунтов (физических и механических) с целью их использования при проектировании оснований зданий и сооружений.

Данные статического зондирования могут быть использованы для оценки свойств грунтов на основе двух методологий:

- использование корреляций между измеренными параметрами зондирования и свойствами грунтов, полученных другими методами испытаний, такими как лабораторные испытания, испытания методом вращательного среза, испытания плоским и винтовым штампами, испытания в калибровочной камере, где испытания проводятся в тщательно контролируемых условиях или метод обратного анализа пробных нагрузочных испытаний или испытаний полномасштабных фундаментов;
- использование аналитических моделей для расчета свойств грунта по измеренным параметрам зондирования. Методы численного анализа и модели грунтов в настоящее время широко используются для этой цели, что позволяет получить достаточно хорошее соответствие между численными предсказаниями параметров зондирования и результатами испытаний.

Ниже приведено определение свойств грунтов с использованием корреляционных уравнений.

Пользователь должен знать, что приведенные ниже корреляционные уравнения являются оценочными и должны быть скорректированы для местных инженерно-геологических условий путем проведения лабораторных и полевых испытаний грунтов. Для этого предлагается использовать модуль «Статистика».

## 4.1. Степень плотности и удельный вес грунтов

### Степень плотности песчаных грунтов

Состояние песчаных грунтов в природных условиях обычно оценивают через степень плотности  $I_D$ , используя данные статического зондирования. Хотя напряженно-деформированное и прочностное поведение сыпучих грунтов является слишком сложным, чтобы быть представленным только через  $I_D$ , степень плотности по-прежнему является полезным показателем оценки поведения песчаных грунтов и должна рассматриваться зависимой от начального напряженного состояния, т.е. от напряжений обусловленных собственным весом грунтов.

Степень плотности песчаных грунтов один из показателей, который может быть использован для оценки свойств сыпучих грунтов подобно углу внутреннего трения:

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}, \quad (4.1)$$

где  $e$  – коэффициент пористости при естественном сложении;  $e_{\max}$  – коэффициент пористости в предельно плотном сложении;  $e_{\min}$  – коэффициент пористости в предельно рыхлом сложении.

Исследования, проведенные в 1970-х и 80-х годах в больших калибровочных камерах (Lunne et al., 1997) позволили получить многочисленные корреляции удельного сопротивления конуса  $q_c$  со степенью плотности  $I_D$ . Большинство подобных исследований показали, что между степенью плотности, эффективным напряжением от собственного веса грунта и удельным сопротивлением конуса зонда для всех исследованных песков не существует единственной уникальной взаимосвязи. Однако все результаты подобных испытаний показывают, что все зависимости имеют схожую форму, и что удельное сопротивление конуса может быть более однозначно связано с  $I_D$  для любого вида песка, если коррелировать с вертикальным эффективным напряжением  $\sigma'_{vo}$  от собственного веса песка.

Если оценка  $I_D$  требуется для преобладающе кварцевого песка с умеренной сжимаемостью, рекомендуются использовать уравнение (Baldi et al., 1986):

Baldi et al. (1986)

$$I_D = \frac{1}{C_2} \ln \left[ \frac{q_t}{C_0 (\sigma'_{vo})^{C_1}} \right], \quad (4.2)$$

где  $C_0 = 157$ ,  $C_1 = 0,55$  и  $C_2 = 2,41$ , а  $q_t$ , в МПа.

Jamiolkowski et al. (2001) пересмотрели эти данные, включив в них новые коэффициенты коррекции, и получили выражения вида:

Jamiolkowski et al. (2001a)

$$I_D = \frac{1}{C_2} \ln \left[ \frac{q_t / p_a}{C_0 (\sigma'_{vo} / p_a)^{C_1}} \right]; \quad (4.3a)$$

Jamiolkowski et al. (2001b)

$$I_D = 100 \left( 0,268 \ln \left[ \frac{q_t / p_a}{\sqrt{\sigma'_{vo} / p_a}} - 0,675 \right] \right) \quad (4.36)$$

где  $C_0 = 17,74$ ;  $C_1 = 0,55$  и  $C_2 = 2,9$ ;  $\sigma'_{vo}$  – вертикальное эффективное напряжение от собственного веса песка.

Это уравнение может использоваться для нормально уплотненных и переуплотненных песков. На рис. 4.1 показана обновленная корреляция между степенью плотности  $I_D$ , вертикальным эффективным напряжением  $\sigma'_{vo}$  и удельным сопротивлением конуса  $q_t$  для нормально уплотненного несцементированного и молодого (четвертичные отложения) песка.

Если геологическая модель для площадки изысканий указывает на наличие переуплотненных или старых песков, то для оценки  $I_D$  следует использовать зависимость, показанная на рис. 4.2. Это та же степень плотности, что и на рис. 4.1, но при этом используется среднее напряжение (вертикальное и горизонтальное) при коэффициенте бокового давления,  $K_0 = 0,45$ . Предполагается, что зависимости на рис. 4.1 и 4.2 следует использовать только в качестве руководства для оценки  $I_D$  в полевых условиях, но можно ожидать, что они обеспечат разумные оценки для молодых, чистых, нормально уплотненных, умеренно сжимаемых кварцевых песков. Поскольку большинство естественных песков имеют свой возраст существования, то консервативный подход к определению  $I_D$  будет предполагать, что  $K_0 = 1$  и его можно использовать для первичной оценки  $I_D$  переуплотненного песка.

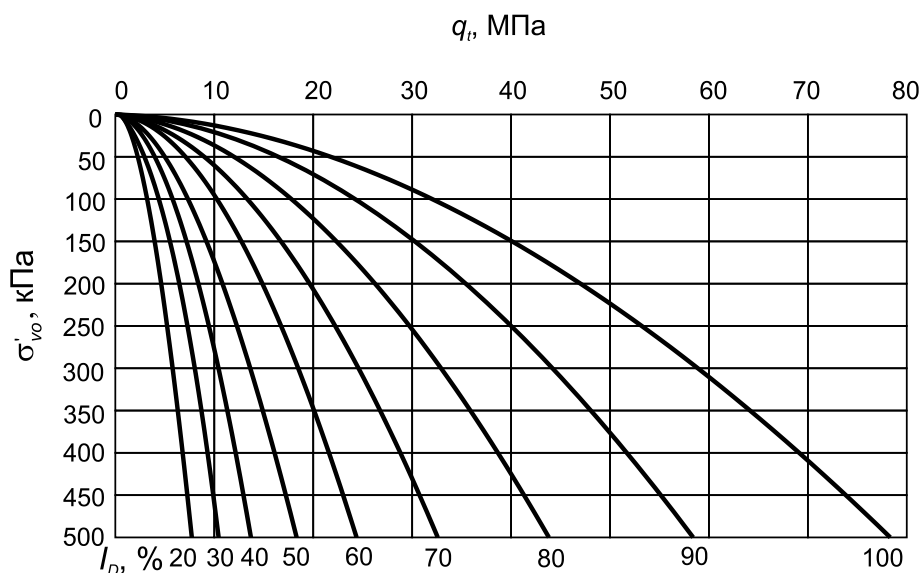


Рис. 4.1.  $I_D$  корреляция для нормально уплотненных несцементированных кварцевых песков (Jamiolkowski et al., 2001)

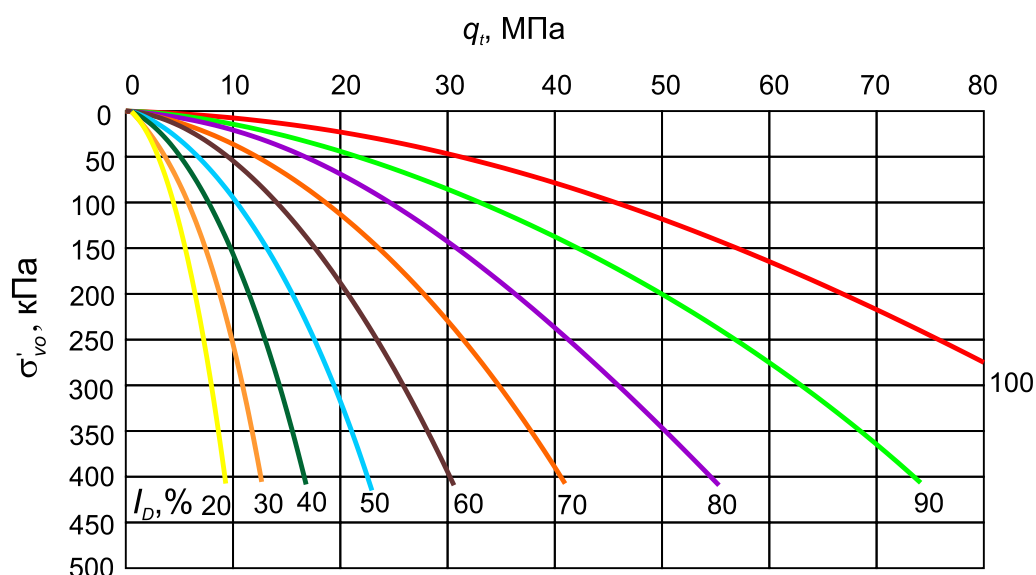


Рис. 4.2.  $I_D$  корреляция для нормально уплотненных и незначительно переуплотненных нецементированных кварцевых песков (Jamiolkowski et al., 2001)

СП 446.1325800.2019

Определение плотности сложения песков по данным статического зондирования.

Пески	Плотность сложения песков		
	Плотные	Средней плотности	Рыхлые
	при $q_c$ , МПа		
Крупные и средней крупности независимо от влажности	Более 15	От 5 до 15	Менее 5
Мелкие независимо от влажности	Более 12	От 4 до 12	Менее 4
Пылеватые - малой и средней степени водонасыщения - водонасыщенные	Более 10	От 3 до 10	Менее 3
	Более 7	От 2 до 7	Менее 2

### Удельный вес грунта

Показатель удельного веса грунта используется не только для определения напряжений от собственного веса грунта, но и в различных расчетах при проектировании оснований фундаментов. В частности, при определении расчетного сопротивления грунта, предельной нагрузки на грунты основания, давления на шпунтовые и подпорные стены и т.д.

В лаборатории удельный вес грунта определяется через плотность грунта, которая находится с использованием монолитов отбираемые грунтоносами без



нарушения естественной структуры. Отобрать монолиты без нарушения структуры, в особенности в песчаных, гравелистых грунтах или супесях, практически невозможно. По этой же причине достаточно сложно получить корреляционные связи между сопротивлением зондированию и плотностью песчаных грунтов в условиях их естественного залегания. В большинстве случаев, корреляционные связи получаются путем испытания песков зондированием в лаборатории с использованием специальных калибровочных камер.

В общем случае определяются удельный вес сухого грунта ( $\gamma_d$ ), удельный вес грунта ( $\gamma$ ) и удельный вес грунта в водонасыщенном состоянии ( $\gamma_{sat}$ ):  $\gamma_d < \gamma < \gamma_{sat}$ .

Результаты подобной процедуры испытаний по определению удельного веса сухого грунта  $\gamma_d$  через нормализованное значение удельного сопротивления конуса  $q_{T1}$  приведены на рис. 4.3. Линия регрессии дана для различных видов песка от нецементированного кварца до силикатных песков. Существенное влияние на результаты оказывает форма частиц и минералогический состав песка. Поэтому

Mayne (2006a)

$$\gamma_d = 1.89 \log(q_{T1}) + 11.8 \quad (4.4)$$

результаты подобных испытаний должны применяться на практике с осторожностью. Однако получаемые значения близки к значениям найденные в лаборатории, а ошибка составляет не более 15-20%.

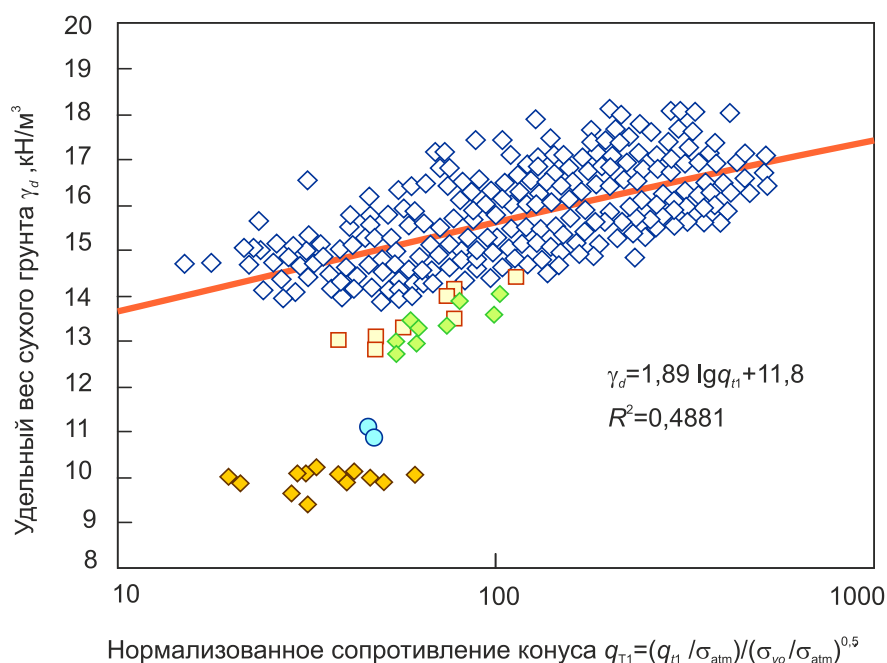


Рис. 4.3. Зависимость удельного веса сухого песка от нормализованного значения лобового сопротивления (Mayne, 2006)

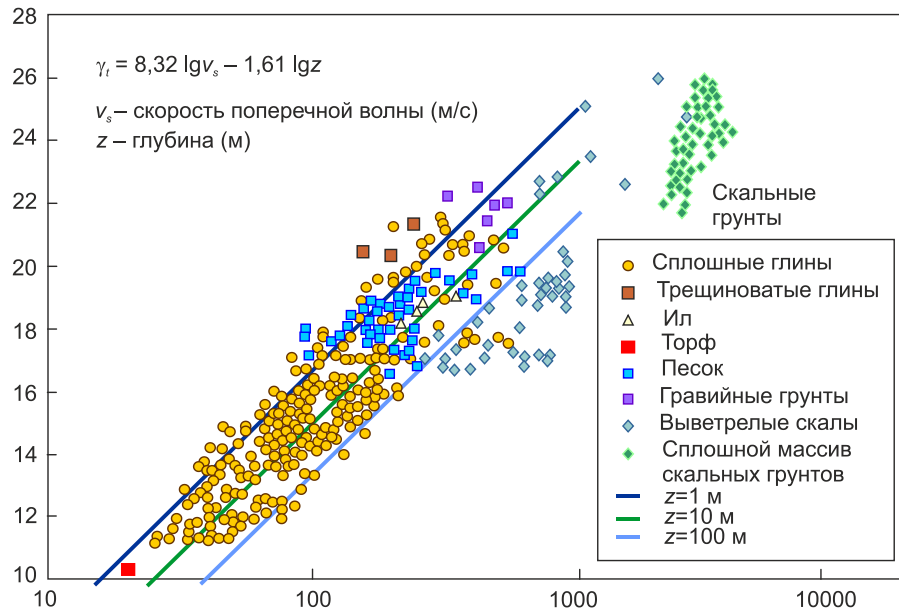


Рис. 4.4. Зависимость удельного веса всех типов водонасыщенных грунтов от скорости поперечной волны и глубины (Mayne, 2006)

Mayne (2006b)

$$\gamma_{sat} \left( \frac{kN}{m^3} \right) = 8.32 \log [V_s (m/s)] - 1.61 \log [z (m)]$$

Для водонасыщенных грунтов, включая глины от мягкопластичных до твердых, илы, рыхлые пески и гравий скорость поперечной волны является функцией удельного веса грунта. Подобная зависимость показана на рис. 4.4.

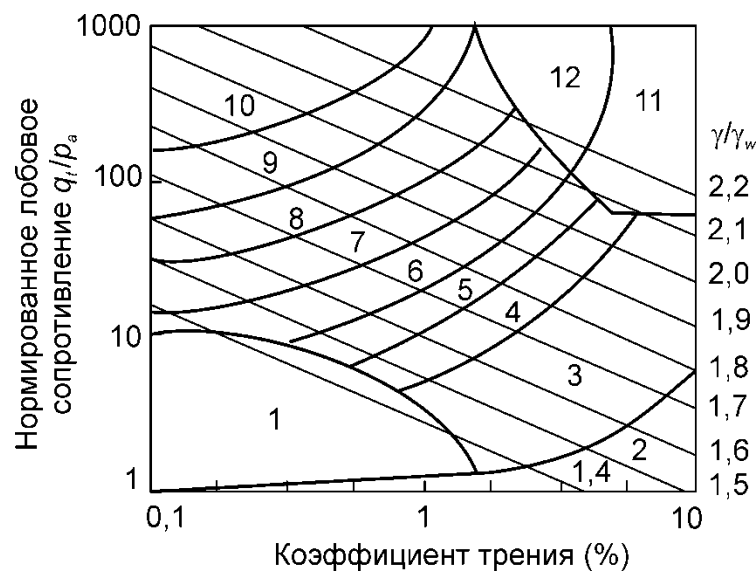


Рис. 4.5. Безразмерное значение удельного веса грунта  $\gamma_s/\gamma_w$ . Обозначения для зон грунтов приведены на рис. 3.1 (Robertson & Cabal, 2014)

П.Робертсон, в одной из своих работ (Robertson & Cabal, 2014), рекомендует применять номограмму (рис. 4.5) для определения безразмерного значения удельного веса всех типов грунтов  $\gamma/\gamma_w$  основываясь на данных СРТ испытаний. Приведенные зависимости аппроксимированы следующими уравнениями:

Robertson & Cabal (2014a)

$$\gamma = 1,95\gamma_w \left( \frac{\sigma'_{vo}}{p_a} \right)^{0,06} \left( \frac{f_s}{p_a} \right)^{0,06}$$

$$\frac{\gamma}{\gamma_w} = 0.27[\log F_r(\%)] + 0.36 \left[ \log \left( \frac{q_t}{p_a} \right) \right] + 1.236, \quad (4.5)$$

Robertson & Cabal (2014b)

$$\frac{\gamma}{\gamma_w} = \left\{ 0.27[\log F_r(\%)] + 0.36 \left[ \log \left( \frac{q_t}{p_a} \right) \right] + 1.236 \right\} \left( \frac{\gamma_s}{2.65} \right) \quad (4.6)$$

где  $\gamma_w$  – удельный вес воды одной размерности с  $\gamma$ ;  $p_a$  – атмосферное давление той же размерности, что и  $q_t$ , равное 100 кПа;  $f_s$  – удельные силы трения на муфте зонда, кПа;  $F_r$  – коэффициент трения;  $\gamma_s$  – удельный вес твердых частиц, принимаемый равным 27,0 кН/м<sup>3</sup>.

Если используется СРТ зонд и измерены удельные силы трения  $f_s$ , кПа, то можно использовать зависимость (рис. 4.6), предложенная Mayne et al. (2010) для всех типов грунтов, в виде:

Mayne et al. (2010a)

$$\gamma = 26 - \frac{14}{1 + [0,65 \lg(f_s + 1)]^2}, \quad (4.8)$$

и

Mayne et al. (2010b)

$$\gamma = 1,95\gamma_w \left( \frac{f_s}{p_a} \right)^{0,06} \left( \frac{\sigma'_{vo}}{p_a} \right)^{0,06}. \quad (4.9)$$

или в более упрощенном виде:

Mayne et al. (2010c)

$$\gamma \approx 12 + 1,5 \ln(f_s + 1). \quad (4.10)$$

Хотя хорошо известно, что силы трения на муфте зонда, пожалуй, являются самым слабым по надежности показанием пьезозонда из трех (удельное сопротивление конуса, удельные силы трения, поровое давление), в такой зависимости удельный вес увеличивается в два раза ( $11,5 \text{ кН/м}^3 \leq \gamma \leq 23 \text{ кН/м}^3$ ), тогда как ( $1 \text{ кПа} \leq f_s \leq 1000 \text{ кПа}$ ), поэтому точное значение сил трения не требуется, учитывая, что ожидаемая дисперсия составляет порядка  $1,5 \text{ кН/м}^3$  в оцененной величине удельного веса.

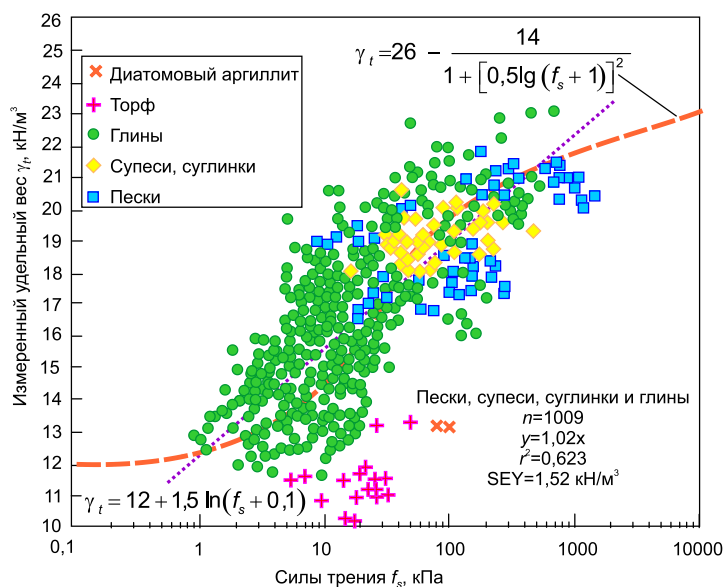


Рис. 4.6. Общий тренд зависимости между удельным весом грунта и силами трения (Mayne et al., 2010)

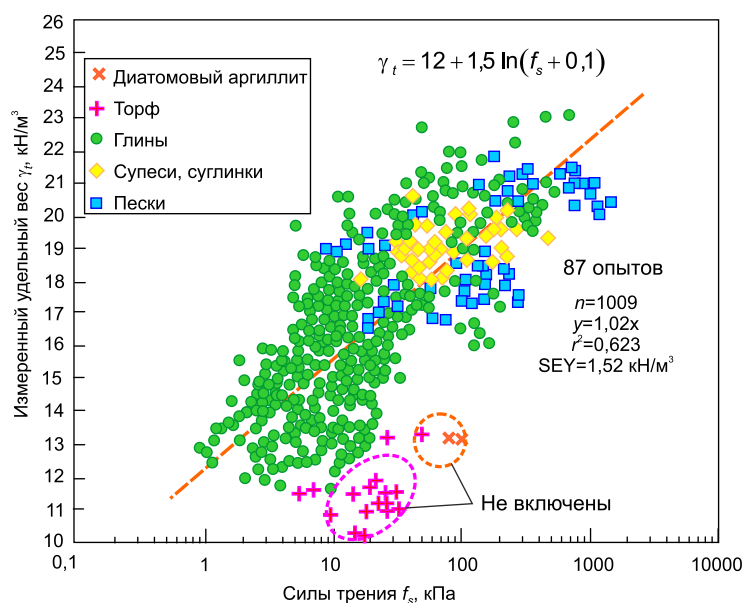


Рис. 4.7. Определение удельного веса грунта через силы трения для органических глин, диатомитовых грунтов, торфа и чувствительных глин (Mayne et al., 2010)

Mayne et al. (2010d)

$$\gamma = \gamma_w \left[ 1,22 + 0,15 \ln \left( 100 \frac{f_s}{\sigma_{atm}} + 0,01 \right) \right]. \quad (4.11)$$

Скорость поперечных волн в грунтах зависит от плотности грунта и, следовательно можно найти корреляции между ними. Ниже приведены корреляции, полученные путем определения плотности отобранных монолитов грунта и данными SCPTU испытаний:

Burns & Mayne (1988)

$$\rho = 0,701 \frac{V_s^{0,227}}{(\sigma'_{vo})^{0,057}}, \quad (4.12)$$

где  $\rho$  – плотность грунта, г/см<sup>3</sup>.

Lunne et al. (1997) предложили использовать номограмму показанную на рис. 3.1а для определения удельного веса грунта, соответственно приведенным на ней зонам, так как показано в табл. 4.1 ниже.

Таблица 4.1

Тип поведения грунта

Зона	Тип поведения грунта	Удельный вес
		кН/м <sup>3</sup>
1	Чувствительный тонкодисперсный грунт	17.5
2	Органический и органоминеральный грунт	12.5
3	Глина	17.5
4	Суглинок	18.0
5	Супесь – пылеватый песок	18.0
6	Песок	18.0
7	Плотный песок – гравелистый песок	18.5
8	Очень плотный / жесткий грунт	19.0
9	Очень твердый тонкодисперсный грунт	19.5
10	Чувствительный тонкодисперсный грунт	20.0
11	Органический и органоминеральный грунт	19.0
12	Глина	20.5
*Переуплотненные или цементированные.		

## 4.2. Оценка влияния истории формирования грунтов

Понимание геологических процессов и условий формирования отложений грунтов в значительной степени способствуют интерпретации данных зондирования, которое не следует проводить в отрыве от геологической модели.

Важным фактором является начальное напряженное состояние, обусловленное действием собственного веса грунта и история их формирования грунтов.

Для оценки исторического поведения грунтов критически важны следующие параметры:

- эффективное вертикальное напряжение от собственного веса грунта  $\sigma'_{vo}$ , начальная плотность или коэффициент пористости;
- коэффициент переуплотнения OCR или история напряжений, позволяющая определить давление предварительного уплотнения  $\sigma_p$  из компрессионных испытаний.

Историю напряжений оценивают коэффициентом переуплотнения OCR, который определяется через давление предварительно уплотнения. В то же время, оценить был ли грунт подвержен ранее исторической нагрузкой можно по величине горизонтальных напряжений от собственного веса грунта или из корреляции с  $I_D$ . Если зависимости на рис. 4.1 используются с вертикальным эффективным напряжением от собственного веса грунта  $\sigma'_{vo}$ , то можно прогнозировать степень плотности, превышающую 100% ( $I_D > 100\%$ ). Это обычно является характерным признаком для грунтов с большими горизонтальными напряжениями (т.е., для переуплотненных грунтов с  $K_0 > 1$ ) или с наличием в грунтах цементационных связей. Иногда наличие высоких горизонтальных напряжений может приводить к большим силам трения  $f_s$  на муфте трения зонда. Однако для количественного определения уровня напряжений необходимо знать величину сил трения того же песка в нормально уплотненном состоянии. Таким образом, невозможно отличить плотный нормально уплотненный песок и рыхлый переуплотненный песок. Как отмечалось в предыдущем разделе, зависимость, приведенная на рис. 4.2, также может быть использована для оценки сцементированных песчаных грунтов.

### Коэффициент переуплотнения и давление предварительного уплотнения

В мелкозернистых (связных) грунтах история напряжений может быть качественно оценена по форме профиля лобового сопротивления или, в водонасыщенных грунтах, по реакции порового давления. Также известны корреляции, которые позволяют количественно оценивать давление предварительного уплотнения  $\sigma_p$  или коэффициент переуплотнения OCR, которые связаны выражением:

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} \quad (4.13)$$

где  $\sigma'_p$  – эффективное давление предварительного уплотнения;  $\sigma'_{vo}$  – эффективное вертикальное напряжение от собственного веса грунта.

Форма профиля удельного сопротивления конуса может дать приблизительную оценку истории напряжений. Для нормально уплотненных

глинистых отложений с гидростатическим распределением давления в грунтовой воде, удельное сопротивление конуса линейно возрастает с глубиной и имеет нулевое значение на поверхности. Для большинства молодых глин, где переуплотнение было вызвано эрозией или высыханием,  $OCR$  будет уменьшаться с глубиной до отложений на глубине, где они уплотняются от действия собственной массы. В этих случаях удельное сопротивление конуса будет приблизительно постоянным или даже уменьшаться с глубиной до глубины, где отложения обычно уплотняются, и затем будет линейно возрастать с глубиной. Для старых глин, где  $OCR$  постоянен на любой глубине, удельное сопротивление конуса увеличивается с глубиной, но имеет положительное значение напряжения на нулевой глубине.

Демерс и Леруил (Demers & Leroueil, 2002) провели оценку 9 представленных в литературе испытаний для оценки давления предварительного уплотнения и  $OCR$  из данных зондирования. На основе базы данных из 31 исследования чувствительной глины из Квебека (Канада) они обнаружили, что зависимости, которые лучше всего подходят для определения  $\sigma'_p$ , тогда когда они основаны на нетто лобовом сопротивлении  $(q_t - \sigma_{vo})$ . Авторы установили линейную зависимость для глин Квебека, вида:

#### Demers & Leroueil (2002)

$$\sigma'_p = \frac{(q_t - \sigma_{vo})}{3,4} = 0,29(q_t - \sigma_{vo}). \quad (4.14)$$

Чен и Мэйн (Chen & Mayne, 1996) также обнаружили линейную зависимость между нетто лобовым сопротивлением и  $\sigma'_p$  как показано на рис. 4.8. Они рассматривали как собственно глины, так и трещиноватые глины (аргиллиты) и отметили влияние эффекта пластичности. Для глин Чен и Мейн получили зависимость, в виде следующего линейного уравнения:

#### Chen & Mayne (1996)

$$\sigma'_p = 0,305(q_t - \sigma_{vo}). \quad (4.15)$$

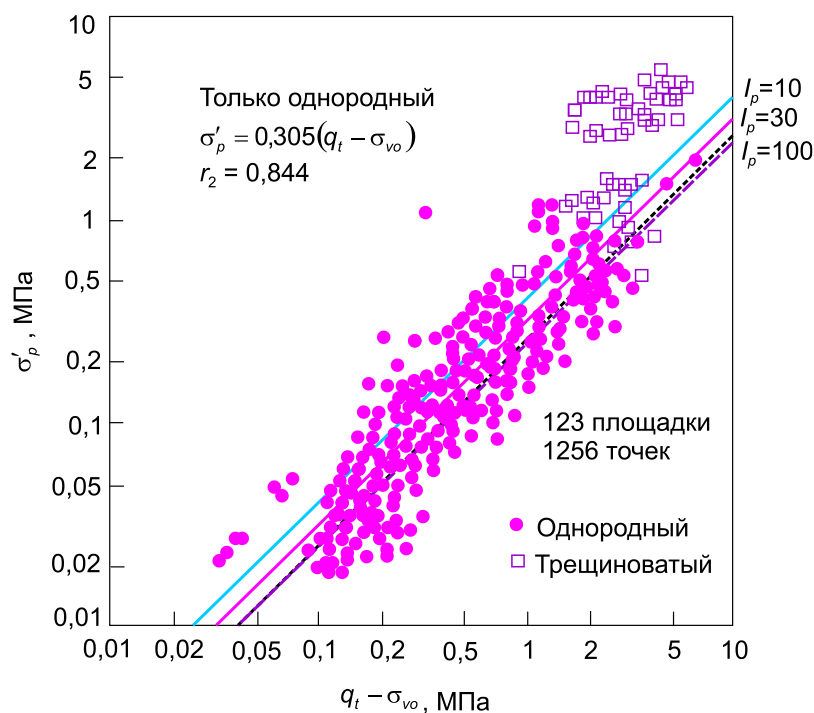


Рис. 4.8. Эмпирический тренд между  $\sigma'_p$  и нетто удельным сопротивлением конуса в глинах (Chen & Mayne, 1996)

Исходя из вышесказанного, начальная оценка  $\sigma'_p$  может быть получена из зависимости (Mayne, 2017):

Mayne (2017a)

$$\sigma'_p = 0,3(q_t - \sigma_{vo}). \quad (4.16)$$

Mayne (2017b)

$$\sigma'_p = 0,54(u_2 - u_o)$$

$$\sigma'_p = 0,60(q_t - u_2)$$

Отсюда следует, что OCR можно затем оценить, используя выражение:

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} = 0,3 \frac{(q_t - \sigma_{vo})}{\sigma'_{vo}}. \quad (4.17)$$

Лунне (Lunne et al., 1997) рекомендуют использовать следующую зависимость:

$$OCR = kQ_t = k \frac{(q_t - \sigma_{vo})}{\sigma'_{vo}} \quad (4.18)$$

с коэффициентом  $k$ , изменяющимся от 0,2 до 0,5, но рекомендуют среднее рекомендованное значение - 0,3, а также с более высокие значения, соответствующие старым, сильно переуплотненным глинам.



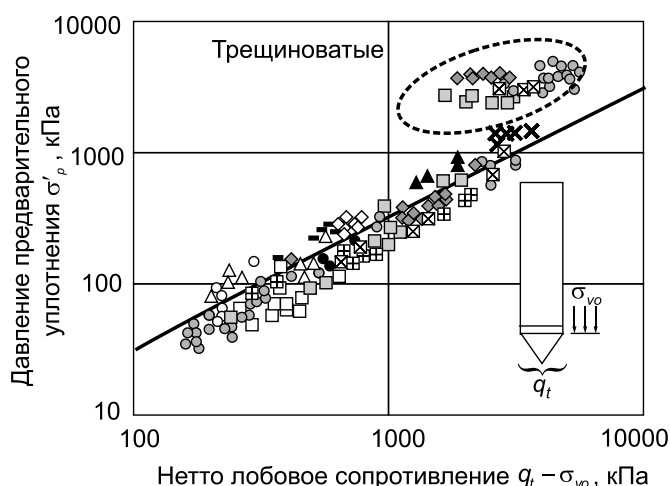


Рис. 4.9. Сравнение между измеренными и предсказанными значениями  $\sigma'_p$  (Маэне, 2006)

В то время как зависимость (4.14) дает хорошую оценку для широкого класса глинистых грунтов, но в то же время она, недооценивает значения для трещиноватых глин. На рис. 4.9 показано сравнение между значениями, полученными из компрессионных испытаний и значениями, предсказанными уравнением (4.14).

Среднее значение коэффициента в уравнении (4.14) равно 0,33, но изменяется в диапазоне от 0,2 до 0,5. Наибольшее значение коэффициента рекомендуется для старых, сильно переуплотненных глинах. Если имеется предыдущий опыт в одних и тех же отложениях, значение коэффициента может быть скорректировано исходя из имеющегося опыта, что дает возможность получить более надежный профиль OCR. Упрощенная зависимость (4.14) действительная для  $Q_t < 20$ .

Результаты Демерса и Леруила (Demers & Leroueil 2002) и Чена и Мэйна (Chen & Maune 1996) показывают, что значение OCR можно оценить для многих глин, используя уравнение (4.14). Однако его не рекомендуется прямым образом использовать для проектирования. Следует найти местные корреляции, разработанные на основе испытаний в компрессионных приборах на образцах высокого качества.

П.Мэйн и др. (Maune et al., 2010) предложили использовать индекс материала  $I_c$ , введя показатель степени в уравнение (4.14):

#### Маэне (2017)

$$\sigma'_p = 0,305(q_t - \sigma_{vo})^m \quad (4.19)$$

для  $I_c > 2,95$   $m=1$ ;

для  $I_c < 2,95$   $m = 0,06 + 0,04 \cdot \exp(I_c - 0,7)$ .

Индекс материала  $I_c$  также предоставляет средство количественной оценки величины показателя предела текучести  $m'$  для автоматического СРТ-профилирования  $\sigma'_p$  в

однородных грунтах, гетерогенных отложениях, смешанных геоматериалах и стратифицированных формациях. На рисунке 4.10 показана тенденция между  $m'$  и индексом СРТ ( $I_c$ ), полученная с помощью уравнения (Mayne, 2017):

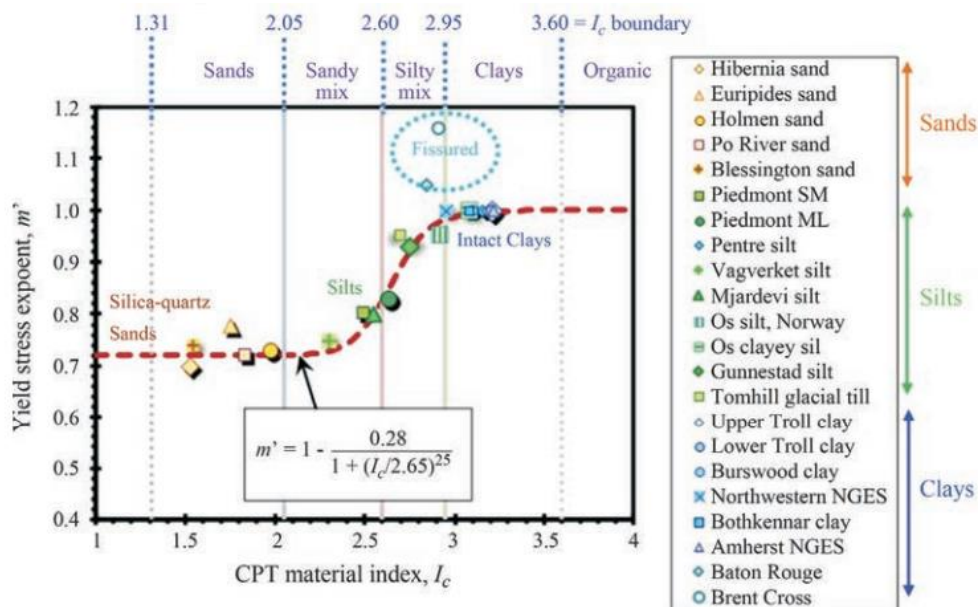


Рис. 4.10. Зависимость экспоненты  $m$  от идекса материала  $I_c$  в несцементированных кварцево-силикатных песках и неорганических глинах низкой чувствительности (Mayne, 2017)

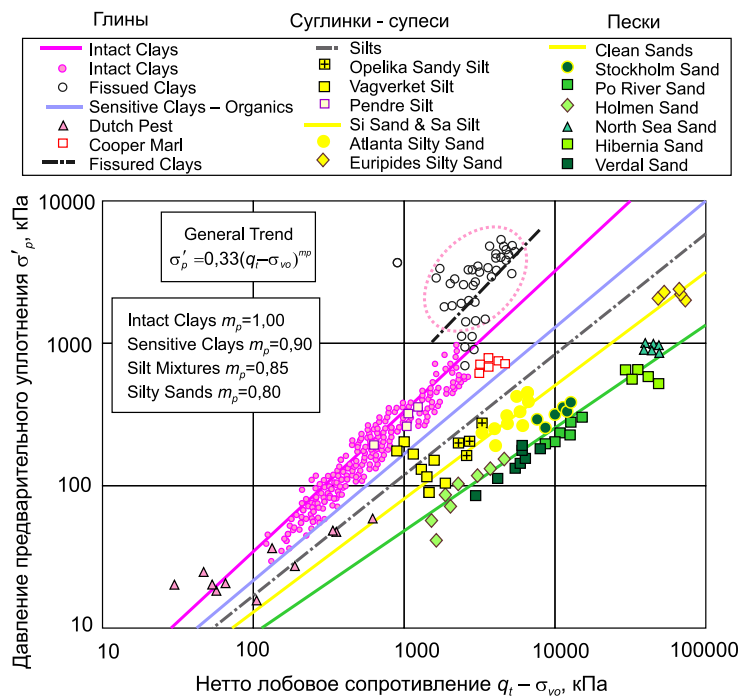


Рис. 4.11. Общая оценка СРТ давления предварительного уплотнения через нетто лобовое сопротивление для грунтов голоцена и плейстоцена (Mayne, 2010)

$$m' = 1 - \frac{0.28}{1 + \left(\frac{I_c}{2.65}\right)^{25}} \quad (4.20)$$

Следует иметь в виду, что приведенные выше эмпирические зависимости были получены для конкретных грунтовых отложений. Поэтому для иных грунтов необходимо провести лабораторные испытания, например, компрессионные, найти  $\sigma'_p$ , затем провести полевые испытания и найти между ними зависимость типа (4.19). Для примера на рис. 4.11 приведены результаты подобных испытаний, выполненных П.Мэйном (2010).

### Общие зависимости для песков, суглинков и глин

Для общего случая оценки давления предварительного уплотнения естественных грунтов, включая пески, супеси, суглинки и глины Майн и Браун (Mayne & Brown, 2003) представили общую взаимосвязь, основанную на SCPT зондировании:

#### Mayne & Brown (2003)

$$\sigma'_{vp} = 0.33(q_t - \sigma_v)^{m'} \left(\frac{PA}{100}\right)^{1-m'} \quad (4.21)$$

где коэффициент  $m$  определен уравнение (4.20). Значение коэффициента, по-видимому, увеличивается с увеличением содержания мелких частиц и/или уменьшается со средним размером зерен. Основываясь на имеющихся наблюдениях, параметр  $m < 0,72$  в чистых кварцевых песках,  $0,8$  в илистых песках, до  $m = 1,0$  в глинах низкой чувствительности и может даже принимать значения  $1,1+$  в трещиноватых глинах (Mayne, 2017).

Конечно, коэффициенты в этих уравнения должны быть скорректированы с учетом местной геологии и геоматериалов, специфичных для конкретного участка, где это возможно. Как видно из приведенных уравнений коэффициент значением  $0,33$  и ожидаемым диапазоном от  $0,2$  до  $0,5$ . Более высокие значения  $k$  рекомендуются для выдержанных, сильно переуплотненных глин. Если имеется предыдущий опыт работы с теми же отложениями, значения  $k$  следует скорректировать, чтобы отразить этот опыт и обеспечить более надежные значения.

Эти взаимосвязи были изучены для широкого спектра глин, включая статистические исследования с участием: 206 различных участков (Chen & Mayne 1996); 22 участков в Канаде (Demers & Leroueil, 2002); 17 норвежских глин (Karlsrud et al., 2005); а также отдельные участки, например, Пиза, Италия (Jamiolkowski & Pepe, 2001); Коста-Рика (Eller et al., 2014). Результаты по шведским глинам дают аналогичные значения, однако коэффициенты, по-видимому, имеют тенденцию к увеличению индекса пластичности (Larson & Mulabdic 1991; Larsson & Ahnberg 2005),

в то время как исследование с участием глин восточной Канады не выявило такой тенденции (Demers & Leroueil, 2002).

### Давление предварительного уплотнения в песчаных грунтах

Для песков оценка исторического давления с помощью СРТ является гораздо более эксклюзивной и менее надежной. Методология, основанная на статистическом анализе данных испытаний в калибровочной камере, имеет следующий вид (Mayne, 2001):

Mayne (2001)

$$OCR = \left[ \frac{0.192 \left( \frac{q_t}{p_A} \right)^{0.22}}{(1 - \sin \phi') \left( \frac{\sigma_v'}{p_A} \right)^{0.31}} \right] \left( \frac{1}{\sin \phi' - 0.27} \right) \quad (4.22)$$

Мэйн (2005) предложил следующее выражение, которое обеспечивает аппроксимацию первого порядка эффективного давления предварительного уплотнения по модулю сдвига  $G_0$ , полученному для SCPT в преимущественно песчаных грунтах. Эта взаимосвязь основана на данных по Холменскому песку, песку реки По и остаточным мелкозернистым песчаным илам Пьемонта в Национальном геотехническом институте. Испытательный полигон (NGES) в Опелике, штат Алабама.

Мэйн (2005)

$$\sigma_{vp}' (kPa) = \left[ \frac{G_0 (kPa)}{50} \right]^{0.8} \quad (4.23)$$

### Давление предварительного уплотнения и скорость поперечных волн

Используя результаты измерений скорости поперечных волн в межскважинных испытаниях Mayne & Rix, (1995); Mayne (2005); L'Heureux & Long (2017), предложили следующее выражение для определения давления предварительного уплотнения в глинах:

L'Heureux & Long (2017a)

$$\sigma_p' \approx 0,107 V_s^{1,47}, \quad (4.24)$$

L'Heureux & Long (2017b)

$$\sigma_{vp}' (kPa) = 0.0077 [V_s (m/s)]^{2.01} \quad (4.25)$$

где  $\sigma'_p$  в кПа, а  $V_s$  имеет размерность м/с.

В случае трещиноватых глин приведенные выше уравнения обычно неприменимы. Более того, если существуют высокоструктурированные глины или геоматериалы со значительным количеством 'необычной' минералогии (например, кальцит, диатомовые водоросли и т.д.), эти уравнения потребуют перенастройки на основе характеристик конкретной геологической формации (Maune, 2005, 2017).

### 4.3. Прочностные характеристики

Дренированный угол внутреннего трения угол трения ( $\phi$ ) грунта является фундаментальным свойством, которое в значительной степени определяет его поведение на нагрузку и начальное напряженное состояние. Эта характеристика отражает прочность материала при анализе устойчивости и часто требуется для оценки коэффициента бокового давления ( $K_0$ ), несущей способности основания фундаментов мелкого заложения, несущей способности свай и фундаментов глубокого заложения.

С точки зрения общепринятого критерия прочности Мора-Кулона, прочность на сдвиг ( $t_{max}$ ) выражается уравнением вида:

$$\tau = c' + \sigma_n' \tan \phi' \quad (4.26)$$

где  $c'$  - эффективные силы сцепления (обычно:  $c = 0$  для несвязанных грунтов).

Максимальный (пиковый) угол внутреннего трения ( $\phi'_p$ ) в песках состоит из двух компонентов: (1) базовое значение трения (обозначенное  $\phi'_{cs}$  для критического состояния), которое обусловлено формой зерен частиц, характеристиками сжимаемости и минералогией; и (2) эффект дилатансии (количественно определяемый  $\psi'_d$  углом дилатансии), который отражает относительную упаковку частиц ( $e_0$  или  $I_D$ ) и уровень напряжения от собственного веса грунта ( $\sigma'_v$ ). Эти два параметра объединяются для получения максимального угла трения:

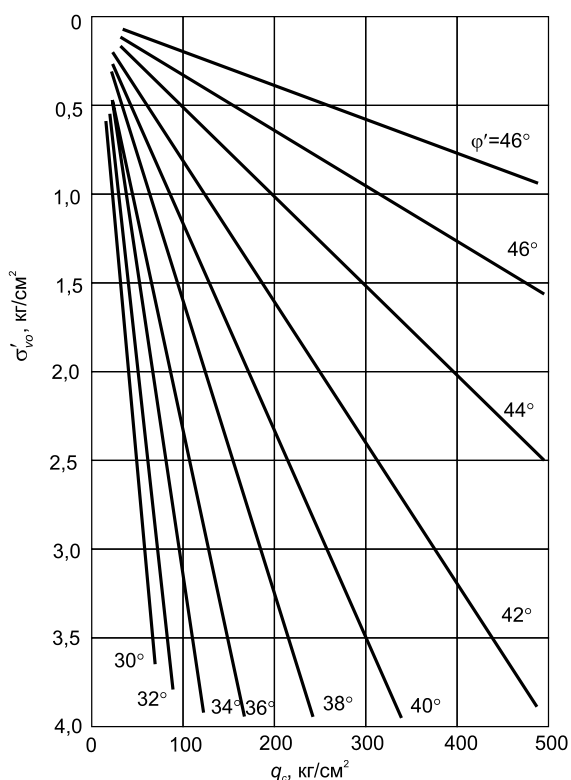
$$\phi'_p \approx \phi'_{cs} + \psi'_d \quad (4.27)$$

Мэйн (2014), обобщил исследования Болтона (1986), Сальгадо и др. (2000) и Джамиолковски и др. (Jamiolkowski et al., 2001) и нашел, что характерные значения  $\phi'_{cs}$  составляют порядка 32° для кварцевых песков, 33° для пылеватых кварцевых песков с содержанием мелких частиц до 20%, 34° для кремнистых песков (примерно половина кварца - половина полевого шпата), 39° для известковых песков и 40° для полевошпатовых песков. Угол внутреннего трения также зависит от режима испытания (т.е. от плоской деформации по сравнению с трехосной) и направления нагрузки (сжатие по сравнению с растяжением).

## Песчаные грунты

Известно множество теоретических, эмпирических и полуэмпирических корреляций для интерпретации прочности на сдвиг песка по данным удельного сопротивления конуса зонда.

Общая корреляция для определения пикового угла внутреннего трения, которая была получена из дренированных трехосных испытаний, предложена Robertson & Campanella (1983). Они пришли к выводу, что небольшой разброс в полученных результатах показывает ограниченное влияние сжимаемости грунтов на интерпретируемую прочность на сдвиг (рис. 4.12).



**Рис. 4.12. Корреляция между лобовым сопротивлением  $q_c$  и пиковым углом внутреннего трения для несцементированных кварцевых песков (Robertson & Campanella, 1983a)**

Робертсон и Кампанелла (Robertson & Campanella, 1983) предложили данную корреляцию для оценки значения пикового эффективного угла внутреннего трения  $\phi'$  несцементированных, молодых, средней сжимаемости кварцевых песков из результатов испытаний в калибровочной камере. Для песка с высокой сжимаемостью (карбонатные пески или пески с высоким содержанием слюды) данная корреляция показывает низкие значения углов внутреннего трения:

$$\varphi' = 35^\circ + 11,5 \lg \left( \frac{q_c}{30\sigma'_{vo}} \right), \quad (4.28)$$

где  $q_c$  – удельное сопротивление конуса, а  $\sigma'_{vo}$  – эффективное напряжение от собственного веса грунта.

В 2010 году Robertson & Cabal представили графики зависимости тангенса угла внутреннего трения от  $\lg(q_c / \sigma'_{vo})$  в виде уравнения:

Robertson & Cabal (2010a)

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{1}{2,68} \left[ \lg \left( \frac{q_c}{\sigma'_{vo}} \right) + 0,29 \right];$$

Robertson & Cabal (2010b)

$$\varphi' = \operatorname{arctg} \left( 0,1 + 0,38 \lg \left( \frac{q_t}{\sigma'_{vo}} \right) \right). \quad (4.29)$$

Используя данные 702 СРТ испытаний, выполненных на 26 различных чистых кварцевых песках с соответствующей коррекцией влияния границ калибровочной камеры Kulhave & Mayne (1990) предложили следующую корреляционную зависимость для определения эффективного угла внутреннего трения (рис. 4.12):

Kulhave & Mayne (1990a)

$$\varphi' = 17,6 + 11,0 \lg(q_{t1}) \quad (4.30)$$

здесь  $q_{t1} = (q_t / p_a) / (\sigma'_{vo} / p_a)^{0,5}$

или

Kulhave & Mayne (1990b)

$$\varphi' = 17,6 + 11,0 \lg \left( \frac{q}{\sqrt{100\sigma'_{vo}}} \right). \quad (4.31)$$

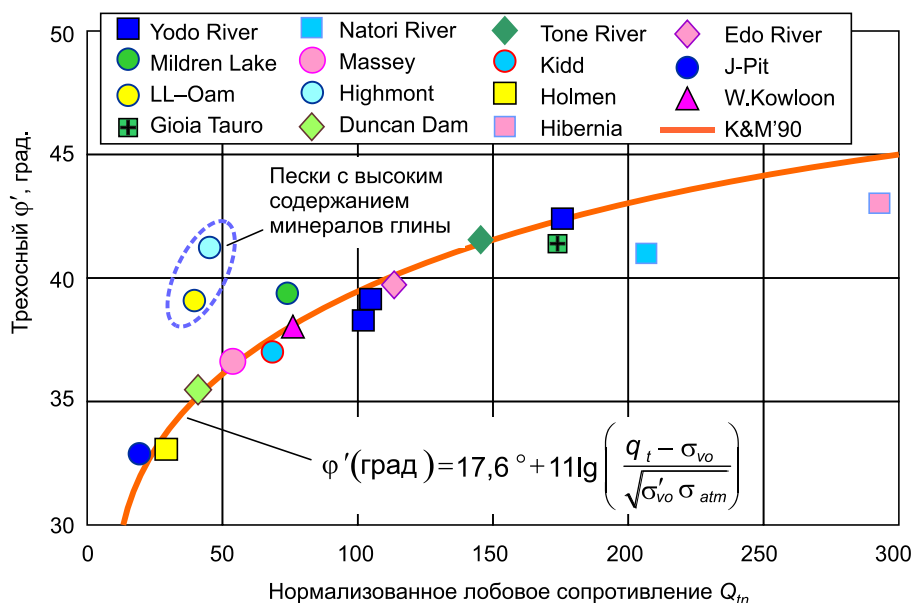


Рис. 4.13. Эффективный угол внутреннего трения из СРТ в чистых песках с ненарушенной структурой (Maune, 2010)

Узиелли и др. (Uzielli et al., 2013) провели оценку базы данных испытаний на трехосное сжатие природных, морских, аллювиальных и гидравлических песков-заполнителей из Китая, Японии, Канады, Норвегии, Италии и Северной Атлантики с точки зрения надежности и вероятностных соображений и представили следующее детерминированное выражение (применимая область применения:  $q_{t1} \geq 25$ ). Это были чистые кварцевые или кремнистые пески с незначительным содержанием мелких частиц ( $FC < 10\%$ ):

Uzielli et al. (2013a)

$$\varphi'_p (\text{deg rees}) = 25.0^\circ (q_{t1})^{0.1} \quad (4.32)$$

Угол внутреннего трения может быть найден с использованием уравнений, включающих скорость поперечных волн. Выполнив статистические исследования, Uzielli et al. (2013) предложили следующую зависимость:

Uzielli et al. (2013b)

$$\varphi' = 3,9(V_{s1})^{0.44} \quad (4.33)$$

где  $V_{s1} = V_s / (\sigma'_{vo} / \rho_a)^{0.25}$  – нормализованная скорость поперечной волны, м/с. Они ограничили область применения уравнения  $125 \leq V_{s1} \leq 225$  м/с.

Д.Шмертманн (Schmertmann, 1978) изучил поведение песка и предложил следующую корреляцию угла внутреннего трения со степенью плотности (рис. 4.14):



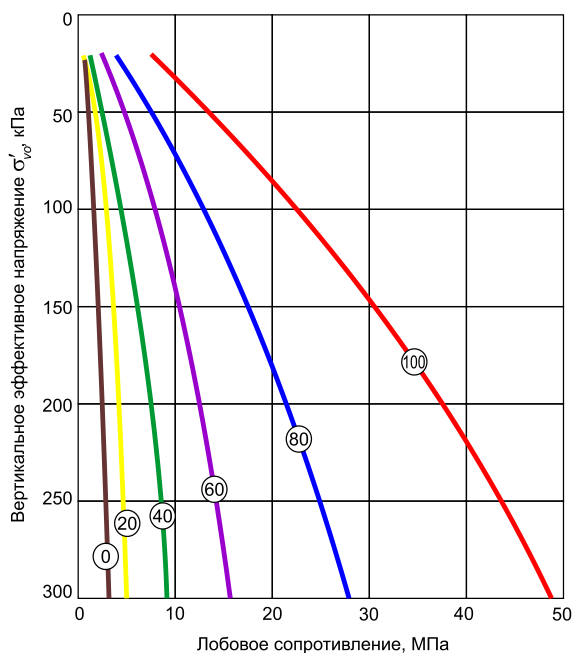


Рис. 4.14. Изменение удельного сопротивления конуса в зависимости от эффективных напряжений от собственного веса грунта и степени плотности (Schmertmann, 1978)

Schmertmann (1978)

$$\varphi = 28^\circ + 0,15 I_D, \quad (4.34)$$

где  $I_D$  – степень плотности, которая находится как среднее значение с использованием уравнений (4.2) и (4.3).

В Еврокоде-7 (ENV 1997-2) приведена следующая корреляционная зависимость:

ENV 1997-2

$$\varphi' = 13,5 \lg q_c + 23, \quad (4.35)$$

где  $\varphi'$  – эффективный угол внутреннего трения, град.;  $q_c$  – удельное сопротивление конуса, МПа.

Эта зависимость рекомендуется для однородных лежащих выше грунтовых вод гравелистых песков с коэффициентом неоднородности менее трех, выше грунтовых вод и удельным сопротивлением конуса в диапазоне  $5 \text{ МПа} \leq q_c \leq 28 \text{ МПа}$ .

СП 446.1325800.2019

Таблица 4.2

Нормативные значения угла внутреннего трения песчаных грунтов

$q_c$ , МПа	Нормативный угол внутреннего трения песчаных грунтов $\varphi$ , град., при глубине зондирования, м	
	2	5 и более
1,5	28	26
3	30	28
5	32	30
8	34	32
12	36	34
18	38	36
26	40	38

### Глинистые грунты

Для суглинков и глин, которые показывают избыточное поровое давление в течение пенетрации  $B_q > 0,1$  Майне (2005) предложил корреляционную зависимость вида (рис. 4.14):

Майне (2005)

$$\varphi' = 29,5B_q^{0,121} [0,256 + 0,336B_q + \lg Q_t] \quad (4.36)$$

где  $Q_t$  – определяется уравнением (3.3), а  $B_q$  уравнением (3.4).

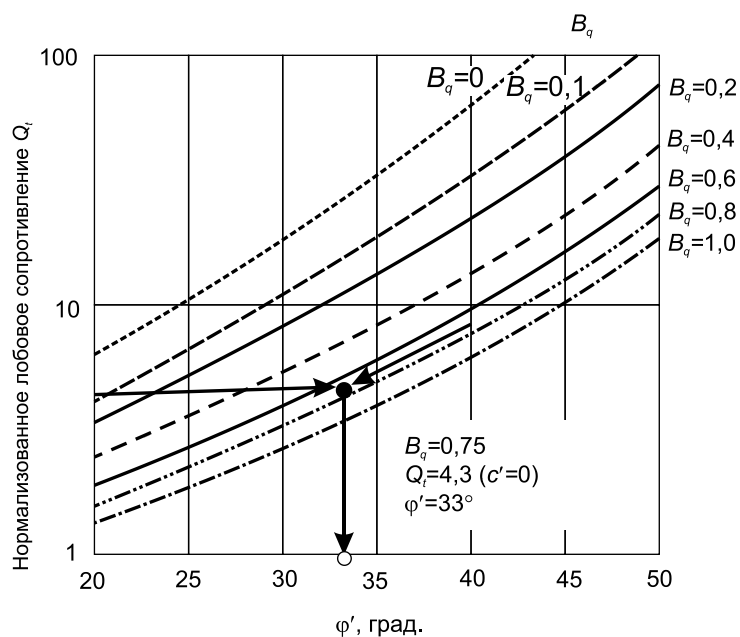


Рис. 4.14. Оценка  $\varphi'$  из СРТ в суглинках и глинах

Последнее уравнение применимо для следующих диапазонов параметров:  $20^\circ \leq (\varphi_p') \leq 45^\circ$  и  $0,1 \leq B_q \leq 1,0$ .

Мейн (2014) рекомендовал ограниченное применение уравнения 4.36 для глинистых грунтов с низким OCR.

СП 446.1325800.2019

Таблица 4.3

Определение нормативных значений модуля деформации  $E$ , угла внутреннего трения ( $\varphi$ ) и удельного сцепления ( $c$ ) глин, суглинков и супесей (кроме грунтов ледникового комплекса) по данным статического зондирования

$q_c$ , МПа	Нормативные значения модуля деформации $E$ , угла внутреннего трения $\varphi$ и удельного сцепления $C$ суглинков, глин и супесей (кроме грунтов ледникового комплекса)							
	$E$ , МПа (для глин и суглин- ков)	Глины		Суглинки		Супеси		
		$\varphi$ , град	$C$ , МПа	$\varphi$ , град	$C$ , МПа	$E$ , МПа	$\varphi$ , град	$C$ , МПа
0,5	3,5	14	0,25	16	0,14	–	–	–
1	7	17	0,30	19	0,17	7	19	0,10
2	14	18	0,35	21	0,23	12	22	0,12
3	21	20	0,40	23	0,29	16	25	0,15
4	28	22	0,45	25	0,35	20	27	0,17
5	35	24	0,50	26	0,41	25	29	0,20
6	42	25	0,55	27	0,47	30	30	0,22
7	–	–	–	–	–	35	31	0,24

### Недренированная прочность

Недренированная прочность характеризуется параметром  $c_u$ , который определяется различными лабораторными и полевыми методами испытаний. Стандартным методом является также определение этого параметра из испытаний крыльчаткой по ГОСТ 20276. В то же время, этот параметр можно найти из испытаний методом статического зондирования. Этот показатель характеризует прочность слабых водонасыщенных мягкопластичных и текучепластичных глинистых грунтов с незавершенным процессом естественной консолидации. Параметр  $c_u$  используется при проектировании насыпей и оснований зданий и сооружений на слабых грунтах в случае быстрого нагружения основания и отсутствии возможности дренирования.

Многие исследователи пытаются найти устойчивую корреляционную зависимость между параметрами статического зондирования и недренированной прочностью связных грунтов. Некоторые из известных корреляционных уравнений основаны на теоретических решениях подобные решениям теории предельного равновесия, расширения цилиндрической полости методом траектории деформации и численным решениям с использованием линейных и нелинейных моделей грунтов. Другой подход для нахождения корреляционных зависимостей - это эмпирические зависимости полученные путем сравнения СРТ данных с результатами лабораторных испытаний грунтов.

В случае применения аналитических решений, например, приложения В в ENV 1997-2, недренированная прочность связных грунтов может быть определена из следующего выражения:

### ENV 1997-2

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k}, \quad (4.37)$$

где  $q_c$  – лобовое сопротивление;  $\sigma_{v0}$  – напряжения от собственного веса грунта;  $N_k$  – коэффициент, определяемый опытным путем.

В зависимости от примененных теоретических решений для определения  $N_k$  величина  $\sigma_{v0}$  может приниматься равной полным вертикальным напряжениям  $\sigma_{v0}$ , горизонтальным  $\sigma_{h0}$  или средним  $\sigma_{mean}$  напряжениям от собственного веса грунта.

Значение  $N_k$  типично изменяется от 11 до 19 для нормально уплотненных глин. Lunne et al. (1997) и Kjekstad et al. (1978) предложили использовать  $N_k = 17$  для переуплотненных глин.

Недавние исследования 51 отложений глины, которые были протестированы как полевым пьезозондом, так и лабораторными трехосными испытаниями, показали, что по существу  $N_{kt} = 12$  для сплошных глин и глинистых илов низкой и средней чувствительности (Mayne et al., 2015). На рис. 4.15 показаны несколько иные тенденции для морских и береговых глин. Для чувствительных глин было бы уместно более низкое значение  $N_{kt} = 10$ , а для трещиноватых глин более высокое значение  $N_{kt}$  находилось бы в диапазоне от 20 до 30.

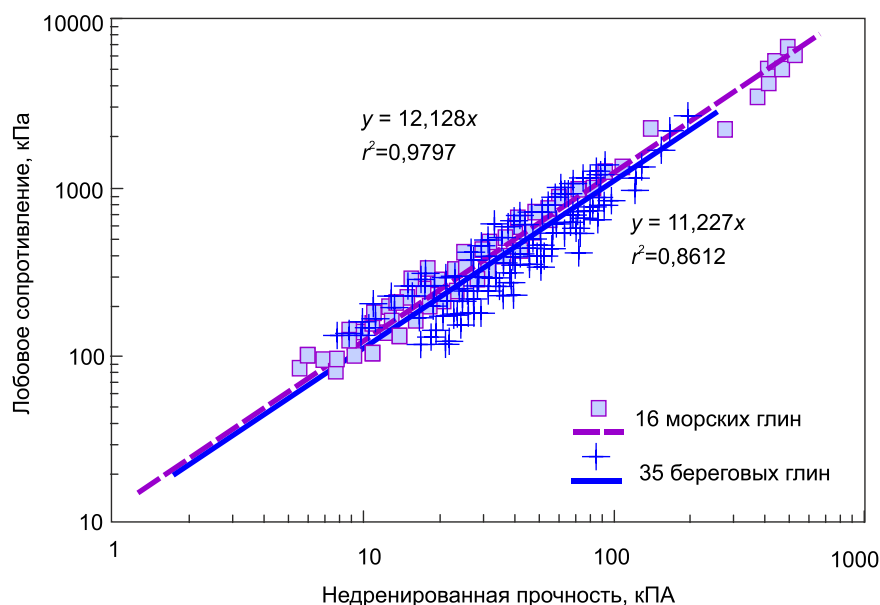


Рис. 4.15. Зависимость между недренированной прочностью из трехосных испытаний и нетто лобовым сопротивлением (Mayne, et al., 2015)

Подобную эмпирическую зависимость предложили Lunne & Kleven (1981):

Lunne & Kleven (1981)

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k}. \quad (4.39)$$

Недренированную прочность можно найти из SCPTU испытаний, если измерена скорость поперечных волн. Подобное выражение было предложено Levesques et al. (2007):

Levesques et al. (2007)

$$c_u = \left( \frac{V_s}{7,93} \right)^{1,59}. \quad (4.40)$$

Здесь скорость и далее в других уравнениях (кроме SCPTU), где используется скорость поперечной волны  $V_s$  предлагается определять используя уравнение (4.70).

Еще одной альтернативой является использование параметра эффективного удельного сопротивления конуса ( $q_E = q_t - u_2$ ):

Mayne et al. (2015)

$$c_u = \frac{q_t - u_2}{N_{KE}}, \quad (4.42)$$

где  $N_{KE}$  – коэффициент, рекомендуемый Mayne et al. (2015) равным 8 для глин – от мягкопластичных до твердых.

В заключение следует отметить, что для стандартного статического зондирования тензометрическим зондом (CPT) рекомендуется использовать уравнение (4.39) со значением  $N_k = 15$  (Lunne & Kleven, 1981) для предварительной оценки  $c_u$ , если данные для  $c_u$  отсутствуют. Для чувствительных глин значение  $N_k$  должно быть уменьшено примерно до 10 или менее в зависимости от степени чувствительности. Давление от собственного веса грунта может быть принято за общее вертикальное напряжение. С учетом местного опыта индивидуальные корреляции для  $N_k$  могут быть определены для конкретных глин. Также рекомендуется, чтобы  $N_k$  был определен для конкретного метода оценки  $c_u$ , например, с помощью испытаний методом вращательного среза, поскольку  $c_u$  не является уникальным свойством грунта.

#### 4.4. Деформационные характеристики

Как уже говорилось ранее, удельное сопротивление конуса зонда является сложной функцией как прочностных, так и деформационных свойств. Следовательно, не существует приемлемого аналитического решения для удельного сопротивления конуса как функции сжимаемости. Поэтому решение данной задачи

выполняется путем разработки эмпирических корреляций между удельным сопротивлением конуса и модулем деформации.

Деформационные характеристики грунтов обычно выражаются компрессионным  $E_k$  или одометрическим модулем деформации  $E_{oed}$ , модулем упругости (модулем Юнга)  $E$ , модулем общей деформации  $E_0$ , коэффициентом Пуассона  $\nu$ , модулем упругости при разгрузке и повторном нагружении  $E_e$  и упругим модулем сдвига  $G_0$ .

Компрессионный или одометрический модули деформации определяется в лабораторных условиях путем испытания образцов грунта в компрессионных приборах. Следует различать одометрический модуль и компрессионный модули деформации. Одометрический модуль деформации определяют из зависимости  $\varepsilon = f(\sigma)$ , а компрессионный модуль деформации получают путем умножения одометрического модуля на коэффициент  $\beta$ , учитывающий поперечное расширение грунта:

$$E_k = \beta E_{oed}. \quad (4.43)$$

Одометрический модуль деформации, как и компрессионный, находится также в выбранном интервале нормального давления:

$$E_{oed} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{2,3(1+e_0)\sigma_v}{C_c} = \frac{1}{m_v}, \quad (4.44)$$

где  $C_c$  – коэффициент компрессии;  $e_0$  – начальный коэффициент пористости;  $m_v$  – коэффициент объемной сжимаемости.

В общем случае зависимость между одометрическим модулем деформации и действующим эффективным нормальным напряжением имеет вид

$$E_{oed} = m p_a \left( \frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{1-a}, \quad (4.45)$$

где  $m$  – безразмерный коэффициент;  $p_a$  – отсчетное напряжение (100 кПа) и  $a$  – экспонента напряжения. Для грунтов в переуплотненном состоянии  $a=1$ , в то время как для нормально уплотненных грунтов  $a=0$ .

СРТ данные могут быть использованы для оценки модулей деформации грунтов для последующего использования в упругих или полуэмпирических методах расчета осадки. Однако корреляция между  $q_c$  и модулем деформации чувствительна к природным напряжениям и истории напряжений, старению и минералогии грунтов.

В общем случае, модуль деформации обычно получают путем умножения лобового сопротивления  $q_t$  на коэффициент  $\alpha$ :

$$E = \alpha q_t. \quad (4.46)$$

Значение коэффициента  $\alpha$  зависят не только от вида грунта, но и от того с чем сравнивается удельное сопротивление конуса: одометрическим, компрессионным

или упругим модулем деформации, найденным из лабораторных испытаний или полевых испытаний штампом.

Это привело к появлению большого количества корреляций в литературе (см. Lunne et al., 1997). Эти корреляции относятся к различным модулям (модулю упругости, модулю сдвига, модулю деформации, компрессионному модулю и т. д.) при различном уровне напряжений и деформаций. Следует отметить, что следующие комментарии относятся к модулю деформации в целом, поскольку модуль сдвига  $G$ , модуль упругости  $E$  связаны линейной теорией упругости через коэффициент Пуассона следующим образом:

$$G = \frac{E}{1(1 + \nu')}, \quad (4.47)$$

где  $\nu'$  – коэффициент Пуассона при дренированной деформации. Значения  $E$  могут быть интерпретированы из  $G$  с помощью соответствующих значений  $\nu$ . Для недренированной деформации  $\nu_u = 0,5$ . При дренированной деформации коэффициент Пуассона обычно колеблется от 0,2 до 0,35.

Согласно пунктам 5.3.6 и 5.3.11 СП 22.13330.2016 для сооружений II уровня ответственности при наличии статистически обоснованных региональных данных, приведенных в территориальных строительных нормах, допускается по корреляционным уравнениям и таблицам определять значения модуля деформации  $E$ , угла внутреннего трения  $\phi$  и удельного сцепления  $c$  песков и глинистых грунтов только по результатам статического зондирования без их сопоставления с результатами параллельно проводимых испытаний того же грунта другими методами. Сами корреляционные уравнения и таблицы (например, приложение И в СП 47.13330.2012 или приложение Ж СП 446.1325800.2019)) для такой косвенной оценки прочностных и деформационных свойств грунтов должны разрабатываться путем параллельного сопоставления результатов статического зондирования с результатами испытаний другими лабораторными (трехосное сжатие, одноплоскостной срез, компрессионное сжатие и др.) и полевыми методами (штампы различной площади, прессиометр) испытаний тех же грунтов. Сопоставление должно выполняться с соответствующей привязкой к геологической истории формирования грунтов, их возрасту и генетическому типу.

В работе Lunne и др. (1997) приводится таблица достоверности оценки основных механических характеристик грунтов по данным статического зондирования. При составлении таблицы использовались данные многих исследований и результаты опроса значительного количества опытных специалистов. Для каждой из характеристик приводится рейтинг достоверности ее оценки по данным зондирования, всего пять уровней, имеющих относительный характер: 1 – высокая достоверность; 2 – промежуточная между высокой и средней; 3 – средняя; 4 – промежуточная между средней и низкой; 5 – низкая.

Таблица 4.4

Достоверность оценки характеристик грунтов по результатам статического зондирования (Lunne et al., 1977)

Вид грунта	Параметры начального состояния					Параметры прочности		Деформационные характеристики			Реологические характеристики	
	$\gamma, I_D$	$\psi$	$K_0$	OCR	$S_t$	$c_u$	$\varphi, c$	$E, G$	$E_{oed}$	$G_0$	$k$	$c_h$
Глинистый грунт	3-4		4-5	2-3	2-3	1-2	3-4	4-5	4-5	4-5	2-4	2-3
Песок	2-3	2	4-5	4-5			2	2-4	2-4	2-3		

Примечательно, что характеристики  $\varphi$ ,  $c$  и  $E$  по табл. 4.4 оцениваются с довольно низкой достоверностью (2-5). Тем не менее, в отечественных нормативных документах СП 47.13330-2012, СП 446.1325800.2019, СП 22.13330-2016; ТСН 50-302-2004; ТСН 50-304-2001 и др. содержатся таблицы для оценки их нормативных значений.

Некоторую путаницу относительно использования СРТ для интерпретации модуля деформации можно исключить, если рассмотреть следующие моменты:

1) грунт не является линейно упругим материалом, и модуль деформации изменяется в зависимости от уровня напряжения и деформации.

2) модуль деформации часто получают или применяют к сложным условиям нагружения.

3) при получении корреляций применялись различные теоретические методы.

Модуль сдвига может быть найден с помощью уравнения (4.37), используя соответствующее значение коэффициента Пуассона и модуля упругости. Ясно, что для выбора подходящего модуля деформации для проектирования важно, чтобы инженер понимал, какой из них применить для рассматриваемой задачи и используемого метода проектирования основания фундаментов.

#### 4.4.1. Одометрический модуль деформации

Как было отмечено выше, все известные методы оценки основаны на корреляции между лобовым сопротивлением и, в частности, одометрическим модулем деформации в виде линейной зависимости вида:

$$E_{oed} = \alpha_{oed} q_c. \quad (4.48)$$

В зависимости от вида грунта в работе Санглерат Г. (Sanglerat, 1972) коэффициент  $\alpha_{oed}$  изменяется от 1 до 8 при лобовом сопротивлении в диапазоне от 0,7 до 2,0 МПа. При этом величина коэффициента  $\alpha_{oed}$  уменьшается с ростом лобового сопротивления и, что коэффициент  $\alpha_{oed}$  зависит от числа пластичности и содержания природной влажности в широком диапазоне глинистых и органо-минеральных грунтов, основываясь на данных измерений  $q_c$ .

Robertson (2009) утверждает, что  $\alpha_{oed}$  зависит от  $Q_t$  следующим образом:



если  $I_c > 2,2$ , то  $\alpha_{oed} = Q_t$  при  $Q_t < 14$ ;  $\alpha_{oed} = 14$  при  $Q_t > 14$ ;

если  $I_c < 2,2$ , то  $\alpha_{oed} = 0,0188 \cdot 10^{(0,55I_c + 1,68)}$ .

Корреляция, предложенная Kulhawy & Mayne (1990) имеет более общую форму (рис. 4.16) и не зависит от вида грунта или величины лобового сопротивления и имеет вид:

Kulhawy & Mayne (1990)

$$E_{oed} = 8,25(q_t - \sigma_{vo}). \quad (4.50)$$

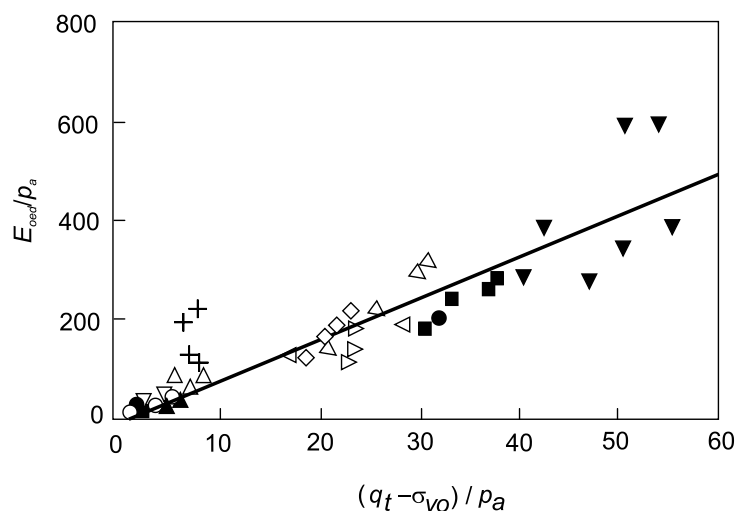
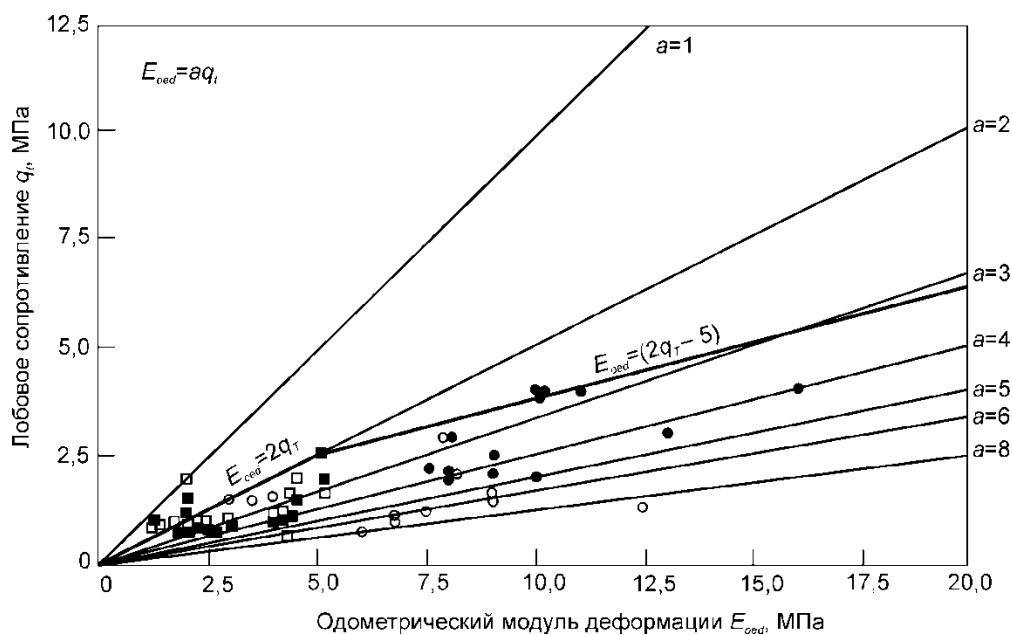


Рис. 4.16. Зависимость между нормализованным одометрическим модулем деформации и нетто лобовым сопротивлением (Kulhawy & Mayne, 1990)

Senneset et al. (1988) нашли зависимость между скорректированным значением лобового сопротивления  $q_t$  зонда и компрессионным модулем деформации, которая показана на рис. 4.17. Для глинистых грунтов они получили линейную зависимость между  $q_t$  и  $E_{oed}$  в виде следующих уравнений:

Senneset et al. (1988)

$$\begin{aligned} E_{oed} &= 2q_t \text{ для } q_t < 2,5 \text{ МПа,} \\ E_{oed} &= 4q_t - 5 \text{ для } 2,5 < q_t < 5 \text{ МПа.} \end{aligned} \quad (4.51)$$



**Рис. 4.17. Зависимость одометрического модуля деформации от скорректированного значения лобового сопротивления зонда (Senneset et al., 1988)**

В Еврокоде 7, приложение D.5, одометрический модуль деформации рекомендуется находить из выражения:

EN 1997-2

$$E_{oed} = w_1 p_a \left( \frac{\sigma'_{vo} + 0,5 \Delta \sigma'_v}{p_a} \right), \quad (4.52)$$

где  $w_1$  – коэффициент жесткости;  $\sigma'_{vo}$  – эффективное вертикальное напряжение под подошвой фундамента или на любой глубине ниже ее от собственного веса грунта;  $\Delta \sigma'_v$  – эффективное вертикальное напряжение от внешней нагрузки под подошвой фундамента или на любой глубине ниже ее;  $p_a$  – атмосферное давление.

Значения коэффициента жесткости  $w_1$  определяются из следующих выражений:

– для слабо гранулированных песчаных грунтов ( $C_u \leq 3$ ) выше уровня грунтовых вод

$$w_1 = 167 \lg q_c + 113 \quad \text{диапазон применения } 5 \leq q_c \leq 30; \quad (4.53)$$

– для хорошо гранулированных песчаных грунтов ( $C_u > 6$ ) выше уровня грунтовых вод

$$w_1 = 463 \lg q_c - 13 \quad \text{диапазон применения } 5 \leq q_c \leq 30; \quad (4.54)$$

– для глинистых грунтов с низким числом пластичности ( $0,75 \leq I_L \leq 1,30$ ) и выше уровня грунтовых вод

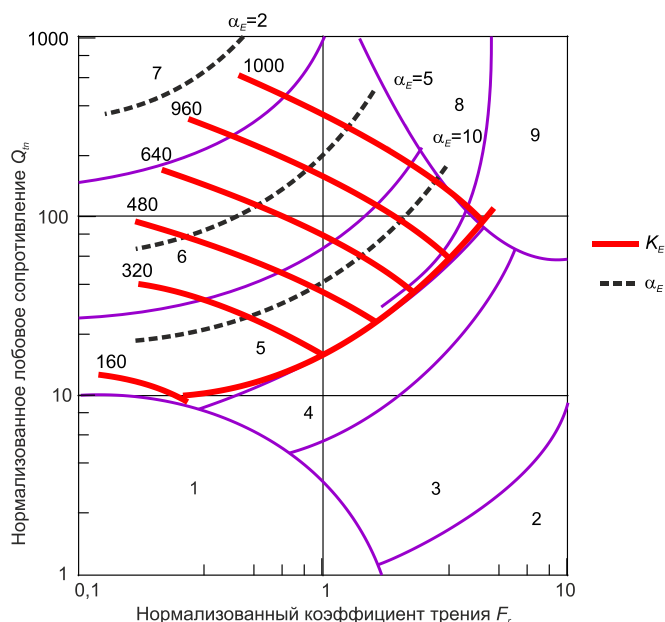
$$w_1 = 15,2 q_c + 50. \quad (4.55)$$

Robertson & Cabal, (2010) предлагают определять одометрический модуль деформации из выражения:

Robertson & Cabal, (2010)

$$E = \alpha_E (q_t - \sigma_{vo}), \quad (4.56)$$

где  $\alpha_E = 0,015 [10^{(0,55I_c + 1,68)}]$ ;  $I_c$  – показатель типа материала, находится по формуле (3.6).



**Рис. 4.18. Оценка дренированного модуля упругости при малой деформации (~0,1%) из СРТ для молодого, цементированного силикатного песка (Robertson & Cabal, 2010)**

Анализируя рассмотренные уравнения, можно сделать вывод о том, что между лобовым сопротивлением зонда и одометрическим модулем деформации существует линейная зависимость. Однако эта зависимость характеризуется различными значениями коэффициента пропорциональности  $\alpha_{oed}$ , который зависит от вида грунта. Поэтому этот коэффициент следует определять исходя из местных инженерно-геологических условий, найдя его опытным путем из сравнительных полевых и лабораторных испытаний. После чего приведенные выражения с уверенностью можно применять на практике.

#### 4.4.2. Штамповый модуль деформации

Выше были приведены основные корреляционные зависимости между параметрами зондирования (лобовое сопротивление) и одометрическим модулем деформации. Однако в практике изысканий России определяются другие модули, а именно компрессионный и штамповый модули деформации. Компрессионный модуль деформации несколько меньше одометрического модуля деформации:

$$E_k = \beta E_{oed}, \quad (4.57)$$

где  $\beta = 1 - 2\nu_0^2 / (1 - \nu_0)$  – параметр, зависящий от коэффициента Пуассона, для большинства грунтов изменяется в диапазоне от 0,6 до 0,85.

Штамповый модуль деформации находится из испытаний плоским или винтовым штампами и используется для определения коэффициента перехода  $m_k$  от компрессионного модуля деформации к расчетному (нормативному) модулю деформации  $E$ , который используется для расчета осадок фундаментов в соответствии с требованиями СП 22.13330:

$$E = m_k E_k. \quad (4.58)$$

В большинстве случаев корреляционные уравнения определяются путем сравнения данных статического зондирования со штамповыми испытаниями грунтов.

$$E_{ш} = E = f(q_c). \quad (4.59)$$

В табл. 6 (прил. 7) МГСН.2.07-97, перешедшей без изменений в МГСН.2.07-01 для расчета покровных, озерно-болотных и озерно-ледниковых глинистых грунтов (и глин, и суглинков, и супесей), предлагается единая зависимость:

$$E = 7,8q_c + 2, \quad (4.60)$$

где  $q_c$  – лобовое сопротивление, МПа.

Расчет модуля деформации моренных отложений выполняется для грунтов московского, окского и днепровского оледенений по единой формуле. Выполненная авторами (Зиангиров Р.С., Каширский В.И., 2005) аналитическая обработка результатов параллельных испытаний статическим зондированием и статическими нагрузками штампами моренных глин и суглинков позволила установить (табл. 4.5) корреляционную зависимость вида:

$$E = 8q_c + 7,5 \quad (4.61)$$

**Таблица 4.5**

Зависимость штампового модуля деформации от лобового сопротивления для моренных суглинков

Вид грунтов	Вид зависимости	Диапазон измерений $q_c$ , МПа	Коэффициент трения $R_f$ , %
Глины и суглинки твердые и полутвердые	$E = 6,4q_c + 7$	2 – 4,8	4 – 7
Глины и суглинки тугопластичные и мягкопластичные	$E = 6,8q_c + 3$	Менее 2	4 – 5

Сравнение полученных результатов зависимости (4.61), с результатами рекомендуемого в МГСН 2.07-97 уравнения (4.60) для моренных глин и суглинков полутвердой и твердой консистенции показало их близкое сходство.

Таблица 4.6

Сводная таблица рекомендаций к определению нормативных значений модуля деформации грунтов

Вид грунта	Характеристика и формула	Диапазон применимости
СП 47.13330-2012		
Пески	Модуль деформации: $E = 3q_c$	Все генетические типы, кроме аллювиальных и флювиогляциальных $2 \text{ МПа} < q_c < 20 \text{ МПа}$
	Модуль деформации: $E = 1,3273q_c + 14,4$	Аллювиальные и флювиогляциальные генетические типы $2 \text{ МПа} < q_c < 20 \text{ МПа}$
Суглинки и глины	Модуль деформации: $E = 7q_c$	Все генетические типы грунтов, кроме грунтов ледникового комплекса $0,5 \text{ МПа} < q_c < 6 \text{ МПа}$
ТСН 50-304-2001		
Пески	Модуль деформации: $E = 3q_c$	Современные аллювиальные (а-Q4) и озерно-болотные (I1h-Q4)
	Модуль деформации: $E = 2,5q_c + 10$	Древнеаллювиальные (а-Q3), флювиогляциальные (f-Q2) и внутри моренные
Суглинки и глины	Модуль деформации: $E = 7q_c$	Современные аллювиальные (а-Q4) и озерно-болотные (I1h-Q4)
	Модуль деформации: $E = 7q_c$	Покровные (Pr-Q2-3), озерно-болотные (I1h-Q3) и озерно-ледниковые (Ig-Q2)
	Модуль деформации: $E = 7q_c + 5$	Моренные (g-Q2)
	Модуль деформации: $E = 3q_c + 8$	Флювиогляциальные (f-Q2)
ТСН 50-302-96		
Глинистые грунты	Модуль деформации: $E = f(q_c, w)$ $w$ – влажность грунта, д.е.	Все генетические типы четвертичных грунтов

Значительные различия характера зависимости параметров статического зондирования от физико-механических характеристик грунтов различного вида, происхождения и возраста отмечены многими исследователями. Мельников А.В. (2015) предложил для групп, объединяющих грунты различного вида, происхождения и возраста, использовать различные корреляционные уравнения, отличающиеся номенклатурой входящих в них переменных, величиной коэффициентов, наличием нелинейных зависимостей, применимостью к грунтам с определенным диапазоном физических характеристик. В результате предложены следующие уравнения:

Мельников А.В. (2015)

– песчаные грунты:

$$E = 14,85 + 1,221q_c; \quad (4.61)$$

$$E = 11,86 + 0,3573 f_s; \quad (4.62)$$

Мельников А.В. (2015)

– глинистые грунты:

$$E = -4,799 + 13,50 q_c; \quad (4.63)$$

$$E = 3,244 + 0,2583 f_s. \quad (4.64)$$

СП 446.1325800.2019

Таблица 4.7

Определение нормативного модуля деформации песчаных грунтов  $E$  по данным статического зондирования

Пески	Нормативный модуль деформации песчаных грунтов $E$ при $q_c$ , МПа									
	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
Все генетические типы, кроме аллювиальных и флювиогляциальных	6	12	18	24	30	36	42	48	54	60
Аллювиальные и флювиогляциальные	17	20	22	25	28	30	33	36	38	41

СП 446.1325800.2019

Таблица 4.8

Определение нормативных значений модуля деформации, угла внутреннего трения и удельного сцепления глин, суглинков и супесей (кроме грунтов ледникового комплекса) по данным статического зондирования

$q_c$ , МПа	Нормативные значения модуля деформации $E$ , угла внутреннего трения $\varphi$ и удельного сцепления $C$ суглинков, глин и супесей (кроме грунтов ледникового комплекса)							
	$E$ , МПа (для глин и суглинков)	Глины		Суглинки		Супеси		
		$\varphi$ , град	$C$ , МПа	$\varphi$ , град	$C$ , МПа	$E$ , МПа	$\varphi$ , град	$C$ , МПа
0,5	3,5	14	0,25	16	0,14	–	–	–
1	7	17	0,30	19	0,17	7	19	0,10
2	14	18	0,35	21	0,23	12	22	0,12
3	21	20	0,40	23	0,29	16	25	0,15
4	28	22	0,45	25	0,35	20	27	0,17
5	35	24	0,50	26	0,41	25	29	0,20
6	42	25	0,55	27	0,47	30	30	0,22
7	–	–	–	–	–	35	31	0,24

#### 4.4.3. Упругий модуль сдвига и скорость поперечных волн

В полевых условиях упругий модуль сдвига определяется путем измерения скорости прохождения поперечной волны  $V_s$ , но уже не в образце грунта, а в массиве. Для этого на поверхности грунта прикладывается импульсная нагрузка, а возникающие при этом колебания грунта измеряются акселерометром (геофоном), который расположен внутри сейсмозонда (SCPTU) или опускается в пробуренную скважину.

Упругий модуль сдвига можно найти из выражения:

$$G_{\max} = \rho V_s^2 \quad (4.65)$$

где  $G_{\max}$  – мгновенный упругий модуль сдвига;  $\rho$  – плотность грунта.

Если известно значение коэффициента Пуассона ( $\nu$ ), которое незначительно изменяется при упругом поведении грунта, примерно от 0,2 до 0,3, то используя известное выражение из теории упругости, можно найти упругий модуль деформации

$$E = 2G(1 + \nu). \quad (4.66)$$

В последней формуле модуль сдвига, как правило, менее  $G_{\max}$ , так как для практических целей его следует привести к уровню деформации, возникающая в основании конкретных зданий и сооружений. Выражения (4.56), (4.57) дают значения модулей при малых деформациях сдвига менее чем  $10^{-4}$  %.

В общем случае модуль сдвига  $G$  грунта определяется как угол наклона касательного напряжения по отношению к деформации сдвига  $G = \frac{\tau}{\gamma_s}$  при

рассматриваемом уровне напряжений. Модуль сдвига связан с соответствующим ему модулем Юнга уравнением (4.57). Оба модуля на самом деле сильно нелинейны, начиная от максимального значения при малой деформации ( $G_{\max} = G_0 = \rho V_s^2$ ) до промежуточных значений  $G$  при средних деформациях ( $\approx 1\%$ ) и низких значений при пиковой прочности. Таким образом, было разработано множество алгоритмов и формул для представления либо частичного диапазона, либо полного поведения напряженно-деформированного состояния грунтов в широком диапазоне деформаций (например, Maune, 2005). В этих формулировках может потребоваться переменное число входных параметров для получения кривой напряженно-деформированного состояния.

Модифицированная гиперболическая форма, предложенная Fahey & Carter (1993), имеет благоприятные свойства в том смысле, что коэффициент деградации модуля с ростом деформации сдвига может быть установлен только одной переменной. Это позволяет использовать начальную жесткость при малой деформации  $G_0$ , которая затем уменьшается с ростом деформации сдвига. Величина текущего модуля сдвига  $G$ , соответствующая определенному уровню нагружения, задается следующим образом:

$$G = MRF \cdot G_0 = \frac{G}{G_0} G_0, \quad (4.67)$$

где  $MRF$  – коэффициент уменьшения модуля, определяемый как

$$MRF = \frac{G}{G_0} = 1 - \left( \frac{\tau}{\tau_{\max}} \right)^g, \quad (4.68)$$

здесь  $g$  – эмпирическая постоянная.

На рис. 4.19 показаны зависимости деградации модуля сдвига, полученные из резонансных трехосных испытаний песчаных и глинистых грунтов. Полученные данные свидетельствуют о том, что экспонента  $g$  попадает в диапазон:  $0,2 < g < 0,5$  для многих грунтов, в дренированных и недренированных трехосных испытаниях. Среднее значение  $g = 0,3$  рекомендуется использовать для предварительных исследований и проектирования объектов, пока не будет получена дополнительная информация из лабораторных испытаний.

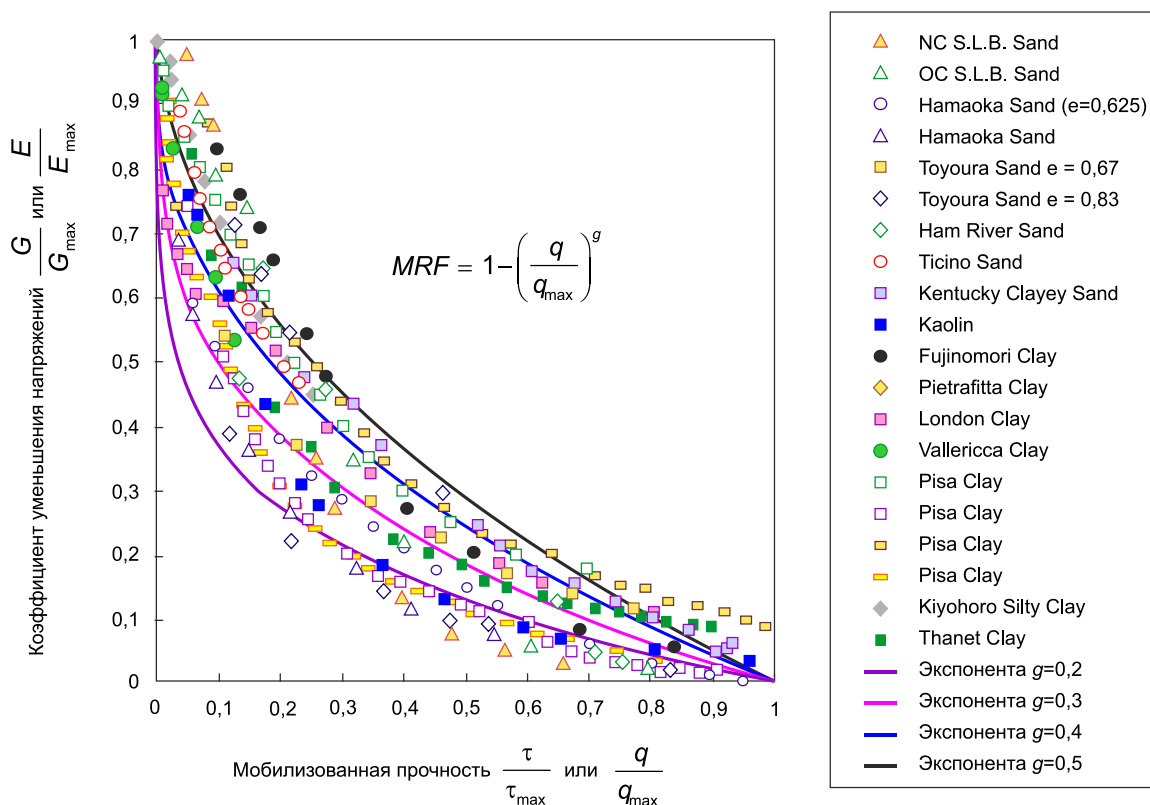


Рис. 4.19. Коэффициент уменьшения напряжений  $MRF$  в зависимости от мобилизованной прочности в глинах и песках (Myne et al., 2018)

Значение  $\tau_{\max}$  представляет собой прочность на сдвиг грунта, обычно принимаемую как: (1) дренированный ( $c' = 0$ ):  $\tau_{\max} = \sigma'_{vo} \operatorname{tg} \varphi'$  или (2) недренированный  $\tau_{\max} = c_u$ ,  $c_u$  – недренированная прочность на сдвиг, как обсуждалось ранее. Таким образом, каждое касательное напряжение может быть



связано с модулем сдвига ( $G$ ), и соответствующая деформация сдвига находится из:  $\gamma_s = \frac{\tau}{G}$ . Это позволяет создавать нелинейные кривые напряжение-деформация на всех глубинах по данным SCPTu, в глинах, песках и смешанных типах грунтов.

### Песчаные грунты

Одной из первых корреляций (рис. 4.20) для скорости поперечных волн, получена для песка путем испытаний в калибровочной камере (Baldi et al., 1989):

Baldi et al. (1989)

$$V_s = 277q_t^{0,13}(\sigma'_{vo})^{0,27}, \quad (4.69)$$

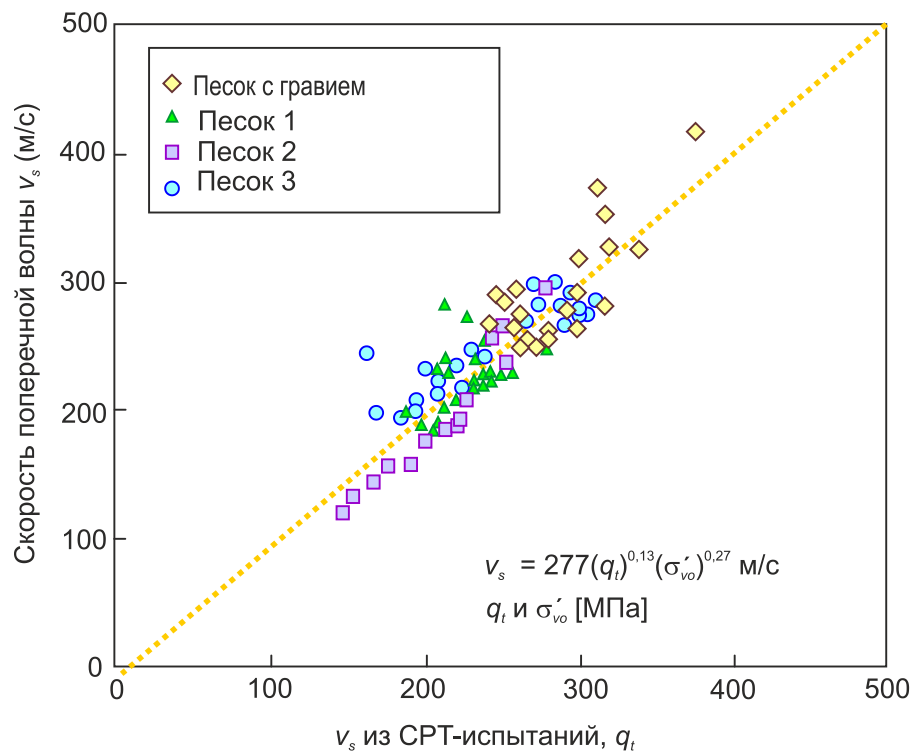


Рис. 4.20. Оценка скорости поперечной волны из СРТ испытаний в чистом кварцевом песке (Baldi et al., 1989)

где  $V_s$  – скорость поперечных волн, м/с;  $q_t$  – лобовое сопротивление, МПа;  $\sigma'_{vo}$  – эффективное напряжение от собственного веса грунта, МПа.

Подобное уравнение было предложено Hegazy & Mayne (1995, 2006):

Hegazy & Mayne (1995)

$$V_s(\text{м/с}) = [10,1 \cdot \lg(q_c) - 11,4]^{1,67} \left( \frac{100f_s}{q_t} \right)^{0,3}. \quad (4.70)$$

Используя последнее уравнение можно найти величину упругого модуля сдвига подставив его в выражение (4.57). Плотность грунта можно найти через удельный вес грунта используя уравнения (4.8) или (4.9).

Несколько ранее Rix & Stokoe (1991) провели SCPTU испытания в калибровочной камере с двумя другими типами песка. Основываясь на этих испытаниях, они предложили корреляционное уравнение для прямого определения модуля сдвига:

Rix & Stokoe (1991)

$$G = 1634 q_t \left[ \frac{q_t}{\sqrt{\sigma'_{vo}}} \right]^{-0,75} \quad (4.71)$$

Robertson (2009)

$$G_0 = (q_t - \sigma_v) 0,0188 \cdot 10^{0,55I_c + 1,68} \quad (4.72)$$



Рис. 4.21. Зависимость между  $G_0$  и  $q_c$  для осадочных грунтов (Scnaid et al., 2004)

Andrus & Stokoe (2000)

$$V_s = 26,3 q^{0,199} f_s^{0,003} ASF \text{ — для песка;} \quad (4.73)$$

$$V_s = 14,3 q^{0,428} f_s^{0,108} ASF \text{ — для глины,} \quad (4.74)$$

где  $ASF$  – фактор старения; голоцен  $ASF = 0,92$ ; плейстоцен  $ASF = 1,12$ .

Schnaid et al. (2004) предложили зависимости, приведенные на рис. 4.21, которые они рекомендовали для использования при идентификации грунтов необычной сжимаемости. Упругий модуль сдвига определяется выражениями:

– верхняя граница, цементированные

Schnaid et al. (2004a)

$$G_0 = 800 \cdot \sqrt[3]{q_t \sigma'_{vo} p_a} \quad (4.78)$$

– нижняя граница, цементированные, и верхняя граница, нецементированные

Schnaid et al. (2004b)

$$G_0 = 280 \cdot \sqrt[3]{q_t \sigma'_{vo} p_a} \quad (4.79)$$

– нижняя граница нецементированные

Schnaid et al. (2004c)

$$G_0 = 110 \cdot \sqrt[3]{q_t \sigma'_{vo} p_a} \quad (4.80)$$

### Глинистые грунты

В 1995 году Мауне & Рик обработали данные с 31 площадки изысканий, где проводились СРТ испытания совместно с измерениями скорости поперечных волн. Скорость поперечных волн измерялась несколькими методами: между скважинами, по глубине скважины и на поверхности. Глины изменялись от сплошных по структуре до трещиноватых с широким диапазоном характеристик пластичности ( $8 < I_p < 300$ ) и коэффициента переуплотнения ( $1 < OCR < 100+$ ). Регрессивный анализ показал хорошие соответствие с коэффициентом пористости ( $R^2=0,846$ ,  $n=364$ ). Приведенное ниже уравнение они предлагают использовать как оценочное с контрольными испытаниями на новых площадках изысканий.

Mayne & Rix (1995)

$$V_s = 1,75 q_t^{0,627} \quad (4.81)$$

где  $q_t$  измеряется в кПа, а  $V_s$  – в м/с.

Последнее выражение авторы рекомендуют использовать для глин от мягкопластичных до твердых.

В табл. 4.7 обобщены уравнения для определения  $v_s$  из различных литературных источников. В данной таблице последовательно приведены корреляции с использованием параметров зондирования  $q_c$ ,  $f_s$ ,  $\sigma'_{vo}$  размерность которых в кПа, а глубина в метрах. Количество испытаний для получения каждого из уравнений приведено в пятом столбце. Коэффициенты детерминации  $R^2$  приведены в шестом столбце. Разброс данных измерений для СРТ корреляций обусловлен изменчивостью интервалов глубины, в которых они измерялись. Обычно СРТ измерения выполняются каждые 5 см, в то время как  $V_s$  измерения выполняются каждые 1-1,5 м.

Таблица 4.9

CPT –  $V_s$  корреляционные уравнения (Wair et al., 2012)

Тип грунта	Авторы	Геологический возраст	Кол-во испыт.	$R^2$	$V_s$ , м/с
Все грунты	Hegazy & Mayne (1995)	Четвертичный	323	0,70	$(10,1 \lg(q_c) - 11,4)^{1,67} \left(\frac{100f_s}{q_c}\right)^{0,3}$
	Mayne (2006)	Четвертичные	161	0,82	$101,8 \lg(f_s) + 18,5$
	Robertson (2009)	Четвертичные	1035	–	$\left[10^{(0,55I_c + 1,68)} (q_t - \sigma_{vo}) / p_a\right]^{0,5}$
Песок	Sikora & Stokoe (1983)	–	256	0,61	$134,1 + 0,0052q_c$
	Hegazy & Mayne (1995a)	Четвертичные	133	0,68	$13,8q_c^{0,192} (\sigma'_{vo})^{0,179}$
	Hegazy & Mayne (1995b)	Четвертичные	92	0,57	$12,02q_c^{0,319} (f'_s)^{-0,0466}$

#### 4.4.4. Коэффициент Пуассона

Нормативные значения коэффициентов поперечной деформации рекомендуется определять по результатам испытаний методом трехосного сжатия по консолидированно-дренированной схеме с независимым измерением продольных и поперечных деформаций образца грунта.

Таблица 4.10

#### Нормативные значения коэффициента Пуассона (СП 23.13330.2018)

Грунты	Коэффициент Пуассона	
	немерзлое состояние	тврдомерзлое состояние
Глины при: $I_L < 0$ $0 < I_L < 0,25$ $0,25 < I_L$	0,20-0,30	0,30-0,35
	0,30-0,38	0,35-0,39
	0,38-0,45	0,39-0,41
Суглинки	0,35-0,37	0,27-0,33
Пески и супеси	0,30-0,35	0,20-0,30
Крупнообломочные грунты	0,27	0,20-0,25
Примечание – меньшие значения Коэффициента Пуассона принимаются при большей плотности грунта		

Значения коэффициента поперечной деформации следует определять как средние арифметические частных значений этой характеристики, полученных в отдельных испытаниях, или как значения, устанавливаемые по осредненным зависимостям измеряемых в опытах величин.

Расчетные значения коэффициента поперечной деформации следует принимать равными нормативным. При отсутствии экспериментальных

значений расчетные значения коэффициента при обосновании допускается принимать в табл. 4.10.

Таблица 4.11

Значения коэффициента Пуассона (Coduto et al., 1988)

Вид дисперсного или скального грунта	Величина коэффициента Пуассона
Водонасыщенные грунты, недренированные условия	0,5
Маловлажные глинистые грунты	0,30 – 0,40
Плотный песок, дренированные условия	0,30 – 0,40
Рыхлые пески, дренированные условия	0,10 – 0,30
Песчаник	0,25 – 0,30
Гранит	0,23 – 0,27

Зависимость коэффициента Пуассона от степени плотности показана на рис. 4.23.

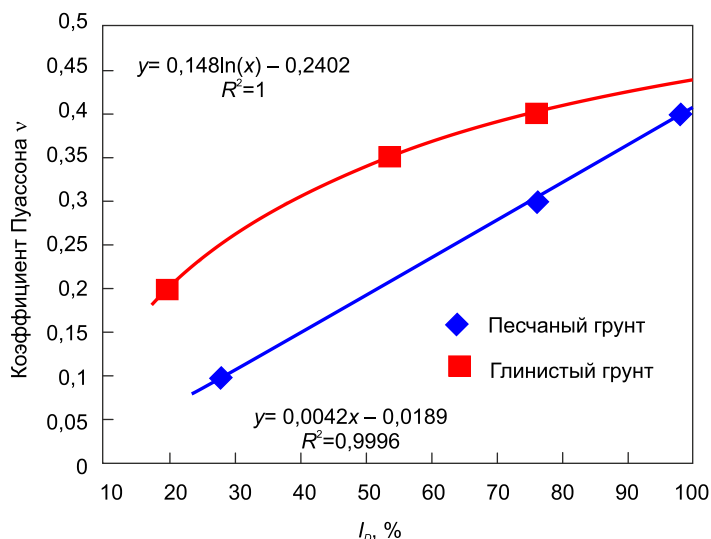


Рис. 4.23. Зависимость коэффициента Пуассона от степени плотности

#### 4.5. Коэффициент фильтрации

Примерную оценку коэффициента фильтрации можно сделать, определив тип грунта с использованием SBT номограммы. В таблице 4.12 приведена оценка, основанная на CPT – SBT диаграммах, приведенных на рис. 3.1. Эти значения являются наилучшими из приближенных и могут использоваться, как справочные для возможных значений коэффициентов фильтрации.

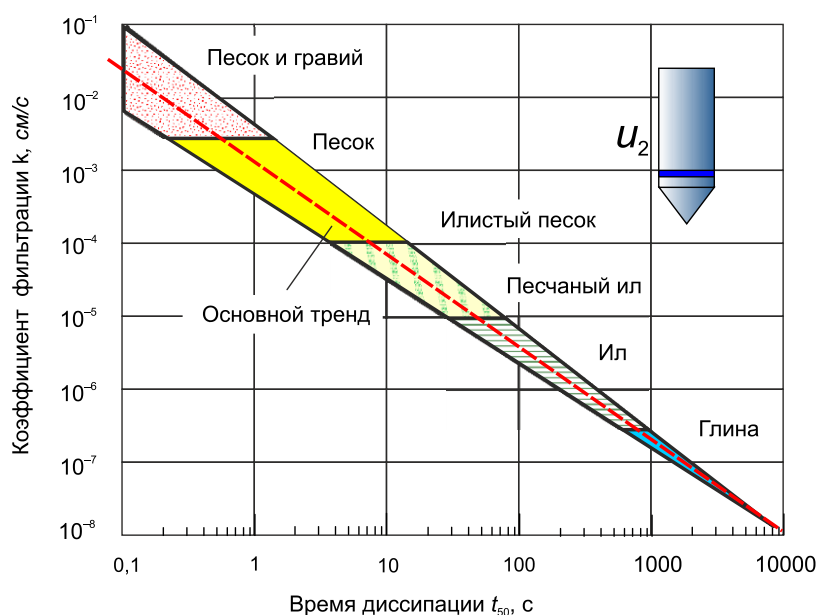
Таблица 4.12

Оценочные значения коэффициента фильтрации (Robertson 1992)

SBT	SBT	Диапазон $k$ , м/с	SBT $I_c$
1	Чувствительные мелкозернистые	$3 \times 10^{-10} - 3 \times 10^{-8}$	нет
2	Органические – глина	$1 \times 10^{-10} - 1 \times 10^{-8}$	$>3,60$
3	Глина	$1 \times 10^{-10} - 1 \times 10^{-9}$	$2,95 < I_c < 3,60$
4	Суглинок	$3 \times 10^{-9} - 1 \times 10^{-7}$	$2,60 < I_c < 2,95$
5	Супесь	$1 \times 10^{-7} - 1 \times 10^{-5}$	$2,05 < I_c < 2,60$
6	Песок	$1 \times 10^{-5} - 1 \times 10^{-3}$	$1,31 < I_c < 2,05$
7	Плотный песок – гравелистый песок	$1 \times 10^{-3}$ до 1	$I_c < 1,31$
8	Очень плотные/твердые грунты, переуплотненные или цементированные	$1 \times 10^{-8} - 1 \times 10^{-3}$	нет
9	Очень жесткие мелкозернистые грунты, переуплотненные или цементированные	$1 \times 10^{-9} - 1 \times 10^{-7}$	нет

Parez &amp; Fauriel (1988)

$$k_h \approx \left( \frac{1}{251 t_{50}} \right)^{1,25} \quad (\text{см/с}). \quad (4.84)$$

Рис. 4.24. Зависимость коэффициента фильтрации для различных грунтов от времени диссипации  $t_{50}$  (Parez & Fauriel, 1988)

#### 4.6. Коэффициент первичной консолидации

Коэффициент первичной консолидации может быть оценен путем измерения скорости диссипации порового давления в процессе CPTU испытаний во время остановки движения пьезозонда. В связи с тем, что дренирование поровой воды

имеет место в горизонтальном направлении, в направлении от зонда, то испытания позволяют определить не вертикальный  $c_v$ , а горизонтальный коэффициент консолидации  $c_h$ . Испытания предусматривают остановку процесса вдавливания зонда, после этого фиксируется изменение порового давления  $\Delta u$  во времени (рис. 4.25). На рисунке сплошной линией показана теоретическая зависимость, полученная Teh & Houlsby (1991), а точками – измеренные значения изменения порового давления. Нормализованное значение порового давления определяется как  $u_2^* = (u_t - u_0) / (u_i - u_0)$ , где  $u_t$ ,  $u_i$ ,  $u_0$  – текущее, начальное и гидростатическое поровое давление, соответственно.

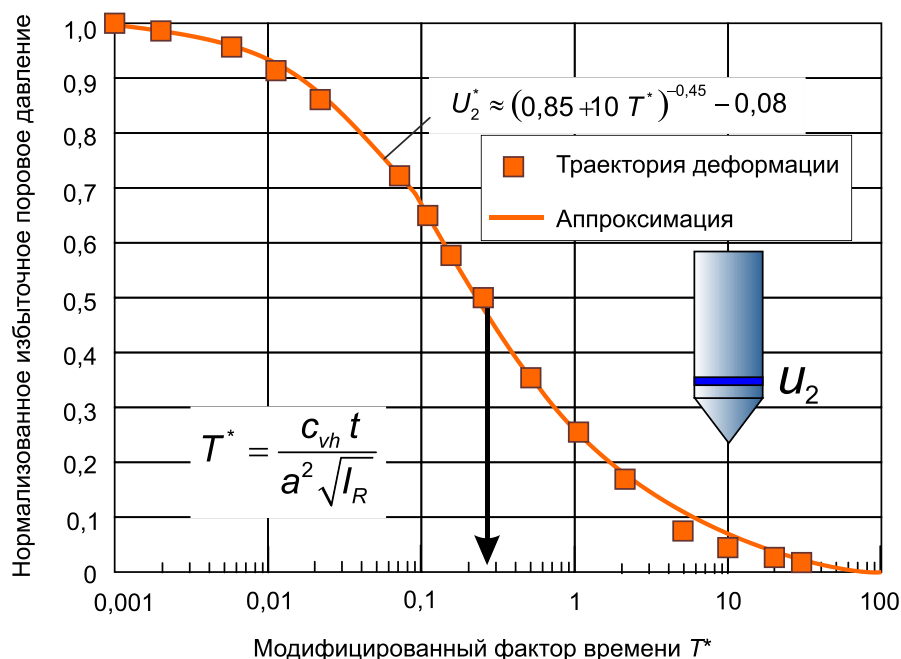


Рис. 4.25. Диссипация порового давления для измерения порового давления в основании конуса (Teh & Houlsby, 1991)

Коэффициент консолидации может быть найден при 50% диссипации порового давления по следующей формуле (Teh & Houlsby, 1991):

Teh & Houlsby (1991)

$$c_h = \frac{TR_0^2}{t_{50}} \sqrt{I_r}, \quad (4.85)$$

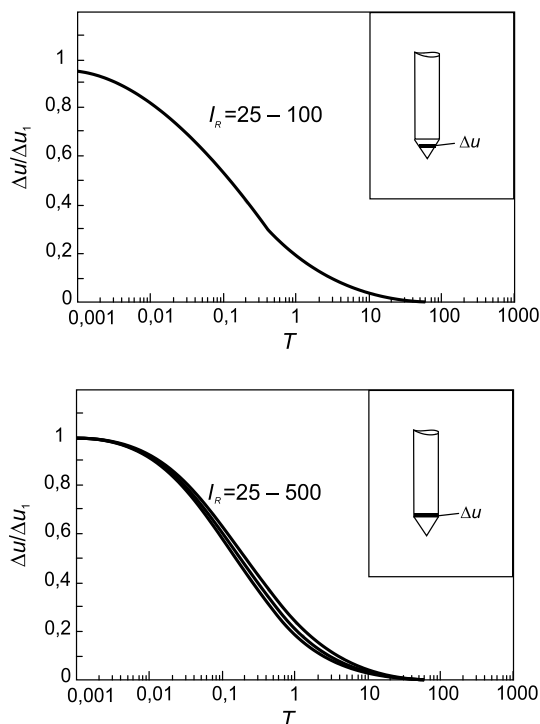
где  $R$  – радиус зонда;  $I_R = G_0 / c_u$  – показатель жесткости грунта;  $t_{50}$  – время 50% консолидации;  $T$  – фактор времени.

Для частного случая 50% консолидации, соответствующий фактор времени  $T^* = 0,245$  для случая измерения порового давления в основании конуса. Значения

фактора времени при различной степени консолидации и положении фильтра датчика порового давления приведены в табл. 4.11.

Для определения коэффициента консолидации  $c_h$  необходимо:

1. Построить график (рис. 4.26) зависимости нормализованного значения



**Рис. 4.26. Зависимость фактора времени от нормализованной диссипации порового давления при изменении показателя жесткости  $I_R$  от 25 до 100 и от 25 до 500 (Teh & Houlsby, 1991)**

порового давления  $U = (u - u_0)/(u_i - u_0)$  от времени в логарифмическом или  $\sqrt{t}$  масштабе, где  $u_t$ ,  $u_i$ ,  $u_0$  – текущее, начальное и гидростатическое поровое давление, соответственно.

2. Вычислить  $u_0$  из положения уровня грунтовых вод.

3. Вычислить разницу между начальным поровым давлением  $u_i$  и гидростатическим поровым давлением  $u_0$  и из графика (рис. 4.26) найти время  $T^*$  для 50 % диссипации порового давления,  $u_{50\%} - u_0 = (u_i - u_0)/2$ .

4. Используя значения  $t_{50}$  и  $T^*$  из табл. 4.11, вычислить коэффициент консолидации из

уравнения  $c_h = \frac{TR_0^2}{t} \sqrt{I_R}$ .



Таблица 4.13

Фактор времени  $T^*$  (Houlsby & Teh, 1988)

Степень консолидации (%)	Положение фильтра			
	На поверхности конуса	На основании конуса	5 радиусов выше основания конуса	10 радиусов выше основания конуса
20	0,014	0,038	0,294	0,378
30	0,032	0,078	0,503	0,662
40	0,063	0,142	0,756	0,995
50	0,118	0,245	1,110	1,460
60	0,226	0,439	1,650	2,140
70	0,463	0,804	2,430	3,240
80	1,040	1,600	4,100	5,240

Приведенная процедура применима для нормальных и слегка переуплотненных глинистых грунтов ( $OCR < 3$ ).

Для глинистых грунтов, недренированный показатель жесткости  $I_R$  может быть определен различными способами, включая: а) трехосные испытания; б) прессиометрические испытания; в) эмпирическую корреляцию.

Корреляция, основанная на данных испытаний в условиях трехосного сжатия при анизотропной консолидации, показана на рис. 4.26 и имеет следующий вид:

$$I_R = \frac{\exp\left[\frac{137 - I_p}{23}\right]}{\left[1 + \ln\left\{1 + \frac{(OCR - 1)^{3,2}}{26}\right\}\right]^{0,8}} \quad (4.86)$$

Для облегчения интерпретации  $c_h$ , соответствующая  $t_{50}$  на рис. 4.27 приведен график для различных  $I_R$  значений (Robertson et al., 1992).

Для случая 50% диссипации порового давления коэффициент жесткости может быть найден из уравнения

$$I_{R50} = 1,811 \frac{G_{max}}{q_{net}^{0,75} \sigma'_{vo}{}^{0,25}} \quad (4.87)$$

Значение  $G_{max}$  в уравнении (4.87) может быть найдено по формулам (4.71, 4.72).

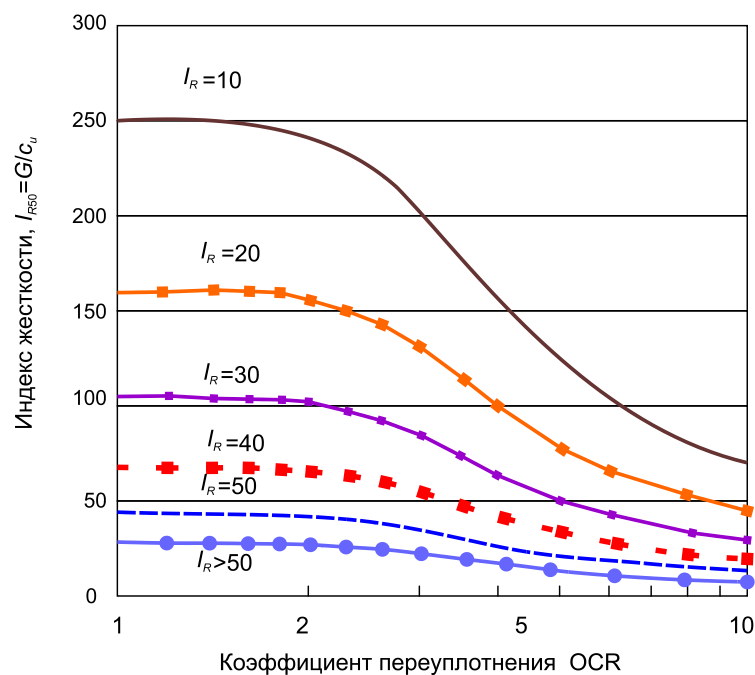


Рис. 4.27. Зависимость недренированного показателя жесткости для глинистых грунтов от OCR и показателя пластичности из испытаний в условиях консолидированно недренированного трехосного сжатия (Keaveny & Mitchell, 1986)

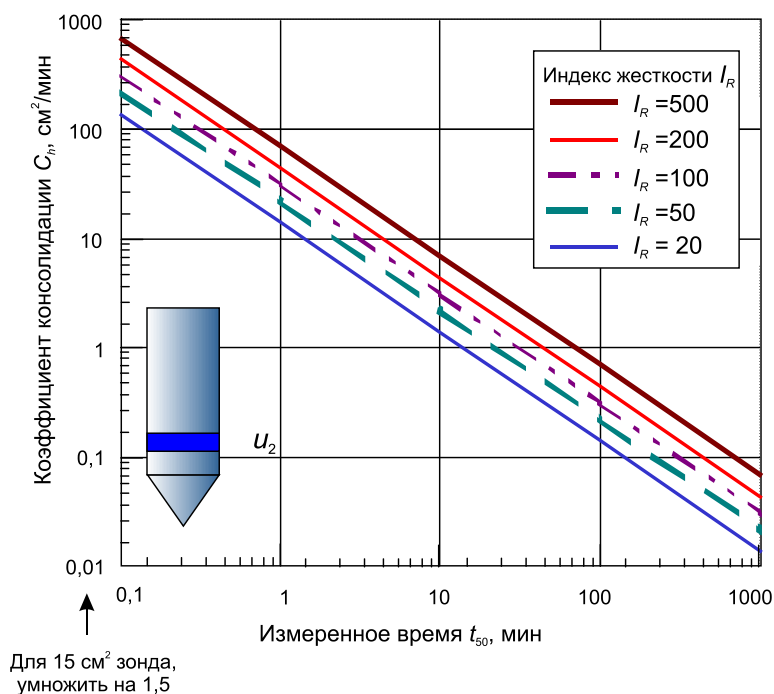


Рис. 4.28. Коэффициент консолидации при 50% диссипации для  $U_2$  из решения Houlsby & Teh (1988)

Если скорость поперечной волны не измерялась, то она может быть оценена из СРТ данных, например из зависимости (Hegazy & Mayne, 1995):

$$V_s = [10,1 \lg(q_t) - 11,4]^{1,67} \left( 100 \frac{f_s}{q_t} \right)^{0,3}, \quad (4.88)$$

где  $q_t$  измеряется в кПа.

Примерная оценка коэффициента первичной консолидации в вертикальном направлении может быть получена, используя коэффициент фильтрации в горизонтальном и вертикальном направлении из выражения (Levadoux & Baligh, 1986):

$$c_v = c_h \left( \frac{k_v}{k_h} \right). \quad (4.89)$$

Значения, приведенные в табл. 4.14, могут быть использованы для оценки коэффициента фильтрации.

Таблица 4.14

Значения отношения коэффициентов фильтрации (Jaomolkowski et al., 1985)

Природа глины	$k_h/k_v$
Не структурированные или слегка, существенно однородные отложения	1 – 1,5
От довольно хорошо до хорошо структурированных, т.е. осадочные глины с непрерывными линзами или слоями более проницаемых материалов	2 – 4
Ленточные глины и другие отложения, содержащие включения и более или менее непрерывные проницаемые слои	3 – 15

Когда форма кривой диссипации не соответствует теоретической, применяются решения, предложенные Sully et al. (1999) для интерпретации испытаний переуплотненных мелкозернистых грунтов. Они подразделили различные нестандартные типы диссипации на основные классы и предложили выполнить графическую коррекцию. Это приложение применяет так называемую коррекцию логарифма времени. В частности, можно интерпретировать нестандартные кривые, которые следуют тенденциям, показанным на рис. 4.29. В этих случаях максимальное значение принимается как начальное значение, а время, при котором наблюдается этот пик, принимается как новое нулевое время в записи диссипации.

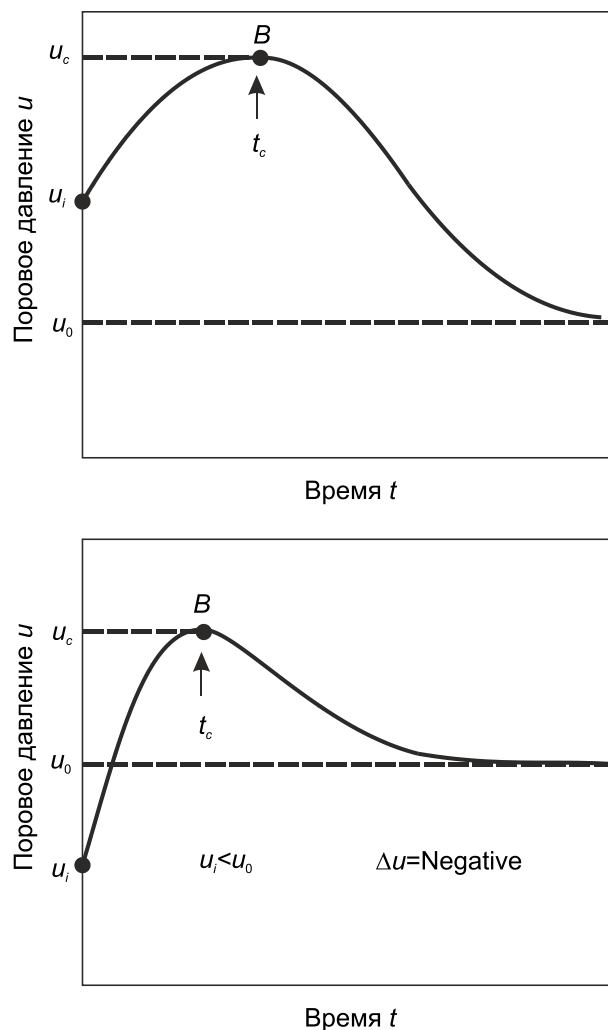


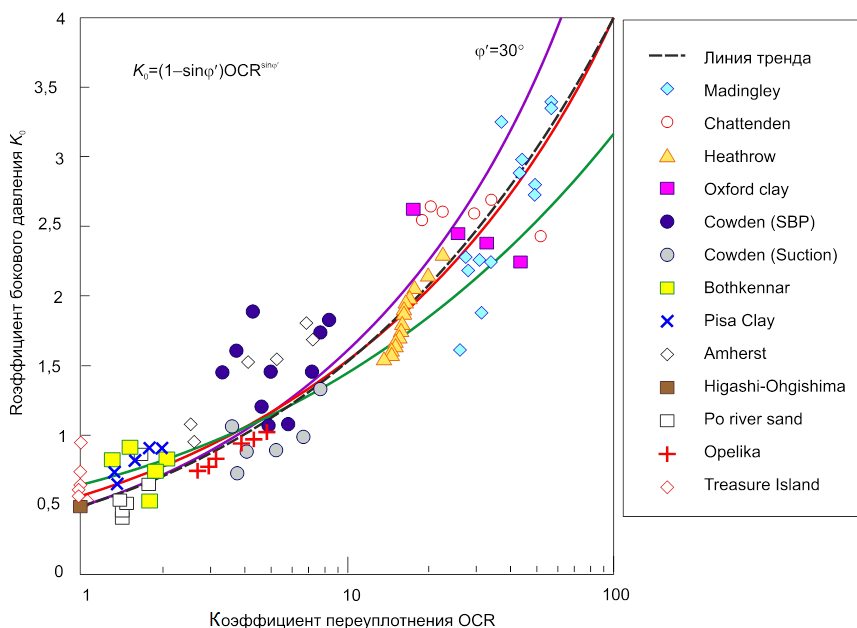
Рис. 4.29. Нестандартные кривые диссипации (Sully et al., 1999)

#### 4.7. Коэффициент бокового давления

В настоящее время пока нет надежного метода определения коэффициента бокового давления  $K_0$  из СРТ испытаний. Однако оценочное значение можно получить для глинистых грунтов основываясь на показателе OCR, как показано на рис. 4.30.

Kulhawy & Mayne (1990)

$$K_0 = 0,192 \left( \frac{q_t}{p_a} \right)^{0,22} \left( \frac{\sigma'_{vo}}{p_a} \right)^{-0,31} OCR^{0,27}; \quad (4.91)$$



**Рис. 4.30. Зависимость между коэффициентом бокового давления и коэффициентом переуплотнения (Ku & Maune, 2015)**

Уравнение (4.90) может быть аппроксимировано для связных грунтов с низким числом пластичности:

$$K_0 \sim 0,5OCR^{0,5} \tag{4.92}$$

Эта зависимость в общем ограничена переуплотненными мелкозернистыми грунтами и показывает значительный разброс получаемых данных и поэтому может быть рекомендована как оценочное значение.

### 4.8. Показатель текучести (СП 47.13330.2012)

Таблица 4.15

Значения показателя текучести глинистых грунтов

q <sub>c</sub> , МПа	Показатель текучести I <sub>L</sub> глинистых грунтов при f <sub>s</sub> , МПа										
	0,02	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	0,15	0,20	0,30	0,40	≥ 0,50
1	0,50	0,39	0,33	0,29	0,26	0,23	0,20	0,16	–	–	–
2	0,37	0,27	0,20	0,16	0,12	0,10	0,06	0,02	–0,05	–	–
3	0,22	0,16	0,12	0,09	0,07	0,05	0,03	0,01	–0,03	–0,06	–
5	0,09	0,04	0,01	0,00	–0,02	–0,03	–0,05	–0,07	–0,09	–0,11	–0,13
8	0,01	–0,02	–0,04	–0,06	–0,07	–0,08	–0,09	–0,11	–0,13	–0,14	–0,15
10	–	–0,05	–0,07	–0,08	–0,09	–0,10	–0,11	–0,13	–0,14	–0,16	–0,17
12	–	–	–0,09	–0,11	–0,11	–0,12	–0,13	–0,14	–0,16	–0,17	–0,18
15	–	–	–	–0,13	–0,14	–0,15	–0,16	–0,17	–0,18	–0,19	–0,20
20	–	–	–	–	–0,17	–0,18	–0,18	–0,19	–0,20	–0,20	–0,21

## 4.9. Силы удельного сцепления (СП 446.1325800.2019)

Таблица 4.15

Определение нормативных значений модуля деформации, угла внутреннего трения и удельного сцепления глин, суглинков и супесей (кроме грунтов ледникового комплекса) по данным статического зондирования

$q_c$ , МПа	Нормативные значения модуля деформации $E$ , угла внутреннего трения $\varphi$ и удельного сцепления $C$ суглинков, глин и супесей (кроме грунтов ледникового комплекса)							
	$E$ , МПа (для глин и сугли- нков)	Глины		Суглинки		Супеси		
		$\varphi$ , град	$C$ , МПа	$\varphi$ , град	$C$ , МПа	$E$ , МПа	$\varphi$ , град	$C$ , МПа
0,5	3,5	14	0,25	16	0,14	–	–	–
1	7	17	0,30	19	0,17	7	19	0,10
2	14	18	0,35	21	0,23	12	22	0,12
3	21	20	0,40	23	0,29	16	25	0,15
4	28	22	0,45	25	0,35	20	27	0,17
5	35	24	0,50	26	0,41	25	29	0,20
6	42	25	0,55	27	0,47	30	30	0,22
7	–	–	–	–	–	35	31	0,24

## 4.10. Начальный коэффициент пористости

Предварительная оценка начального коэффициента пористости ( $e_0$ ) необходима для определения удельного веса, используемого для оценки напряжений от собственного веса грунта (Niazi, 2021). Мэйн и Рикс (Mayne & Rix, 1995) составили базу данных из 31 участка глины, включая сплошные и трещиноватые глины с различными значениями числа пластичности ( $8 < I_p < 300$ ), чувствительности ( $2 < St < 200+$ ), напряженных состояний при чрезмерном уплотнении ( $1 < OCR < 100+$ ) и коэффициента пористости ( $0,4 < e_0 < 11$ ). Используя данные только по глинам, была получена корреляция между  $V_s$ ,  $q_t$  и  $e_0$  (также см. рис. 4.31). Инверсия этого уравнения позволяет оценить  $e_0$  по независимым измерениям  $V_s$  и  $q_t$  из SCPT испытаний:

Mayne & Rix (1995)

$$e_0 = 68q_t^{0.818} V_s^{-1.88} \quad (4.93)$$

где  $q_t$  выражено в кПа, а  $V_s$  - в м/сек. Это уравнение обеспечивает приблизительную и немедленную оценку  $e_0$  в глинах, значения которых обычно не известны априори.

Бернс и Мэйн (Burns & Mayne, 1996) разработали другую взаимосвязь с помощью множественного регрессионного анализа всемирной базы данных о скорости сдвиговых волн:

Burns & Mayne (1996)

$$e_0 = 120.9 V_s^{-1.0} z^{0.22} \tag{4.94}$$

где  $V_s$  выражено в м/с, а глубина  $z$  выражена в м, как представлено на рис. 4.32.

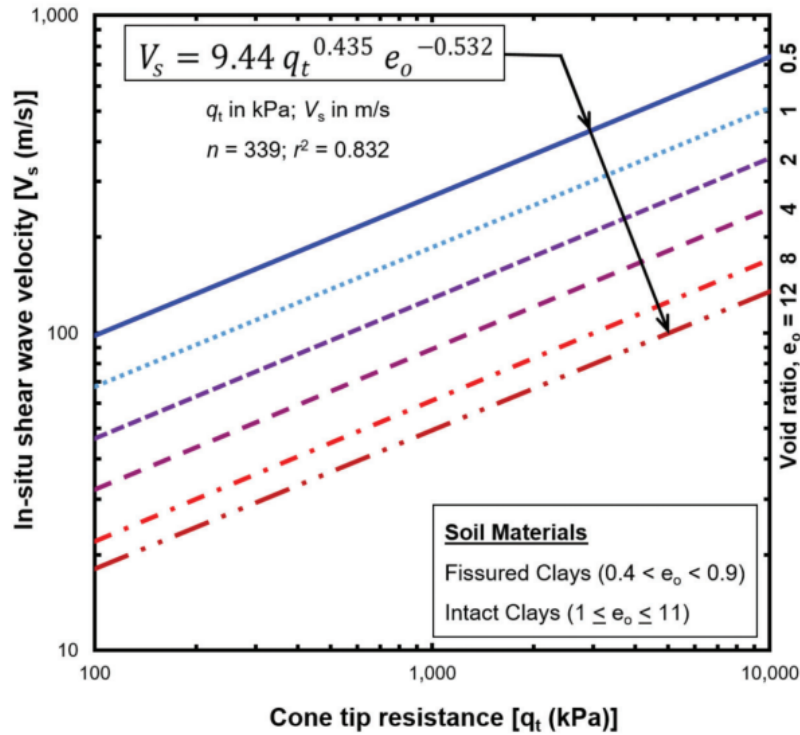


Рис. 4.31. Зависимость скорости поперечных волн от удельного сопротивления конуса в глинах

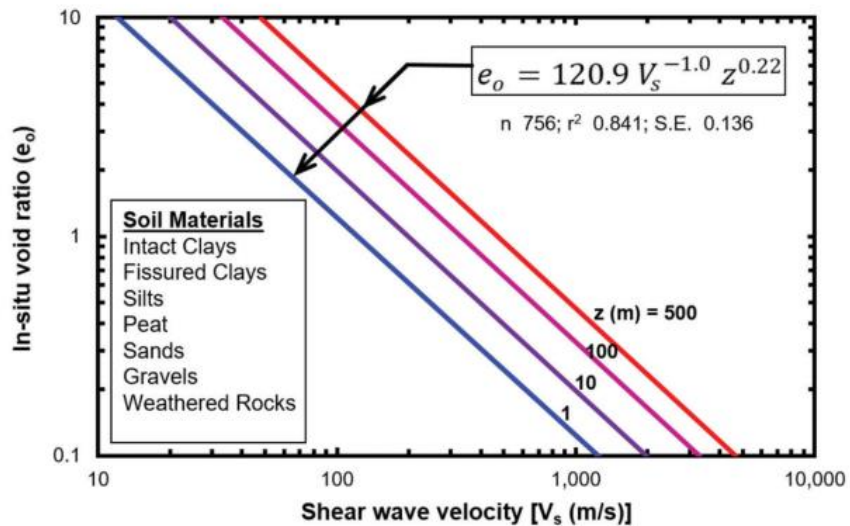


Рис. 4.32. Зависимость коэффициента пористости от скорости поперечных волн

Альтернативный подход, использующий эффективные напряжения от собственного веса грунта  $\sigma'_v$  в кПа был дан Мэйн (Mayne, 2005):

Мауне (2005)

$$e_0 = 139.4 V_s^{-1.08} \sigma_v'^{0.181} \quad (4.96)$$

В практике инженерно-геологических исследований в РФ часто используются корреляционные уравнения, полученные [И.В.Архангельским](#), для оценки плотности сложения песков. Плотность сложения песков определяется по данным статического зондирования. Коэффициент пористости находится по формулам:

**Архангельский (а)**

- пески крупные и средней крупности:

$$e = 0,775 - 0,015q_c \quad (4.97)$$

**Архангельский (б)**

- пески мелкие

$$e = 0,8225 - 0,01875q_c \quad (4.98)$$

где  $q_c$  - удельное сопротивление грунта под конусом зонда, МПа.



## 5. ИНТЕРПРЕТАЦИЯ ДАННЫХ ДИНАМИЧЕСКОГО ЗОНДИРОВАНИЯ

В практике инженерно-геологических и геотехнических исследований используются два метода динамического зондирования. Метод испытаний зондом в виде полого цилиндра (SPT) и метод испытаний конусом (DP). Несмотря на то, что первый метод был предложен в начале XX века, он успешно применяется и сегодня из-за его простоты и наличия многочисленных корреляционных уравнений для определения характеристик песчаных и глинистых грунтов. Метод динамического зондирования конусом позволяет исследовать не только песчаные и глинистые грунты, но и галечниковые грунты.

### 5.1. SPT зондирование грунтов

Этот метод испытаний относится к классу динамических испытаний грунтов. Метод испытаний был предложен в начале 20-х годов прошлого столетия и широко применяется в зарубежной практике исследований свойств грунтов.

Зондирование проводится с целью определения сопротивления грунтов путем динамического внедрения в грунт полого стального цилиндра («пробоотборник») с последующим отбором образцов нарушенной структуры для классификации грунтов. За рубежом данная схема испытаний сокращенно именуется «SPT – standard penetration test».

Несомненным преимуществом SPT зондирования является возможность отбора монолита грунта. Несмотря на то, что не удастся получить монолит ненарушенной структуры и метод рекомендуют использовать только для определения неизменных характеристик грунтов, такие как удельный вес твердых частиц и естественная влажность, важным является возможность определения гранулометрического состава грунта и содержания глинистой фракции. Последние два параметра используются в статическом зондировании при построении корреляционных уравнений, в особенности для оценки потенциала грунтов к разжижению.

При погружении зонда измеряется количество ударов  $N$  на залог, равный 304 мм. Величина параметра  $N$  зависит от типа наковальни, штанг и их длины, веса молота и др. Поэтому используются различные методы корректировки значения  $N$ , учитывающие потери энергии, бытовые напряжения, деформацию штанг и др. Эти потери определяются с использованием коэффициента  $ER$ , который является отношением энергии полученной зондом к энергии свободно падающего молота и выражается в процентах. Используя этот коэффициент, определяют истинное значение параметра  $N$ , которое обозначается, как  $N_{60}$  и находится из выражения

$$N_{60} = N \left( \frac{ER}{60} \right). \quad (5.1)$$

Типичное значение  $ER$  не зависит от молота и находится в диапазоне 55 – 83 % для автоматического молота.

### 5.1.1. Определение скорректированного значения количества ударов молотом

SPT испытания зависят от условий динамического нагружения. Не вся энергия, прикладываемая к наковальне, передается на зонд. Некоторая часть энергии воспринимается грунтом, в то время как другая рассеивается из-за длины штанг, факторов наковальни и молота, ошибок из-за метода бурения, трения веревки о барабан и типа пробоотборника (Kulhawy & Mayne, 1990; Jefferies & Davies, 1993; Youd et al., 2001). Средняя величина энергии погружения составляет порядка 55-60% от максимальной теоретической энергии свободного падения молота, хотя эти проценты могут изменяться от 30 до 90% в зависимости от оборудования и способа бурения (Kulhawy & Mayne, 1990).

Известно много корреляций, которые связывают  $N$ -параметр со степенью плотности  $I_D$ , пиковым эффективным углом внутреннего трения  $\varphi'$ , недренированной прочностью  $c_u$  и другими параметрами (табл. 5.1).

Таблица 5.1

Характеристики грунтов, определяемые с использованием  $N$ -параметра

Наименование характеристики		Обозначение
		$I_D$
Степень плотности		
Эффективный угол внутреннего трения		$\varphi'$
Недренированная прочность		$c_u$
Давление предварительного уплотнения		$\sigma_p$
Коэффициент первичной консолидации		$c_v$
Модуль упругости		$E$
Модуль жесткости		$CBR$

Корреляционные связи для определения свойств грунтов методом SPT основаны на виде грунта и количестве ударов. Эти зависимости получены как с учетом корректировки затрат энергии на погружение зонда  $N_{60}$ , так и без ее учета  $N$ .

$$N_{60} = NC_E C_B C_S C_R, \quad (5.2)$$

где  $N_{60}$  – значение  $N$ , полученное в поле и приведенное к энергии в 60 %;  $N$  – измеренное значение в поле;  $C_E$  – коэффициент коррекции энергии для типа молота;  $C_B$  – коэффициент коррекции энергии для размера скважины;  $C_S$  – коэффициент коррекции энергии, обусловленный конструкцией зонда;  $C_R$  – коэффициент коррекции энергии для длины штанги;  $C_N$  – коэффициент коррекции напряжений, учитывающий влияние собственного веса грунта.

Таблица 5.2

Коэффициенты корректировки энергии (Skempton 1986)

Коэффициент	Вид оборудования	Корректирующий коэффициент
Коэффициент энергии $C_E$	Автоматически отцепляемый молот	1,0
	Безопасный молот	0,9
	Донут молот	0,7
Диаметр скважины $C_B$	63 – 113 мм	1,0
	153 мм	1,05
	203 мм	1,15
Метод отбора монолитов $C_S$	Стандартный пробоотборник	1,0
	Пробоотборник с лайнером	1,2
Длина штанги $C_R$	Более 9 м	1,0
	6 – 9 м	0,95
	3,9 – 6,0 м	0,85
	3,0 – 3,9 м	0,75

### Коэффициент коррекции энергии для типа молота

Обычно корреляции между параметрами грунтов и  $N$  значениями основаны на применении молотов, потенциально имеющие энергию в 60% от теоретического максимума. Коэффициент энергии  $ER$  – это измеренная энергия, поделенная на теоретический максимум:

$$C_E = \frac{ER}{60}, \quad (5.3)$$

где  $ER$  – измеренное значение энергии, выраженное как целое значение (т.е. 90 % энергии это  $ER=90$ ).

Типичные значения коэффициента коррекции энергии приведены в табл. 5.3 для каждого типа молотов. Эти коэффициенты необходимо использовать только в том случае, если действительная энергия молота не была измерена ранее.

Таблица 5.3

Значения коэффициента коррекции энергии (NYSDOT, 2012)

Тип молота	Коэффициент энергии $ER$ , %	$C_E$
Автоматический	80	1,33
Безопасный	60	1,00
Донут	45	0,75

### Коррекция, учитывающая бытовые напряжения

Методика корректировки количества ударов, позволяет учесть начальное напряженное состояние на глубине испытаний. Например, песчаные грунты с одинаковой структурой могут показать большую прочность (большее количество ударов) на большей глубине, чем прочность на меньшей глубине испытаний. Поэтому, при определении удельного веса грунта можно получить лучшую оценку,

если исключить или нормализовать эффект влияния напряжений от собственного веса грунта. Однако при определении прочности грунтов или несущей способности (например, свай) исключение влияния напряжений от собственного веса грунта может привести к существенной ошибке в их оценке. Следующие выражения основаны на использовании скорректированного значения, нормализованного величиной давления в 95,76 кПа (атмосферное давление), по отношению к вертикальному эффективному напряжению  $\sigma'_v$  от собственного веса грунта:

$$(N_1)_{60} = C_N N_{60}, \quad (5.4)$$

где  $C_N$  – коэффициент, учитывающий влияние напряжений от собственного веса грунта:

$$C_N = \left( \frac{95,76}{\sigma'_v} \right)^{\frac{1}{2}}, \quad (5.5)$$

здесь  $\sigma'_v$  – вертикальное эффективное напряжение от собственного веса грунта на глубине испытаний:

$$\sigma'_v = \gamma z - \gamma_w z_w, \quad (5.6)$$

где  $\gamma$  – удельный вес грунта;  $\gamma_w$  – удельный вес воды;  $z$  – глубина испытаний;  $z_w$  – глубина от уровня грунтовых вод до точки испытаний.

В 2001 году Youd et al. предложили следующее уравнение для определения количества ударов с учетом напряжений от собственного веса грунта:

$$(N_1)_{60} = N_{60} C_N; \quad (5.7)$$

$$N_{60} = \frac{q_c}{0,85 \left( 1 - \frac{I_c}{4,75} \right)}; \quad (5.8)$$

здесь  $N_{60}$  – значение  $N$ , скорректированное к 60% теоретической энергии.

### Коррекция длины штанг

В начале применения метода динамического зондирования измеренные значения  $N_{60}$  были получены с использованием штанг длиной более 10 м, поэтому для получения эквивалентных  $N_{60}$  значений для более коротких штанг необходимо выполнить коррекцию. Обычно длина штанг определяется глубиной погружения зонда плюс предполагаемые 2 м длины штанг выше поверхности грунта. Коэффициент коррекции длины штанг  $C_R$  находится по табл. 5.4 или из уравнения (McGregor & Duncan, 1998):

$$C_R = e^{-e(-0,11d-0,77)}, \quad (5.9)$$

где  $d$  – длина штанги.

Таблица 5.4

Коэффициент коррекции длины штанги

Длина штанги, м	$C_R$
<4	0,75
4-6	0,85
6-10	0,95
>10	1,0

### Коррекция из-за конструкции зонда

Этот коэффициент  $C_S$  используется в том случае, если внутренняя поверхность зонда покрыта лайнером (антифрикционный материал), но он удален перед испытаниями (Cetin et al., 2004). Если зонд сконструирован без введения лайнера, то  $C_S$  принимается равным единице. Когда лайнер снят, внутренний диаметр зонда становится больше, в результате трение между грунтом и зондом уменьшается. Значения корректирующего коэффициента приведены в табл. 5.5.

Таблица 5.5

Коэффициент влияния конструкции зонда

Конструкция зонда	$C_S$
Стандартный зонд без лайнера	1,2
Стандартный зонд с лайнером	1,0
Стандартный зонд с лайнером, но без его применения	
$N_{\text{сред}} \leq 10$	1,1
$11 \leq N_{\text{сред}} \leq 29$	$1 + N_{\text{сред}}/100$

### Коэффициент коррекции из-за влияния диаметра скважины

Диаметр скважины, влияет на величину  $N_{\text{сред}}$ , если он более 100 мм. Большой диаметр скважины допускает релаксацию напряжений в грунте. Эта релаксация напряжений может быть значительной в песчаных и малой в глинистых грунтах. Для глинистых грунтов, коэффициент коррекции диаметра скважины  $C_B$  принимают равным единице. Значения данного коэффициента для песчаных грунтов приведены в табл. 5.6 (McGregor & Duncan, 1998).

Таблица 5.6

Корректировка, учитывающая влияние диаметра скважины

Диаметр скважины, мм	$C_B$
60 –100	1,00
150	1,05
200	1,15

Из практики геологов США,  $N$  – значение обычно корректируется только с использованием коэффициента, учитывающего влияние напряжений от

собственного веса грунта  $C_u$  и эффективность передачи энергии удара предполагается равной 60%.

### 5.1.2. Интерпретация результатов испытаний

Определение физических, прочностных и деформационных характеристик грунтов выполняется с использованием измеренного количества ударов и ряда корреляционных зависимостей и описано в многочисленных статьях и руководствах, начиная с 40-х годов прошлого столетия.

Как упоминалось выше, динамические пенетрометры часто используются для оценки важных геотехнических свойств грунтов, таких как степень плотности и угол внутреннего трения. Это подразумевает использование эмпирических корреляций, которые не могут быть особенно точными из-за отсутствия полной стандартизации используемого оборудования для динамического зондирования.

В связи с тем, что метод SPT широко применяется на практике с начала прошлого столетия, получено большое количество корреляций между значением  $N$  и рядом характеристик дисперсных грунтов. Поэтому геотехники обычно чувствуют себя более уверенно, используя  $N$ -значения при решении различных задач проектирования.

Динамические испытания полезны при определении изменений в стратиграфии и обнаружении скальных грунтов. Отобранные монолиты грунта нарушенной структуры используют для описания вида и построения профиля грунтов, а также при определении ряда физических характеристик грунтов. Не допускается определять механические свойства грунтов из монолитов, отобранных пробоотборником.

#### 5.1.2.1. Угол внутреннего трения

Метод SPT и его простые корреляции для определения характеристик грунтов получили быстрое развитие в США. В 60-е гг. появились первые номограммы и таблицы для оценки прочности грунтов, основанные на количестве ударов.

В настоящее время существует несколько корреляций, связанных со значениями SPT- $N$  и углами внутреннего трения. Угол внутреннего трения  $\phi$  может быть оценен с использованием следующих параметров: 1)  $N$  – значение; 2)  $(N_1)_{60}$  – значение; 3)  $(N_1)_{60}$  и эффективное напряжение от собственного веса грунта  $\sigma'_{vo}$ ; 4) зависимость между  $\phi$  и  $I_D$ .

Значения  $N$  и  $(N_1)_{60}$  используются для оценки степени плотности, угла внутреннего трения, недренированной прочности и модуля деформации грунтов. Типичная корреляция значений между степенью плотности и углом внутреннего трения приведена в табл. 5.7 и 5.8. Следует иметь в виду, что подобные таблицы следует применять с осторожностью, так как они, как правило, составляются с использованием большого разброса данных испытаний для узкого класса грунтов. Эта информация носит лишь оценочный характер, точные значения следует

находить с использованием корреляционных связей между полевыми и лабораторными испытаниями для конкретного вида грунтов.

Таблица 5.7

Корреляция  $N$ ,  $N_{60}$ ,  $\gamma$ ,  $I_D$  и  $\varphi'$  для сыпучих грунтов

$N$	$N_{60}$	Состояние	Удельный вес $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	Степень плотности $I_D$ , %	Эффективный угол внутреннего трения, $\varphi'$ , град.
0 – 5	0 – 3	Очень рыхлые	11 – 13	0 – 15	26 – 28
5 – 10	3 – 9	Рыхлые	14 – 16	16 – 35	29 – 34
10 – 30	9 – 25	Средней плотности	17 – 19	36 – 65	35 – 40*
30 – 50	25 – 45	Плотные	20 – 21	66 – 85	38 – 45*
>50	>45	Очень плотные	>21	>86	> 45*

П р и м е ч а н и е . Звездочкой обозначен пиковый угол внутреннего трения.

В середине 1940 годов К. Терцаги (Karl Terzaghi) совместно с Harry Mohr разработали корреляционные связи между количеством ударов  $N$  и рядом свойств грунтов: степень плотности песков, консистенция и недренированная прочность глинистых грунтов и допустимое предельное давление на пески и глины. Впервые корреляционные зависимости были опубликованы в 1948 году в работе Terzaghi & Peck. Затем Peck et al., (1953) предложили новые корреляции, связывающие SPT

Таблица 5.8

Корреляция между  $N_{60}$  и недренированной прочностью  $c_u$  для связных грунтов

$N_{60}$	Консистенция	Недренированная прочность $c_u$ , кПа
0 – 2	Текучие и текучепластичные	<10
3 – 5	Мягкопластичные	10 – 25
6 – 9	Тугопластичные	25 – 50
10 – 15	Полутвердые	50 – 100
15 – 30	Твердые	100 – 200
>30	Очень твердые	>200

Таблица 5.9

Корреляции для целей классификации грунтов (Peck et al., 1974)

Степень плотности $I_D$		Консистенция		
Пески и гравий	Удары $N$	Пылеватые пески и глина	Недренированная прочность, tsf	Удары $N$
Очень рыхлые	0-4	Текучие	0 – 0,25	0 – 2
Рыхлые	4-10	Текучепластичные	0,25 – 0,5	2 – 4
Средней плотности	10-30	Мягкопластичные	0,25 – 1	4 – 8
Плотные	30-50	Тугопластичные	1 – 2	8 – 16
Очень плотные	Более 50	Полутвердые	2 – 4	16 – 32
		Твердые	Более 4	Более 32

количество ударов с консистенцией глин и степенью плотностью для песков. Было отмечено, что данные для песков оказываются более надежными, чем для пылеватых песков и глин. Эти значения, полученные еще без введения процедуры корректировки, приведены в табл. 5.9.

Угол внутреннего трения для песчаных грунтов вычисляется при помощи уравнения с использованием количества  $N$  ударов из SPT испытаний (Peck et al., 1974):

$$\varphi = 25 + 3,2 \sqrt{\frac{100N}{70 + \sigma'_{vo}}} \quad (5.9)$$

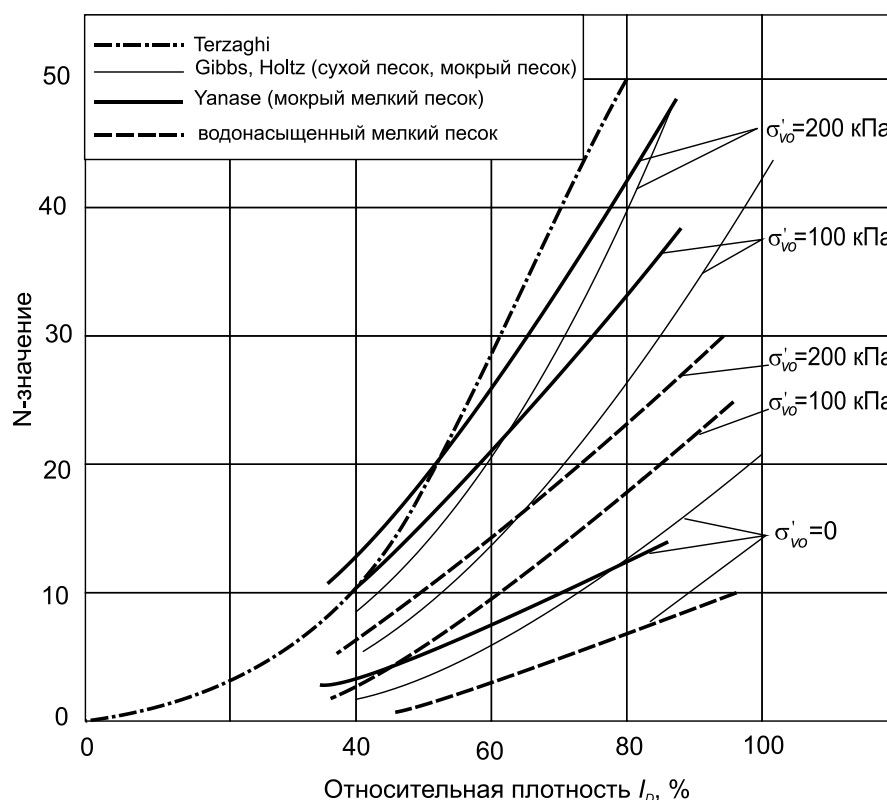


Рис. 5.1. Влияние эффективных напряжений от собственного веса грунта и относительной плотности на величину  $N$

Подобного рода зависимости получены путем оценки данных полевых испытаний на различных площадках. В случае использования подобных выражений необходимо рассматривать основы их получения и грунтовые условия для определения диапазона их применения. Вышеприведенное уравнение используется многие годы для прямого определения угла внутреннего трения через  $N$  значение без его корректировки, без учета влияния эффективных напряжений от собственного веса грунта  $\sigma'_{vo}$ . Однако, вследствие того, что относительная плотность  $I_D$  изменяется с  $\sigma'_{vo}$ , как видно из рис. 5.1,  $\sigma'_{vo}$  должно быть включено при определении  $I_D$  через  $N$  значение. Эта концепция применена при оценке текучести грунтов путем замены  $N$  на  $(N_1)_{60}$  с учетом эффективного напряжения от



собственного веса грунта. Известно также, что в даже в грунтах с одним и тем же значением  $\varphi'$ ,  $N$  значение возрастает с ростом  $\sigma'_{vo}$ . Поэтому, влияние  $\sigma'_{vo}$  должно быть учтено, когда определяется  $\varphi'$  используя  $N$ .

$$\varphi = 20^\circ + \sqrt{15,4(N_1)_{60}}. \quad (5.10)$$

Peck et al. (1974)

$$\varphi' = 27,1 + 0,3N_{60} - 0,0005N_{60}^2. \quad (5.11)$$

Kulhawy & Mayne (1990)

$$\varphi' = \text{tg}^{-1} \left\{ \frac{N_{60}}{12,2 + 20,3 \left( \frac{\sigma'}{\rho_a} \right)} \right\}^{0,34} \quad (5.12)$$

Hatanaka & Uchida (1996)

$$\varphi' = \sqrt{20C_N N_{60} + 20} \quad (5.13)$$

### 5.1.2.3. Степень плотности

Степень плотности  $I_D$  явным образом характеризует деформируемость и прочность песчаных грунтов. Чем больше ее значение, тем больше модуль деформации и параметры прочности ( $\varphi$  и  $c$ ), и наоборот. Если найти степень плотности для песчаных грунтов естественной структуры в полевых условиях, то затем можно провести лабораторные испытания при найденной плотности и получить значения модулей деформации и параметров прочности, соответствующие полевым.

Между количеством ударов  $N_{60}$  и относительной плотностью  $I_D$  существует корреляционная зависимость.

В 1957 году Gibbs & Holtz предложили подобную корреляцию для песчаных грунтов вида.

Gibbs & Holtz (1957)

$$I_D = 100 \left( \frac{N}{12\sigma'_{vo} + 17} \right)^{0,5}. \quad (5.14)$$

В 1957 году Meyerhof предложил следующую эмпирическую зависимость (рис. 5.2) между параметром  $N_{60}$  из SPT-испытаний и относительной плотностью чистого песка.

Meyerhof (1957)

$$I_D = \sqrt{\frac{N_{60}}{17 + 24\sigma'_v/98}} \quad (5.15)$$

где  $N_{60}$  – количество ударов из SPT-испытаний при рассеивании 60 % энергии;  $\sigma'_v$  – эффективное напряжение от собственного веса грунта, кПа.

Степень плотности можно найти из корреляции, предложенной Jaamiolkowski et al., (1985).

Jaamiolkowski et al., (1985)

$$I_D = 100 \left( \frac{N_{60}}{60} \right)^{0,5} \quad (5.16)$$

где  $I_D \leq 35\%$  должно быть умножено на 0,92 для крупного песка и на 1,08 для мелкозернистого песка.

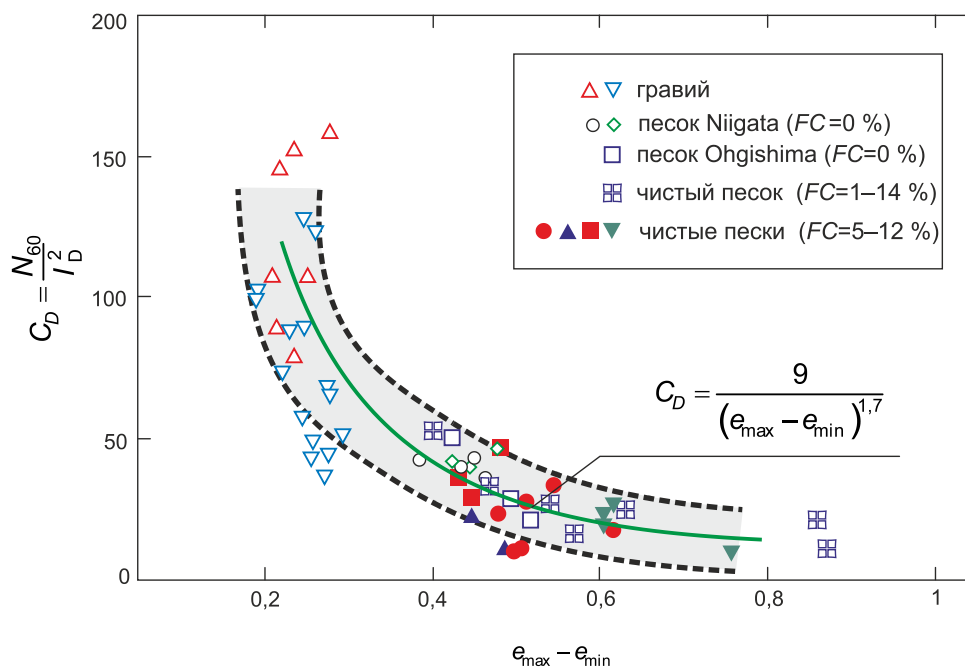


Рис. 5.2. Зависимость между  $N_{60}/I_D$  и изменением коэффициента пористости (Meyerhof, 1957)

Idriss & Boulanger (2008)

$$I_D = 100 \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{46}} \quad (5.17)$$

Tokimatsu & Seed (1987)

$$I_D = -30,548N_1^6 + 92,162N_1^5 - 109,34N_1^2 + 65,226N_1^2 - 21,342N_1^2 + 4,6908N_1 + 0,0039. \quad (5.18)$$

$$N_1 = \frac{(N_1)_{60}}{50} \quad (5.19)$$

#### 5.1.2.4. Упругий модуль деформации

Упругий модуль деформации песчаного грунта может быть определен путем подсчета ударов из выражения, рекомендованного в

##### EN 1997-2

$$E_s = 9,4N^{0,87} \sqrt{B} \left( 1 + 0,4 \frac{d}{B} \right), \quad (5.20)$$

где  $N$  – среднее значение ударов;  $d$  – диаметр зонда;  $B$  – глубина погружения зонда.

##### Coduto & Donald (2001)

$$E_s = \beta_0 \sqrt{OCR} + \beta_1 N_{60} \quad (5.21)$$

где  $\beta_0$ ,  $\beta_1$  – коэффициенты, определяемые из табл. 5.9а;  $OCR$  – коэффициент переуплотнения;  $N_{60}$  – SPT N скорректированное значение.

Таблица 5.9а

Значения коэффициентов  $\beta_0$ ,  $\beta_1$

Вид грунта	$\beta_0$ , кПа	$\beta_1$ , кПа
Чистый песок (SW и SP)	5,000	1,200
Пылеватый песок и пески глинистые (SM и SC)	2,500	600
Примечание. Вид грунта по классификации ASTM D 2487.		

#### 5.1.2.5. Недренированная прочность

В табл. 5.10 приведена сводка формул различных авторов для определения недренированной прочности.

Таблица 5.10

Корреляции между недренированной прочностью  $c_u$  и количеством SPT ударов  $N$  (Nassaji & Kalantari, 2011)

Автор	Вид грунта	$c_u$ , кПа
Sanglerat (1972)	Глина Суглинок	$12,5N$ $10N$
Terzaghi & Peck (1967)	Связные грунты	$6,25N$
Hara et al., (1974)	Связные грунты	$29N^{-0,72}$
Sowers (1979)	Грунт с высокой пластичностью Грунт со средней пластичностью $I_p$ Низкопластичный грунт	$12,5N$ $7,5N$ $3,75N$
Nixon (1982)	Глина	$12N$
Sirikaya & Togrol (2002)	Грунт с высокой пластичностью	$4,85N$ $6,82N$
	Грунт с низкой пластичностью	$3,35N$ $4,93N_{60}$
	Связные грунты	$4,32N$ $6,18N$
Stroud (1974)	$I_p > 20$ $20 < I_p < 30$ $I_p > 30$	$(6 - 7)N$ $(4 - 5)N$ $4,2N$
Decourt (1990)	Глина	$12,5N$ $15N_{60}$
Ajayi & Balogun (1988)	Связные грунты	$1,39N + 74,2$
Hettiarachi & Brown (2009)	Связные грунты	$4,1N_{60}$
Sirvikaya (2009)	НН трехосное сжатие КН трехосное сжатие	$c_u = 3,33N + 0,75w + 0,20w_l + 1,67I_p$ $c_u = 2,41N - 1,29w + 0,14w_l + 1,44I_p$
Nassaji & Kalantari (2011)	Связные грунты $I_p < 20$	$c_u = 2,1N_{60} + 17,6$ $c_u = 1,5N + 0,1w + 0,99w_l + 2,4I_p + 21,1$
Kulhaway & Mayne (1990)	Связные грунты	$\frac{c_u}{p_a} = 0,06N_{60}$

#### 5.1.2.6. Скорость поперечных волн

Как правило, корреляционные уравнения включают значение  $N_{60}$ , эффективное напряжение от собственного веса грунта, тип грунта и геологический возраст

$$V_s = aN_{60}^b \sigma'_{vo} \quad (5.22)$$

Уравнения SPT  $N_{60}$  – напряжения ( $N_{60} - \sigma'_{vo}$ ) обычно обеспечивают лучшую корреляцию с  $V_s$  на основе сравнения скорости поперечных волн определенной из

исследований, которые не учитывают напряжения от собственного веса грунта. Корреляции типа ( $V_s - N$ ) для некоторых грунтов приведены в табл. 5.11. Зависимости ( $\sigma'_{vo} - V_s$ ) представлены в табл. 5.12.

Таблица 5.11

SPT- $V_s$  корреляционные уравнения для всех грунтов (Wair et al., 2012)

Авторы	Генезис		$V_s$ основанные на $N_{60}$ (м/с)
	Возраст	Тип отложений	
Ohba & Toriuma (1970)	–	A	$82,5N_{60}^{0,31}$
Ohsaki & Iwasaki (1973)	–	–	$78,0N_{60}^{0,39}$
Ohta & Goto (1978) a	Q	A	$82,1N_{60}^{0,35}$
Ohta & Goto (1978) b	H	A	$89,5N_{60}^{0,27}$
Ohta & Goto (1978) c	P	A	$130,3N_{60}^{0,27}$
Imai & Tonouchi (1982) a	H,P,T	A	$93,7N_{60}^{0,31}$
Imai & Tonouchi (1982) b	T	–	$105,2N_{60}^{0,32}$
Lin et al., (1984)	–	–	$62,0N_{60}^{0,50}$
Sisman (1995)	–	–	$31,0N_{60}^{0,51}$
Iyisan (1996)	–	–	$48,6N_{60}^{0,52}$
Jafari et al., (1997)	–	–	$20,0N_{60}^{0,85}$
Kiku et al., (2001)	–	–	$66,1N_{60}^{0,29}$
Hasnecebi & Ulusay (2007)	Q	A	$104,8N_{60}^{0,26}$

П р и м е ч а н и е . H – Голоцен; P – Плейстоцен; Q – четвертичные; T – Третичные Тип отложений: A – Аллювий.

Местные корреляции между данными  $V_s$  и SPT могут быть разработаны двумя способами: изменением известных корреляционных уравнений и разработкой новых корреляций на основе данных, относящихся к конкретным площадкам инженерно-геологических изысканий. Если на площадке изысканий доступны ограниченные данные  $V_s$  и SPT, рекомендуемые уравнения (табл. 5.11, 5.12), могут быть изменены.

Таблица 5.12

Рекомендуемые  $N_{60} - \sigma'_{vo} - V_s$  корреляционные уравнения (Wair et al., 2012)

Тип грунта	$V_s$ , м/с для четвертичных грунтов	Коэффициенты масштабирования времени (ASF)	
		Голоцен	Плейстоцен
Все грунты	$30N_{60}^{0,215} \sigma'_{vo}{}^{0,275}$	0,87	1,13
Глины и илы	$26N_{60}^{0,17} \sigma'_{vo}{}^{0,32}$	0,88	1,12
Пески	$30N_{60}^{0,23} \sigma'_{vo}{}^{0,32}$	0,90	1,17
Гравий – Голоцен	$53N_{60}^{0,19} \sigma'_{vo}{}^{0,18}$	–	–
Гравий – Плейстоцен	$115N_{60}^{0,17} \sigma'_{vo}{}^{0,12}$	–	–

путем корректировки коэффициентов и экспонент для соответствия данным по конкретным площадкам. Если доступно достаточное количество данных  $V_s$  и SPT для конкретного объекта изысканий, то возможно разработать новые корреляционные уравнения для исследуемых грунтов.

Andrus et al. (2004)

$$V_{s1} = 87,7 \left( (N_1)_{60cs} \right)^{0,253}; \quad (5.23)$$

$$V_{s1} = V_s \left( \frac{p_a}{\sigma'_{vo}} \right)^{0,25}, \left( \frac{p_a}{\sigma'_{vo}} \right)^{0,25} \leq 1,3. \quad (5.24)$$

### 5.1.2.7. Давление предварительного уплотнения и коэффициент переуплотнения

В 1960 году Kulhawy & Mayne предложили зависимость вида

Kulhawy & Mayne (1960)

$$\sigma'_p \approx 0,47 N_{60} p_a. \quad (5.25)$$

В 1997 году Bowles предложил следующее уравнение для определения коэффициента

Bowles (1997)

$$OCR = 0,193 \left( \frac{N}{\sigma'_{vo}} \right)^{0,689}. \quad (5.26)$$

### 5.1.3. Корреляции между параметрами CPT и SPT

В связи с тем, что как метод CPT, так и метод SPT предназначены для одной цели, а именно для определения характеристик грунтов, то между ними существует определенная зависимость. Эта корреляционная зависимость обычно представляется в виде функции  $N = f(q_c, f_s, \sigma'_{vo})$ , некоторые из них приведены ниже.

Вышеупомянутые корреляции нуждаются в информации о размере частиц грунта для определения среднего размера частиц (или содержания мелкой - пылевой фракции). Влияние размера частиц можно оценить непосредственно из результатов CPT с использованием классификации грунта (например, ГОСТ 25100) или номограммы типа поведения грунта (SBT). На диаграммах CPT SBT показана четкая тенденция увеличения коэффициента трения с увеличением содержания мелкой фракции и уменьшением размера частиц. Robertson et al., (1986) предложили показатель  $(q_c / p_a) / N_{60}$  для каждой зоны типа поведения грунта с использованием ненормализованной CPT диаграммы. Предложенная зависимость для каждого типа

поведения грунта приведена в табл. 5.13. Эти значения обеспечивают разумную оценку значений  $N_{60}$  из СРТ данных. Для простоты приведенные корреляции даны в терминах  $q_c$ . Для мелкозернистых мягких грунтов корреляции должны быть применены к полному удельному сопротивлению  $q_t$  конуса зонда.

Таблица 5.13

Предложенные значения  $(q_c / p_a) / N_{60}$ 

Зона	Тип поведения грунта	$(q_c / p_a) / N_{60}$
1	Чувствительные тонкодисперсные	2
2	Органические грунты – торф	1
3	Глины	1
4	Пылеватые глинистые грунты	1,5
5	То же с большей долей пылеватых частиц	2
6	Пылеватые и опесчаненные супеси	2,5
7	Пылеватые пески и опесчаненные супеси	3
8	Пески, в том числе с примесью пылеватых частиц	4
9	Пески	5
10	Гравелистые и крупнозернистые пески	6
11	Очень плотные тонкодисперсные грунты	1

Одним из недостатков этого упрощенного подхода является несколько прерывистый характер преобразования. Часто грунты могут иметь данные СРТ, которые пересекаются в различных зонах типа поведения грунта, что создает небольшие прерывистые изменения в прогнозируемых значениях  $N_{60}$ .

### 5.1.3.1. Определение параметра $N$ из данных статического зондирования

В связи с тем, что на основе данных динамического зондирования пробоотборником (SPT) было получено много корреляционных уравнений для определения характеристик грунтов в различных странах, то используя их были проведены исследования по их совместимости с данными статического зондирования (СРТ).

Для определения параметра  $N$  из результатов статического зондирования Roberston & Campanella (1983) предложили использовать следующую процедуру:

1. Провести СРТ-испытания и используя или  $R_f$  или  $B_q$  диаграммы, определить тип поведения грунта.
2. Используя оценочное значение размера частиц грунта для каждого типа грунта, найти отношение  $q_c/N$  (рис. 5.3).
3. Поделить на  $q_c$ , значение найденное в п. 2 и получить параметр  $N$ .

Параметр  $N_{60}$  можно также найти, используя результаты статического зондирования (Jefferies & Davies 1993, Lunne et al., 1997):

Lunne et al. (1997)

$$N_{60} = \frac{q_c}{0,85 \left(1 - \frac{I_c}{4,75}\right)}, \quad (5.27)$$

где  $I_c$  находится из выражения:

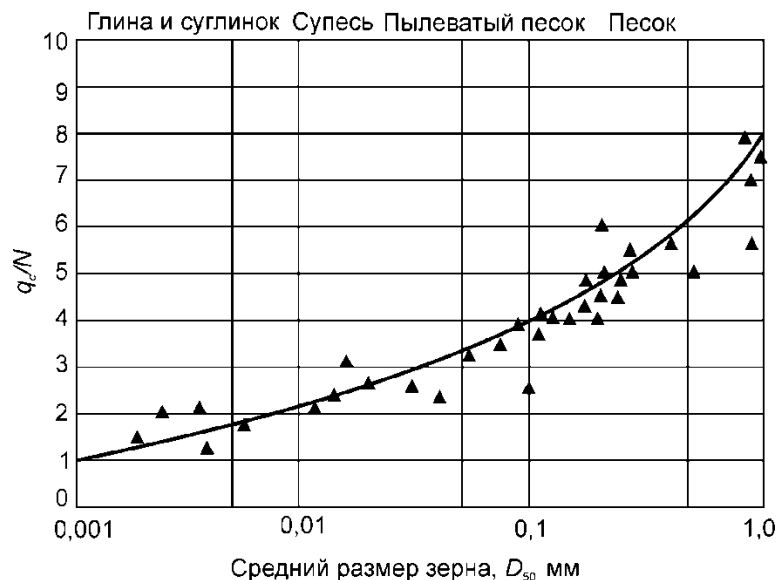


Рис. 5.3. Зависимость между  $q_c/N$  и средним размером зерна (Robertson & Campanella, 1983)

$$I_c = \left\{ \left[ 3,47 - \lg \left( \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) \right]^2 + (\lg F_r + 1,22)^2 \right\}^{0,5}, \quad (5.28)$$

где  $q_t$  – удельное сопротивление конуса;  $F_r$  – коэффициент трения;  $\sigma'_{vo}$  и  $\sigma_{vo}$  – эффективные и полные напряжения от собственного веса грунта.

В 1999 году Дэвис (Davies, 1999) получил хорошее совпадение между предсказанными и измеренными значениями  $N_{60}$  в грунтах, от мелких песков до цементированных (хрупких) старых хвостов и крупнозернистых плотных песков. Измеренные значения  $N_{60}$  варьировались в диапазоне 5-70.

В 1997 году Лунне (Lunne et al., 1997) модернизировали корреляцию Robertson et al. (1986) с целью преодолеть разрывы, возникающие при переходе от одного показателя материала  $I_c$  к другому. Они получили математически непрерывное решение, используя модифицированную версию Jefferies & Davies (1993), в виде

$$\frac{(q_t / p_a)}{N_{60}} = 8,5 \left(1 - \frac{I_c}{4,6}\right). \quad (5.29)$$

В 2014 году Tarawneh, используя линейную регрессию и данные 66 полевых CPT и SPT испытаний песка, пылеватого песка, супеси и суглинка, получил следующее уравнение с коэффициентом регрессии  $R^2 = 0,832$ :

Tarawneh (2014)

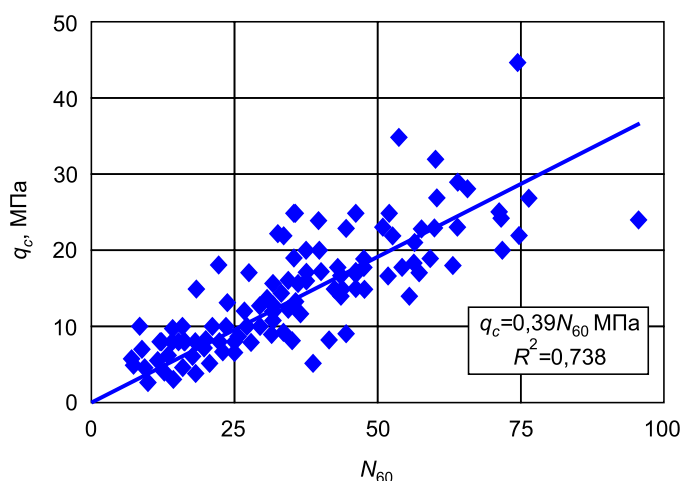


$$N_{60} = 1,59 + 0,993 \cdot q_c + 0,069\sigma'_{vo} + 18,185 \cdot f_s. \quad (5.30)$$

На рис. 5.4 показана корреляция  $q_c$  и  $N_{60}$  полученная путем испытаний из восьми СРТ и 88 SPT испытаний:

$$q_c = 0,39 \cdot N_{60}. \quad (5.31)$$

Коэффициент в уравнении (5.31), равный 0,39 МПа найден для грунтов исследуемой площадки. Это значение менее полученного ранее Danziger et al., (1998) для отложений пылеватого песка Бразилии, которое изменяется в диапазоне 0,54 – 0,64.



**Рис. 5.4. Зависимость между лобовым сопротивлением и количеством ударов (Costa et al., 2016)**

В 2019 году Khodaparast et al. Провели статистическую обработку известных уравнений, связывающие данные статического и динамического зондирования. Результаты исследований приведены в таблице 5.14.

**Таблица 5.14**

Зависимости, основанные на данных испытаний с коэффициентом детерминации

Тип грунта	Вид зависимости	Размер выборки	R <sup>2</sup>
Суглинок	$q_c = 1.678 + \frac{4.716}{N_{60}}$	71	0,67
Глина	$q_c = 0.0022872 * (N_{60})^{8.8515 - 3.2102 * \ln(N_{60})} + 0.042105 * N_{60}$	277	0,55
Песок	$q_c = 0.245N_{60} + 5.861$	261	0,24
Пылеватый песок	$q_c = -4.609 + 5.823 * \ln(N_{60})$	335	0,36

## 5.2. Интерпретация результатов динамических испытаний коническим пенетрометром

Обычно в ходе испытаний определяется количество ударов  $N$ , которое необходимо для погружения конуса на глубину 150 мм. Для рыхлых песков и мягкопластичных глинистых грунтов глубина внедрения конуса может быть измерена от каждого удара.

В 1973 году Госстроем СССР были введены «Указания по зондированию грунтов для строительства (СН 448-72)», где было принято определять из результатов испытаний показатель, называемый условным динамическим сопротивлением грунта  $p_d$ , которое согласно ГОСТ 19912 определяют по формуле:

$$p_d = \frac{AK_1K_2n}{h}, \quad (5.32)$$

где  $A$  – удельная энергия зондирования;  $K_1$  – коэффициент учета потерь энергии при

Таблица 5.15

Параметры установки

Тип установки	Удельная энергия зондирования $A$ , Н/см	Условное динамическое сопротивление грунта $p_d$ , МПа
Легкая	280	До 0,7 включительно
Средняя	1120	Свыше 0,7 до 17,5 включительно
Тяжелая	2800	Свыше 17,5

Таблица 5.16

Значения коэффициента  $K_1$

Глубина погружения зонда, м	Коэффициент $K_1$ при установке		
	легкой	средней	тяжелой
Свыше 0,5 до 1,5 включительно	0,59	0,62	0,72
Свыше 1,5 до 4,0 включительно	9,43	0,56	0,64
Свыше 4,0 до 8,0 включительно	0,37	0,48	0,57
Свыше 8,0 до 12,0 включительно	0,32	0,42	0,51
Свыше 12,0 до 16,0 включительно	0,28	0,37	0,46
Свыше 16,0 до 20,0 включительно	0,25	0,34	0,42

Таблица 5.17

Значения коэффициента  $K_2$

Глубина погружения зонда, м	Коэффициент $K_2$ при установке	
	песчаных	глинистых
Свыше 0,5 до 1,5 включительно	1,00	1,00
Свыше 1,5 до 4,0 включительно	0,92	0,83
Свыше 4,0 до 8,0 включительно	0,84	0,75
Свыше 8,0 до 12,0 включительно	0,76	0,67
Свыше 12,0 до 16,0 включительно	0,68	0,59
Свыше 16,0 до 20,0 включительно	0,60	0,50

ударе молота по наковальне и на упругую деформацию штанг;  $K_2$  – коэффициент учета потерь энергии на трение штанг о грунт, определяемый в зависимости от усилия при повороте штанг;  $h$  – глубина погружения;  $n$  – число ударов молота в зале.

В монографии Трофименкова и Воробкова (1981) приведена следующая таблица (табл. 5.18), позволяющая определять плотность сложения песков различной крупности и влажности, в зависимости от значений условного динамического сопротивления.

Таблица 5.18

Зависимость условного динамического сопротивления от плотности сложения песков

Пески	$\rho_d$ , МПа	Плотность сложения
Крупные и средней крупности, независимо от влажности (Трофименков и Воробков, 1981а)	< 0,35	Рыхлые
	0,35-1,25	Средней плотности
	> 1,25	Плотные
Мелкие маловлажные (Трофименков и Воробков, 1981б)	< 0,30	Рыхлые
	0,30-1,10	Средней плотности
	> 1,10	Плотные
Пылеватые маловлажные и мелкие водонасыщенные (Трофименков и Воробков, 1981с)	< 0,20	Рыхлые
	0,20-0,85	Средней плотности
	> 0,85	Плотные

В связи со сложностью отбора монолитов песчаных грунтов ненарушенной структуры, результаты испытаний методом динамического зондирования могут быть полезными для ориентировочного определения их угла внутреннего трения. Подобные значения были ранее приведены в СН 448-72 и представлены ниже в табл. 5.19.

Таблица 5.19

Значения угла внутреннего трения для песков различной крупности

$\rho_d$ , МПа	Нормативные значения угла внутреннего трения $\varphi$ , град.		
	крупных и средней крупности (СН 448-72 а)	мелких (СН 448-72 б)	пылеватых (СН 448-72 с)
0,20	30	28	26
0,35	33	30	28
0,70	36	33	30
1,10	38	35	32
1,40	40	40	34
1,75	41	41	35

Результаты испытаний методом динамического зондирования позволяют, используя корреляцию с результатами испытаний песчаных грунтов штампами, найти модуль деформации. Одно из подобных эмпирических выражений было получено институтом «Фундаментпроект» для плотных и средней плотности песков, в следующем виде:

$$E = (350 \dots 500) \lg N. \quad (5.33)$$

Для моренных грунтов в монографии Л.Г. Мариупольского (1989) приведены следующие зависимости, полученные также на основании сравнительных испытаний штампами и динамическим зондированием.

Мариупольский (1989а)

$$E = 3,13p_d + 6,84; \quad (5.34)$$

Мариупольский (1989)

$$I_L = -0,45 \lg(p_d / p_d^0) + 0,4, \quad (5.26)$$

где  $p_d^0 = 1$  МПа.

В этой же монографии приведена корреляционная зависимость между коэффициентом пористости  $e$  аллювиальных и флювиогляциальных песков, полученная путем сравнительных лабораторных и полевых испытаний:

Мариупольский (1989)

$$e = 0,80 - 0,22 \lg(p_d / p_d^0). \quad (5.27)$$

Для флювиогляциальных и аллювиальных песков на основе сравнения результатов испытаний штампами площадью 5000 см<sup>2</sup> с условным динамическим сопротивлением  $p_d$  получено следующее уравнение:

$$E = 3,71p_d + 3,56. \quad (5.28)$$

Для определения одометрического модуля деформации  $E_{oed}$  по результатам динамических испытаний можно использовать рекомендации приложения Г из

EN 1997-2

$$E_{oed} = w_1 p_a \left( \frac{\sigma'_{vo} + 0,5 \Delta \sigma'_v}{p_a} \right)^{w_2}, \quad (5.29)$$

где  $w_1$  – коэффициент жесткости;  $w_2$  – экспонента жесткости ( $w_2 = 0,5$  для песчаных грунтов с коэффициентом однородности,  $c_u \leq 3$ ;  $w_2 = 0,6$  для глинистых грунтов с числом пластичности и влажностью на границе текучести  $w_L \leq 35$ );  $\sigma'_{vo}$  – эффективное вертикальное напряжение от собственного веса грунта под подошвой фундамента или на любой глубине ниже нее;  $\Delta \sigma'_v$  – эффективное вертикальное напряжение от внешней нагрузки под подошвой фундамента или на любой глубине ниже нее;  $p_a$  – атмосферное давление.

Значения коэффициента жесткости  $w_1$  определяются из следующих выражений:

1) для неоднородных по гранулометрическому составу песчаных грунтов  $C_u \leq 3$  должно быть выше уровня грунтовых вод:

– при использовании тяжелого пенетromетра массой 63,5 кг и диапазоне применения  $4 \leq N_{10L} \leq 50$ :

$$w_1 = 214 \lg N_{10L} + 71; \quad (5.30)$$

2) для глинистых грунтов с низким числом пластичности ( $0,75 \leq I_L \leq 1,30$ ) и выше уровня грунтовых вод:

– при использовании тяжелого пенетрометра массой 63,5 кг и диапазоне применения  $3 \leq N_{10H} \leq 13$ :

$$w_1 = 6N_{10H} + 50. \quad (5.31)$$

### СП 446.1325800.2019

Определение нормативных значений модуля деформации  $E$  и угла внутреннего трения  $\varphi$  песков по данным динамического зондирования

Пески	Характеристики свойств грунтов	Нормативные $E$ , МПа, и $\varphi$ , град, при $p_d$ , МПа									
		2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
Все генетические типы, кроме аллювиальных и флювиогляциальных:  - крупные и средней крупности независимо от влажности	$E$	21	31	39	45	51	55	59	62	64	66
	$\varphi$	31	34	36	38	39	40	41	42	43	43
- мелкие независимо от влажности	$E$	15	23	30	34	39	42	45	48	51	53
	$\varphi$	29	32	33	35	36	37	38	39	40	41
- пылеватые (неводонасыщенные)	$E$	10	18	23	27	30	33	36	38	40	42
	$\varphi$	27	29	31	32	33	34	35	36	37	37
Аллювиальные и флювиогляциальные	$E$	15	24	32	41	49	57	65	73	81	89

В дереве корреляционные уравнения: пески – крупные и средней крупности независимо от влажности обозначены как [СП 446.1325800.2019а](#); пески – мелкие независимо от влажности, обозначены как [СП 446.1325800.2019б](#); пески пылеватые (неводонасыщенные) обозначены как [СП 446.1325800.2019с](#) и пески флювиогляциальные обозначены как [СП 446.1325800.2019д](#).

## 6. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

Проектирование фундаментов заключается в определении его размеров и глубины заложения, что определяется расчетом по второй группе предельных состояний, в результате которого находится осадка фундамента. Полученное расчетное значение осадки не должно превышать предельно допустимой величины, которая зависит от типа здания или сооружения и находится по табл. Г.1 приложения Г СП 22.13330-2016.

Как правило, величина деформации грунта в основании правильно сконструированного фундамента очень мала ( $\epsilon < 10^{-1}\%$ ). При такой деформации грунт основания деформируется упруго или нелинейно-упруго. Это предположение является основанием для применения решений теории линейной теории упругости при расчете оснований фундаментов.

### Сыпучие грунты

К сыпучим грунтам относят пески, гравий, и щебень, которые не имеют структурных связей и обладают высокой проницаемостью. Эти свойства проявляются в виде быстропротекающей осадке фундамента практически в период строительства здания. Изменение уровня грунтовых вод, динамические и сейсмические воздействия могут привести к возникновению дополнительной осадке и, даже разжижению сыпучих грунтов.

### Связные грунты

К связным грунтам относят мелкозернистые грунты, имеющие структурные связи между частицами. Это глинистые грунты: глина, суглинок, супесь, которые имеют очень низкую водопроницаемость. Осадка фундаментов на подобных грунтах протекает медленно, в течение значительно более длительного периода времени, чем на песчаных грунтах. В мягких, обычно нормально уплотненных глинах, от 80% до 90% осадки происходит в период первичной консолидации. Вторичные осадки также могут быть большими. В жестких, более консолидированных глинах ( $OCR > 4$ ), примерно 50% осадки могут быть вызваны мгновенной деформацией и вторичные осадки как правило, небольшие.

Согласно СП 22.13330-2016 расчет осадки основания фундамента выполняется с использованием расчетной схемы в виде линейно деформируемого полупространства, для чего предварительно следует назначить размеры фундамента в плане, глубину заложения подошвы фундамента, нагрузки и характеристики грунтов в виде удельного веса грунта и модуля общей деформации. Требуемые характеристики грунтов можно найти методами статического и динамического зондирования, используя приведенные выше корреляционные уравнения.

Рассмотрим последовательность инженерно-геологических изысканий и проектирование оснований по деформациям.

## 6.1. Подготовительные работы

Процесс проектирования оснований фундаментов зданий и сооружений, в рамках рассматриваемой технологии, начинается до выхода в поле геологов, т.е. до начала проведения инженерно-геологических и геотехнических исследований. Как правило, на этапе подготовки программы исследований изыскатели имеют ситуационный план объекта, полученный от заказчика при составлении задания на инженерно-геологические изыскания (рис. 6.1).

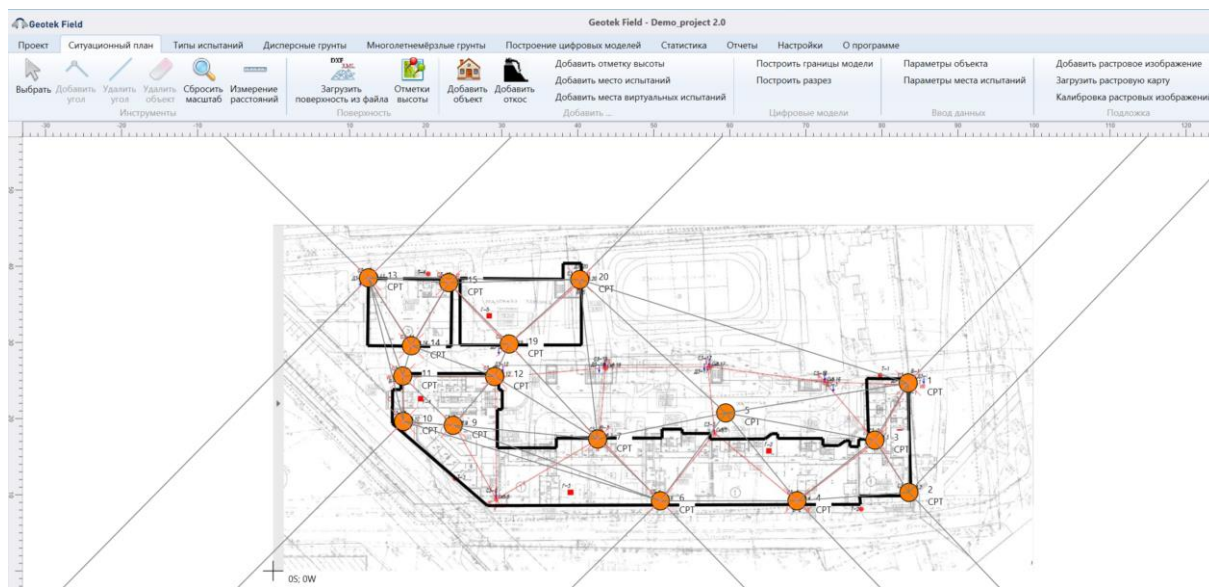


Рис. 6.1. Ситуационный план площадки исследований

Ситуационный план всегда отображается на главной форме программы в виде контуров объектов и выработок (места испытаний), отмеченные цветными кружками (статическое зондирование) или прямоугольниками (динамическое зондирование). Для работы с ситуационным планом служит вкладка «Ситуационный план» главного меню (рис. 6.2).

Все графические составляющие ситуационного плана привязаны к системе относительных прямоугольных координат. Ось X располагается с запада на восток, ось Y с юга на север. Значения координат измеряются в метрах. Точка с координатами (0, 0) привязана к географическим координатам WSG 84 заданным в свойствах проекта. Для позиционирования мест испытаний можно использовать как относительные, так и географические координаты. Для остальных графических элементов плана (точек контуров объектов и элементов подложки) используются только относительные координаты.

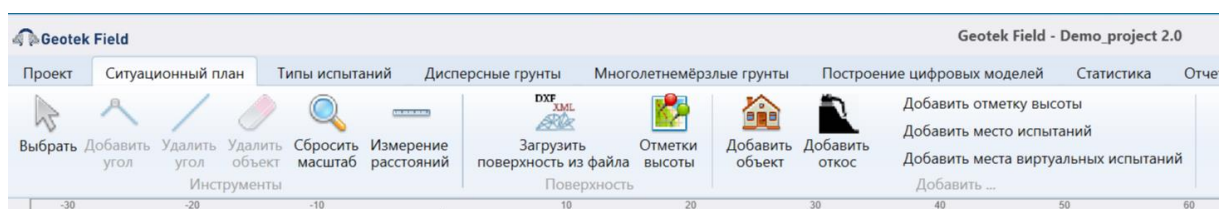


Рис. 6.2. Инструменты на вкладке «Ситуационный план»

Формирование ситуационного плана начинается с загрузки растровой подложки. Подложка может состоять из одного или нескольких изображений. Могут применяться пользовательские файлы, а также загрузки с картографических сервисов Google и Яндекс или иного топографического плана в электронном формате. Возможно построение объекта с использованием графического интерфейса программы.

После построения объекта необходимо обозначить на плане места будущих испытаний. Для этого следует сначала нажать кнопку «Добавить место испытаний» на вкладке «Ситуационный план». Подобные места испытаний методом статического зондирования показаны на рис. 6.1 красными кружочками. Таким образом, до выхода в поле известны места испытаний с заданными географическими координатами для установки бурового станка.

Для последующего расчета оснований фундаментов необходимо ввести информацию о глубине заложения подошвы фундаментов и нагрузки на фундамент. Предполагается, что первым вариантом фундамента является плитный фундамент, размеры которого были введены при создании ситуационного плана. Таким образом, план фундамента совпадает с планом строительного объекта.

## 6.2. Определение глубины исследования свойств грунтов

В общем случае свойства грунтов могут быть определены путем проведения лабораторных и полевых испытаний грунтов или как оценочные приняты из предыдущих исследований одинаковых по генезису грунтов. В рассматриваемой технологии определяющим являются полевые испытания, а лабораторные используются как контрольные для уточнения применяемых корреляционных уравнений.

Глубина исследования свойств грунтов согласно СП 47.13330 должна быть на 2 м больше сжимаемой толщи  $H_c$ , которую рекомендуют определять по СП 22.13330. Так как на начальном этапе изысканий нам неизвестны характеристики грунтов и выполнить расчет осадки невозможно, то этот же СП предлагает принимать глубину исследований нормативно, для ленточных и столбчатых фундаментов от нагрузок на них, а для плитных не менее половины ширины фундамента и не менее 20 м от его подошвы.

В нашем случае требуемые характеристики грунтов для расчета осадки удельный вес грунта и модуль деформации находятся непосредственно в процессе



испытаний, что позволяет выполнять расчет осадки и находить таким образом сжимаемую толщу или глубину испытаний. При этом оператор (буровой мастер) в момент достижения глубины исследований  $H_c+2$  м получает сообщение о возможности прекращения испытаний. Если глубины исследований для расчета осадки недостаточно, то поступает сообщение о необходимости увеличения глубины исследований. Если сжимаемая толща попадает в слой грунта с модулем деформации менее 5 МПа, то испытания продолжают до тех пор, пока не появится слой грунтов с модулем деформации более 5 МПа.

### 6.3. Расчет осадки по СП 22.13330-2016

Метод расчета применим как для сыпучих, так и связных грунтов независимо от их природной влажности и степени водонасыщенности.

Конечную осадку основания фундамента  $s$ , см, находят с использованием расчетной схемы в виде линейно деформируемого полупространства (рис. 6.3) определяют методом послойного суммирования по формуле:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z,i}) h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z,i} h_i}{E_{e,i}}, \quad (6.1)$$

где  $\beta$  – безразмерный коэффициент, равный 0,8;  $\sigma_{zp,i}$  – среднее значение вертикального нормального напряжения от внешней нагрузки в  $i$ -м слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, кПа;  $h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта, м, принимаемая не более 0,4 ширины фундамента;  $E_i$  – модуль деформации  $i$ -го слоя грунта по ветви первичного нагружения, кПа;  $\sigma_{z,i}$  – среднее значение вертикального напряжения в  $i$ -м слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, от собственного веса, выбранного при отрывке котлована грунта, кПа;  $E_{e,i}$  – модуль деформации  $i$ -го слоя грунта по ветви вторичного нагружения, кПа;  $n$  – число слоев, на которые разбита сжимаемая толща основания, толщина элементарного слоя принимается равной шагу записи параметров зондирования (0,05 – 0,1 м).

Характеристики грунтов удельный вес и модуль деформации находятся с использованием корреляционных уравнений, в том числе и упругий модуль деформации  $E_e$ , который принимается равным  $5E$  (СП 22.13330).

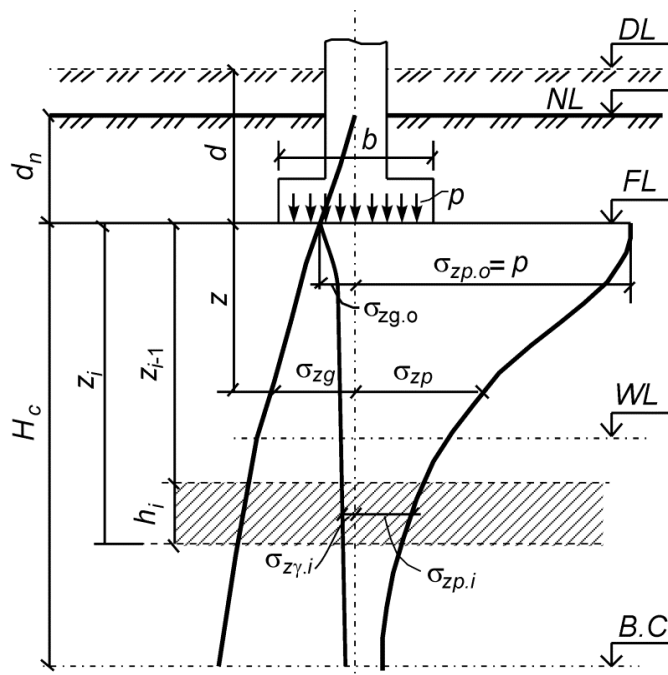


Рис. 6.3. Расчетная схема к определению напряжений от нагрузки и собственного веса грунта (СП 22.13330)

### 6.3.1. Определение расчетного сопротивления грунта основания

При расчете деформаций основания фундаментов с использованием расчетной схемы, указанная на рис. 6.3, среднее давление под подошвой фундамента  $p$  не должно превышать расчетного сопротивления грунта основания  $R$ , вычисляемого по формуле (п. 5.6.7 СП 22.13330.2016):

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma}k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 b \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b b \gamma'_{II} + M_c c_{II}], \quad (6.2)$$

где  $\gamma_{c1}$  и  $\gamma_{c2}$  – коэффициенты условий работы, принимаемые по табл. 11.1 (СП 22.13330);  $k$  – коэффициент, принимаемый равным единице, если прочностные характеристики грунта  $\varphi_{II}$  и  $c_{II}$  определены непосредственными испытаниями, и  $k = 1,1$ , если они приняты по таблицам приложения Б (СП 22.13330);  $M$ ,  $M_q$ ,  $M_c$  – коэффициенты, принимаемые по табл. 5.5 (СП 22.13330);  $K_z$  – коэффициент, принимаемый равным единице при  $b < 10$  м;  $kz = z_0/b + 0,2$  при  $b \geq 10$  м (здесь  $z_0 = 8$  м);  $b$  – ширина подошвы фундамента, м;  $\gamma_{II}$  – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м<sup>3</sup>;  $\gamma'_{II}$  – то же, для грунтов, залегающих выше подошвы фундамента, кН/м<sup>3</sup>;  $c_{II}$  – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа;  $d_1$  – глубина заложения фундаментов, м, бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола

подвала, определяемая по формуле (5.8 СП 22.13330.2016). При плитных фундаментах за  $d_1$  принимают наименьшую глубину от подошвы плиты до уровня планировки;  $d_b$  – глубина подвала, расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом глубиной свыше 2 м принимают равным 2 м);

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{II}. \quad (6.3)$$

Примечания:

1. Формулу (6.2) допускается применять при любой форме фундаментов в плане. Если подошва фундамента имеет форму круга или правильного многоугольника площадью  $A$ , значение  $b$  принимают равным  $\sqrt{A}$ .

2. Проверка условия: среднее давление под подошвой фундамента  $p$  должно быть менее расчетного сопротивления грунта основания  $R$ , разница не более 5%.

### 6.3.3. Расчет крена фундамента

Крен фундамента в продольном и поперечном направлениях вычисляют по формуле

$$i = \frac{S_1 - S_2}{l}, \quad (6.4)$$

где  $S_1$  – осадка в центре фундамента;  $S_2$  – осадка на краю фундамента;  $l$  – расстояние между токами зондирования. Крен может иметь отрицательный знак и определяется в продольном и поперечном направлениях плана фундамента.

Согласно п. 6.3.6 СП 47.13330.2012 горные выработки и точки полевых исследований необходимо располагать в пределах контуров проектируемых зданий и сооружений не более, чем в 25 м друг от друга в сложных инженерно-геологических условиях, а для простой и средней категории сложности это расстояние в 4 и 2 раза больше, соответственно.

Количество точек исследований (далее, выработок) свойств грунтов зондированием определяет точность расчета осадки и крен фундамента. Чем больше выбрано выработок, тем точнее оценивается неоднородность грунтов в основании фундамента и точнее определяются осадка и крен фундамента. Так как на краях фундаментов имеют место концентрации контактных напряжений и образование зон сдвига (прорезка) в грунте, то рекомендуется первоначально назначать места зондирования по периметру фундамента посередине его сторон и в центре. На каждой выработке программа вычисляет осадку и если их более двух вычисляется крен фундамента. По мере увеличения количества выработок средняя осадка и крен фундамента изменяются, а приращение средней осадки уменьшается. С практической точки зрения исследования можно прекратить при достижении значения приращения осадки в 10-15%. Параметр, контролирующий данный процесс вводится в программу пользователем и может быть назначены произвольно, например, равным 5%.

## 6.4. Расчет коэффициента жесткости основания

Как было показано выше, расчёты осадок выполняются индивидуально для каждой выработки от среднего давления сооружения на основание по формуле (6.1) с учётом неоднородности грунта в выработке, полученной по результатам испытаний. Подобные расчёты выполняются отдельно для каждой выработки, а не под всей подошвой фундамента. По полученным величинам определяются коэффициенты жёсткости основания над каждой выработкой. Далее, величины этих коэффициентов экстраполируются на всю поверхность основания по формулам Шепарда (Shepard, 1968), причем рассматриваются варианты расчёта при различных значениях свободного параметра, присутствующего в этих формулах.

Определение коэффициента жесткости основания (КЖО) выполняется в следующей последовательности (Шейнин и др., 2005; Барвашов, 2007).

1. Выполняется расчет распределения величины коэффициента жесткости основания (коэффициента постели)  $W_i = W(x_i, y_i)$  под подошвой плитного фундамента от равномерной нагрузки, равной среднему давлению на основание по формуле:

$$W(q, x, y) := \frac{q}{S(x, y, L, B, q)}, \quad (6.5)$$

где  $q$  – среднее давление под подошвой фундамента;  $S(x, y, L, B, q)$  – осадка в точке зондирования.

Расчеты по формуле (6.5) выполняются только для точек зондирования. Поэтому величины  $W(q, x, y)$  получаются для конечного числа точек нагруженной площади  $(x_i, y_i)$ , равного числу выработок  $N$ , т.е. получаются значения  $W_i$ , где  $i=0, 1, 2, \dots, N$ .

2. С помощью дискретных значений  $W_i$  посредством аппроксимации Шепарда определяется непрерывная функция  $W=W(x, y)$ , которая совпадает с ранее вычисленными значениями  $W_i$  в точках зондирования:

$$W(x, y, n, N) := \frac{\sum_{i=0}^N \frac{K_i}{\left[ (x - W_{i,1})^2 + (y - W_{i,2})^2 \right]^n + 0,001}}{\sum_{i=0}^N \frac{1}{\left[ (x - W_{i,1})^2 + (y - W_{i,2})^2 \right]^n + 0,001}}. \quad (6.6)$$

3. Определяются величины осадок и кренов фундамента на основании, представленном контактной моделью Винклера с непрерывно распределенным коэффициентом жесткости основания по п. 2. Для этого решается система, состоящая из трех уравнений равновесия фундамента при действии внешней нагрузки, которая в матричном виде выглядит так:

$$G_s = F, \quad (6.7)$$

где

$$\mathbf{G} := \begin{pmatrix} I(2,0) & I(1,1) & I(1,0) \\ I(1,1) & I(0,2) & I(0,1) \\ I(1,0) & I(0,1) & I(0,0) \end{pmatrix}; \quad (6.8)$$

$$I(i, j) := \int_0^L \int_0^B WW(x, y, n, N) x^i y^j dy dx; \quad (6.9)$$

$$\mathbf{F} := \begin{pmatrix} Q \frac{L}{2} \\ Q \frac{B}{2} \\ Q \end{pmatrix}; \quad (6.10)$$

$$Q = qBL. \quad (6.11)$$

4. Результаты расчета зависят от значения параметра  $n$  в формуле Шепарда, который определяет форму аппроксимирующей функции. В описанном выше алгоритме используется не более пяти итераций. При необходимости число итераций можно увеличить до любого числа.

Коэффициент жесткости основания не является характеристикой грунта, так как он зависит от размера фундамента и величины нагрузки. Для оценки примерных значений коэффициента жесткости основания можно использовать величины предложенные Терцаги (табл. 6.2).

**Таблица 6.1**

Рекомендуемый коэффициент жесткости основания для различных типов грунтов (Terzaghi, 1955)

Тип грунта	Коэффициент жесткости, кН/м <sup>3</sup>
Рыхлый песок	5000-16000
Песок средней плотности	10000-80000
Плотный песок	60000-125000
Пылеватый песок	30000-80000
Супесчаные грунты	20000-50000
Глинистые грунты: $c_u < 50$ кПа	10000-20000
$50 < c_u < 100$ кПа	20000-50000
$100$ кПа $< c_u$	$> 50000$

## 7. ГЕОМЕТРИЗАЦИЯ ДАННЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

При проведении инженерно-геологических исследований инженер-геологи вручную прорисовывают стратификацию грунтов основания в виде инженерно-геологических (ИГЭ) и расчетно-геологических элементов (РГЭ) на разрезах используя данные с выработок, представленные в виде литологических колонок. В большинстве случаев граница ИГЭ определяется условно исходя из опыта инженер-геолога. Этот субъективизм, дополняется субъективным назначением характеристик грунта между выработками (Барвашов, 2006 б). В стандартной практике инженерно-геологических изысканий находят значения этих характеристик в ограниченном числе точек, в местах выработок. В пределах каждого ИГЭ характеристики **E, c, φ, γ** принимаются постоянными. Значения характеристик грунтов между выработками неизвестны.

Предлагаемая процедура подготовки и компьютерной обработки инженерно-геологических данных и алгоритм схематизации грунтового массива позволяют выполнять расчеты оснований, когда степень неопределенности связана с недостаточным объемом исходной информации, что существенно упрощают автоматизацию процесса обработки материалов инженерно-геологических изысканий и предоставляют геотехникам и проектировщикам более достоверную и исчерпывающую информацию. Более подробно это рассмотрено в статье Болдырев и др. (2019).

Для определения значений грунтовых характеристик в «необследованных» точках массива, расположенных между выработками, используются несколько методов интерполяции путем осреднения с весами, убывающими по степенному закону при росте расстояния между этой точкой и выработкой («функция Шепарда» и др.). Такой подход широко применяется в различных областях прикладных исследований для интерполяции по нерегулярно расположенной сетке исходных данных и рассмотрен подробно в главе 16.

### 7.1. Интерполяция Шепарда

Барвашов В.А. (2006 , 2007) и Шейнин В.И. и др. (2005) предлагают использовать интерполяционные функции для построения границ инженерно-геологических элементов (ИГЭ) и оценки характеристик грунтов между выработками. Одна из подобных функций интерполяции была предложена Шепардом (Shepard, 1968).

Аппроксимация методом Шепарда дискретных значений **E, c, φ** проводится следующим образом.

1. Пусть в **N** точках заданы дискретные значения функции  **$F_i = F(x_i)$ ,  $i = 1, 2, \dots, N$** . Нужно построить непрерывную функцию  **$F = F(x)$** , проходящую через все эти точки (сколько бы их ни было).

Решение получено в виде:

$$F(x) = \frac{\sum_{i=0}^N \frac{F_i}{(x-x_i)^n + \epsilon}}{\sum_{i=0}^N \frac{1}{(x-x_i)^n + \epsilon}}, \quad (7.1)$$

где  $n$  и  $\epsilon$  – свободные параметры;  $n$  – параметр формы,  $\epsilon$  – малое число, которое введено, чтобы уйти от особенностей в точках  $x_i$  (исключение разрыва функции  $F(x)$ ). По условиям задачи принимаем  $n=2$  и  $\epsilon=0,001$  и получаем гладкую функцию.

Формулы для интерполяции  $E$ ,  $c$ ,  $\varphi$  имеют следующий вид:

$$E(x_i, y_i, z) = \frac{\sum_{k=0}^N \frac{E_k^i}{(z-z_k)^2 + 0.001}}{\sum_{k=0}^N \frac{1}{(z-z_k)^2 + 0.001}};$$

$$c(x_i, y_i, z) = \frac{\sum_{k=0}^N \frac{c_k^i}{(z-z_k)^2 + 0.001}}{\sum_{k=0}^N \frac{1}{(z-z_k)^2 + 0.001}};$$

$$\varphi(x_i, y_i, z) = \frac{\sum_{k=0}^N \frac{\varphi_k^i}{(z-z_k)^2 + 0.001}}{\sum_{k=0}^N \frac{1}{(z-z_k)^2 + 0.001}}. \quad (7.2)$$

2. Используя профили  $E$ ,  $c$ ,  $\varphi$  в точках зондирования, полученные с использованием корреляционных уравнений и формулы (7.2) находятся значения  $E$ ,  $c$ ,  $\varphi$  между точками зондирования, которые используются для построения разреза характеристик грунтов.

3. Рассчитав распределения, например,  $E=E(x,y,z)$ ,  $c=c(x,y,z)$  и  $\varphi=\varphi(x,y,z)$ , можно использовать их в электронном виде для расчета оснований и фундаментов в соответствии с действующими нормативами без визуализации или распечатки. При этом исключается еще один этап ручных операций. Но при необходимости эти распределения можно вывести на экране монитора или распечатать, но такая визуализация, как и любая другая, для расчетов не нужна и имеет лишь иллюстративный характер.

На рис. 7.1 приведены примеры двумерной цветовой визуализации распределения  $E=E(x,y,z)$  по разрезу и пяти опорным выработкам (выработки, где были выполнены испытания). Аналогичную визуализацию можно получить для распределений  $c$  и  $\varphi$ . При этом границы слоев с характеристиками получаются автоматически.

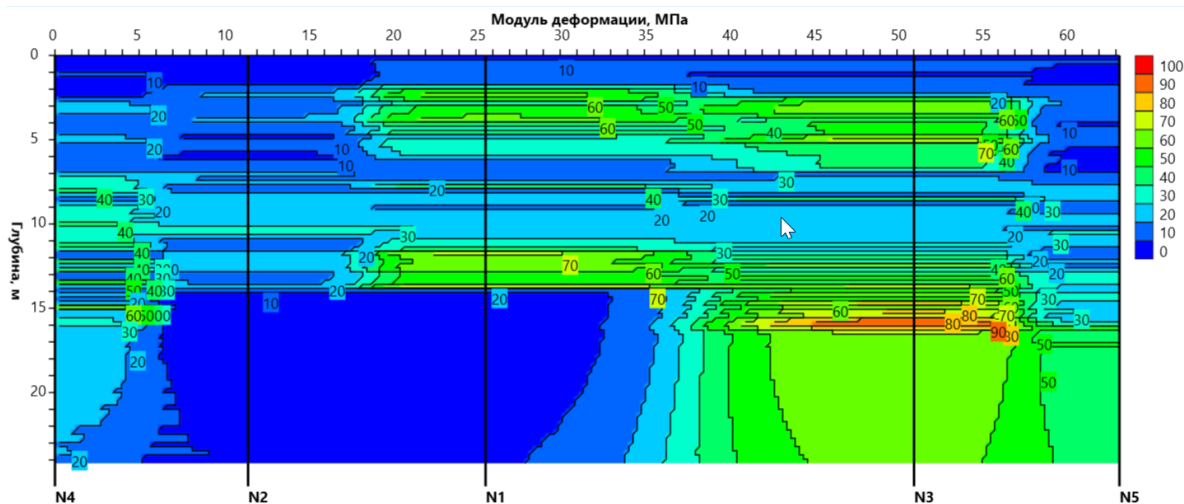


Рис. 7.1. Двумерная визуализация распределения модуля деформации  $E=E(x,y,z)$

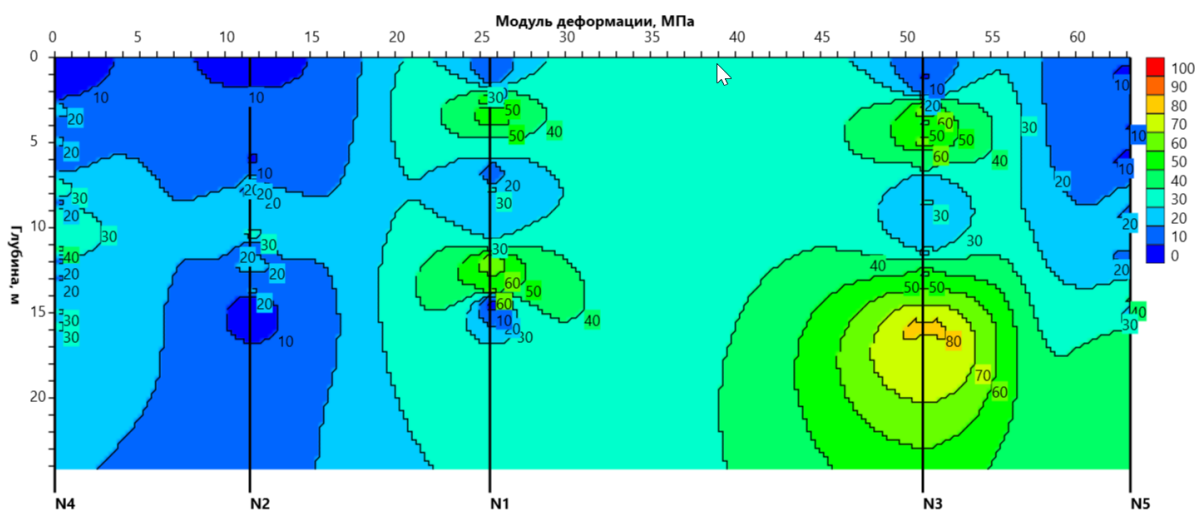


Рис. 7.3. Трехмерная визуализация распределения модуля деформации  $E=E(x,y,z)$  при параметре  $n$  функции Шепарда, равном 2

Если предположить, что конкретный вид грунта однозначно определяется комбинацией значений  $E$ ,  $c$  и  $\varphi$ , и других характеристик (коэффициент пористости, показатель текучести и т.д.) то, используя распределения этих характеристик можно «распознать» вид грунта в любой точке  $(x,y,z)$  геомассива и задать соответствующий «цвет» этой точке (пикселю). При этом получится цветовая визуализация с границами слоев (рис. 7.4), но в любом случае эта визуализация, как и все остальные, имеет лишь иллюстративный характер, т.к. в расчете используются численные распределения.



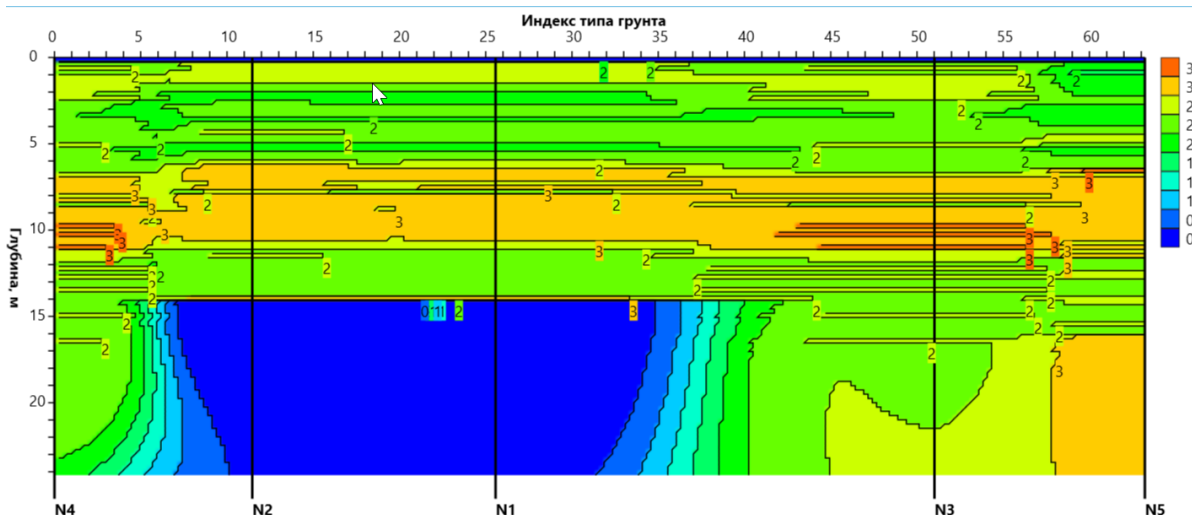


Рис. 7.4. Двумерная визуализация распределения параметра индекса материала  $I_c$

## 7.2. Триангуляции с линейной интерполяцией

Метод основан на оптимальной триангуляции Б.М. Делоне с построением сетки треугольников с вершинами в точках наблюдений (Скворцов, 2002).

Ситуационный план объекта строительства покрывается треугольной сеткой, вершинами треугольников являются координаты выработок. Выработки могут быть и вне плана здания. При соединении точек исключаются из рассмотрения треугольники, если внутри них попадают выработки, но перекрытия треугольников возможны, как показано на рисунке ниже.

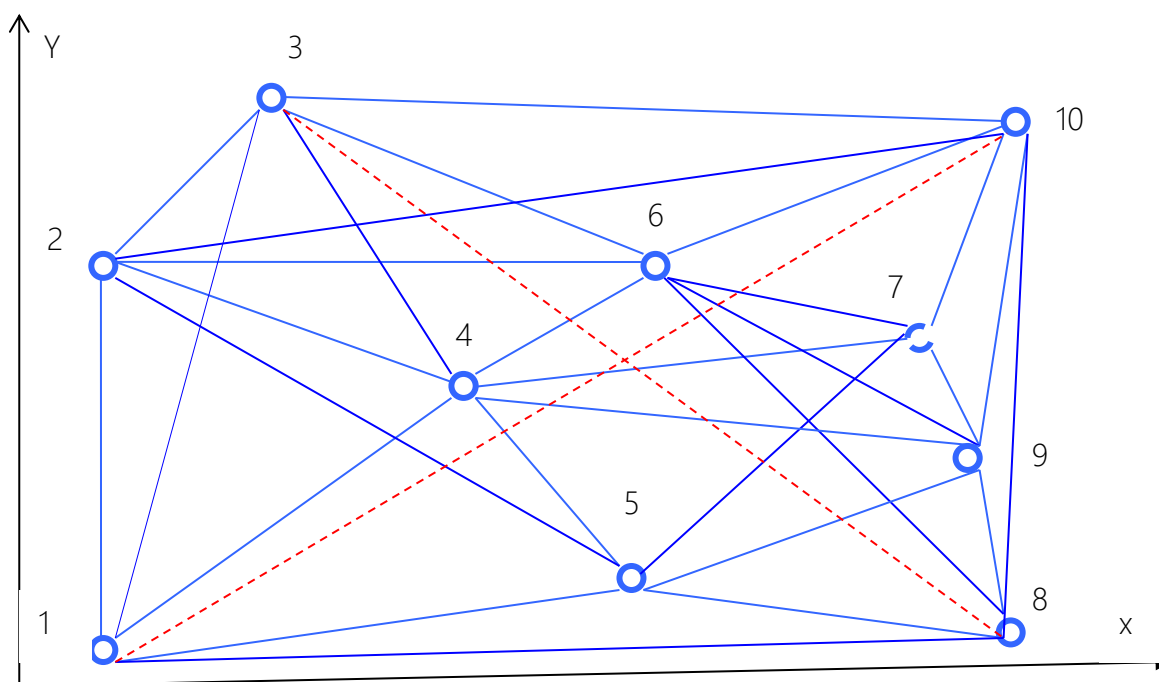


Рис. 7.5. Пример покрытия площадки с 10 выработками

С каждой точкой  $(X_i, Y_i)$  связывается функция интерполяции  $F_i$ , которая характеризуется значением характеристики грунта или параметром испытаний. Это значение выбирает пользователь программы. Через точки  $(X_i, Y_i, F_i; X_k, Y_k, F_k; X_j, Y_j, F_j)$  проводится плоскость. Здесь  $X_i, Y_i$  – координаты узлов треугольников. Например, для треугольника с узлами 1, 4, 5 плоскость пройдет через точки  $(X_1, Y_1, F_1; X_4, Y_4, F_4; X_5, Y_5, F_5)$ . Таким образом, образуется столько плоскостей, сколько треугольников образовано на поверхности. Программа вычисляет значение в произвольной точке  $F_k$ , как средневзвешенное значение, полученное для этой точки в каждом треугольнике, включающей данную точку. Вычисляется также максимальное отклонение от среднего.

Результаты геометризации для модуля деформации показаны на рис. 7.6.

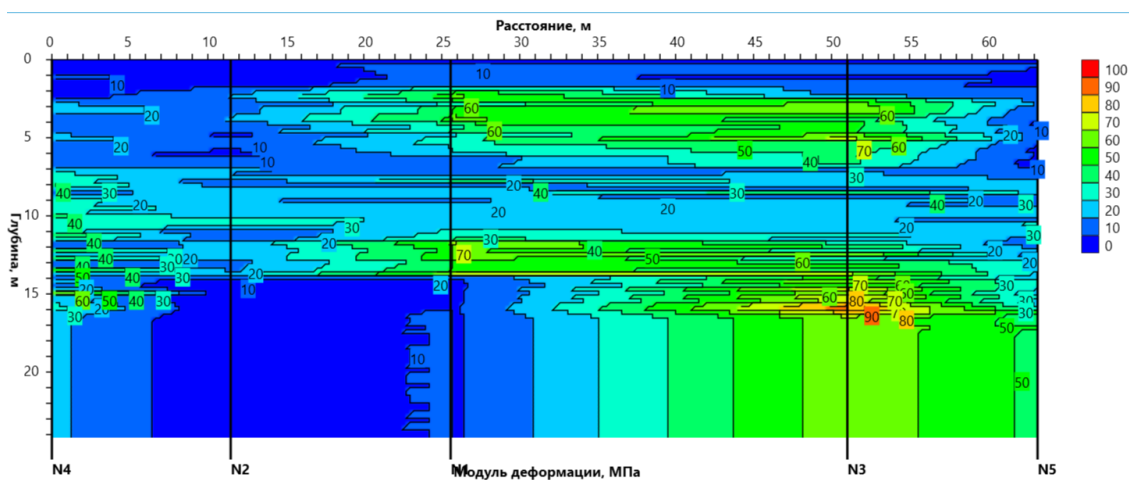


Рис. 7.6. Визуализация модуля деформации

### 7.3. Метод кригинга

Метод кригинга был назван так известным французским исследователем, одним из "отцов" геостатистики Г. Матероном (Matheron, 1963) по фамилии южно-африканского геолога D.G. Krige, который применял его для определения запасов золота в россыпях. Отсюда, ниже, один из параметров модели называется «самородком». Метод кригинга применим для пространства любой размерности. Здесь и ниже приводится, в том числе, описание метода Кригинга, представленное в работе Кошель С.М. и Мусин О.Р.

Предполагается, что имеется некоторый пространственно-зависимый показатель  $Z$  (глубина, характеристика грунта, параметр зондирования и т.д.) и известны значения  $z_i$  этого показателя в конечном наборе опорных точек  $p_i, i = 1, \dots, n$ . Требуется построить функцию  $Z = f(p)$  такую, что ее значения в опорных точках равны (интерполяция) или приблизительно равны (аппроксимация)  $z_i$ . В геостатистике предполагается, что  $Z$  является случайным процессом со стационарными приращениями и заданной вариограммой или полувариограммой (variogram, semivariogram)  $\gamma(h)$  (или ковариационной функцией  $c(h)$ ), а значения в

опорных точках являются некоторой реализацией этого случайного процесса. Вариограмма (а также ковариационная или автокорреляционная функции) является важнейшей характеристикой случайного процесса с стационарными приращениями и задает распределение квадратов разностей значений (или корреляцию) в парах точек в зависимости от их взаимного расположения, но не от их абсолютного положения.

Процедура интерполяции называется оцениванием (estimating), а полученное в результате интерполяции значение  $Z_0 = f(p_0)$  называется оценкой (estimation) в точке  $p_0$ . В наиболее простом и самом распространенном варианте линейного кригинга оценка в произвольной точке  $p_0$  рассматриваемой области ищется в виде линейной комбинации значений в опорных точках  $(Z_i) := S(a_i * Z_i)$

$$Z = a_1 z_1 + a_2 z_2 + \dots + a_n z_n. \quad (7.3)$$

Неизвестные весовые коэффициенты  $a_i$  определяются из условий несмещенности оценки и минимизации ее дисперсии, что приводит к системе линейных уравнений кригинга. При условии, что процесс  $Z$  имеет стационарное математическое ожидание, система уравнений кригинга выглядит следующим образом:

$$\sum_{j=1}^n a_j \gamma_{ij} + \mu = \gamma_i, \quad i = 1, \dots, n; \quad \sum_{j=1}^n a_j = 1; \quad (7.4)$$

где  $\mu$  – множитель Лагранжа, возникающий из-за условия несмещенности оценки,

$$\gamma_{ij} = \gamma(p_i - p_j), \quad \gamma_i = \gamma(p_i - p_0). \quad (7.5)$$

Процедура оценивания в этом случае называется ординарным (простым) линейным Кригингом (ordinary line a kriging). Так как минимизируемая дисперсия оценки может быть записана также и через ковариационную функцию, в уравнениях кригинга может использоваться функция  $c(h)$ .

В движущемся среднем (MovingAverage) весовые коэффициенты просто определяются расстояниями от опорных точек до выходной точки. Однако в Кригинге весовые коэффициенты вычисляются путем нахождения значений полувариограмм (semi-variogrammodel) для всех расстояний между опорными точками и путем нахождения значений полувариограмм для всех расстояний между выходными точками и всеми опорными точками; затем необходимо решить ряд однородных уравнений. Если используется параметр сферическое расстояние, то расстояния вычисляются по сфере с применением проекции системы координат, используемой пространственной привязкой выходной растровой карты.

## Моделирование вариограммы

На выходе пространственной корреляции (Spatialcorrelation) и перекрестной вариограммы (CrossVariogram) получается экспериментальная полувариограмма.

На первом шаге вариографии по исходным данным строится выборочная (экспериментальная) вариограмма, для дискретного набора точек определяемая формулой

$$\gamma^*(h) = \frac{1}{2N_h} \sum_{i=1}^{N_h} [Z(p_i + h) - Z(p_i)]^2, \quad (7.6)$$

где  $N_h$  – количество пар точек со сдвигом  $h$ .

Из-за нерегулярности расположения опорных точек на практике выборочную вариограмму вычисляют в осредненном виде.

Вы можете увидеть экспериментальные значения вариограммы в окне графика программы. Для этих значений необходимо определить "лучшую" модель вариограммы, прежде чем можно будет выполнить операцию Кригинга. Доступны следующие модели вариограмм:

Spherical model:

$$\text{for } 0 < h \leq a \quad \gamma(h) = C_0 + C * \left( \frac{3h}{2a} - \frac{h^3}{2a^3} \right)$$

$$\text{for } h > a \quad \gamma(h) = C_0 + C$$

$$\text{Exponential model: } \gamma(h) = C_0 + C * \left( 1 - e^{-\frac{h}{a}} \right)$$

$$\text{Gaussian model: } \gamma(h) = C_0 + C * \left( 1 - e^{-\left(\frac{h}{a}\right)^2} \right)$$

$$\text{Rational Quadratic: } \gamma(h) = C_0 + C * \left( \frac{\frac{h^2}{a^2}}{1 + \frac{h^2}{a^2}} \right)$$

Circular model:

$$\text{for } 0 < h \leq a \quad \gamma(h) = C_0 + C * \left\{ 1 - \frac{2}{\pi} * \arccos\left(\frac{h}{a}\right) + \frac{2h}{\pi a} \sqrt{1 - \frac{h^2}{a^2}} \right\}$$

$$\text{for } h > a \quad \gamma(h) = C_0 + C$$

$$\text{Power model: } \gamma(h) = C_0 + k * h^m$$

где  $h$  – расстояние;  $C_0$  – «Самородок» параметр, вводимый пользователем  $C_0 + C$  – «Порог» параметр, вводимый пользователем;  $a$  – «Диапазон», параметр, вводимый пользователем;  $k$  – «Линейный наклон для степенной функции», параметр, вводимый пользователем;  $m$  – «Показатель экспоненты» ( $0 < m < 2$ ), параметр, вводимый пользователем

#### 7.4. Построение виртуальных выработок

Используя рассмотренные функции аппроксимации данных инженерно-геологических исследований можно построить дополнительные к опорным выработкам виртуальные выработки на плане или вне плана фундамента. Эта процедура позволяет оценить влияние неоднородности массива грунта на поведение здания или сооружения.

Ввод виртуальных выработок осуществляется на плане здания в соответствии с «[Руководство Пользователя](#)». Введенные виртуальные выработки используются для расчета осадки и крена здания, что позволяет оценить степень влияния неоднородности массива грунта на расчетные значения осадки и крена.

## 8. МЕТОДИКА ПОСТРОЕНИЯ КОРРЕЛЯЦИОННЫХ УРАВНЕНИЙ

### 8.1. Назначение и область применения

Программный модуль «Статистика» позволяет выполнить статистический анализ данных инженерно-геологических изысканий с целью построения корреляционных уравнений для определения характеристик физико-механических свойств грунтов, прямое определение которых сопряжено со значительными затратами времени, средств или значительными трудностями отбора образцов требуемого качества, по другим характеристикам и/или данным зондирования.

Информационная модель программного модуля представляет собой структурную схему программы (подмодули и связи ПО); интерфейсы взаимодействия с внешней средой, базами данных и т.п. Структурная схема программы «Статистика» представлена на рис. 8.1.

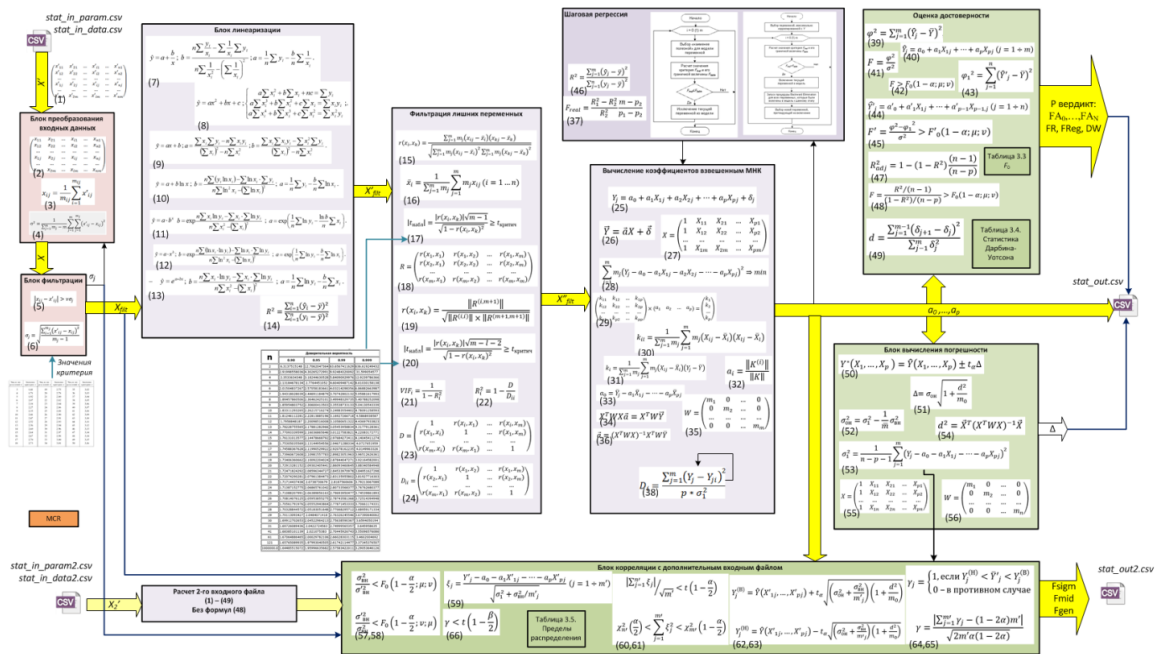


Рис. 8.1. Структурная схема программы

Здесь входные параметры и данные изысканий (1) из соответствующих файлов csv передаются в блок преобразования входных данных (2-4), который формирует матрицу  $X$ . Затем в блоке фильтрации по формулам (5, 6) и таблице 1 формируется фильтрованная матрица  $X_{filt}$ . Блок линейризации преобразует матрицу  $X_{filt}$  в  $X'_{filt}$  с учетом различных линейризации по формулам (7-14). Фильтрация лишних

переменных матрицы  $X'_{filt}$  проводится по формулам (8.15)–(8.24) и табл. 8.2 Статистика Стьюдента, в результате которой формируется матрица  $X''_{filt}$ .

Блок вычисления коэффициентов взвешенным МНК из  $X''_{filt}$  по формулам (8.25)–(8.36) и циклу (8.38) формирует регрессионные коэффициенты  $a_0, \dots, a_p$ , которые записываются в выходной **CSV** файл. Блок шаговой регрессии по формулам (8.37), (8.46) корректирует процесс вычисления коэффициентов  $a_0, \dots, a_p$  в блоке вычисления коэффициентов взвешенным МНК. Блок оценки достоверности на основании неравенств (39–49) выносит комплексный Р вердикт, который записывается в выходной **CSV** файл. Блок вычисления погрешности по формулам (50–56) рассчитывает погрешность  $\Delta$ , которая также вводится в выходной **CSV** файл.

В случае задания 2-го файла статистических данных, например от другой местности, для корреляционного анализа с 1-м входным файлом проводится его аналогичный расчет по формулам (8.1)–(8.49). Затем в блоке корреляции с дополнительным входным файлом по формулам (8.57)–(8.66) проводится его корреляционный анализ, результаты которого записываются во второй выходной **CSV** файл. Также в блок корреляции вводится погрешность из формулы (53).

## 8.2. Процедура вычислений

Программа обеспечивает возможность выполнения перечисленных ниже функций:

### 1. Импорт табличных данных в формате CSV:

- каждый столбец таблицы (8.1) содержит числовые и строковые переменные: значения физико-механической характеристики грунта или параметра, измеренного или вычисленного по результатам статического зондирования, информацию о литологическом типе и возрасте грунта, номер инженерно-геологического элемента;
- пользователю предоставлена возможность присваивать столбцам (8.1) имена;
- каждая строка таблицы (строки матрицы (8.1)) соответствует отдельно взятому измерению характеристики или параметра.

Таким образом, таблица с данными принимает вид матрицы:

$$\begin{pmatrix} x'_{11} & x'_{21} & \dots & x'_{i1} & \dots & x'_{n1} \\ x'_{12} & x'_{22} & \dots & x'_{i2} & \dots & x'_{n2} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ x'_{1j} & x'_{2j} & \dots & x'_{ij} & \dots & x'_{nj} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ x'_{1m} & x'_{2m} & \dots & x'_{im} & \dots & x'_{nm} \end{pmatrix}, \quad (8.1)$$

где  $x'_{ij}$  – результат определения  $i$ -го физического или механического свойства грунта (столбцы матрицы (8.1)), глубина отбора, генетический тип, геологический возраст и другая информация о грунте для  $j$ -го образца грунта (строки матрицы (8.1)) (см. предыдущий раздел).

Один из столбцов матрицы (8.1) содержит информацию об инженерно-геологическом элементе (ИГЭ). Значения вектора ИГЭ представляет собой текстовые

или цифровые записи, идентичные для образцов грунта (строки матрицы (8.1)), относящихся к одному ИГЭ, и отличающиеся для различных ИГЭ:

- ввод данных из существующих инженерно-геологических отчетов (ручной ввод и ввод из простых Excel таблиц настраиваемого формата).
- ввод данных из базы данных ПО «Geotek Field».

Расчет по каждому инженерно-геологическому элементу выполняется для образцов грунта (строк матрицы (8.1)), имеющих идентичные записи в столбце ИГЭ. Для каждого ИГЭ рассчитываются:

- число образцов грунта  $m_j$  (строк матрицы (8.1)), относящихся к одному и тому же ИГЭ (имеющих идентичные записи в столбце ИГЭ);
- среднее арифметическое значение  $i$ -й переменной ( $i$ -й столбец матрицы (8.1)) в пределах одного ИГЭ (строки матрицы (8.3)):

$$x_{ij} = \frac{1}{m_j} \sum_{i=1}^{m_j} x'_{ij} \quad (8.2)$$

где  $x'_{ij}$  – результат определения  $i$ -го физического или механического свойства (столбцы матрицы (8.1)) для  $j$ -го образца грунта (строки матрицы (8.3));  $x_{ij}$  – результат определения  $i$ -го физического или механического свойства (столбцы матрицы (8.1)) для  $j$ -го ИГЭ (строки матрицы (8.1));  $m_j$  – число определений  $i$ -го физического или механического свойства грунта в пределах  $j$ -го образца ИГЭ.

После объединения в ИГЭ данные принимают вид матрицы

$$\begin{pmatrix} x_{11} & x_{21} & \dots & x_{i1} & \dots & x_{n1} \\ x_{12} & x_{22} & \dots & x_{i2} & \dots & x_{n2} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ x_{1j} & x_{2j} & \dots & x_{ij} & \dots & x_{nj} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ x_{1m} & x_{2m} & \dots & x_{im} & \dots & x_{nm} \end{pmatrix} \quad (8.3)$$

– дисперсия переменной внутри каждого ИГЭ [7, С. 8, формула (3)]:

$$\sigma^2 = \frac{1}{\sum_{j=1}^m m_j - m} \sum_{j=1}^m \sum_{i=1}^{m_j} (x'_{ij} - x_{ij})^2, \quad (8.4)$$

где  $m_j$  – число образцов грунта (число строк матрицы (8.1)), вошедших в состав  $j$ -го ИГЭ (строка матрицы (8.3));  $m$  – общее число ИГЭ (число строк матрицы (8.3)).

2. Фильтрация ошибочных измерений методом вычисления максимального относительного отклонения.

Результат измерения  $i$ -го физического или механического свойства грунта в пределах  $j$ -го образца ИГЭ исключается из дальнейшего анализа, если выполняется условие

$$|x_{ij} - x'_{ij}| > v\sigma_j, \quad (8.5)$$



где среднеквадратическое отклонение характеристики  $v_j$  вычисляется по формуле

$$\sigma_j = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{m_j} (x'_{ij} - x_{ij})^2}{m_j - 1}}, \quad (8.6)$$

$v$  – критерий, зависящий от числа определений  $m_j$  характеристики, приводится в табл. 8.1 ниже.

Таблица 8.1

Значения критерия  $v$ 

Число определений $n$	Значение критерия $v$	Число определений $n$	Значение критерия $v$	Число определений $n$	Значение критерия $v$
3	1,41	19	2,75	35	3,02
4	1,71	20	2,78	36	3,03
5	1,92	21	2,80	37	3,04
6	2,07	22	2,82	38	3,05
7	2,18	23	2,84	39	3,06
8	2,27	24	2,86	40	3,07
9	2,35	25	2,88	41	3,08
10	2,41	26	2,90	42	3,09
11	2,47	27	2,91	43	3,10
12	2,52	28	2,93	44	3,11
13	2,56	29	2,94	45	3,12
14	2,60	30	2,96	46	3,13
15	2,64	31	2,97	47	3,14
16	2,67	32	2,98	48	3,14
17	2,70	33	3,00	49	3,15
18	2,73	34	3,01	50	3,16

3. Линеаризация зависимостей. Пользователь выбирает критериальную переменную и список предикторных переменных. Зависимость между критериальной и каждой из предикторных переменных аппроксимируется заданным набором функций:

– аппроксимация гиперболическая

$$\hat{y} = a + \frac{b}{x}; \quad b = \frac{n \sum \frac{y_i}{x_i} - \sum \frac{1}{x_i} \sum y_i}{n \sum \frac{1}{x_i^2} - \left( \sum \frac{1}{x_i} \right)^2}; \quad a = \frac{1}{n} \sum y_i - \frac{b}{n} \sum \frac{1}{x_i}.$$

– аппроксимация квадратичная

$$\hat{y} = ax^2 + bx + c; \begin{cases} a \sum x_i^2 + b \sum x_i + nc = \sum y_i \\ a \sum x_i^3 + b \sum x_i^2 + c \sum x_i = \sum x_i y_i \\ a \sum x_i^4 + b \sum x_i^3 + c \sum x_i^2 = \sum x_i^2 y_i \end{cases}$$

Система уравнений решается методом Крамера,

$$a = \frac{\Delta a}{\Delta}, \quad b = \frac{\Delta b}{\Delta}, \quad c = \frac{\Delta c}{\Delta},$$

где

$$\Delta = \begin{vmatrix} \sum x_i^2 & \sum x_i & n \\ \sum x_i^3 & \sum x_i^2 & \sum x_i \\ \sum x_i^4 & \sum x_i^3 & \sum x_i^2 \end{vmatrix}, \quad \Delta a = \begin{vmatrix} \sum y_i & \sum x_i & n \\ \sum x_i y_i & \sum x_i^2 & \sum x_i \\ \sum x_i^2 y_i & \sum x_i^3 & \sum x_i^2 \end{vmatrix};$$

$$\Delta b = \begin{vmatrix} \sum x_i^2 & \sum y_i & n \\ \sum x_i^3 & \sum x_i y_i & \sum x_i \\ \sum x_i^4 & \sum x_i^2 y_i & \sum x_i^2 \end{vmatrix}, \quad \Delta c = \begin{vmatrix} \sum x_i^2 & \sum x_i & \sum y_i \\ \sum x_i^3 & \sum x_i^2 & \sum x_i y_i \\ \sum x_i^4 & \sum x_i^3 & \sum x_i^2 y_i \end{vmatrix}$$

– аппроксимация линейная

$$\hat{y} = ax + b; \quad a = \frac{\sum x_i \sum y_i - n \sum x_i y_i}{(\sum x_i)^2 - n \sum x_i^2}; \quad b = \frac{\sum x_i \sum x_i y_i - \sum x_i^2 \sum y_i}{(\sum x_i)^2 - n \sum x_i^2}.$$

– аппроксимация логарифмическая

$$\hat{y} = a + b \ln x; \quad b = \frac{n \sum (y_i \ln x_i) - \sum \ln x_i \cdot \sum y_i}{n \sum \ln^2 x_i - (\sum \ln x_i)^2}; \quad a = \frac{1}{n} \sum y_i - \frac{b}{n} \sum \ln x_i.$$

– аппроксимация показательная

$$\hat{y} = a \cdot b^x; \quad b = \exp \frac{n \sum x_i \ln y_i - \sum x_i \cdot \sum \ln y_i}{n \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2}; \quad a = \exp \left( \frac{1}{n} \sum \ln y_i - \frac{\ln b}{n} \sum x_i \right).$$

Аппроксимация степенная

$$\hat{y} = a \cdot x^b; \quad b = \exp \frac{n \sum (\ln x_i \cdot \ln y_i) - \sum \ln x_i \cdot \sum \ln y_i}{n \sum \ln^2 x_i - (\sum \ln x_i)^2};$$

$$a = \exp \left( \frac{1}{n} \sum \ln y_i - \frac{b}{n} \sum \ln x_i \right).$$

– аппроксимация экспоненциальная

$$\hat{y} = e^{a+bx}; \quad b = \frac{n \sum x_i \cdot \ln y_i - \sum x_i \cdot \sum \ln y_i}{n \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2}; \quad a = \frac{1}{n} \sum \ln y_i - \frac{b}{n} \sum x_i.$$

4. Вычисляются соответствующие каждому уравнению коэффициенты детерминации  $R^2$ , отражающие качество аппроксимации графиков зависимости критериальной переменной от каждой из предикторных переменных перечисленными выше функциями:

$$R^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (\hat{y}_i - \bar{y})^2}{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}, \quad (8.7)$$

где  $y_i$  – наблюдаемые значения предикторной переменной;  $\bar{y}$  – среднее арифметическое наблюдаемых значений предикторной переменной;  $\hat{y}_i$  – значения переменной, вычисленные по аппроксимирующей функции.

– пользователю по каждой из зависимостей критериальной от предикторной переменных предоставляются величины  $R^2$  по аппроксимации каждой функцией;

– пользователь выбирает, какой функцией от переменной заменить каждую из переменных, либо отказывается от линеаризации зависимости.

5. Расчет парных коэффициентов корреляции переменных с учетом числа определений переменной в каждом ИГЭ:

$$r(x_i, x_k) = \frac{\sum_{j=1}^m m_j (x_{ij} - \bar{x}_i)(x_{kj} - \bar{x}_k)}{\sqrt{\sum_{j=1}^m m_j (x_{ij} - \bar{x}_i)^2 \sum_{j=1}^m m_j (x_{kj} - \bar{x}_k)^2}} \quad (8.8)$$

где  $i, k = 1 \div n$  – порядковые номера переменных (столбцов матрицы (8.3));  $m$  – число пар определений характеристики физического, механического свойства грунта или параметра статического зондирования для  $j$ -го ИГЭ;  $\bar{x}_i$  – среднее арифметическое значение переменной:

$$\bar{x}_i = \frac{1}{\sum_{j=1}^m m_j} \sum_{j=1}^m m_j x_{ij} (i = 1 \dots n). \quad (8.9)$$

6. Оценка значимости парных коэффициентов корреляции по  $t$ -критерию Стьюдента. Парный коэффициент корреляции считается значимым, если выполняется условие:

$$|t_{\text{набл}}| = \frac{|r(x_i, x_k)| \sqrt{m-1}}{\sqrt{1-r(x_i, x_k)^2}} \geq t_{\text{критич}} \quad (8.10)$$

где  $r(x_i, x_k)$  – оценка парного коэффициента корреляции (формула (8.8)).

По табл. 8.2  $t_{\text{критич}}$  находится в зависимости от числа степеней свободы  $n = m - 2$  и уровня значимости (доверительной вероятности)  $\alpha = 0,95$ .

Таблица 8.2

Статистика  $t_{\text{критич}}$  Стьюдента

$n$	Доверительная вероятность			
	0,90	0,95	0,99	0,999
2	6,3137515148	12,7062047364	63,6567411629	636,619249432
3	2,91998558036	4,30265272991	9,92484320092	31,599054577
4	2,3533634348	3,18244630528	5,84090929976	12,9239786366
5	2,13184678134	2,7764451052	4,60409487142	8,61030158138
6	2,01504837267	2,57058183661	4,0321498356	6,86882663987
7	1,94318028039	2,44691184879	3,70742802132	5,95881617993
8	1,89457860506	2,36462425101	3,49948329735	5,40788252098
9	1,85954803752	2,30600413503	3,35538733133	5,04130543339
10	1,83311293265	2,26215716274	3,24983554402	4,78091258593
11	1,81246112281	2,22813885196	3,16927266718	4,5868938587
12	1,7958848187	2,20098516008	3,10580651322	4,43697933823
13	1,78228755565	2,17881282966	3,05453958834	4,31779128361
14	1,77093339599	2,16036865646	3,01227583821	4,22083172771
15	1,76131013577	2,14478558792	2,97684273411	4,14045411274
16	1,75305035569	2,13144954556	2,94671288334	4,0727651959
17	1,74588367628	2,11990529922	2,92078162235	4,01449963326
18	1,73960672608	2,10981557783	2,89823051963	3,96512626361
19	1,73406360662	2,10092204024	2,87844047271	3,92164582001
20	1,72913281152	2,09302405441	2,86093460645	3,88340584948
21	1,72471824292	2,08596344727	2,84533970978	3,84951627298
22	1,72074390281	2,07961384473	2,83135955802	3,81927716303
23	1,71714437438	2,0738730679	2,8187560606	3,79213067089
24	1,71387152775	2,06865761042	2,80733568377	3,76762680377
25	1,71088207991	2,06389856163	2,79693950477	3,74539861893
26	1,70814076125	2,05953855275	2,78743581368	3,72514394948
27	1,70561791976	2,05552943864	2,77871453333	3,70661174331
28	1,70328844572	2,05183051648	2,77068295712	3,68959171334
29	1,7011309427	2,0484071418	2,76326245546	3,67390640062
30	1,69912702653	2,04522964213	2,75638590367	3,6594050194
31	1,69726089436	2,0422724563	2,74999565357	3,645958635
41	1,68385101139	2,021075383	2,70445926743	3,55096576086
61	1,67064886465	2,0039782106	2,66028303115	3,4602004692
121	1,65765089935	1,97993040505	2,61742114477	3,37345376507
100000,0	1,64485515072	1,95996635682	2,57583422011	3,29053646126

7. Расчет частных коэффициентов корреляции каждой из предикторных переменных по критериальной переменной при фиксации остальных предикторных переменных. Для этого вычисляется симметричная матрица парных коэффициентов корреляции:

$$R = \begin{pmatrix} r(x_1, x_1) & r(x_1, x_2) & \dots & r(x_1, x_m) \\ r(x_2, x_1) & r(x_2, x_2) & \dots & r(x_2, x_m) \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ r(x_m, x_1) & r(x_m, x_2) & \dots & r(x_m, x_m) \end{pmatrix}. \quad (8.11)$$

Тогда частные коэффициенты корреляции критериальной переменной по предикторными переменным могут быть вычислены по формуле:

$$r(x_i, x_k) = \frac{R^{(i,m+1)}}{\sqrt{R^{(i,i)} \times R^{(m+1,m+1)}}}, \quad (8.12)$$

где  $R^{(i,j)}$  – минор симметричной матрицы  $R$  парных коэффициентов корреляции (8.11), получаемый после вычеркивания  $i$ -й строки и  $j$ -го столбца.

8. Оценка значимости частных коэффициентов корреляции. Частный коэффициент корреляции считается значимым, если выполняется условие:

$$|t_{\text{набл}}| = \frac{|r(x_i, x_k)| \sqrt{m-l-2}}{\sqrt{1-r(x_i, x_k)^2}} \geq t_{\text{критич}}, \quad (8.13)$$

где  $r(x_i, x_k)$  – оценка частного коэффициента корреляции;  $l$  – порядок частного коэффициента корреляции, т.е. число фиксируемых переменных для частного коэффициента корреляции ( $l = m - 1$  при исключении всех зафиксированных критериальных переменных, кроме одной)

По табл. 8.2  $t_{\text{критич}}$  находится в зависимости от числа степеней свободы  $n = m - 2$  и уровня значимости (доверительной вероятности)  $\alpha = 0,95$ .

9. Диагностика мультиколлинеарности переменных. Вычисление величины коэффициента возрастания дисперсии для  $i$ -й переменной]:

$$VIF_i = \frac{1}{1 - R_i^2}, \quad (8.14)$$

где коэффициент множественной регрессии  $i$ -й переменной на все остальные переменные

$$R_i^2 = 1 - \frac{D}{D_{ii}}, \quad (8.15)$$

где  $D$  – определитель матрицы парных коэффициентов корреляции:

$$D = \begin{pmatrix} 1 & r(x_i, x_1) & \dots & r(x_i, x_m) \\ r(x_1, x_i) & 1 & \dots & r(x_1, x_m) \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ r(x_m, x_i) & r(x_m, x_1) & \dots & 1 \end{pmatrix} \quad (8.16)$$

$D_{ii}$  – определитель матрицы парных коэффициентов корреляции, остающийся после вычеркивания из матрицы коэффициентов парной корреляции  $i$ -го столбца и  $i$ -й строки, что и соответствует матрице коэффициентов парной корреляции между факторами:

$$D_{ii} = \begin{pmatrix} 1 & r(x_1, x_2) & \dots & r(x_1, x_m) \\ r(x_2, x_1) & 1 & \dots & r(x_2, x_m) \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ r(x_m, x_1) & r(x_m, x_2) & \dots & 1 \end{pmatrix} \quad (8.17)$$

10. Исключение переменных, для которых значимость парных и частных коэффициентов корреляции ниже критической (см. пункты 6,8).

Далее для сильно коррелированных между собой переменных ( $VIF_i$  больше критического значения, назначаемого пользователем, по умолчанию равного 10) на выбор пользователю предоставляются два варианта действий:

а) по одной исключать переменные, имеющие большие величины  $VIF_i$  до тех пор, пока для всех переменных указанный коэффициент  $VIF_i$  не будет иметь значение ниже критического (каждый раз после очередного удаления переменной пересчитывается статистика  $VIF_i$  со всеми используемыми при её оценке величинами);

б) выделение новых переменных с использованием метода главных компонент (смотрите следующий пункт).

10. Выделение новых переменных:

- используется метод главных компонент;
- метод вращения – варимакс;
- пользователь имеет возможность управлять числом извлекаемых факторов напрямую или путем задания их собственных значений (по умолчанию равных 1);
- пользователю выводятся: таблица факторных нагрузок, собственных значений факторов, % общей дисперсии, кумулятивный процент общей дисперсии, график факторных нагрузок (при числе факторов равном 2 – график на плоскости, при числе факторов равном 3 – пространственный график), график зависимости собственных значений факторов от их числа.
- имеется возможность выбора – продолжение работы в программе с использованием новых, полученных на данном этапе, переменных, или переход к процедуре исключения сильно коррелированных переменных (см. п. 9а).

11. Возможность разработки отдельных корреляционных уравнений для групп грунтов, выбранных путем задания определенного диапазона значений одной или нескольких переменных:

- пользователь выбирает переменные, по значениям которых желает выполнить фильтрацию данных;
- пользователь назначает диапазоны значений выбранных переменных;
- дальнейший анализ выполняется только с теми строками матрицы (8.3), которые проходят по условиям фильтрации.

12. Возможность пользовательского задания вида регрессионной модели:

- пользователю предоставляется возможность ввода уравнения любого вида, включающего переменные (столбцы матрицы (8.3)), константы и коэффициенты, оценка которых выполняется по аналогии с оценкой коэффициентов линейного уравнения регрессии;
- пользователь имеет возможность задавать начальное значение коэффициентов уравнения и диапазоны их изменения.

13. Выполняется расчет коэффициентов линейной модели регрессии. Пользователь определяет одну из переменных как критериальную  $Y_j$ , среди остальных пользователь выбирает предикторные переменные  $X_{1j}, X_{2j}, \dots, X_{pj}$ . Построение прогнозирующего уравнения сводится к оценке параметров линейной модели вида:

$$Y_j = a_0 + a_1 X_{1j} + a_2 X_{2j} + \dots + a_p X_{pj} + \delta_j, \quad (8.18)$$

где  $Y_j, X_{1j}, X_{2j}, \dots, X_{pj}$  – средние величины характеристик механических или физических свойств грунтов  $y, x_1, x_2, \dots, x_n$ , которые остались ( $p \leq n$ ) в числе переменных прогнозирующего уравнения после процедуры исключения переменных/создания новых переменных (пункты 16,11);  $\delta_j$  – вектор случайных ошибок с координатами  $\delta_j$  ( $j = 0, 1, \dots, m$ ), нормальным распределением, математическим ожиданием  $M\varepsilon = 0$  и дисперсией  $D\varepsilon = \frac{\sigma^2}{m_j}$  предикторной переменной  $Y$ .

Для оценки параметров  $a_0, a_1, \dots, a_p$  зависимости (8.18) может применяться взвешенный метод наименьших квадратов (МНК).

Регрессионная модель (уравнение (8.18)) в матричном виде выглядит следующим образом:

$$\bar{Y} = \bar{a}X + \bar{\delta}. \quad (8.19)$$

Матрица предикторных переменных

$$X = \begin{pmatrix} 1 & X_{11} & X_{21} & \dots & X_{p1} \\ 1 & X_{12} & X_{22} & \dots & X_{p2} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 1 & X_{1m} & X_{2m} & \dots & X_{pm} \end{pmatrix}. \quad (8.20)$$

Основное требование взвешенного МНК заключается в минимизации суммы квадратов расстояний от эмпирических точек  $Y_j, X_{1j}, X_{2j}, \dots, X_{pj}$  до прогнозирующей плоскости (8.18)

$$\sum_{j=1}^m m_j (Y_j - a_0 - a_1 X_{1j} - a_2 X_{2j} - \dots - a_p X_{pj})^2 \Rightarrow \min. \quad (8.21)$$

Оценки параметров  $a_1, a_2, \dots, a_p$ , определяющих минимум функционала (8.21), являются корнями системы нормальных уравнений, которая в матричном виде может быть записана следующим образом:

$$\begin{pmatrix} k_{11} & k_{12} & \dots & k_{1p} \\ k_{12} & k_{22} & \dots & k_{2p} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ k_{p1} & k_{p2} & \dots & k_{pp} \end{pmatrix} \times (a_1 \ a_2 \ \dots \ a_p) = \begin{pmatrix} k_1 \\ k_2 \\ \dots \\ k_p \end{pmatrix}. \quad (2.22)$$

Элементами уравнения служат следующие элементы матрицы выборочных ковариаций:

$$k_{il} = \frac{1}{\sum_{j=1}^m m_j} \sum_{j=1}^m m_j (X_{ij} - \bar{X}_i)(X_{lj} - \bar{X}_l), \quad (8.23)$$

где  $i, l = 1 \div p$ .

Элементы столбца свободных членов:

$$k_i = \frac{1}{\sum_{j=1}^m m_j} \sum_{j=1}^m m_j (X_{ij} - \bar{X}_i)(Y_j - \bar{Y}). \quad (8.24)$$

Величины  $a_i (i = 1, 2, \dots, p)$  вычисляются по формуле

$$a_i = \frac{K^{(i)}}{K}, \quad (8.25)$$

где  $K$  – определитель матрицы (8.23);  $K^{(i)}$  – определитель матрицы, которая получается из матрицы  $K$  после замены  $i$ -го столбца столбцом  $\bar{k}$  свободных членов (8.24).

Оценка  $a_0$  свободного члена уравнения (8.24) **Ошибка! Источник ссылки не найден.** определяется как

$$a_0 = \bar{Y}_j - a_1 \bar{X}_{1j} - \dots - a_p \bar{X}_{pj} \quad (8.26)$$

Выражение (8.22) можно переписать в другом виде

$$X^T W X \bar{a} = X^T W \bar{Y}, \quad (8.27)$$

где  $X^T$  – матрица, транспонированная к  $X$ ;  $W$  – диагональная матрица

$$W = \begin{pmatrix} m_1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & m_2 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & \dots & m_m \end{pmatrix}. \quad (8.28)$$

Тогда вектор  $\bar{a}$  оценок  $a_i$  примет вид



$$\bar{\mathbf{a}} = (\mathbf{X}^T \mathbf{W} \mathbf{X})^{-1} \mathbf{X}^T \mathbf{W} \bar{\mathbf{Y}}. \quad (8.29)$$

Оценкой условной дисперсии является величина, так называемой остаточной дисперсии, служащая мерой качества аппроксимации данных:

$$s_1^2 = \frac{1}{m-p-1} \sum_{j=1}^m (Y_j - a_0 - a_1 X_{1j} - \dots - a_p X_{pj})^2. \quad (8.30)$$

14. Построение линейной модели регрессии по выбору пользователя:

- либо путем пользовательского выбора предикторных переменных, включаемых в уравнение регрессии.
- либо методом шаговой регрессии с применением F-критерия Фишера.

Алгоритм шаговой регрессии состоит в последовательном добавлении и исключении переменных при проверке значимости уже добавленных ранее переменных. Ниже приведена блок-схема метода шаговой регрессии (рис. 8.1).

Первоначально пользователь выбирает уровень значимости  $\alpha = 0,05$  или  $\alpha = 0,10$ .

Данная величина характеризует риск принятия неправильного решения. Из списка всех возможных входных переменных выбирается та, которая имеет наибольшую корреляцию (парный коэффициент корреляции) с критериальной  $Y$ , после чего модель, содержащая лишь одну выбранную независимую переменную, проверяется на значимость при помощи F-критерия Фишера (формула (8.31)). В данном случае проверка на значимость всей модели в целом будет равносильна проверке на значимость выбранной независимой переменной, так как на данном этапе модель еще не содержит других входных переменных. Если вычисленная величина критерия Фишера больше табличного критического значения  $F_{real} > F_{table}$ , значимость модели не подтверждается, алгоритм на этом заканчивается за исключением существенных входных переменных. В противном случае ( $F_{real} < F_{table}$ ) переменная вводится в модель и осуществляется переход к следующему пункту алгоритма (рис. 8.2).

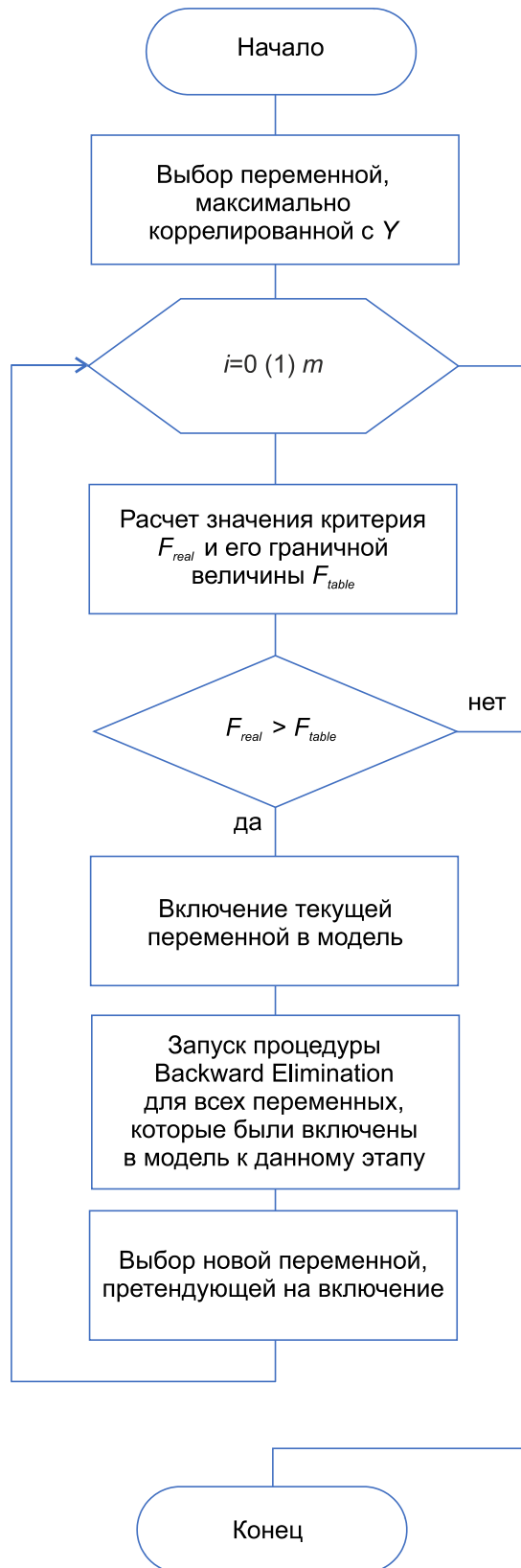


Рис. 8.2. Блок-схема метода шаговой регрессии

Из всех оставшихся предикторных переменных, еще не включенных в модель, выбирается та, которая имеет наибольшее значение коэффициента парной корреляции с критериальной переменной. Проводится проверка на значимость вновь добавленной переменной. Рассчитывается значение статистики  $F_{real}$  по следующей формуле:

$$F_{real} = \frac{R_1^2 - R_2^2}{R_2^2} \frac{m - p_2}{p_1 - p_2} \quad (8.31)$$

где  $R_1^2$  и  $R_2^2$  – коэффициент детерминации, определяемый по формуле (8.41), для первой и второй линейной модели соответственно (первая модель – модель до добавления последней переменной, вторая модель – модель с учетом последней добавленной переменной);  $p_1$  и  $p_2$  – число параметров соответственно модели 1 и модели 2;  $m$  – число измерений переменной,

Если вычисленная величина критерия Фишера больше табличного критического значения  $F_{real} < F_{table}$ , то вторая модель считается лучше первой, т.е. значимость вновь включенной переменной подтверждается и она включается в модель. Осуществляется переход к предыдущему пункту процедуры (рис. 8.1), но уже с новой независимой переменной в составе модели. В противном случае алгоритм останавливается. Число степеней свободы  $\mu = 1$ ,  $\nu = m - p - 2$ , значимость  $\alpha = 0,05$  или  $\alpha = 0,10$  по выбору пользователя (см. табл. 8.3).

На каждом шаге после включения новой переменной в модель осуществляется проверка на значимость каждой из присутствующих в модели переменных, которые уже были введены в нее ранее. Последовательно по каждой из переменных, как если бы они только что были включены в модель, рассчитывается статистика  $F$ -критерия (формула (8.31)). Процедура исключения переменных (BackwardElimination) представлена в блок схеме ниже (рис. 8.3). В случае если такие переменные, подлежащие исключению, будут обнаружены, то их следует вывести из состава модели, после чего осуществляется переход к следующему пункту алгоритма, но уже из расчета, что указанная переменная в модели не присутствует. После корректировки списка включенных в модель переменных осуществляется очередная итерация процедуры шаговой регрессии по поиску новой переменной, удовлетворяющей условиям включения ее в состав модели (см. рис. 8.2).

15. Выделение групп грунтов по характеру корреляционных связей между критериальной и предикторными переменными и разработка для них отдельных корреляционных уравнений выполняется пользователем по желанию. Процедура выглядит следующим образом.

I. Пользователь выбирает переменные, среди которых планируется найти оптимальные группирующие параметры.

II. Задается максимальное желаемое число уравнений регрессии  $m$  и минимальное число измерений  $n$  для каждой выделяемой группы грунтов.

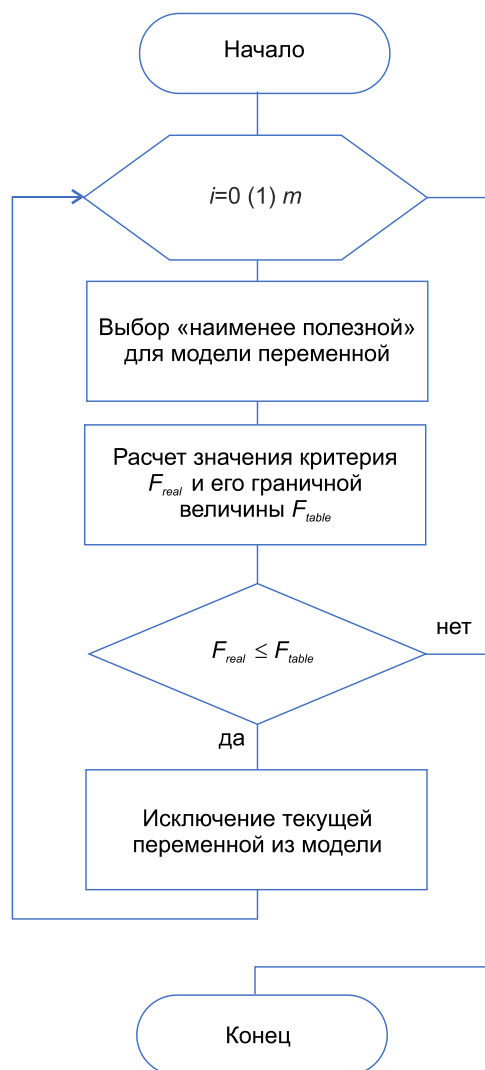


Рис. 8.3. Блок-схема процедуры исключения переменных Backward Elimination

III. Выбирается одна из группирующих переменных, определяется оптимальное число уравнений регрессии (групп грунтов) следующим образом. Число уравнений  $j$  последовательно увеличивается на единицу от 1 до  $m$ . При каждом значении  $j$  рассматриваются все возможные варианты группировки ИГЭ (при выполнении условий предыдущего пункта). Строятся модели регрессии для оценки критериальной переменной.

IV. Для построения линейной модели регрессии применяется прямой шаговый метод с применением  $F$ -критерия Фишера (см. п. 15).

Выбор останавливается на том варианте группировки ИГЭ по группам грунтов, при котором статистика

$$R_{j (adj)}^2 = \frac{1}{\sum_{i=1}^j k_i} \sum_{i=1}^j \left( \sum_{i=1}^j k_i R_i^2 (adj) \right)$$

уравнений регрессии принимает максимальное значение.

Здесь  $R_i^2 = \frac{\sum_{j=1}^u (\hat{y}_j - \bar{y})^2}{\sum_{j=1}^u (y_j - \bar{y})^2}$  – коэффициент детерминации  $i$ -го уравнения

регрессии;  $R_{i(adj)}^2 = 1 - (1 - R_i^2) \frac{(u-1)}{(u-l_i)} \leq R_i^2$ ;  $u$  – число измерений критериальной переменной (число ИГЭ);  $y_{i..}$  – наблюдаемые значения критериальной переменной;  $\bar{y}$  – среднее арифметическое наблюдаемых значений критериальной переменной;  $\hat{y}_i$  – значения критериальной переменной, вычисленные по модели регрессии;  $l_i$  – количество предикторных переменных  $i$ -го уравнения регрессии;  $k_i$  – число измерений (число ИГЭ), использованных при составлении  $i$ -го уравнения регрессии (используется как весовая функция).

VI. Для обоснования целесообразности очередного увеличения числа уравнений регрессии на единицу каждый раз рассчитывается статистика частного  $F$ -критерия Фишера и сравнивается с табличной характеристикой  $F_0(1-\alpha; \mu; \nu)$  при  $1-\alpha = 90\%$  уровне значимости и числе степеней свободы  $\mu = 1$  и  $\nu = u - p - 1$ , где  $p$  – число переменных модели регрессии (без свободного члена) (табл. 3.3). Увеличение числа уравнений регрессии считается обоснованным, если выполняется условие:

$$F > F_0(1-\alpha; \mu; \nu) \quad (8.31)$$

VII. Вместе с условием для определения оптимального числа уравнений регрессии может использоваться график зависимости  $R_{j(adj)}^2$  от  $j$ , по которому исследователь может визуально определить и выбрать оптимальное число уравнений.

VIII. Пункты III-VII выполняются для остальных переменных, выбранных пользователем в качестве группирующих.

IX. Для каждой из полученных после пункта VIII групп грунтов снова выполняются действия пунктов III-VII (число уровней дерева группировки, или классификации  $x = 2$ ) и так далее. Число уровней дерева классификации увеличивается до тех пор, пока  $x \leq m$  и выполняются условия пункта II.

X. Результатом выполненных действий является множество вариантов группировки грунтов, в которых число групп грунтов  $j$  от 1 до  $m$ . Варианты группировки отличаются друг от друга числом уравнений регрессии, количеством уровней дерева классификации и номенклатурой использованных параметров зондирования, составом относящихся к каждой группе грунтов ИГЭ. Выбор наилучшего варианта группировки выполняется согласно действиям, описанным в пунктах VI или VII. Если несколько вариантов группировки имеют близкие значения статистик  $R_{j(adj)}^2$  при одинаковом числе использованных уравнений регрессии, наилучший вариант группировки грунтов по характеру корреляционных связей может быть выбран исследователем на основе геологических или иных соображений.

Идентификация значимых выбросов путем вычисления расстояний Кука  $D_i$  по формуле]:

$$D_i = \frac{\sum_{j=1}^m (Y_j - Y_{ji})^2}{p^* s_1^2}, \quad (8.32)$$

если  $D_i > \frac{4}{N-p}$ , то выброс идентифицируется как значимый и соответствующей значение переменной исключается из входных данных, используемых при построении модели регрессии.

Здесь  $p$  – количество переменных модели регрессии;  $N$  – количество наблюдений переменной;  $Y_j$  – предсказание регрессионной модели (8.18), построенной по всей выборке, получаемое для  $j$ -го наблюдения;  $Y_{ji}$  – предсказание регрессионной модели (8.18); построенной по всей выборке, получаемое для  $j$ -ого наблюдения (исключено  $i$ -е наблюдение);  $s_1^2$  – вычисляется по (8.30).

16. Оценка значимост уравнения регрессии в целом выполняется по критерию Стьюдента. Для построения общего  $F$ -критерия вычисляется величина:

$$\varphi^2 = \sum_{j=1}^m (\hat{Y}_j - \bar{Y})^2, \quad (8.33)$$

где  $\hat{Y}_j$  – прогнозные значения, получаемые по проверяемому уравнению для значений предикторных переменных  $X_{1j}, \dots, X_{pj}$ ;  $\bar{Y} = \frac{1}{\sum m_j} \sum_{j=1}^m \bar{Y}_j$ .

$$\hat{Y}_j = a_0 + a_1 X_{1j} + \dots + a_p X_{pj} \quad (j = 1 \div m). \quad (8.34)$$

Для применения общего  $F$ -критерия необходимо, задавшись надежностью  $(1-\alpha)\%$ , найти односторонний  $(1-\alpha)$ -процентный предел  $F$ -распределения с  $\mu = p+1$  и  $\nu = n-p-1$  степенями свободы, т.е. число  $F_0(1-\alpha; \mu; \nu)$  (табл. 8.3). Тогда:

$$F = \frac{\varphi^2}{\sigma^2}, \quad (8.35)$$

где  $\varphi^2$  вычисляется по формуле (8.34);  $s_1^2$  – остаточная дисперсия, находится по формуле (8.30).

Если выполняется условие

$$F > F_0(1-\alpha; \mu; \nu), \quad (8.36)$$

то проверяемая зависимость статистически значима. В противном случае такая зависимость на выбранном уровне надежности  $(1-\alpha)\%$  незначима. Следует задаваться величиной  $1-\alpha = 90\%$ .

Таблица 8.3

Критические значения  $F_0(1-\alpha; \mu; \nu)$ 

$\nu$	Величины $F_0$ при $\mu$									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
1	39,864	49,5	53,593	55,833	57,241	58,204	58,906	59,439	59,858	
2	8,526	9	9,162	9,243	9,293	9,326	9,349	9,367	9,381	
3	5,538	5,462	5,343	5,343	5,309	5,266	5,252	5,252	5,24	
4	4,545	4,325	4,191	4,107	4,051	4,01	3,979	3,955	3,936	
5	4,06	3,78	3,22	4,52	3,453	3,405	3,368	3,339	3,316	
6	3,776	3,463	3,289	3,181	3,108	3,055	3,015	2,983	2,958	
7	3,589	3,257	3,074	2,961	2,883	2,827	2,785	2,752	2,725	
8	3,458	3,113	2,924	2,806	2,727	2,668	2,624	2,589	2,561	
9	3,36	3,007	2,813	2,693	2,611	2,551	2,505	2,469	2,44	
10	3,295	2,925	2,728	2,605	2,522	2,461	2,414	2,377	2,347	
12	3,177	2,807	2,606	2,48	2,394	2,331	2,283	2,245	2,214	
15	3,073	2,695	2,49	2,361	2,273	2,208	2,158	2,119	2,086	
20	2,975	2,589	2,38	2,249	2,158	2,091	2,04	1,999	1,965	
24	2,927	2,327	2,195	2,103	2,035	1,983	1,941	1,941	1,906	
30	2,881	2,489	2,276	2,142	2,049	1,98	1,927	1,884	1,849	
40	2,835	3,44	2,226	2,091	1,997	1,927	1,873	1,829	1,793	
60	2,791	2,939	2,177	2,041	1,946	1,875	1,819	1,775	1,738	
120	2,748	2,347	2,13	1,992	1,896	1,824	1,768	1,722	1,684	
$\infty$	2,706	2,303	2,084	1,945	1,847	1,774	1,717	1,67	1,632	
$\nu$	Величины $F_0$ при $\mu$									
	10	12	15	20	24	30	40	60	120	$\infty$
1	60,195	60,705	61,22	61,74	62,002	62,265	62,529	62,794	63,061	63,328
2	9,392	9,408	9,425	9,441	9,45	9,458	9,466	9,475	9,483	9,491
3	5,23	5,216	5,200	5,185	5,176	5,168	5,16	5,151	5,143	5,134
4	3,92	3,896	3,869	3,844	3,831	3,817	3,804	3,79	3,775	3,761
5	3,27	3,268	4,238	3,207	3,191	3,174	3,157	3,14	3,123	3,105
6	2,937	2,905	2,871	2,836	2,818	2,8	2,781	2,762	2,742	2,722
7	2,703	2,668	2,623	2,595	2,575	2,556	2,514	2,493	2,293	2,471
8	2,538	2,502	2,464	2,425	2,404	2,383	2,361	2,339	2,316	2,293
9	2,416	2,379	2,34	2,298	2,277	2,255	2,232	2,209	1,184	2,159
10	2,322	2,284	2,244	2,201	2,178	2,155	2,132	2,107	2,082	2,055
12	2,188	2,147	2,104	2,06	2,036	2,012	1,986	1,96	1,932	1,904
15	2,059	2,017	1,972	1,924	1,899	1,873	1,845	1,817	1,787	1,755
20	1,937	1,982	1,815	1,994	1,767	1,738	1,708	1,677	1,643	1,607
24	1,878	1,832	1,783	1,73	1,702	1,672	1,641	1,607	1,572	1,533
30	1,82	1,773	1,722	1,667	1,638	1,607	1,573	1,538	1,499	1,456
40	1,763	1,715	1,662	1,605	1,574	1,541	1,506	1,467	1,425	1,377
60	1,707	1,657	1,603	1,544	1,511	1,476	1,437	1,395	1,348	1,292
120	1,652	1,601	1,545	1,482	1,447	1,409	1,368	1,32	1,265	1,193
$\infty$	1,599	1,546	1,487	1,421	1,383	1,342	1,295	1,24	1,169	1

17. Оценка значимости коэффициентов уравнений регрессии по критерию Стьюдента. Для построения частного  $F$ -критерия, проверяющего значимость каждого вводимого аргумента  $X_i$ , необходимо наряду с величиной (8.34) иметь величину

$$\varphi_1^2 = \sum_{j=1}^n (\hat{Y}'_j - \bar{Y})^2, \quad (8.37)$$

где  $\hat{Y}'_j$  строится без участия аргумента  $X_p$ .

$$\bar{Y}'_j = a'_0 + a'_1 X_{1,j} + \dots + a'_{p-1} X_{p-1,j} \quad (j = 1 \div n). \quad (8.38)$$

Для признания статистической значимости введения в регрессионную модель последнего аргумента  $X_p$  необходимо выполнение условия:

$$F' = \frac{\varphi^2 - \varphi_1^2}{\sigma^2} > F'_0(1 - \alpha; \mu; \nu) \quad (8.39)$$

где  $F'_0(1 - \alpha; \mu; \nu)$  – односторонний  $(1 - \alpha)$ -процентный предел F-распределения с  $\mu = 1$  и  $\nu = n - p - 1$  степенями свободы (табл. 8.3). Рекомендуется принимать  $1 - \alpha = 90\%$ .

18. Расчет коэффициента детерминации уравнения регрессии  $R^2$ :

$$R^2 = \frac{\sum_{j=1}^m (\hat{y}_j - \bar{y})^2}{\sum_{j=1}^n (y_j - \bar{y})^2}, \quad (8.40)$$

где  $y_i$  – наблюдаемые значения предикторной переменной;  $\bar{y}$  – среднее арифметическое наблюдаемых значений предикторной переменной;  $\hat{y}_i$  – значения переменной, вычисленные по функции регрессии.

19. Расчет скорректированного по числу переменных коэффициента детерминации  $R^2_{adj}$ :

$$R^2_{adj} = 1 - (1 - R^2) \frac{(n-1)}{(n-p)}. \quad (8.41)$$

20. Проверка значимости коэффициентов детерминации  $R^2$  и  $R^2_{adj}$ . Для признания статистической значимости  $R^2$  (для  $R^2_{adj}$  – аналогично) вычисляется величина F-критерия:

$$F = \frac{R^2 / (n-1)}{(1 - R^2) / (n-p)} > F_0(1 - \alpha; \mu; \nu), \quad (8.42)$$

где  $F_0(1 - \alpha; \mu; \nu)$  – односторонний  $(1 - \alpha)$ -процентный предел F-распределения с  $\mu = n - 1$  и  $\nu = n - p$  степенями свободы (табл. 8.3). Рекомендуется принимать  $1 - \alpha = 90\%$ .

21. Диагностика наличия автокорреляции остатков модели регрессии путем вычисления статистики Дарбина-Уотсона. Для проверки значимости автокорреляции вычисляется статистика:



$$d = \frac{\sum_{j=1}^{m-1} (\delta_{j+1} - \delta_j)^2}{\sum_{j=1}^m \delta_j^2}, \quad (8.43)$$

где  $m$  – число измерений;  $j$  – порядковый номер измерения;  $\delta_j$  – остатки модели регрессии.

Вычисленное значение критерия Дарбина-Уотсона сравнивают с критическими значениями критерия Дарбина-Уотсона, которые определяются по табл. 8.4 в зависимости от значений верхней  $d_U$  и нижней  $d_L$  границ критерия. Данные границы определяются в зависимости от объёма выборочной совокупности  $m$  и числа предикторных переменных  $p$ .

Следующие результаты проверки могут быть выведены пользователю.

Если  $d < d_L$ , то основная гипотеза об отсутствии автокорреляции первого порядка между остатками модели регрессии отклоняется.

Если  $d > d_U$ , то основная гипотеза об отсутствии автокорреляции первого порядка между остатками модели регрессии принимается.

Если  $d_L < d < d_U$ , то достаточных оснований для принятия единственно правильного решения нет, необходимы дополнительные исследования, например, с использованием циклического коэффициента автокорреляции или средней Неймана.

Если коэффициент автокорреляции является отрицательной величиной, то при проверке гипотез возможно возникновение следующих ситуаций.

Если  $d > 4 - d_L$ , то основная гипотеза об отсутствии автокорреляции первого порядка между остатками модели регрессии отклоняется.

Если  $d < 4 - d_U$ , то основная гипотеза об отсутствии автокорреляции первого порядка между остатками модели регрессии принимается.

Если  $4 - d_L < d < 4 - d_U$ , то достаточных оснований для принятия единственно правильного решения нет, необходимы дополнительные исследования.

Таблица 8.4

Статистика Дарбина-Уотсона:  $d_L$  и  $d_U$ , уровень значимости 5%

n	k = 1		k = 2		k = 3		k = 4		k = 5	
	$d_L$	$d_U$	$d_L$	$d_U$	$d_L$	$d_U$	$d_L$	$d_U$	$d_L$	$d_U$
15	1,08	1,36	0,95	1,54	0,82	1,75	0,69	1,97	0,56	2,21
16	1,10	1,37	0,98	1,54	0,86	1,73	0,74	1,93	0,62	2,15
17	1,13	1,38	1,02	1,54	0,90	1,71	0,78	1,90	0,67	2,10
18	1,16	1,39	1,05	1,53	0,93	1,69	0,82	1,87	0,71	2,06
19	1,18	1,40	1,08	1,53	0,97	1,68	0,86	1,85	0,75	2,02
20	1,20	1,41	1,10	1,54	1,00	1,68	0,90	1,83	0,79	1,99
21	1,22	1,42	1,13	1,54	1,03	1,67	0,93	1,81	0,83	1,96
22	1,24	1,43	1,15	1,54	1,05	1,66	0,96	1,80	0,86	1,94
23	1,26	1,44	1,17	1,54	1,08	1,66	0,99	1,79	0,90	1,92
24	1,27	1,45	1,19	1,55	1,10	1,66	1,01	1,78	0,93	1,90
25	1,29	1,45	1,21	1,55	1,12	1,66	1,04	1,77	0,95	1,89
26	1,30	1,46	1,22	1,55	1,14	1,65	1,06	1,76	0,98	1,88
27	1,32	1,47	1,24	1,56	1,16	1,65	1,08	1,76	1,01	1,86
28	1,33	1,48	1,26	1,56	1,18	1,65	1,10	1,75	1,03	1,85
29	1,34	1,48	1,27	1,56	1,20	1,65	1,12	1,74	1,05	1,84
30	1,35	1,49	1,28	1,57	1,21	1,65	1,14	1,74	1,07	1,83
31	1,36	1,50	1,30	1,57	1,23	1,65	1,16	1,74	1,09	1,83
32	1,37	1,50	1,31	1,57	1,24	1,65	1,18	1,73	1,11	1,82
33	1,38	1,51	1,32	1,58	1,26	1,65	1,19	1,73	1,13	1,81
34	1,39	1,51	1,33	1,58	1,27	1,65	1,21	1,73	1,15	1,81
35	1,40	1,52	1,34	1,58	1,28	1,65	1,22	1,73	1,16	1,80
36	1,41	1,52	1,35	1,59	1,29	1,65	1,24	1,73	1,18	1,80
37	1,42	1,53	1,36	1,59	1,31	1,66	1,25	1,72	1,19	1,80
38	1,43	1,54	1,37	1,59	1,32	1,66	1,26	1,72	1,21	1,79
39	1,43	1,54	1,38	1,60	1,33	1,66	1,27	1,72	1,22	1,79
40	1,44	1,54	1,39	1,60	1,34	1,66	1,29	1,72	1,23	1,79
45	1,48	1,57	1,43	1,62	1,38	1,67	1,34	1,72	1,29	1,78
50	1,50	1,59	1,46	1,63	1,42	1,67	1,38	1,72	1,34	1,77
55	1,53	1,60	1,49	1,64	1,45	1,68	1,41	1,72	1,38	1,77
60	1,55	1,62	1,51	1,65	1,48	1,69	1,44	1,73	1,41	1,77
65	1,57	1,63	1,54	1,66	1,50	1,70	1,47	1,73	1,44	1,77
70	1,58	1,64	1,55	1,67	1,52	1,70	1,49	1,74	1,46	1,77
75	1,60	1,65	1,57	1,68	1,54	1,71	1,51	1,74	1,49	1,77
80	1,61	1,66	1,59	1,69	1,56	1,72	1,53	1,74	1,51	1,77
85	1,62	1,67	1,60	1,70	1,57	1,72	1,55	1,75	1,52	1,77
90	1,63	1,68	1,61	1,70	1,59	1,73	1,57	1,75	1,54	1,78
95	1,64	1,69	1,62	1,71	1,60	1,73	1,58	1,75	1,56	1,78
100	1,65	1,69	1,63	1,72	1,61	1,74	1,59	1,76	1,57	1,78

22. Оценка наличия гетероскедастичности).

Находятся остатки регрессии  $\delta_j$  (8.18). Затем осуществляется вспомогательная регрессия квадратов этих остатков  $\delta_j^2$  на все переменные, их квадраты, попарные произведения и константу:

$$\delta_j^2 = \mathbf{a}_0 + \mathbf{a}^T \mathbf{X} + \mathbf{X}^T \mathbf{A} \mathbf{X} + u_j, \quad (8.44)$$

где  $\mathbf{a}_0$ ,  $\mathbf{a}$ ,  $\mathbf{A}$  – параметры вспомогательной регрессии, соответственно константа, вектор линейных коэффициентов и матрица коэффициентов при квадратах и попарных произведениях факторов;  $\mathbf{X}$  – матрица факторов исходной регрессионной модели (8.18):

$$\mathbf{X} = \begin{pmatrix} X_{11} & X_{21} & \dots & X_{p1} \\ X_{12} & X_{22} & \dots & X_{p2} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ X_{1m} & X_{2m} & \dots & X_{pm} \end{pmatrix}. \quad (8.45)$$

Используется  $LM$ -статистика:

$$LM = m^* R_{adj}^2 \quad (8.46)$$

где  $m$  – число наблюдений переменной;  $R_{adj}^2$  – коэффициент детерминации, вычисляемый по формуле (8.41) для модели регрессии (8.45).

Выдвигается гипотеза  $H_0$  об отсутствии гетероскедастичности, которая принимается при условии асимптотического  $\chi^2$  распределения статистики  $LM$ . Считается, что гетероскедастичность отсутствует, если выполняется следующее условие:

$$LM \leq \chi_{p-1}^2, \quad (8.47)$$

где  $\chi_{p-1}^2$  – предел  $\chi^2$  распределения (табл. 8.5 при  $1 - q = 95\%$ ) при количестве степеней свободы  $\mu$ , равном количеству параметров  $\mathbf{a}_0$ ,  $\mathbf{a}$ ,  $\mathbf{A}$  уравнения (8.45).

23. Вычисление доверительного интервала для каждого корреляционного уравнения для оценки расчетных характеристик грунтов]. Строится односторонний доверительный  $(1 - \alpha)\%$  предел по формуле:

$$Y^*(X_1, \dots, X_p) = \hat{Y}(X_1, \dots, X_p) \pm t_\alpha \Delta, \quad (8.48)$$

где ошибка

$$\Delta = \sigma_{\text{ош}} \sqrt{1 + \frac{d^2}{m_0}}, \quad (8.49)$$

$\hat{Y}$  – рассчитанное по уравнению регрессии нормативное значение модуля деформации;  $X_1, \dots, X_p$  – усредненные по ИГЭ значения предикторных переменных;  $t_\alpha$  – односторонний правый  $(1 - \alpha)\%$  предел нормального распределения;  $m_0 = \sum_{j=1}^m m_j$  – общее число определений переменной.

Таблица 8.5

Пределы распределения  $\chi^2$ 

$\mu$	Величины $\chi^2_{\mu}$ при $1-q$					
	2,5%	5%	1,5%	92,5%	95%	97,5%
3	0,216	0,352	0,468	7,03	7,81	9,35
5	0,831	1,15	1,38	10,2	11,1	12,8
7	1,69	2,17	2,5	13,1	14,1	16
9	2,7	3,33	3,75	15,8	16,9	19
11	3,82	4,57	5,07	13,5	19,7	21,9
13	5,01	5,89	6,46	21,1	22,4	24,7
15	6,26	7,26	7,9	23,7	25	27,5
18	8,23	9,39	10,14	27,5	28,9	31,5
21	10,3	11,6	12,4	31,22	32,7	35,5
24	12,4	13,8	14,7	34,8	36,4	39,4
27	14,6	16,2	17,1	38,4	40,1	43,2
30	16,8	18,5	19,5	42,1	43,8	47
35	20,6	22,5	23,6	48	49,8	53,2
40	24,4	26,5	27,8	53,8	55,8	58,3
45	28,4	30,6	32	59,6	61,7	65,4
50	32,4	34,8	46,8	65,3	67,5	71,4

Остаточная (условная) дисперсия нормативных характеристик критериальной переменной оценивается по формуле:

$$\sigma_{\text{он}}^2 = \sigma_1^2 - \frac{1}{m} \sigma_{\text{вн}}^2, \quad (8.50)$$

где  $\sigma_{\text{вн}}^2$  – внутригрупповая дисперсия, определяемая по формуле (8.4)  $\sigma_1^2$  – остаточная дисперсия, определяемая по формуле

$$\sigma_1^2 = \frac{1}{n-p-1} \sum_{j=1}^m (Y_j - a_0 - a_1 X_{1j} - \dots - a_p X_{pj})^2 \quad (8.51)$$

здесь  $m$  – число ИГЭ;  $p$  – общее число предикторных переменных.

При малых истинных величинах условной дисперсии нормативных характеристик оценка (8.51) может быть ненадежной и даже отрицательной. В этих случаях рекомендуется пользоваться гарантированной (завышенной) оценкой этой дисперсии, определяемой по формуле

$$\sigma_{\text{он}}^2 = \sigma_1^2 - \frac{1}{m} \sigma_{\text{вн}}^2 + \sqrt{8 \left[ \frac{\sigma_{\text{вн}}^4}{m \bar{m}^2 (\bar{m} - 1)} + \frac{\sigma_1^2}{m - p - 1} \right]}. \quad (8.52)$$

Величина  $d^2$  вычисляется в зависимости от числа предикторных переменных:

$$d^2 = \bar{X}^T (X^T W X)^{-1} \bar{X}, \quad (8.53)$$

где  $X$  – матрица предикторных переменных

$$X = \begin{pmatrix} 1 & X_{11} & X_{21} & \dots & X_{p1} \\ 1 & X_{12} & X_{22} & \dots & X_{p2} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 1 & X_{1n} & X_{2n} & \dots & X_{pn} \end{pmatrix}, \quad (8.54)$$

$W$  – диагональная матрица

$$W = \begin{pmatrix} m_1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & m_2 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & \dots & m_n \end{pmatrix} \quad (8.55)$$

$\vec{X}$  – вектор предикторных переменных с координатами  $X_0 = 1, X_i (i = 1 \div p)$ .

24. Исследование устойчивости разработанных уравнений на дополнительном экзаменационном материале. После этапа 3 предварительной статистической обработки результатов испытаний отбирается 15 % ИГЭ (строк матрицы (8.3)) случайным образом для экзаменационной выборки, которая подвергается той же дальнейшей статистической обработке, что и обучающая, но отдельно от неё.

Проверяются гипотезы о соответствии параметров распределения статистик, составленных по материалам обучающей и экзаменационной выборок. Для того чтобы расхождение между величинами внутриэлементной дисперсии  $\sigma_{\text{вн}}^2$  и  $\sigma'_{\text{вн}}^2$  можно было считать незначимым при заданной доверительной вероятности  $(1-\alpha)\%$ , должны выполняться одновременно два следующих соотношения:

$$\frac{\sigma_{\text{вн}}^2}{\sigma'^2_{\text{вн}}} < F_0 \left( 1 - \frac{\alpha}{2}; \mu; \nu \right); \quad (8.56)$$

$$\frac{\sigma'^2_{\text{вн}}}{\sigma_{\text{вн}}^2} < F_0 \left( 1 - \frac{\alpha}{2}; \nu; \mu \right), \quad (8.57)$$

где  $\sigma_{\text{вн}}^2$  и  $\sigma'^2_{\text{вн}}$  – соответственно внутриэлементные дисперсии критериальной переменной обучающей и экзаменационной выборок, вычисленные по формуле (8.4);  $\mu = m_0 - m$  – число степеней свободы величины  $\sigma_{\text{вн}}^2$ ;  $\nu = m'_0 - m'$  – число степеней свободы величины  $\sigma'^2_{\text{вн}}$ ;  $m_j$  и  $m'_j$  – соответственно число определений характеристик и параметров грунтов в пределах  $j$ -го ИГЭ обучающей и экзаменационной выборок;  $m$  и  $m'$  – число ИГЭ соответственно в обучающей и экзаменационной выборках;  $m_0 = \sum_{j=1}^m m_j$ ;  $m'_0 = \sum_{j=1}^{m'} m'_j$ ;  $q = \frac{\alpha}{2}$  – уровень доверительной вероятности, принимается  $1 - \frac{\alpha}{2} = 97,5\%$ ;  $1 - \alpha = 95\%$ .

Значения статистик  $F_0 \left( 1 - \frac{\alpha}{2}; \mu; \nu \right)$  и  $F_0 \left( 1 - \frac{\alpha}{2}; \nu; \mu \right)$  берутся из таблицы  $F$ -распределения Фишера для заданных  $q = \frac{\alpha}{2}$ ,  $\nu$  и  $\mu$  (табл. 8.3).

Проверяется непротиворечие распределения выборочных средних значений переменных тем параметрам уравнения регрессии, которые были получены в процессе обучения. Для этого составляют нормированные отклонения средних значений:

$$\xi_j = \frac{Y'_j - a_0 - a_1 X'_{1j} - \dots - a_p X'_{pj}}{\sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_{\text{BH}}^2 / m'_j}} \quad (j = 1 \div m'), \quad (8.58)$$

где параметры  $a_0, a_1, \dots, a_p, \sigma_1^2, \sigma_{\text{BH}}^2$  берутся по материалам обучающей выборки, а величины  $Y'_j, X'_{1j}, \dots, X'_{pj}$  – из экзаменационной выборки;  $\sigma_1^2$  – остаточная дисперсия, рассчитывается по формуле (8.52).

Результат экзамена считается положительным при заданной надежности  $(1 - \alpha)\%$ , если выполняются следующие два условия:

$$\left| \sum_{j=1}^{n'} \xi_j \right| / \sqrt{m'} < t \left( 1 - \frac{\alpha}{2} \right); \quad (8.59)$$

$$\chi_{n'}^2 \left( \frac{\alpha}{2} \right) < \sum_{j=1}^{m'} \xi_j^2 < \chi_{m'}^2 \left( 1 - \frac{\alpha}{2} \right), \quad (8.60)$$

где  $t \left( 1 - \frac{\alpha}{2} \right)$  –  $\left( 1 - \frac{\alpha}{2} \right)\%$  предел нормального распределения;  $\chi_{m'}^2 \left( \frac{\alpha}{2} \right)$  и  $\chi_{n'}^2 \left( 1 - \frac{\alpha}{2} \right)$  – соответственно  $\frac{\alpha}{2}\%$  и  $\left( 1 - \frac{\alpha}{2} \right)\%$  пределы распределения  $\chi^2$  с  $n'$  степенями свободы (табл. 8.5).

Для критериев (8.57)–(8.60) следует брать  $1 - \alpha = 95\%$ ,  $1 - \frac{\alpha}{2} = 97,5\%$ .

Обобщенная проверка качества прогноза модели регрессии выполняется следующим образом. По каждому набору средних значений предикторных переменных в пределах  $j$ -го ИГЭ в экзаменационном материале подсчитываются две доверительные границы для выборочных средних значений критериальной переменной:

$$Y_j^{(B)} = \hat{Y}(X'_{1j}, \dots, X'_{pj}) + t_\alpha \sqrt{\left( \sigma_{\text{OH}}^2 + \frac{\sigma_{\text{BH}}^2}{m'_j} \right) \left( 1 + \frac{d^2}{m_0} \right)}; \quad (8.61)$$

$$Y_j^{(H)} = \hat{Y}(X'_{1j}, \dots, X'_{pj}) - t_\alpha \sqrt{\left( \sigma_{\text{OH}}^2 + \frac{\sigma_{\text{BH}}^2}{m'_j} \right) \left( 1 + \frac{d^2}{m_0} \right)}, \quad (8.62)$$

где  $t_\alpha$  – односторонний правый  $(1 - \alpha)\%$  предел нормального распределения (табл. 3.2);  $\sigma_{\text{OH}}^2$  – остаточная (условная) дисперсия нормативных характеристик критериальной переменной, рассчитываемая по формуле (8.51);  $d$  – величина, вычисляемая по формуле (8.54).

Рассчитываются величины:

$$\gamma_j = \begin{cases} 1, & \text{если } Y_j^{(H)} < \bar{Y}' < Y_j^{(B)} \\ 0 & \text{– в противном случае} \end{cases} \quad (8.63)$$

$$\gamma = \frac{\left| \sum_{j=1}^{m'} \gamma_j - (1-2\alpha)m' \right|}{\sqrt{2m'\alpha(1-2\alpha)}}. \quad (8.64)$$

Результат экзамена считается положительным, если:

$$\gamma < t\left(1 - \frac{\beta}{2}\right), \quad (4)$$

где  $t\left(1 - \frac{\beta}{2}\right) - \left(1 - \frac{\beta}{2}\right)\%$  предел нормального распределения для  $q = \frac{\beta}{2}$ ;

рекомендуется брать  $1 - \beta = 95\%$ .

Критерий (8.66) применяется при числе элементов информации  $m'$  в экзаменационном материале  $m' \geq 10$ ; для проверки **85%** расчетных значений ( $\alpha = 15\%, 1 - \alpha = 85\%$ ) при  $m' < 25$ ; для проверки **95%** расчетных значений ( $\alpha = 5\%, 1 - \alpha = 95\%$ ) при  $m' \geq 25$ .

25. Пользователь должен иметь возможность сохранить результаты статистического анализа, выполненного в пунктах 1-24.

26. Исследование применимости разработанных уравнений для грунтов других региона выполняется аналогично предыдущему пункту для экзаменационной выборки с той разницей, что, в отличие от экзаменационной выборки, выборка для грунтов других регионов не является частью обучающей выборки, а является самостоятельной выборкой. Таким образом, должна быть возможность сравнивать результаты двух любых ранее статистически обработанных выборок согласно пункту 24.

## 9. ОЦЕНКА ПОТЕНЦИАЛА ГРУНТОВ К РАЗЖИЖЕНИЮ

Явление разжижения заключается в полной или частичной потере грунтом несущей способности и переходе его в текучее состояние в результате разрушения структуры и смещения частиц относительно друг друга. Необходимыми условиями разжижения являются: разрушение структуры (часто при динамических воздействиях), возможность упрочнения грунта и полное насыщение его водой. Возможность разрушения структуры определяется интенсивностью воздействий, начальным напряженным состоянием и плотностью сложения грунта. Разжижение грунта может произойти во время землетрясения, потому что при прохождении сейсмической волны частицы грунта начинают колебаться с разными скоростями и часть контактов между ними разрывается, в результате грунт может стать водой с взвешенными в ней песчинками.

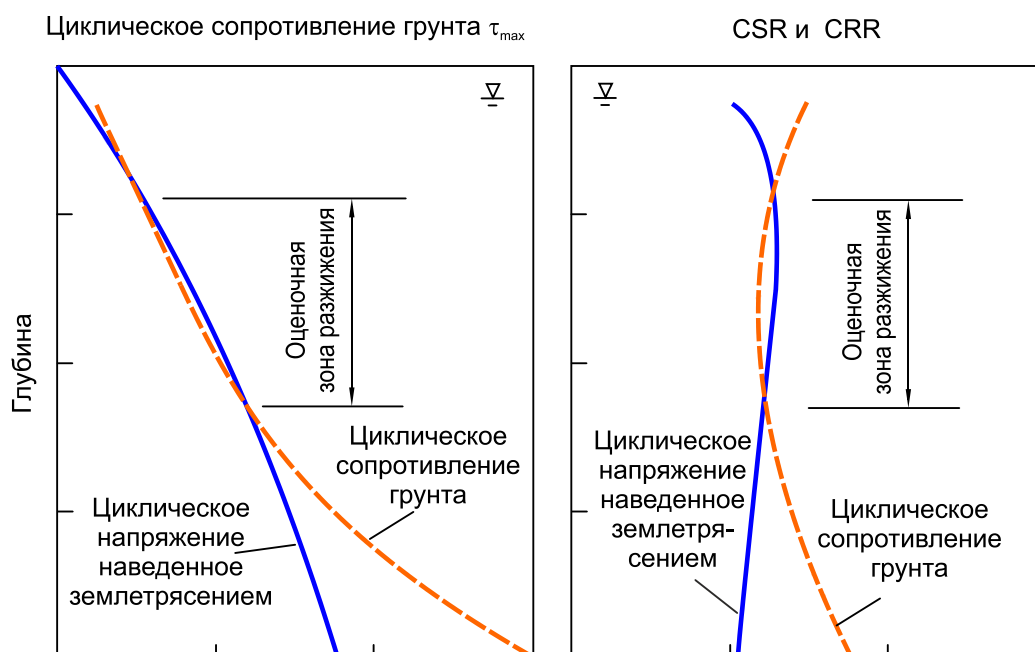


Рис. 9.1. Ожидаемые зоны разжижения, определенные сравнением наведенным землетрясением циклическим напряжением с циклическим сопротивлением грунта (Idris & Boulanger, 2008)

Было предложено несколько подходов или концепций для оценки потенциала грунтов к разжижению. Наиболее широко применяемым является подход, основанный на напряжениях, который сравнивает наведенные землетрясением циклические напряжения (**CSR**) с циклическим сопротивлением грунтов (**CRR**).

Наведенные горизонтальные циклические напряжения нормализуются вертикальным эффективным напряжением от собственного веса грунта, чтобы получить **CSR**, который затем сравнивается с **CRR** грунтов, как показано на



рис. 9.1. Разжижение ожидается на глубине, где наведенные напряжения превышают циклическое сопротивление.

### 9.1. Процедура оценки способности грунтов к разжижению

Рекомендуемая процедура оценки способности грунтов к разжижению включает в себя три этапа:

1) Характеристика динамических эффектов землетрясения, т. е. сейсмические воздействия на грунт оцениваемые коэффициентом циклических напряжений (**CSR**).

2) Характеристика сопротивления грунта действующему циклическому нагружению, оцениваемая коэффициентом циклического сопротивления (**CRR**).

3) Определение показателя безопасности от разжижения, то есть **FS = CRR/CSR**.

Количественная оценка способности к разжижению возможна из анализа свойств грунтов. В настоящее время используются два основных подхода для прогнозирования потенциала разжижения слоев грунтов:

(1) оценки, основанные на сравнении напряжений, вызванных землетрясением и напряжениями, вызывающие разжижение в циклических лабораторных испытаниях образцов грунтов.

(2) эмпирические методы, основанные на измерениях прочности грунтов в полевых условиях и наблюдениях за поведением массивов грунтов в предыдущих землетрясениях.

К сожалению, оценки разжижения, основанные на лабораторных испытаниях, ограничены способностью лабораторного оборудования воспроизводить начальное напряженное состояние в небольших образцах грунтов и нарушением природной структуры при отборе образцов. По этой причине эмпирические методы, основанные на полевых испытаниях зондированием предпочтительны для инженерной оценки потенциала грунтов к разжижению.

### 9.2. Оценка потенциала грунтов к разжижению

Устойчивость грунтов к разжижению обычно оценивают с использованием коэффициента безопасности, который определяется как отношение между допусаемым сопротивлением разжижению, выраженным в терминах циклических напряжений способных вызвать разжижение к циклическому напряжению, возникающему в результате землетрясения. Оба этих напряжения обычно нормализуются относительно напряжений от собственного веса грунта. Они называются как коэффициент циклического сопротивления (**CRR**) и коэффициент циклического напряжения (**CSR**).

$$FS = \frac{CRR_{7,5}}{CSR} K_{\sigma} K_{\alpha}, \quad (9.1)$$

где  $CRR_{7,5}$  – коэффициент циклического сопротивления для магнитуды величиной 7,5;  $K_\sigma$  – коэффициент, учитывающий напряжения от собственного веса грунта;  $K_\alpha$  – коэффициент, учитывающий наклон поверхности земли, принимаемый равным 1,0 при наклоне поверхности менее 6 градусов.

Сид и Идрис (Seed & Idriss 1971, 1982) считают слои грунта с величиной  $FS$  между 1,25 и 1,5 безопасными, в то время как слои грунта с  $FS$  между 1,0 и 1,2 определяются разжижаемыми. Реальное значение  $FS$  зависит от структуры грунта и колебаний поверхности грунта. При расчете коэффициента безопасности эмпирические методы наиболее широко используются на практике.

Показатель циклического сопротивления (**CRR**) характеризует сопротивление разжижению отложений, в то время как **CSR** является функцией колебаний при землетрясении и находится из лабораторных испытаний. Анализ полевых данных после землетрясений методами статического и динамического зондирования позволил обосновать переход от любой магнитуды к 7,5, путем корректировки к эквивалентному значению  $CRR_{7,5}$  следующим образом:

$$CSR_{7,5} = \frac{CSR}{MSF}. \quad (9.2)$$

### 9.3. Определение коэффициента циклического напряжения

Касательные напряжения, возникающие при сейсмическом воздействии, играют важную роль в развитии процесса разжижения. Интенсивность касательных напряжений во времени обычно очень неоднородна и их трудно применять в эмпирических методах. Seed (1983) предложил заменить нерегулярность во времени на эквивалентное число однородных циклов и ввел нормализацию касательных напряжений путем деления их на эффективное напряжение от собственного веса грунта. Это отношение, стали называть коэффициентом циклических напряжений (**CSR**). Сид и Идрис (Seed & Idriss 1971) предложили определять **CSR** как:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0,65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} r_d, \quad (9.3)$$

где  $\tau_{av}$  – эквивалентное среднее касательное напряжение;  $\sigma_{vo}$  – полное напряжение от собственного веса грунта;  $\sigma'_{vo}$  – эффективное напряжение от собственного веса грунта;  $a_{max}$  – максимальное поверхностное ускорение в единицах  $g$ ;  $g$  – ускорение под действием силы тяжести;  $r_d$  – коэффициент уменьшения касательных напряжений с учетом изменчивости и глубины грунта.

Коэффициент уменьшения напряжений  $r_d$  имеет максимальное значение на поверхности земли и уменьшается с глубиной вследствие распределительной способности грунтов. На семинаре NCEEER рекомендовали определять  $r_d$  двумя методами:

**Robertson & Wride (1998)**

$$r_d = 1,0 - 0,00765z, \text{ когда } z < 9,15 \text{ м;}$$

$$\begin{aligned}
 r_d &= 1,174 - 0,0267z \quad \text{когда } 9,15 \leq z < 23 \text{ м;} & (9.4) \\
 r_d &= 0,744 - 0,008z \quad \text{когда } 23 \leq z < 30 \text{ м;} \\
 r_d &= 0,5 \quad \text{когда } z > 30 \text{ м,}
 \end{aligned}$$

где  $z$  – глубина, м, ниже поверхности грунта.

С целью улучшения оценки коэффициента уменьшения напряжений предложена следующая зависимость

[Boulanger & Idris \(2015\)](#)

$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z)M_w], \quad (9.5)$$

где

$$\alpha(z) = -1,01 - 1,126 \sin\left[\frac{z}{11,73} + 5,133\right];$$

$$\beta(z) = 0,106 + 0,118 \sin\left[\frac{z}{11,28} + 5,142\right];$$

здесь  $z$  – глубина, м, менее или равная 20 м, ниже которой рекомендуется использовать данные исследований в конкретных условиях;  $M$  – магнитуда.

Результирующая зависимость для  $r_d$  показана на рис. 9.2.

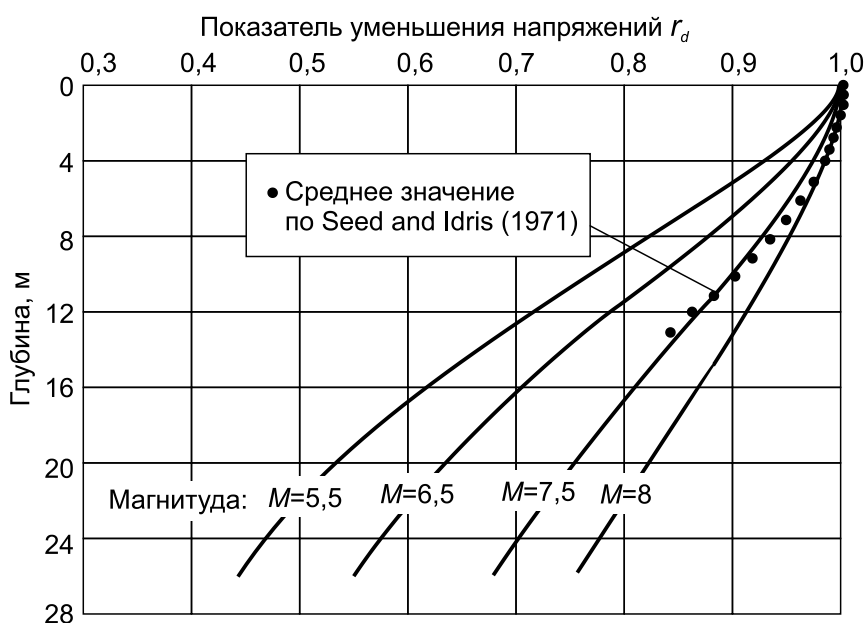


Рис. 9.2. Изменение  $r_d$  с глубиной и магнитудой

Процедура анализа, основанная на методе циклических напряжений, включает следующие шаги:

1. Определение  $a_{\max}$  и  $M_{7w}$  для расчетного землетрясения.

2. Построение профиля показателя циклических напряжений (**CSR**) с глубиной, используя уравнение (9.4) и (9.5) или (9.6).

3. Оценка параметров слоя критического сопротивления из SPT, CPT или **V<sub>s</sub>** профилей.

4. Оценка содержания пылеватых частиц из лабораторных испытаний или полевых корреляций.

5. Определение показателя циклического сопротивления из номограмм или по упрощенным формулам как функции параметров полевых испытаний и содержания пылеватых частиц.

6. Вычисление коэффициента безопасности (**FS**) против разжижения для предполагаемого землетрясения:

$$FS = \left( \frac{CRR_{7,5}}{CSR} \right) MSF, \quad (9.6)$$

где **MSF** – величина фактора масштабирования магнитуды равная единице для землетрясения с мгновенной магнитудой **M<sub>w</sub>=7,5**.

## 9.4. Определение коэффициента циклического сопротивления

Эмпирические методы оценки коэффициента циклического сопротивления (**CRR**) обычно используют следующие полевые испытания: динамическое зондирование (SPT), статическое зондирование конусом (CPT), измерения скорости поперечной волны. Методы SPT и CPT как правило, предпочтительнее из-за более обширной базы данных и накопленного опыта.

### 9.4.1. Определение CRR методом SPT

Процедуры оценки разжижения на основе SPT основаны на корреляции сопротивления разжижению с скорректированным сопротивлением пенетрации грунтов (**N<sub>1</sub>)<sub>60</sub>**. Процесс коррекции включает в себя применение ряда поправочных коэффициентов для измеренного в поле **N** количества ударов:

1. Построение профилей измеренных **N** значений и содержания пылевой фракции в пределах всех потенциально разжижаемых грунтов. Тип используемого оборудования и процедуры SPT для получения измеренных SPT сопротивлений следует учитывать во время обработки оценки потенциала разжижения. Интерполяцию SPT **N** значений и содержания глинистой фракции между точками на которых они измерялись, следует делать с должным учетом геологии участка исследований.

2. Корректировка измеренных SPT-N – значения с учетом применяемого оборудования и процедур испытания (**N<sub>1</sub>)<sub>60</sub>**.

3. Вычисление скорректированного SPT сопротивления чистого песка (**N<sub>1</sub>)<sub>60,cs</sub>**. Наличие глинистой фракции учитывается коррекцией. Предложенные NCEER и Idriss & Boulanger (2004) способы учета содержания глинистой фракции приведены ниже.

Youd et al. (2001)

$$(N_1)_{60,cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60}, \quad (9.7)$$

где

$$\alpha = \begin{cases} 0 & FC \leq 5\% \\ \exp\left[1,76 - \frac{190}{FC^2}\right] & 5\% < FC < 35\% \\ 1,0 & FC \geq 35\% \end{cases}$$

$$\beta = \begin{cases} 1,0 & FC \leq 5\% \\ 0,99 - \frac{FC^{1,5}}{1000} & 5\% < FC < 35\% \\ 1,2 & FC \geq 35\% \end{cases} \quad (9.8)$$

и  $FC$  – содержание пылевато-глинистых частиц в %, которое находится из лабораторных испытаний или принимается для случая  $FC < 5\%$ . Допускается находить  $FC$  из СРТ испытаний.

Idriss &amp; Boulanger (2004)

$$(N_1)_{60} = C_N N_{60} \quad (9.9)$$

$$C_N = \left(\frac{Pa}{\sigma_v'}\right)^m \leq 1.7 \quad (9.10)$$

$$m = 0,784 - 0,0768\sqrt{(N_1)_{60cs}} \quad (9.11)$$

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad (9.12)$$

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp\left(1,63 + \frac{9,7}{FC + 0,01} - \left(\frac{15,7}{FC + 0,01}\right)^2\right), \quad (9.13)$$

где  $FC$  – содержание пылевато-глинистых частиц, %, которое находится из лабораторных испытаний или принимается для случая чистого песка  $FC = 0\%$ .

4. Вычисление коэффициента циклического сопротивления при стандартном вертикальном эффективном напряжении от собственного веса грунта, равном 100 кПа.

Youd et al. (2001)

$$CRR_{\sigma=1} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60,cs}} + \frac{(N_1)_{60,cs}}{135} + \frac{50}{(10(N_1)_{60,cs} + 45)^2} - \frac{1}{200} \quad (9.14)$$

Idriss &amp; Boulanger (2004)

$$CRR_{\sigma=1} = \exp \left[ \frac{(N_1)_{60,cs}}{14,1} + \left( \frac{(N_1)_{60,cs}}{126} \right)^2 - \left( \frac{(N_1)_{60,cs}}{23,6} \right)^3 + \left( \frac{(N_1)_{60,cs}}{25,4} \right)^4 - 2,8 \right]. \quad (9.15)$$

5. Вычисление коэффициента циклического сопротивления при вертикальном эффективном напряжении в исследуемом массиве грунта, используя зависимость:

$$CRR_{\sigma} = CRR_{\sigma=1} K_{\sigma} K_{\alpha}, \quad (9.16)$$

где  $MSF$  – коэффициент масштабирования магнитуды, является поправочным коэффициентом для землетрясений с магнитудой, отличной от 7.5;  $K_{\alpha}$  – поправочный коэффициент учитывающий наклон поверхности земли;  $K_{\sigma}$  – поправочный коэффициент для эффективных напряжений от собственного веса грунта более 96 кПа. Для эффективных напряжений менее 96 кПа коррекция  $K_{\sigma}$  не требуется.

Youd et al. (2001)

$$K_{\sigma} = \min \left\{ \left( \frac{\sigma'_{vo}}{p_a} \right)^{f-1}, 1,0 \right\}, \quad (9.17)$$

где  $f = 0,7 - 0,8$  для  $I_D = 40 - 60\%$  и  $f = 0,6 - 0,7$  для  $I_D = 60 - 80\%$ .

Idriss &amp; Boulanger (2014)

$$K_{\sigma} = 1 - C_{\sigma} \ln \left( \frac{\sigma'_{vo}}{p_a} \right) \leq 1,1, \quad (9.18)$$

$$C_{\sigma} = \frac{1}{18,9 - 2,55 \sqrt{(N_1)_{60,cs}}} \leq 0,3, \quad (9.19)$$

где  $C_{\sigma}$  ограничено максимальным значением 0,3, а  $(N_1)_{60,cs}$  – максимальным значением 37.

$$K_{\alpha} = \frac{CRR_{\alpha}}{CRR_{\alpha=0}} = d + b \exp \left( \frac{-\xi}{c} \right) \quad (9.20)$$

$$d = 1267 + 636\alpha^2 - 634 \exp(\alpha) - 632 \exp(-\alpha);$$

$$b = \exp(-1.11 + 12.3\alpha^2 + 1.31 \exp(\alpha + 0.001));$$

$$c = 0,138 + 0,126\alpha + 2,52\alpha^3;$$

$$\alpha = \frac{\tau_\alpha}{\sigma_{v0}};$$

$$\xi_R = \frac{1}{Q - \ln\left(\frac{100p}{p_a}\right)} - \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{46}};$$

$$p' = \frac{1 + 2K_0}{3} \sigma'_{v0};$$

$$\alpha \leq 0,35;$$

$$-0,6 \leq \xi_R \leq 0,1.$$

где  $K_0$  – коэффициент бокового давления в состоянии покоя;  $\tau_\alpha$  – статическое касательное напряжение:  $Q = 10$  для песчаных грунтов.

6. Значение  $CRR_{M=7,5}$  должно быть приведено к соответствующей магнитуде землетрясения для данной местности. Для этого применяется коэффициент масштабирования магнитуды (MSF):

$$CRR = CRR_{M=7,5} MSF, \quad (9.21)$$

NCEER комитет рекомендует использовать коэффициенты масштабирования магнитуды следующим образом

#### Boulanger & Idriss (2004)

– для сыпучих грунтов

$$MSF = 6,9 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0,058 \leq 1,8. \quad (9.22)$$

Верхний предел для  $MSF$  принимается для землетрясений с очень малой магнитудой для которых единственный пик напряжений может иметь место в течение серии колебаний. Значение, равное 1,8, получено из рассмотрения серии землетрясений малой магнитуды, характеризующееся единственным всплеском напряжений со всеми другими малыми циклами напряжений, которыми можно пренебречь.

7. Вычисление коэффициента безопасности

$$FS = \frac{CRR_M}{CSR} = \frac{CRR_{7,5}(MSF) K_\sigma K_a}{CSR} = \frac{CRR_{7,5}}{CSR_{7,5}}. \quad (9.23)$$

Профили SPT, CRS и CRR показаны на рис. 9.3.

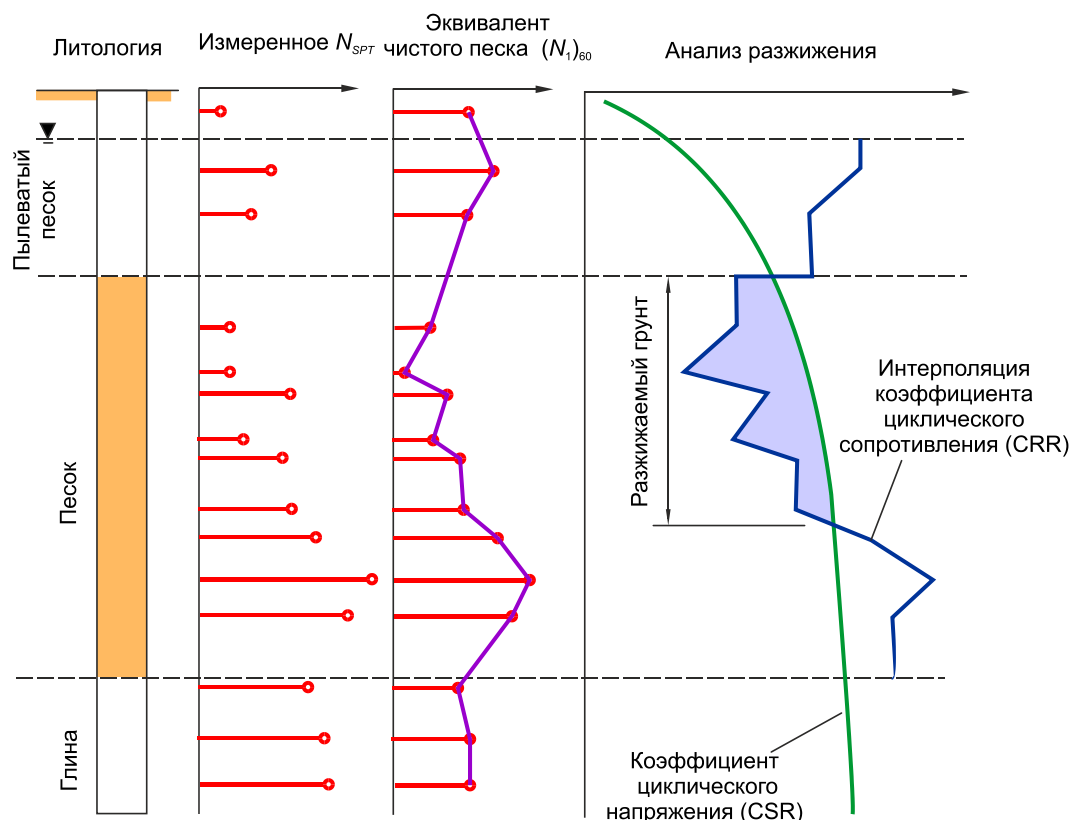


Рис. 9.3. SPT данные для определения толщины слоя грунта с потенциалом к разжижению

#### 9.4.2. Определение CRR методом статического зондирования

Процедура оценки разжижения на основе СРТ данных (лобовое сопротивление и силы трения) основана на корреляциях между сопротивлением грунта разжижению и скорректированным лобовым сопротивлением. Процесс коррекции и использование скорректированных лобовых сопротивлений для вычисления коэффициента безопасности (**FS**) может быть представлен в виде следующих шагов:

1. Построить профили измеренного лобового сопротивления  $q_c$ , сил трения  $f_s$  и коэффициента трения  $R_f$  для всех потенциально разжижаемых грунтов (песок и пылеватый песок).

2. Выполнить нормализацию измеренного лобового сопротивления относительно эффективного напряжения от собственного веса грунта:

Robertson & Wride (1998)

$$q_{c1N} = \left( \frac{q_c}{p_a} \right) \left( \frac{p_a}{\sigma_{vo}} \right)^{0.5} \quad (I_c < 2.6) \quad (9.24)$$



$$q_{c1N} = \left( \frac{q_c}{p_a} \right) \left( \frac{p_a}{\sigma_{vo}} \right)^{0.75} \quad (I_c > 2.6)$$

3. Вычислить эквивалент лобового сопротивления  $(q_{c1N})_{cs}$  с учетом содержания пылевато-мелких частиц (FC).

Robertson & Wride (1998)

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c (q_{c1N}) \quad (9.25)$$

$$I_c \leq 1.64 \quad K_c = 1,0$$

$$I_c > 1.64 \quad K_c = -0,403I_c^4 + 5,581I_c^3 - 21,63I_c^2 + 33,75I_c - 17,88$$

$$I_c \geq 2.6 \quad \text{не применяется.}$$

Boulanger & Idriss (2015)

$$(q_{c1N})_{cs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N}; \quad (9.26)$$

$$q_{c1N} = C_N q_{cN} = C_N \frac{q_c}{P_a}; \quad (9.27)$$

$$C_N = \left( \frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^m \leq 1.7; \quad (9.28)$$

$$m = 1,338 - 0,249((q_{c1N})_{cs})^{0.264}; \quad (9.29)$$

$$\Delta q_{c1N} = \left( 11,9 + \frac{q_{c1N}}{14,6} \right) \exp \left( 1,63 - \frac{9,7}{FC + 2} - \left( \frac{15,7}{FC + 2} \right)^2 \right). \quad (9.30)$$

Значение **FC** принимается из данных лабораторных испытаний. В то же время, Idriss & Boulanger не рекомендуют выполнять коррекцию из-за присутствия глинистой фракции. Для FC менее 5% рекомендуется принимать **FC = 0**, как для чистого песка. Поэтому для пылеватого песка метод Boulanger & Idriss дает консервативную оценку. Кроме того, значение  $(q_{c1N})_{cs}$  ограничено интервалом от 32 до 254.

4. Вычислить коэффициент циклического сопротивления **CRR** при **M = 7,5**.

Robertson & Wride (1998)

$$CRR_{7.5} = 93 \left[ \frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08, \text{ если } 50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160 \quad (9.31)$$

$$CRR_{7.5} = 0.833 \left[ \frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0.05, \text{ если } (q_{c1N})_{cs} < 50$$

где  $(q_{e1N})_{cs}$  – лобовое сопротивление, скорректированное с учетом влияния напряжений от собственного веса грунта и содержания пылевато-глинистых частиц (FC).

Если  $I_c > 2,60$ , то следует использовать другой критерий.

#### Boulanger & Idriss (2015)

$$CRR_{\sigma=1} = \exp \left[ \frac{q_{c1N}}{540} + \left( \frac{q_{c1N}}{67} \right)^2 - \left( \frac{q_{c1N}}{80} \right)^3 + \left( \frac{q_{c1N}}{114} \right)^4 - 3 \right] \quad (9.32)$$

5. Приведение **CRS** к заданной магнитуде и корректировка к эффективным напряжениям и наклону поверхности земли:

$$CRR = CRR_{\sigma=1} MSF K_{\sigma} K_{\alpha} \quad (9.33)$$

где **MSF** – коэффициент масштабирования магнитуды, является поправочным коэффициентом для землетрясений с магнитудой, отличной от 7.5;  $K_{\alpha}$  – поправочный коэффициент учитывающий наклон поверхности земли;  $K_{\sigma}$  – поправочный коэффициент для эффективных напряжений от собственного веса грунта более 96 кПа. Для эффективных напряжений менее 96 кПа коррекция  $K_{\sigma}$  не требуется.

Коэффициент масштабирования магнитуды **MSF**:

#### Boulanger & Idriss (2015)

$$MSF = 1 + (MSF_{\max} - 1) \left[ 8,64 \exp \left( \frac{-M}{4} - 1,325 \right) \right] \quad (9.34)$$

$$MSF_{\max} = 1,09 + \left( \frac{q_{c1Ncs}}{180} \right)^3 \leq 2,2$$

Коэффициент  $K_{\sigma}$

#### Boulanger & Idris (2015)

$$K_{\sigma} = 1 - C_{\sigma} \ln \left( \frac{\sigma'_{vo}}{p_a} \right) \leq 1.1; \quad (9.37)$$

$$C_{\sigma} = \frac{1}{37.3 - 8.27 (q_{c1N})^{0.264}} \leq 0.3. \quad (9.38)$$

Коэффициент  $K_{\alpha}$

#### Idriss & Boulanger (2004)

$$K_{\alpha} = \frac{CRR_{\alpha}}{CRR_{\alpha=0}} = d + b \exp \left( \frac{-\xi}{c} \right) \quad (9.39)$$

$$d = 1267 + 636\alpha^2 - 634\exp(\alpha) - 632\exp(-\alpha)$$

$$b = \exp(-1,11 + 12,3\alpha^2 + 1,31\exp(\alpha + 0,001))$$

$$c = 0,138 + 0,126\alpha + 2,52\alpha^3$$

$$\alpha = \frac{\tau_\alpha}{\sigma_{v0}}$$

$$\xi_R = \frac{1}{Q - \ln\left(\frac{100p}{p_a}\right)} - \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{46}}$$

$$p' = \frac{1 + 2K_0}{3} \sigma'_{v0}$$

$$\alpha \leq 0,35$$

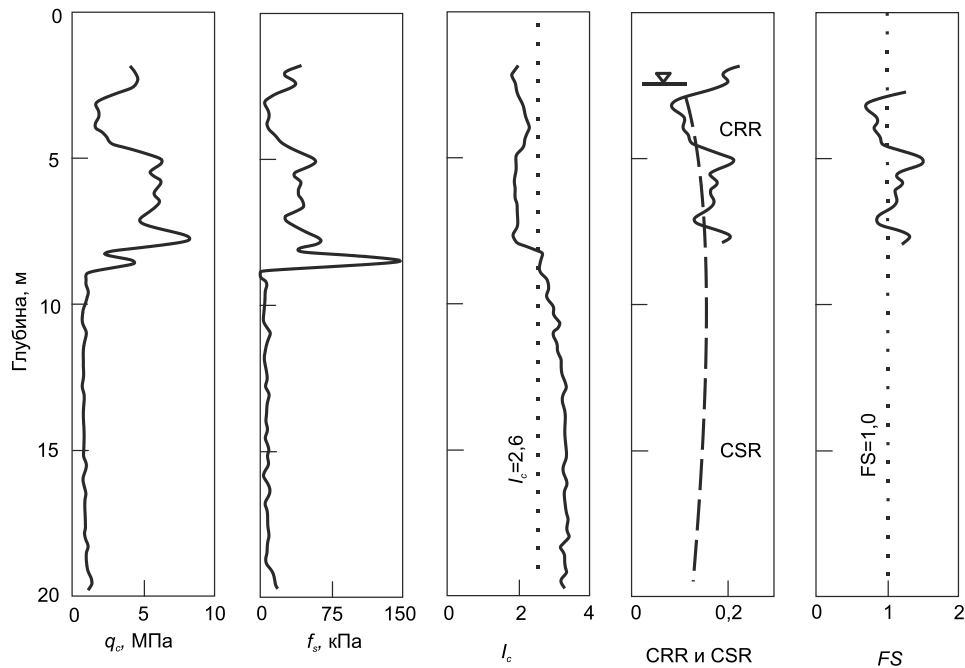
$$-0,6 \leq \xi_R \leq 0,1,$$

где  $K_0$  – коэффициент бокового давления в состоянии покоя;  $\tau_\alpha$  – статическое касательное напряжение;  $Q = 10$  для песчаных грунтов.

6. Определение коэффициента безопасности

$$FS = \frac{CRR_M}{CSR} = \frac{CRR_{7,5}(MSF)K_\sigma K_a}{CSR} = \frac{CRR_{7,5}}{CSR_{7,5}} \quad (9.40)$$

Образец представления результатов расчета показан на рис. 9.4.



**Рис. 9.4. Пример, показывающий результаты анализа потенциала разжижения на основе метода Robertson & Wride (1998) с использованием СРТ данных**

### 9.5. Оценка разжижения на основе скорости поперечных волн

Оценка способности грунтов к разжижению выполняется в следующей последовательности.

1. Скорость поперечной волны определяется зависимостью вида (Andrus & Stokoe, 2000):

$$V_{s1} = V_s \left( \frac{p_a}{\sigma'_{vo}} \right)^{0.25}, \quad \left( \frac{p_a}{\sigma'_{vo}} \right) \leq 2.89, \quad (9.41)$$

где  $V_{s1}$  – скорректированная скорость поперечной волны;  $V_s$  – измеренная скорость поперечной волны;  $p_a$  – атмосферное давление, принимаемое равным 100 кПа;  $\sigma'_{vo}$  – начальное эффективное вертикальное напряжение в тех же единицах, что и  $p_a$ .

2. Коэффициент циклического напряжения находится из зависимости вида

$$CSR_{7.5} = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0,65 a_{max} \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} r_d \frac{1}{MSF} \frac{1}{K_\sigma} \frac{1}{K_a}. \quad (9.42)$$

3. Эффект содержания пылевато-глинистых частиц (%) учитывается с помощью следующие зависимости Juang et al. (2002):

$$V_{s1,cs} = K_{cs} V_{s1} \quad (9.43)$$

$$K_{cs} = 1.0 \quad FC \leq 5\%$$

$$K_{cs} = 1 + (FC - 5)T \quad 5\% < FC < 35\% \quad (9.44)$$

$$K_{cs} = 1 + 30T \quad FC > 35\%$$

$$T = 0,009 - 0,0109 \left( \frac{V_{s1}}{100} \right) + 0,0038 \left( \frac{V_{s1}}{100} \right)^2 \quad (9.45)$$

Значение **FC** находится из лабораторных испытаний или принимается равным менее 5% как для чистого песка. Допускается находить **FC** из СРТ испытаний.

4. Коэффициент циклического сопротивления находится по формуле

$$CRR_{7.5} = 0,022 \left[ \frac{V_{s1,cs}}{100} \right]^2 + 2,8 \left[ \frac{1}{215 - V_{s1,cs}} - \frac{1}{215} \right]. \quad (9.46)$$

5. Влияние напряжений от собственного веса грунта учитывается зависимостью

**Boulanger & Idriss (2015):**

$$K_{\sigma} = 1 - C_{\sigma} \ln \left( \frac{\sigma'_{vo}}{p_a} \right) \leq 1,1; \quad (9.47)$$

$$C_{\sigma} = \frac{1}{18,9 - 3,1 \left( \frac{V_{s1,cs}}{100} \right)^{1,976}} \leq 0,3. \quad (9.48)$$

6. Коррекция для начального статического касательного напряжения находится из зависимости Idriss & Boulanger (2004):

$$K_{\alpha} = \frac{CRR_{\alpha}}{CRR_{\alpha=0}} = d + b \exp \left( \frac{-\xi_R}{c} \right); \quad (9.49)$$

$$d = 1267 + 636\alpha^2 - 634 \exp(\alpha) - 632 \exp(-\alpha);$$

$$b = \exp(-1,11 + 12,3\alpha^2 + 1,31 \exp(\alpha + 0,001));$$

$$c = 0,138 + 0,126\alpha + 2,52\alpha^3;$$

$$\alpha = \frac{\tau_{\alpha}}{\sigma_{v0}};$$

$$\xi_R = \frac{1}{Q - \ln \left( \frac{100p}{p_a} \right)} - \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{46}};$$

$$p' = \frac{1 + 2K_0}{3} \sigma'_{vo};$$

$$\alpha \leq 0,35;$$

$$-0,6 \leq \xi_R \leq 0,1.$$

где  $\tau_{\alpha}$  – статическое касательное напряжение;  $Q = 10$  для песчаных грунтов. Коэффициент  $K_{\alpha}$  учитывает наклон поверхности земли и принимается равным 1,0 при ее наклоне менее 6 градусов.

7. Коэффициент безопасности находится по формуле

$$FS = \frac{CRR_M}{CSR} = \frac{CRR_{7.5}(MSF)K_{\sigma}K_{\alpha}}{CSR} = \frac{CRR_{7.5}}{CSR_{7.5}}, \quad (9.50)$$

где  $MSF$  – коэффициент масштабирования магнитуды, вычисляется по формуле Boulanger & Idriss (2015):

$$FS = 6,9 \exp \left( \frac{-M}{4} \right) - 0,058 \leq 1,8 \quad (9.51)$$

## 9.6. Определение вероятности разжижения по СП 446.1325800.2019

Определение вероятности разжижения песков при динамических нагрузках по СП 446.1325800.2019 рекомендуется выполнять для песков по табл. 9.1. Зависимости не распространяются на пылеватые насыщенные водой пески.

Таблица 9.1

Вероятность разжижения песков

$p_d$ , МПа		Вероятность разжижения песков при динамических нагрузках
среднее	минимальное	
Менее 1,5	Менее 0,5	Большая вероятность разжижения (пески рыхлого сложения, сцепление практически отсутствует)
От 1,5 до 2,7	От 0,5 до 1,1	Разжижение возможно (пески рыхлые или средней плотности со слабо развитым сцеплением)
От 2,7 до 3,8	От 1,1 до 1,6	Вероятность разжижения невелика (пески средней плотности с развитым сцеплением)
Более 3,8	Более 1,6	Разжижение песков практически невозможно (пески плотные и средней плотности с хорошо развитым сцеплением)

Примечание. Оценка разжижаемости песков производится по средним значениям  $p_d$ . Учет минимальных значений повышает достоверность прогноза.

## 9.7. Оценка последствий разжижения

Во время землетрясений или после них наблюдаются движение грунта в горизонтальном направлении (поперечное смещение) и осадка смещаемого массива грунта. Поперечное смещение может встречаться на пологих склонах и вблизи естественных и подрезанных склонов.

Для оценки поперечного смещения грунта при землетрясении с использованием эмпирических методов необходимо знать информацию, которая должна быть получена из инженерно-геологических и геодезических исследований. Учет поперечного смещения грунтов особенно важен при проектировании фундаментов мостов, потому что многие мосты пересекают реки или другие водоемы на участках, которые часто образуют склоны из отложений рыхлых, водонасыщенных сыпучих грунтов. Смещаемые массивы грунта могут оказывать давление на заглубленные в грунт конструкции, такие как трубопроводы или сваи.

Наиболее часто процедуры для оценки поперечного смещения предполагают, что в грунтах с SPT сопротивлением более 15 не могут возникать боковые деформации и то, что в грунтах с SPT сопротивлением менее 15 возможно движение грунта с возникновением боковых деформаций.

Вертикальное движение поверхности земли в течение землетрясения вызывает осадку грунта. Осадка может быть вызвана несколькими различными механизмами. В некоторых случаях вертикальные перемещения грунта возникают в результате действия деформаций сдвига, таких как те, которые связаны с горизонтальным перемещением или другими формами неустойчивости на склоне. В других случаях

осадка поверхности грунта может быть вызвана избыточным давлением в поровой воде.

Осадка массива грунта при землетрясении определяется через объемную деформацию с использованием данных как СРТ так и SPT испытаний.

### 9.7.1. Оценка величины горизонтального перемещения

Предложено несколько методов для оценки горизонтального перемещения грунта при разжижении, основанных на данных полевых испытаний грунтов. В первую очередь это методы, основанные на данных стандартного статического зондирования (SPT) (Rauch & Martin, 2000; Bardet et al., 2002; Youd et al., 2002). Эти методы являются эмпирическими и не содержат данных лабораторных исследований разжижаемости грунтов. Вторая группа методов основана на данных испытаний статическим зондированием (СРТ) и рассмотрена ниже.

#### Метод Zhang et al., (2004)

Этот метод основан преимущественно на оценке максимума циклической деформации сдвига каждого слоя в течение и после разжижения, которое оценивается коэффициентом безопасности против разжижения **FS** и степенью плотности  $I_D$  чистого песка, в то время как степень плотности находится из SPT, СРТ и SCPT испытаний:

#### Boulanger & Idriss (2014)

$$I_D = -85 + 76 \log(q_{c1N}) \quad (q_{c1N} \leq 200), \quad (9.52)$$

$$I_D = 16 \sqrt{(N_1)_{78}} = 14 \sqrt{(N_1)_{60}} \quad ((N_1)_{60} \leq 42) \quad (9.53)$$

#### Tokimatsu & Seed (1987)

$$I_D = 100 \sqrt{(N_1)_{60cs}} / 52 \quad (9.54)$$

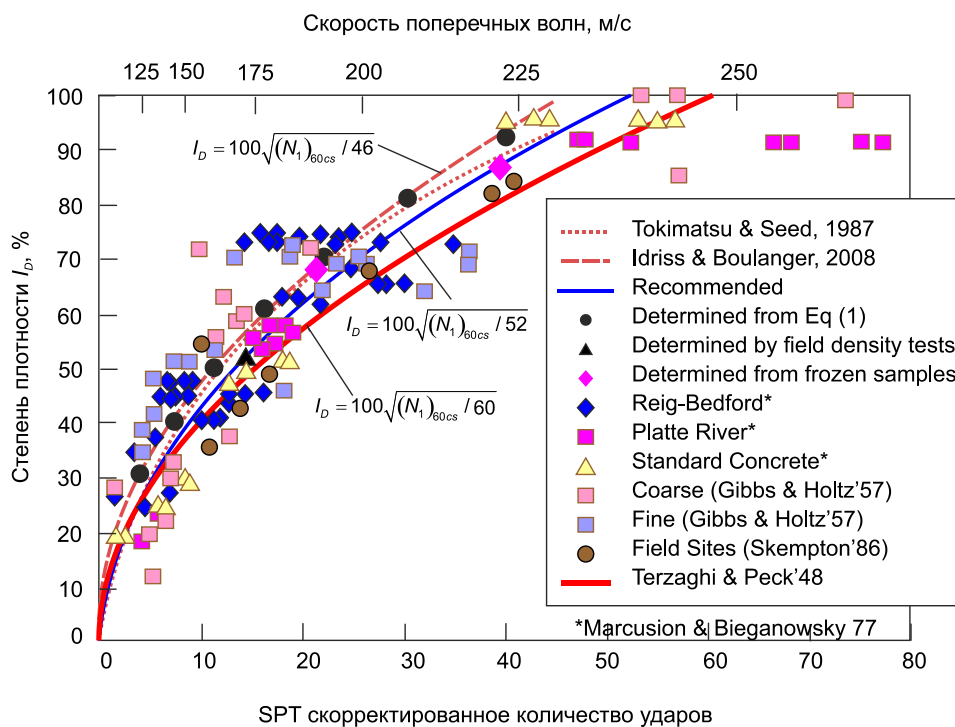


Рис. 9.5. Зависимость между относительной плотностью, SPT скорректированным количеством ударов и скоростью поперечных волн (Mayne et al., 2002; Tokimatsu and Seed, 1987)

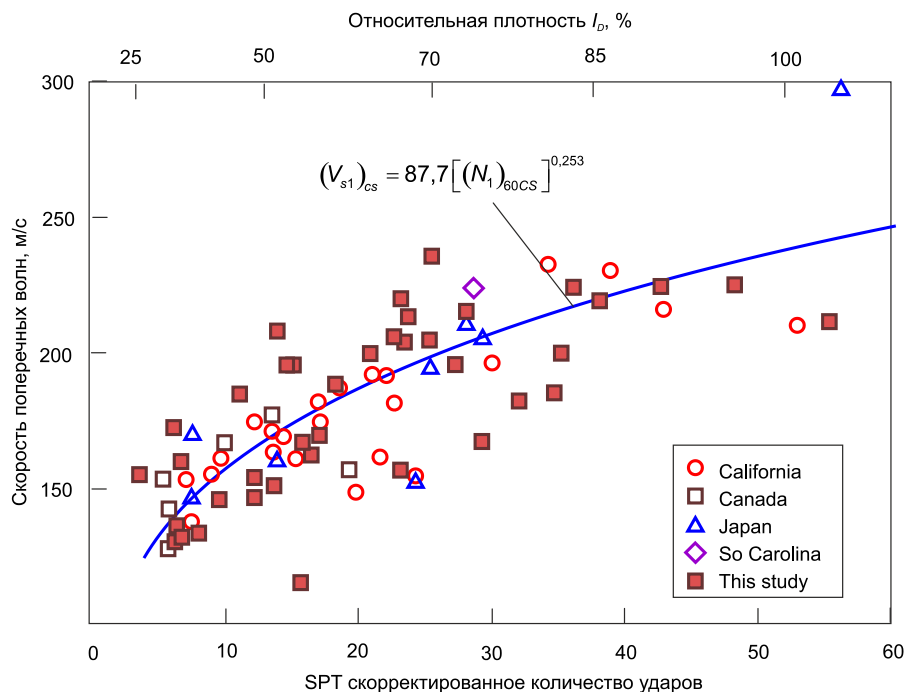


Рис. 9.6. Зависимость между скорректированной скоростью попересных волн и с скорректированным SPT количеством ударов для нецементированных Голоценовых песков (Andrus et al., 2004)



Затем оценка горизонтального перемещения  $LDI$  выполняется для всех слоев, у которых показатель безопасности  $FS$  менее 2,0, по формуле

$$LDI = \int_0^{z_{\max}} \gamma_{\max} dz, \quad (9.55)$$

где  $\gamma_{\max}$  – максимум циклической деформации сдвига в каждом слое из-за циклической нагрузки;  $dz$  – глубина интервала для каждого испытания;  $z_{\max}$  – максимальная глубина ниже потенциально разжижаемых слоев с вычисленным  $FS$  менее 2.

Выражение (9.55) рекомендуется до глубины  $z_{\max}$  не более 20 м.

Процедура вычислений включает следующие шаги.

1. Используя данные топографической съемки, определяется категория участка как крутой склон или как пологий склон.

2. Используя рис. 9.7 вычисляют наклон пологой части склона  $S$ , для случая пологого склона и наклон крутой части откоса  $W$ .

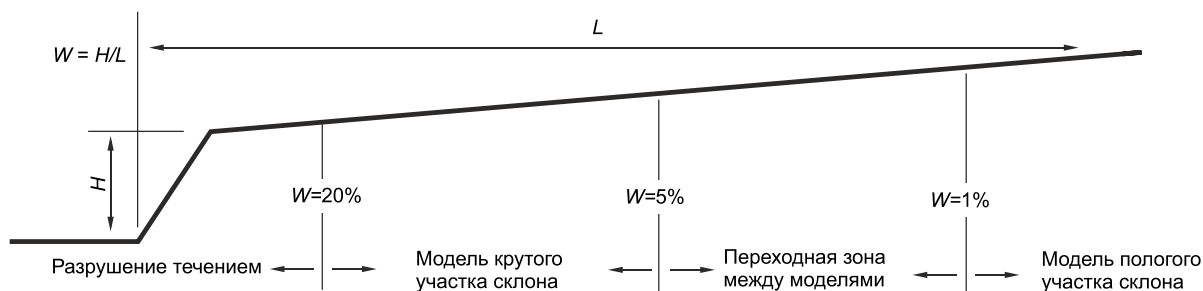


Рис. 9.7. Участки с различными условиями расчета (Youd et al., 2002)

3. Разделяют профиль грунта на серию подслоев и определяют среднее SPT и СРТ сопротивление для каждого подслоя. Значения  $(N_1)_{60cs}$  находятся по формуле (9.7), а  $(q_{c1N})_{cs}$  по формуле (9.26). Вычисляют коэффициент безопасности  $FS$  против разжижения для каждого подслоя.

4. Используя значения степени плотности и коэффициента безопасности находят максимум деформации сдвига  $\gamma_{\max}$

Zhang et al. (2004)

если  $I_D = 90\%$ ,  $\gamma_{\max} = 3,26(FS)^{-1.80}$  для  $0,7 \leq FS \leq 2,0$

если  $I_D = 90\%$ ,  $\gamma_{\max} = 6,2$  для  $FS \leq 0,7$

если  $I_D = 80\%$ ,  $\gamma_{\max} = 3,22(FS)^{-2.08}$  для  $0,56 \leq FS \leq 2,0$

если  $I_D = 80\%$ ,  $\gamma_{\max} = 10$  для  $FS \leq 0,56$

если  $I_D = 70\%$ ,  $\gamma_{\max} = 3,20(FS)^{-2.89}$  для  $0,59 \leq FS \leq 2,0$

если  $I_D = 70\%$ ,  $\gamma_{\max} = 14,5$  для  $FS \leq 0,59$

$$\begin{aligned}
&\text{если } I_D = 60\%, \quad \gamma_{\max} = 3,58(FS)^{-4.42} \quad \text{для } 0,66 \leq FS \leq 2,0 & (9.56) \\
&\quad \text{если } I_D = 60\%, \quad \gamma_{\max} = 22,7 \quad \text{для } FS \leq 0,66 \\
&\text{если } I_D = 50\%, \quad \gamma_{\max} = 4,22(FS)^{-6.39} \quad \text{для } 0,72 \leq FS \leq 2,0 \\
&\quad \text{если } I_D = 50\%, \quad \gamma_{\max} = 34,1 \quad \text{для } FS \leq 0,72 \\
&\text{если } I_D = 40\%, \quad \gamma_{\max} = 3,31(FS)^{-7.97} \quad \text{для } 1,0 \leq FS \leq 2,0 \\
&\text{если } I_D = 40\%, \quad \gamma_{\max} = 250(1,0 - FS) + 3,5 \quad \text{для } 0,81 \leq FS \leq 1,0 \\
&\quad \text{если } I_D = 40\%, \quad \gamma_{\max} = 51,2 \quad \text{для } FS \leq 0,81
\end{aligned}$$

или

**Idris & Boulanger (2008)**

– статическое зондирование

$$\begin{aligned}
\gamma_{\max} &= 0, \quad \text{если } FS \geq 2 \\
\gamma_{\max} &= \min\left(\gamma_{\text{lim}} 0,035(2 - FS) \left(\frac{1-F_\alpha}{FS-F_\alpha}\right)\right) \quad \text{если } 2 > FS_{\text{lig}} \geq F_\alpha & (9.57) \\
\gamma_{\max} &= \gamma_{\text{lim}} \quad \text{если } FS_{\text{lig}} < F_\alpha \\
\gamma_{\text{lim}} &= 1,859(2,163 - 0,478(q_{c1N})_{cs} 0,264)^3 \\
F_\alpha &= -11,74 + 8,34(q_{c1N})_{cs} 0,264 - 1,371(q_{c1N})_{cs} 0,528
\end{aligned}$$

– динамическое зондирование SPT

**Idriss & Boulanger (2008)**

$$\gamma_{\text{lim}} = 1,859 \left( 1,1 - \sqrt{\frac{(N_1)_{60cs}}{46}} \right)^3. \quad (9.58)$$

Затем максимальная ожидаемая деформация для данного уровня нагружения может быть связана с плотностью грунта и коэффициентом безопасности против разжижения с помощью уравнения:

$$\gamma_{\max} = \begin{cases} 0 & \text{если } FS_L \geq 2 \\ \gamma_{\text{lim}} & \text{если } FS_L \leq A \\ \min(B, \gamma_{\text{lim}}) & \text{если } A \leq FS_L \leq 2 \end{cases} \quad (9.59)$$

где

$$A = 0,535 + 0,398 \sqrt{\max(5,6, (N_1)_{60cs})} - 0,0924 \max(5,6, (N_1)_{60cs}) \quad (9.60)$$

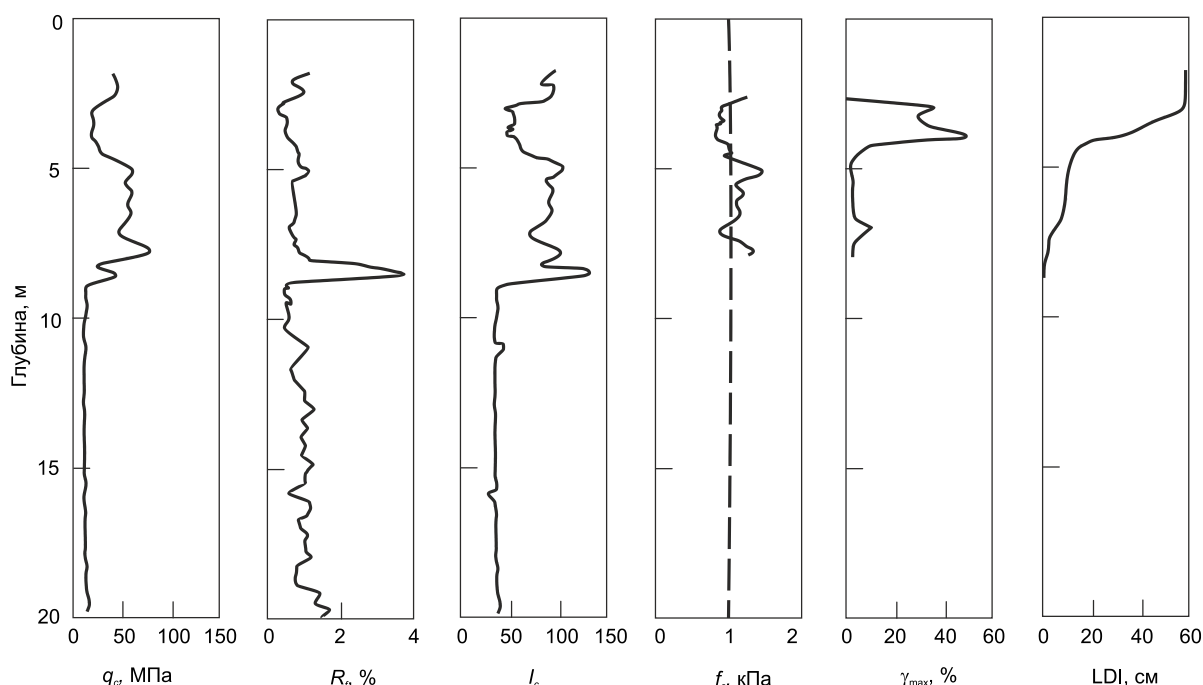
$$B = 0,035(1 - A) \left( \frac{2 - FS}{FS - A} \right). \quad (9.61)$$

5. Используя вычисленные значения максимальной деформации сдвига для потенциально разжижаемых слоев, горизонтальное перемещение может быть

вычислено как сумма значений максимальной деформации сдвига для всей грунтовой толщи.

$$LDI = \int_0^{z_{\max}} \gamma_{\max} dz. \quad (9.62)$$

*LDI* оценивает величину горизонтального перемещения, которое неявно предполагает, что все потенциально разжижающиеся слои достигают своих соответствующих максимальных значений деформации сдвига, и что все эти значения действуют в одном направлении. Таким образом, пользователи должны быть осторожны в интерпретации полученных значений перемещений, так как разработчики метода предлагали находить потенциально возможную максимальную величину горизонтального перемещения.



**Рис. 9.8. Пример, показывающий главные шаги для вычисления показателя горизонтального перемещения (LDI) с использованием СРТ данные**

Так как эта модель была откалибрована на данных реальных землетрясений, то она рекомендуется к использованию при магнитуде землетрясения между 6,4 и 9,2, пиковом ускорением между  $0,19g$  и  $0,6g$  и высоте свободной поверхности не более 18 м. Кроме того, оценка должна быть сделана с осторожностью для слоев грунта с низкими значениями сопротивления пенетрации  $(N_1)_{60cs} < 10$  или  $(q_{c1Ncs}) < 50$ .

## Youd et al., (2002)

В этом эмпирическом методе предполагается, что уравнение (9.63) определяет максимальное перемещение на крутом участке склона, а уравнение (9.64) - на пологом участке склона, где влияние крутизны незначительно. На пологой части склона используются оба уравнения и контролируется наибольшее перемещение  $D_H$ . На рис. 9.7 схематично показаны диапазоны для соответствующих условий применения уравнений.

Авторы рекомендуют использовать для оценки горизонтального перемещения два уравнения:

– крутая часть участка склона:

$$\lg D_H = -16,713 + 1,532M - 1,406 \lg R^* - 0,012R + \\ + 0,592 \lg W + 0,540 \lg T_{15} + 3,413 \lg(100 - F_{15}) - 0,795 \lg(D50_{15} + 0,1 \text{ мм}); \quad (9.63)$$

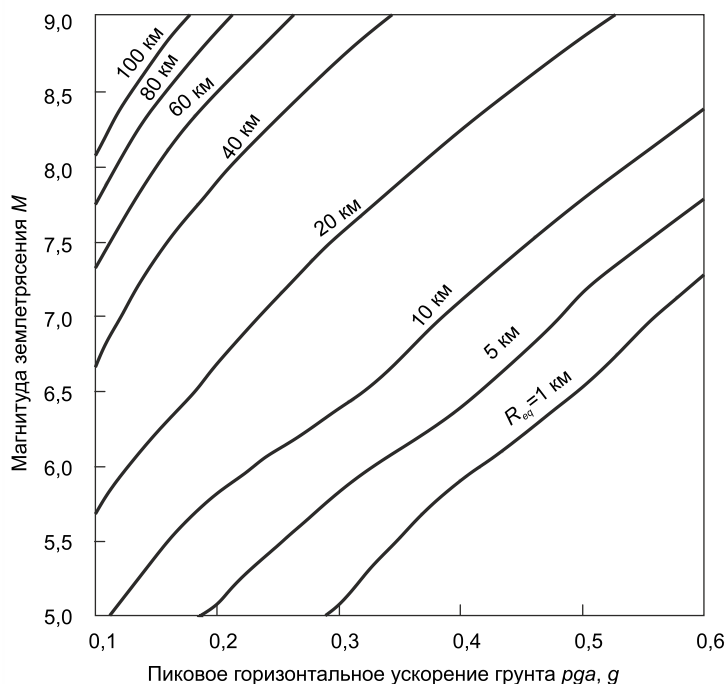
– пологая часть участка склона:

$$\lg D_H = -16,713 + 1,532M - 1,406 \lg R^* - 0,012R + \\ + 0,338 \lg S + 0,540 \lg T_{15} + 3,413 \lg(100 - F_{15}) - 0,795 \lg(D50_{15} + 0,1 \text{ мм}), \quad (9.64)$$

где  $D_H$  – оценочное значение горизонтального перемещения грунта, м;  $M$  – момент магнитуды землетрясения;  $R^*$  – расстояние до источника землетрясения, км;  $T_{15}$  – суммарная толщина водонасыщенных гранулированных слоев с скорректированным количеством ударов  $N_{1(60)}$  менее чем 15 м;  $F_{15}$  – среднее содержание пылевой фракции в гранулированных слоях включая  $T_{15}$  в %;  $D50_{15}$  – средний размер частиц грунта для гранулированных материалов внутри  $T_{15}$  в мм;  $S$  – наклон поверхности грунта в процентах;  $W$  – коэффициент свободной поверхности, определяемый как высота склона, поделенная на расстояние от основания склона до точки, где выполняется оценка, %.

Рекомендуется определять оценочное значение  $R^*$  из следующего графика, основываясь на PGA (ускорение) и  $M$  (магнитуда).

$$R^* = R + 10^{(0,89M - 5,64)}. \quad (9.65)$$



**Рис. 9.9.** К определению расстояния до источника землетрясения

Процедура расчета включает следующие шаги:

1. Используя данные топографической съемки, определяют категорию участка как крутой склон или как пологий склон.

2. Используя рис. 9.7 вычисляют наклон пологой части склона  $S$ , для случая пологого склона и наклон крутой части откоса,  $W$ .

3. Вводят момент магнитуды  $M_w$  и расстояние до ближайшего места землетрясения  $R$ .

4. Разделяют профиль грунта на подслои и определяют скорректированное SPT сопротивление  $(N_1)_{60}$ , содержание пылевой фракции  $FC$  и средний размер частиц в каждом подслое. Значение  $(N_1)_{60}$  можно найти через CPT сопротивление используя формулу

$$\frac{q_{c1}}{(N_1)_{60}} = 8,5 \left( 1 - \frac{I_c}{4,6} \right), \quad (9.66)$$

где  $q_{c1}$  – лобовое сопротивление конуса;  $I_c$  – индекс материала.

5. Вычисляют суммарную толщину,  $T_{15}$  слоев грунта, если для них скорректированное значение SPT сопротивления  $(N_1)_{60}$  менее чем или равно 15 (т.е. слои грунта, у которых  $FS$  меньше или равно 1,0).

6. Определяют среднее содержание пылевой фракции,  $FC_{15}$  (в процентах) слоев грунта в пределах  $T_{15}$ .

Содержание пылевой/глинистой фракции, %, находится через индекс материала  $I_c$ .

$$\begin{aligned}
 I_c < 1,31, & \quad FC(\%) = 0 \\
 1,31 \leq I_c < 2,325, & \quad FC(\%) = 43,668I_c - 57,2 + 10 \sin\left(\frac{(I_c - 1,325)}{1,015} \pi\right) \\
 2,325 \leq I_c < 3,2, & \quad FC(\%) = 63,62I_c - 103,59 \\
 I_c \geq 3,2, & \quad FC(\%) = 100
 \end{aligned} \tag{9.67}$$

7. Используя график из табл. 9.1 определяют средний диаметр частиц,  $D_{50_{15}}$  (в мм) слоев грунта входящих в  $T_{15}$ .

8. Выполняют контроль применимости модели Youd et al., (2002) для рассматриваемой площадки сравнивая параметры, полученные в предыдущих пунктах с приведенными в табл. 9.2. Результаты, находящиеся вне диапазонов, должны быть тщательно интерпретированы.

Таблица 9.1

Рекомендуемый диапазон значений переменных в методе Youd et al., (2002)

Переменная	Описание	Диапазон
$T_{15}$	Эквивалентная мощность водонасыщенных сыпучих грунтов (содержание мелкой фракции менее 15%) в м	1 – 15 м
$M$	Момент магнитуды землетрясения	6,0 – 8,0
$Z_T$	Глубина для ближайшего слоя, входящего в $T_{15}$	1 – 15 м
$W$	Коэффициент свободной поверхности	1 – 20 %
$S$	Наклон поверхности склона	0,1 – 6%
$F_{15}, D_{50_{15}}$		

Таблица 9.2

Пределные значения переменных в методе Youd et al., (2002)

Переменные, которые оказывают влияние на определение горизонтального перемещения		Минимум	Максимум
$D_H$ , м	Оценочное горизонтальное перемещение	0,1 м	6 м
$M_W$	Момент магнитуды землетрясения	6	8
$R_f$ , км	Ближайшее расстояние до вертикальной проекции разрыва поверхности земли	0,5 км	
$H$ , м	Высота склона	Пределы определены $W$	
$L$ , м	Расстояние от бровки склона	(%) см. ниже	
$W$ , %	Отношение $W/L \times 100$	1%	20%
$T_{15}$ , м	Суммарная толщина слоев грунта с $(N_1)_{60} < 15$	1 м	15 м
$F_{15}$ , %	Среднее содержание мелкой фракции фракции в $T_{15}$	Значения должны находиться внутри границ на рисунке в табл. 9.1	
$D_{50_{15}}$ , мм	Средний размер частиц для разжижаемых слоев ( $N < 15$ )		
$S$ , %	Наклон поверхности	0,1%	6%
$Z_t$ , м	Глубина до поверхности разжижаемого слоя	1 м	10 м

9. Вычисляют ожидаемое горизонтальное перемещение массива грунта из уравнения:

$$\lg D_H = b_0 + b_1 M_W + b_2 \lg R^* + b_3 R + b_4 \lg W + b_5 \lg S + b_6 \lg T_{15} + b_7 \lg(100 - F_{15}) + b_8 \lg(D_{50_{50}} + 0,1 \text{ мм}), \quad (9.68)$$

где  $D_H$  – горизонтальное перемещение в метрах;

$$R^* = R + 10^{-0,89 M_W - 5,64} \quad (9.69)$$

Значения коэффициентов уравнения (9.69) приведены в табл. 9.3.

Таблица 9.3

Коэффициенты уравнения (9.68)

Модель	$b_0$	$b_1$	$b_2$	$b_3$	$b_4$	$b_5$	$b_6$	$b_7$	$b_8$
Пологая часть склона	-16,213	1,532	-1,406	-0,012	0	0,338	0,540	3,413	-0,795
Крутая часть склона	-16,713	1,532	-1,406	-0,012	0,592	0	0,540	3,413	-0,795

### 9.7.2. Осадка при разжижении

В общем случае осадка из-за землетрясения определяется объемным сжатием вследствие возникновения и рассеивания избыточного порового давления. Практически все процедуры оценки основаны на определении объемной деформации из данных SPT и CPT определений сопротивления грунта, степени плотности  $I_D$  и коэффициента безопасности  $FS$ .

Большинство методов расчета осадки основаны на использовании значения  $N$  определяемого в SPT испытаниях. Если используются СРТ данные, то их необходимо конвертировать в SPT данные.

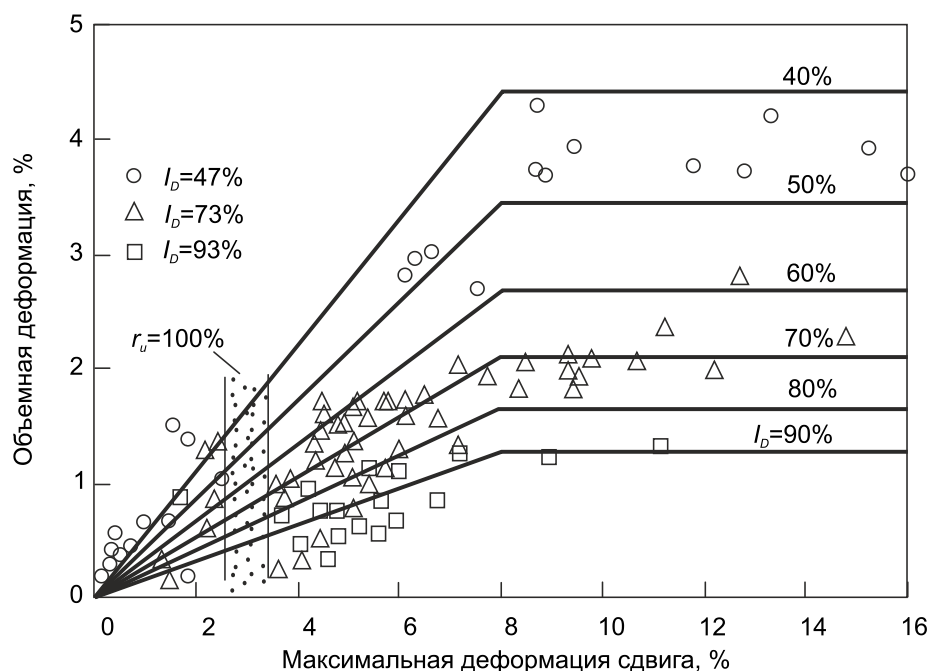
П. Робертсон рекомендует использовать нижеприведенную формулу для конвертации данных СРТ испытаний:

$$\frac{q_{c1}}{(N_1)_{60}} = 8,5 \left( 1 - \frac{I_c}{4,6} \right), \quad (9.70)$$

где  $q_{c1}$  – лобовое СРТ сопротивление;  $I_c$  – индекс материала.

### Метод Ishihara & Yoshimine (1992)

Осадка определяется из вычисления объемной деформации образующейся в процессе диссипации порового давления. Основываясь на данных полевых наблюдений после землетрясений, получено, что величина объемной деформации зависит от сопротивления пенетрации и возможного значения **CSR** при землетрясении. Подобные зависимости приведены на рис. 9.10, были предложены Ishihara & Yoshimi (1992) и показывают, что объемная деформация при разжижении может изменяться в диапазоне между от около 4,5% для очень рыхлого песка до 1% для очень плотного песка. Эти зависимости рекомендуются для оценки осадки при разжижении сыпучих грунтов.



**Рис. 9.10. Зависимость объемной деформации от максимальной деформации сдвига (Ishihara & Yoshimi, 1992)**

Процедура вычислений включает следующие шаги.

1. Построить профили измеренных SPT сопротивления и содержания пылевой фракции во всех потенциально разжижаемых слоях грунтов.



2. Найти скорректированное значение  $(N_1)_{60}$  сопротивления пенетрации с учетом длины, типа молота, диаметра скважины и энергии. Если используются СРТ данные испытаний, то значение  $(N_1)_{60}$  можно найти через СРТ сопротивление, используя формулу (9.44).

3. Определить степень плотности для каждого слоя грунта используя формулы (9.52)–(9.55).

4. Вычислить коэффициент безопасности  $FS$  против разжижения для каждого слоя.

5. Вычислить объемную деформацию для каждого слоя, используя зависимости, приведенные на рис. 9.11 или в уравнении (9.71).

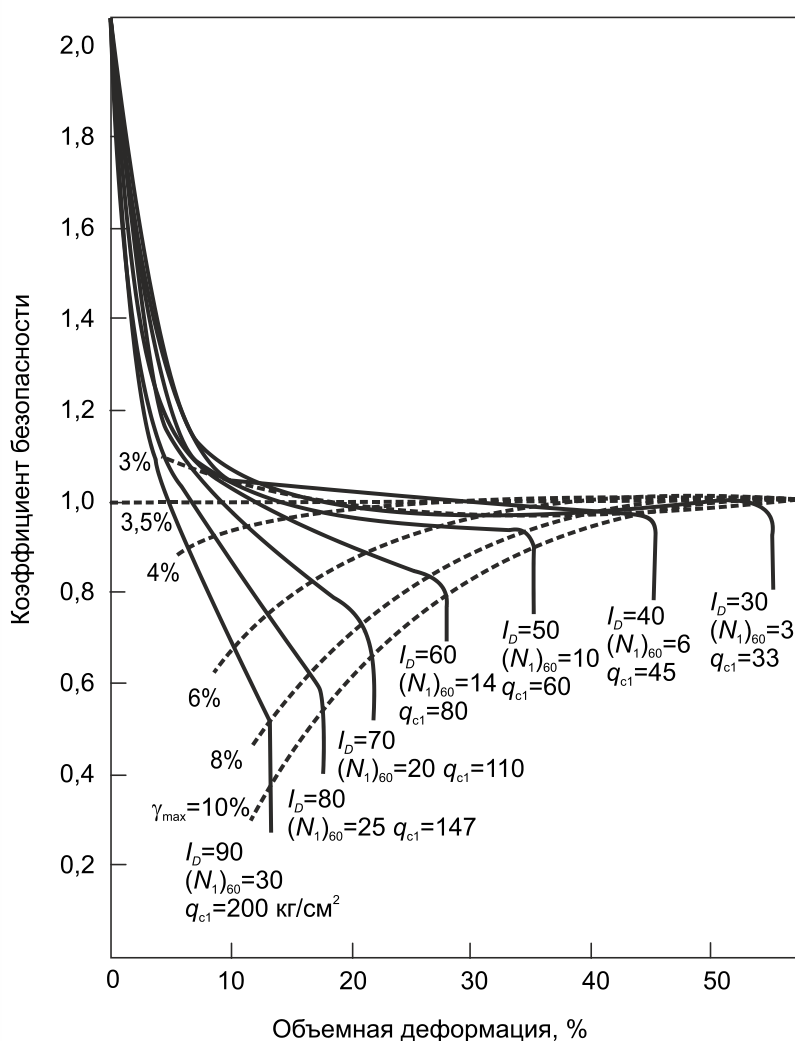


Рис. 9.11. Зависимость объемной деформации от степени плотности, SPT и СРТ сопротивления и коэффициента безопасности (Ishihara & Yoshimine, 1992)

$$\begin{aligned}
&\text{если } FS \leq 0,5 \quad \varepsilon_v = 102(q_{c1N})_{cs}^{-0.82} \quad \text{для } 33 \leq (q_{c1N})_{cs} \leq 200 \\
&\text{если } FS = 0,6 \quad \varepsilon_v = 102(q_{c1N})_{cs}^{-0.82} \quad \text{для } 33 \leq (q_{c1N})_{cs} \leq 147 \\
&\text{если } FS = 0,6 \quad \varepsilon_v = 2411(q_{c1N})_{cs}^{-1.45} \quad \text{для } 147 \leq (q_{c1N})_{cs} \leq 200 \\
&\text{если } FS = 0,7 \quad \varepsilon_v = 102(q_{c1N})_{cs}^{-0.81} \quad \text{для } 33 \leq (q_{c1N})_{cs} \leq 110 \\
&\text{если } FS = 0,7 \quad \varepsilon_v = 1701(q_{c1N})_{cs}^{-1.42} \quad \text{для } 110 \leq (q_{c1N})_{cs} \leq 200 \\
&\text{если } FS = 0,8 \quad \varepsilon_v = 102(q_{c1N})_{cs}^{-0.81} \quad \text{для } 33 \leq (q_{c1N})_{cs} \leq 80 \\
&\text{если } FS = 0,8 \quad \varepsilon_v = 1690(q_{c1N})_{cs}^{-1.46} \quad \text{для } 80 \leq (q_{c1N})_{cs} \leq 200 \\
&\text{если } FS = 0,9 \quad \varepsilon_v = 102(q_{c1N})_{cs}^{-0.83} \quad \text{для } 33 \leq (q_{c1N})_{cs} \leq 60 \\
&\text{если } FS = 0,9 \quad \varepsilon_v = 1430(q_{c1N})_{cs}^{-1.48} \quad \text{для } 60 \leq (q_{c1N})_{cs} \leq 200 \\
&\text{если } FS = 1,0 \quad \varepsilon_v = 64(q_{c1N})_{cs}^{-0.93} \quad \text{для } 33 \leq (q_{c1N})_{cs} \leq 200 \\
&\text{если } FS = 1,1 \quad \varepsilon_v = 11(q_{c1N})_{cs}^{-0.65} \quad \text{для } 33 \leq (q_{c1N})_{cs} \leq 200 \\
&\text{если } FS = 1,2 \quad \varepsilon_v = 9.7(q_{c1N})_{cs}^{-0.69} \quad \text{для } 33 \leq (q_{c1N})_{cs} \leq 200 \\
&\text{если } FS = 1,3 \quad \varepsilon_v = 7.6(q_{c1N})_{cs}^{-0.71} \quad \text{для } 33 \leq (q_{c1N})_{cs} \leq 200 \\
&\text{если } FS = 2,0 \quad \varepsilon_v = 0,0 \quad \text{для } 33 \leq (q_{c1N})_{cs} \leq 20
\end{aligned} \tag{9.71}$$

Объемную деформацию можно найти также через скорректированную скорость поперечной волны, используя зависимость вида (Yi, 2010):

$$\varepsilon_{v,lim} = 12 \exp \left[ -0,449 \left( (V_{s1})_{cs} / 100 \right)^{1.976} \right] (\%) \tag{9.72}$$

Или через скорректированное значение  $(N_1)_{60,cs}$  сопротивления пенетрации

$$\varepsilon_v = 1.5 \exp \left( -0.369 \sqrt{(N_1)_{60,cs}} \right) \min(0.08, \gamma_{max}) \tag{9.73}$$

где  $\min(\cdot)$  означает использование минимального значения, указанного в скобках, а  $\gamma_{max}$  — максимальная деформация сдвига. Максимальная деформация сдвига используется из-за асимптотической природы кривых деформации и вычисляется как:

$$\begin{aligned}
&\gamma_{max} = 0, \text{ если } FS_{liq} \geq 2 \\
&\gamma_{max} = \min \left( \gamma_{min}, 0.035 (2 - FS_{liq}) \left( \frac{1 - F_\alpha}{FS_{liq} - F_\alpha} \right) \right), \text{ если } 2 > FS_{liq} > F_\alpha
\end{aligned} \tag{9.74}$$

$$\gamma_{max} = \gamma_{lim}, \text{ если } FS_{liq} \leq F_\alpha$$

где

$$\gamma_{lim} = 1.859 \left( 1.1 - \sqrt{\frac{N_{1,60,cs}}{46}} \right)^3 \geq 0 \quad (9.75)$$

б. Вычислить ожидаемую осадку как сумму всех осадок слоев показывающие разжижение, полагая постоянные значения объемной деформации в пределах каждого слоя.

$$S = \sum_{i=1}^j \varepsilon_{vi} \Delta z_i, \quad (9.76)$$

где  $j$  – количество слоев;  $\Delta z_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта, см;  $\varepsilon_{vi}$  – объемная деформация в долях единицы.

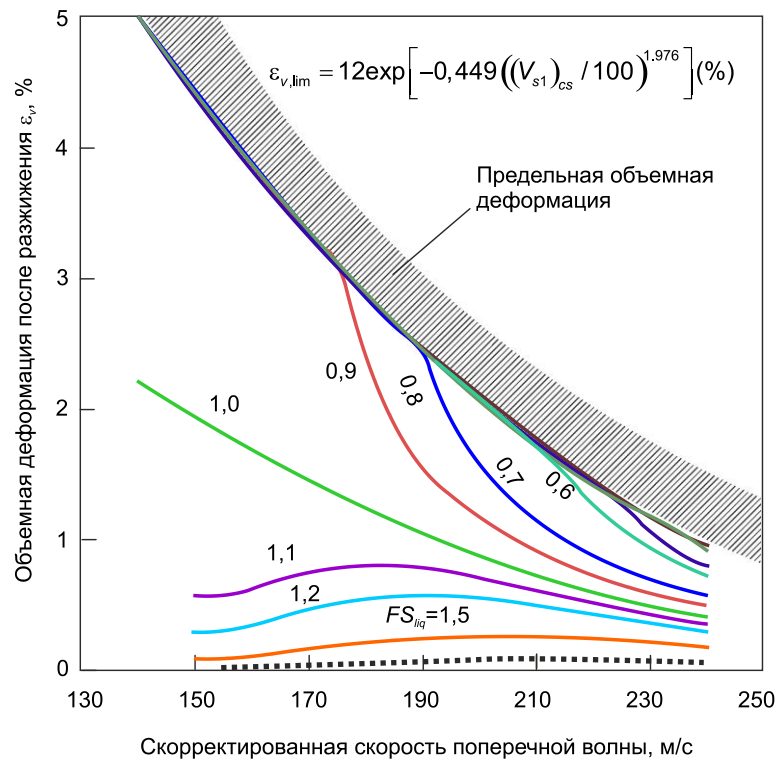


Рис. 9.12. Зависимость между  $\varepsilon_v$  и  $(V_{s1})_{cs}$  для данного  $FS$  с предельной объемной деформацией (Yi, 2010)

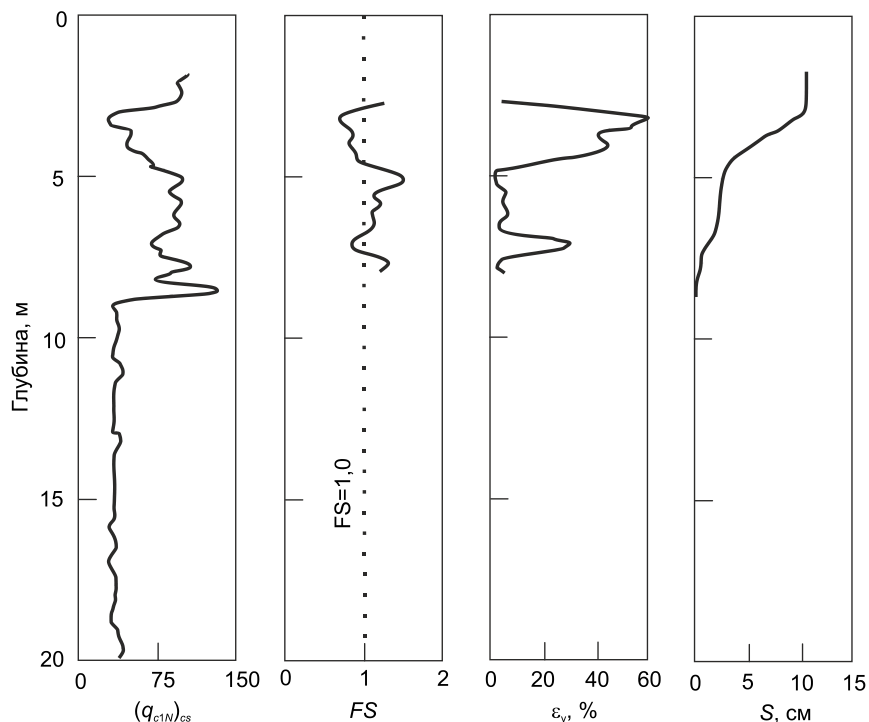


Рис. 9.13. Пример, показывающий результаты оценки осадки из-за разжижения с использованием СРТ данных

#### Метод Tokimatsu & Seed (1987)

Авторы использовали корреляцию между  $(N_1)_{60}$ , степенью плотности, оценочным значением деформации сдвига из  $(N_1)_{60}$ , коэффициентом циклического сопротивления и предложили зависимости, приведенные на рис. 9.14.

Процедура вычислений включает следующие шаги.

1. Разработать профили измеренных СРТ сопротивления и содержания пылевой фракции во всех потенциально разжижаемых слоях грунтов.
2. Найти скорректированное значение  $(N_1)_{60}$  сопротивления пнтрации с учетом длины, типа молота, диаметра скважины и энергии. Значение  $(N_1)_{60}$  можно найти через СРТ сопротивление, используя формулу 9.71.
3. Привести сопротивление пнтрации к сопротивлению для чистого песка используя формулы 9.7, 9.12.
4. Вычислить объемную деформацию для каждого подслоя используя кривые на рис. 9.14.

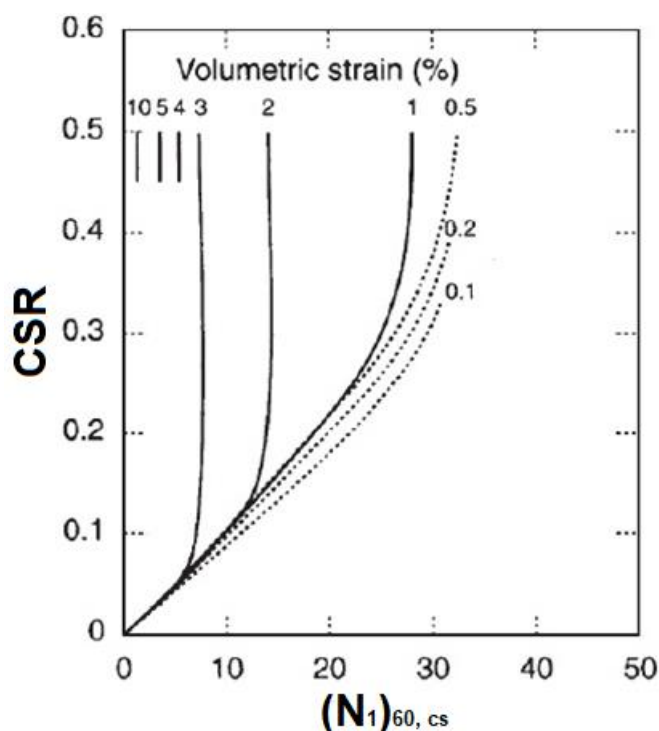


Рис. 9.14. Зависимость объемной деформации от скорректированного SPT сопротивления и коэффициента циклических напряжений

5. Вычислить ожидаемую осадку как сумму всех осадок подслоев показывающие разжижение, полагая постоянные значения объемной деформации в пределах каждого подслоя.

$$S = \sum_{i=1}^j \varepsilon_{vi} \Delta z_i \quad (9.77)$$

### 9.7.3. Вероятность разжижения

Вероятность наступления явления разжижения оценивается количественным показателем называемый индексом потенциала текучести (liquefaction potential index – LPI), который был предложен Iwasaki (1978, 1982), в виде:

$$LPI = \int_0^{20} F_1 W(z) dz, \quad (9.78)$$

где  $W(z) = 10 - 0,5z$ ;  $F_1 = 1 - FS$  для  $FS < 1,0$ ;  $F_1 = 0$  для  $FS > 1,0$  и  $z$  – глубина ниже поверхности грунта в метрах. LPI оценивает риск наступления повреждений при разжижении с индикаторами, приведенными в табл. 9.4.

Таблица 9.4

LPI диапазон и повреждения

LPI диапазон	Повреждения
LPI = 0	Риск разжижения очень низкий
$0 < LPI \leq 5$	Риск разжижения слабый
$5 < LPI \leq 15$	Риск разжижения высокий
LPI > 15	Риск разжижения очень высокий

Самая последняя разработка для количественного описания повреждений вызванных поверхностным разжижением, получившая название "уязвимость разжижения", была сделана компанией Tonlin & Taylor после землетрясений в Крайстчерче, происходивших в период с 2010 по 2011 год, и была основана на полевых наблюдениях и анализе примерно 7500 CPT исследований. Предложен новый индекс опасности разжижения (liquefaction severity number – LSN), который был определен следующим уравнением:

$$LSN = \int \frac{\varepsilon_v}{z} dz, \quad (9.79)$$

где  $\varepsilon_v$  – вычисленная объемная деформация уплотнения в исследуемом слое по методу Zhang et al. (2002);  $z$  – глубина до интересующего слоя в метрах ниже поверхности земли. Типичное поведение площадок с заданным LSN кратко представлено в следующей таблице (табл. 9.5).

Таблица 9.5

Диапазон LSN и наблюдаемые эффекты на поверхности	
0 – 10	Малое или отсутствие проявления разжижения, незначительные эффекты
10 – 20	Незначительное проявление разжижения, некоторое количество песка кипит
20 – 30	Умеренное проявление разжижения, с песчаными фурункулами и некоторыми повреждениями конструкций
30 – 40	Умеренное или сильное проявление разжижения, осадка может привести к повреждениям конструкций
40 – 50	Основные проявления разжижения, волнистость и повреждения поверхности грунта, серьезная полная и неравномерная осадка конструкций
>50	Серьезные повреждения, обширные свидетельства разжижения на поверхности, серьезные суммарные и неравномерные осадки, влияющие на конструкции, нарушение эксплуатации

#### 9.7.4. Эффект внешней нагрузки

Учитывается, что когда на поверхности грунта находится здание или сооружение, это вызывает увеличение полных и эффективных напряжений в основании, которые используются при вычислении осадки. Эти напряжения используются также при вычислении скорректированного значения  $(N_1)_{60}$ . Все другие параметры, которые зависят от собственного веса грунта (бытовое давление) также увеличиваются на величину дополнительных напряжений от нагрузки  $\Delta P$ ,

например, коэффициент циклических напряжений, вычисляется следующим образом:

$$CSR_{7,5} = 0,65 \left( \frac{\sigma_v + \Delta P}{\sigma'_v + \Delta P} \right) \frac{a_{\max}}{g} r_d, \quad (9.80)$$

где  $\sigma_v$  - полное бытовое давление на соответствующей глубине;  $\sigma'_v$  - эффективное бытовое давление на той же глубине.

Дополнительные напряжения могут быть вычислены, принимая эпюру напряжений в виде прямоугольного треугольника с наклоном гипотенузы как 2:1 из зависимости:

$$\Delta P = B L p / [(B+Z)(L+Z)], \quad (9.81)$$

где  $B$  и  $L$  - ширина и длина фундамента, соответственно;  $p$  - давление под подошвой фундамента;  $Z$  - глубина.

### Определение вероятности разжижения песков при динамических нагрузках

(СП 446.1325800.2019)

$p_d$ , МПа		Вероятность разжижения песков при динамических нагрузках
Среднее	Минимальное	
Менее 1,5	Менее 0,5	Большая вероятность разжижения (пески рыхлого сложения, сцепление практически отсутствует)
От 1,5 до 2,7	От 0,5 до 1,1	Разжижение возможно (пески рыхлые или средней плотности со слабо развитым сцеплением)
От 2,7 до 3,8	От 1,1 до 1,6	Вероятность разжижения невелика (пески средней плотности с развитым сцеплением)
Более 3,8	Более 1,6	Разжижение песков практически невозможно (пески плотные и средней плотности с хорошо развитым сцеплением)
Примечание - Оценку разжижаемости песков проводят по средним значениям $p_d$ . Учет минимальных значений повышает достоверность прогноза.		

## 10. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙ

В инженерной практике предельное сопротивление сваи внешней нагрузке  $Q_u$  определяется как сумма предельных сил сопротивления на боковой поверхности  $Q_s$  и сопротивления под острием сваи  $Q_t$ :

$$Q_u = Q_t + Q_s = q_b A_b + f A_s,$$

где  $q_b$  – сопротивление грунта под нижним концом сваи;  $A_b$  – площадь поперечного сечения сваи;  $f$  – сопротивление грунта на боковой поверхности сваи;  $A_s$  – площадь боковой поверхности сваи.

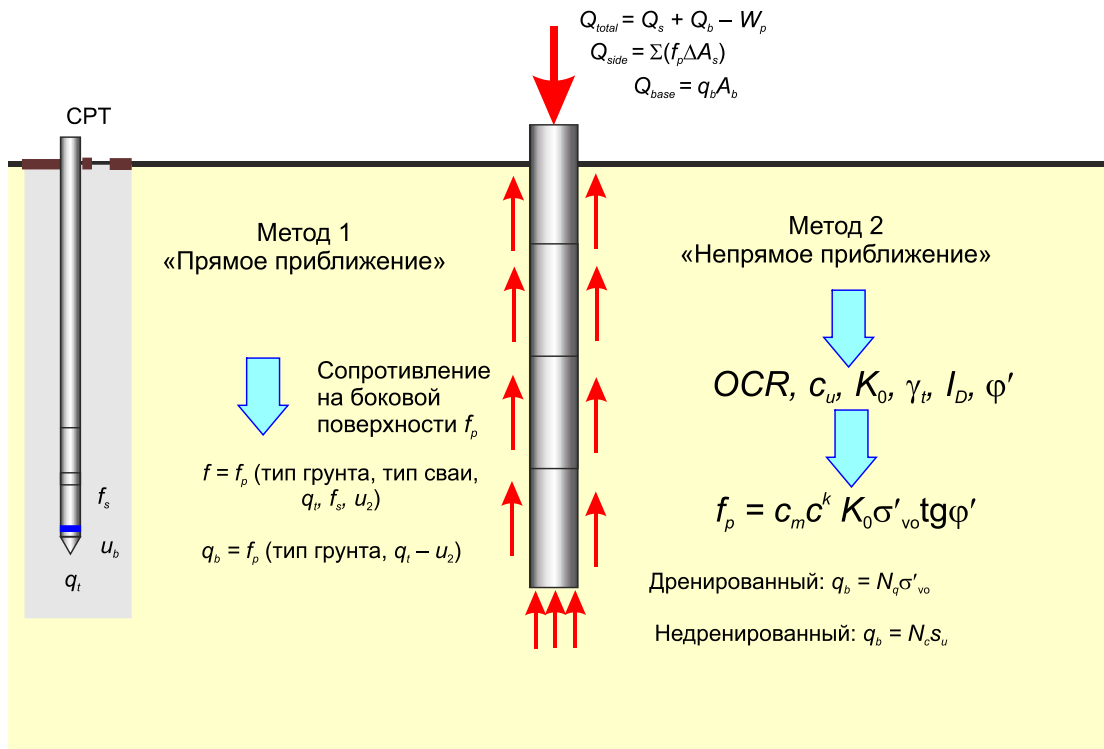


Рис. 10.1. Общая схема к определению несущей способности свай с использованием прямых и непрямых методов (Mayne et al., 2018)

Несущая способность сваи находится по формуле

$$F = \gamma_c \frac{Q_u}{\gamma_q}, \quad (10.1)$$

где  $F$  – несущая способность, кН;  $Q_u$  – предельное сопротивление сваи внешней нагрузке, определяемое различными методами;  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы сваи в грунте;  $\gamma_q$  – коэффициент надежности.

Известно несколько методов для определения предельного сопротивления свай внешней нагрузке, используя CPT-данные. Эти методы можно разделить на три группы:

1. Прямое приближение, в котором:



– лобовое сопротивление сваи  $q_b$  определяется через удельное сопротивление конуса зонда  $q_c$ ;

– силы трения на боковой поверхности сваи  $f$  определяются или из сил трения на муфте трения зонда  $f_s$  или из удельного сопротивления конуса зонда  $q_c$ .

2. Непрямое приближение, в котором СРТ-данные  $q_c$  и  $f_s$  используются вначале для определения характеристик прочности грунтов (недренированная прочность и угол внутреннего трения), а затем они используются для определения лобового сопротивления сваи  $q_b$  и сил трения  $f$  с применением формул, основанные на полуэмпирических или теоретических методах.

3. Теоретические методы, основанные на решениях теории предельного равновесия.

Определение несущей способности свай с использованием параметров статического зондирования (удельное сопротивление конуса  $q_c$ , силы трения  $f_s$ ) широко применяется как в России, так и за рубежом. В основном это объясняется не только простотой испытаний, но и совпадением механизма деформирования грунта при нагружении сваи и конического зонда. Общепринятая схема работы сваи в грунте совпадает с работой зонда, так как в обоих случаях оцениваются силы трения на боковой поверхности и лобовое сопротивление. Поэтому СРТ-метод более широко применяется для определения несущей способности свай.

Поскольку устройство свай изменяет свойства грунта в прилегающей к свае области грунта, то их несущая способность очень чувствительна к деталям способов устройства и сложности грунтовых условий. Поэтому большинство практических правил проектирования основываются на эмпирических корреляциях. Проблема оценки несущей способности свай дополнительно осложняется большим разнообразием типов свай и способов их устройства, а также широким разнообразием видов грунтов.

Зарубежная практика геотехнического проектирования опирается на большой опыт зондирования, основанный на местных (региональных) SPT корреляциях. Следовательно, при первом использовании данных СРТ для проектирования, инженеры могут использовать накопленный опыт SPT зондирования для преобразования данных СРТ в эквивалентные значения SPT параметра количества ударов  $N$ , чтобы продолжить разработку корреляционных зависимостей, основанные на местном опыте СРТ или SCPTU зондирования. Если местные корреляции были разработаны на основе данных SPT, полученных с использованием альтернативных процедур с разными средними уровнями энергии, значения  $N$ , полученные из испытаний, должны быть скорректированы соответствующим образом.

Величина предельного сопротивления на боковой поверхности сваи в песчаных грунтах обычно оценивается с использованием уравнения:

$$f = \beta \sigma'_{vo}, \quad (10.2)$$

где  $\beta = K_0 \operatorname{tg} \delta$ ;  $K_0$  – коэффициент бокового давления, а  $\delta$  – угол трения на границе грунт-свая. Как  $K_0$ , так и  $\delta$  зависят от типа свай, способа устройства и вида грунта. Поскольку уравнение включает эффективные напряжения от собственного веса

грунта, то оно применимо ко всем типам грунтов. Типичные значения  $\beta$  для несвязных грунтов приведены в табл. 10.1.

Таблица 10.1

Диапазон значений  $\beta$

Тип грунта	Буровые сваи	Забивные сваи
Суглинок	0,2-0,3	0,3-0,5
Рыхлый песок	0,2-0,4	0,3-0,8
Песок средней плотности	0,3-0,5	0,6-1,0
Плотный песок	0,4-0,6	0,8-1,2
Гравий	0,4-0,7	0,8-1,5

Величина сил лобового сопротивления обычно рассчитывается с использованием выражения:

$$q_b = N_b \sigma'_{vo}, \quad (10.3)$$

где  $N_b$  – коэффициент несущей способности, а  $\sigma'_{vo}$  – вертикальное эффективное напряжение от собственного веса грунта в нижней части сваи. Типичные значения  $N_b$  приведены в табл. 10.2.

Таблица 10.2

Диапазон значений  $N_b$

Тип грунта	Буровые сваи	Забивные сваи
Суглинок	10-30	20-40
Рыхлый песок	20-30	30-80
Песок средней плотности	30-60	50-120
Плотный песок	50-100	100-120
гравий	80-150	150-300

Исторически предельное сопротивление на боковой поверхности сваи выражается, как доля прочности недренированного сдвига грунта  $c_u$  определенная в полевых условиях:

$$f = \alpha c_u, \quad (10.4)$$

где  $\alpha$  обычно изменяется от 0,5 до 1,0 в зависимости от отношения недренированной прочности на сдвиг к напряжениям от собственного веса грунта,  $c_u/\sigma'_{vo}$ , грунта, а также изменяется в зависимости от способа погружения забивных свай и метода устройства буронабивных свай (см. рис. 10.2). Подход с эффективным напряжением от собственного веса грунта можно также использовать для глины, применяя уравнения 10.3, 10.4. Для глин Рэндольф (Randolph, 2003) отмечает, что  $\alpha$  и  $\beta$  являются комплексными функциями параметров грунта, такими как коэффициент переуплотнения и давление предварительного уплотнения, показатель текучести, чувствительность и т.д.

Точно так же метод полных напряжений от собственного веса грунта к оценке предельного сопротивления грунта под нижним концом сваи связан с недренированной прочностью зависимостью:

$$q_b = N_c c_u, \quad (10.5)$$

где  $N_c$  – коэффициент несущей способности, который обычно равен 9, но может быть уменьшен до 6 для свай большого диаметра.

### 10.1. Метод Шмертманна

Д. Шмертманн (Schmertmann, 1978) предложил следующее выражение для определения сопротивления грунта под нижним концом сваи:

$$q_b = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2}, \quad (10.6)$$

где  $q_{c1}$  – минимум среднего удельного сопротивления конуса зонда в зонах, изменяющихся от  $0,7D$  до  $4D$  ниже острия сваи (здесь  $D$  – диаметр сваи; **a-b-c** – траектория на рис. 10.2) и  $q_{c2}$  – среднее из минимальных значений удельного сопротивления конуса зонда на расстоянии до  $8D$  выше острия.

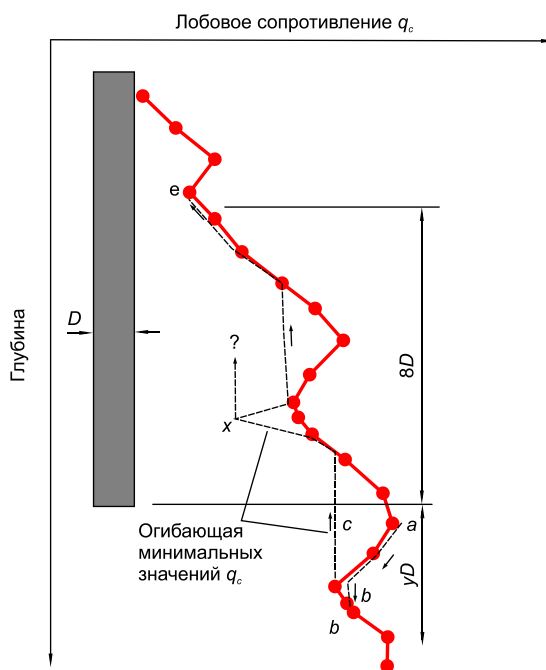


Рис. 10.2. К вычислению среднего лобового сопротивления по методу Шмертманна (Schmertmann, 1978)

Для определения  $q_{c1}$  используется закон минимума траектории, как показано на рис. 10.2. Определяется сумма значений  $q_c$ , как в нижнем (траектория a-b), так и в верхнем (траектория b-c) направлениях. Используя действительные  $q_c$  значения вдоль траектории a-b и минимум вдоль траектории b-c вычисляют  $q_{c1}$  для  $y$  – значений от 0,7 до 4,0 и используют затем минимальное полученное значение  $q_{c1}$ .

Среднее значение  $q_c$  выше острия сваи на расстоянии  $8D$  вычисляют по траектории с-е. Используя закон минимума траектории, как для траектории b-с при вычислении  $q_{c1}$ . Допускается исключение минимальных ( $x$ ) пиков в песках (но не в глинах).

Введенные зоны (от  $8D$  выше и  $0,7D-4D$  ниже острия сваи) представляют поверхность разрушения, которая аппроксимируется логарифмической спиралью. Шмертманн Д. ограничил зависимость (10.6) пределом в 15 МПа для сопротивления грунта под нижним концом сваи.

Сопротивление грунта на боковой поверхности сваи в глинистых грунтах (рис. 10.3.) определяется как

$$f = \alpha_c f_s, \quad (10.7)$$

где  $\alpha_c$  – коэффициент корректировки сил трения, изменяется от 0,2 до 1,35 для глинистых грунтов;  $f_s$  – силы трения на муфте трения зонда.

Сопротивление грунта на боковой поверхности сваи в песчаных грунтах (рис. 10.4) определяется как

$$f = \alpha_s \left( \sum_{y=0}^{8D} \frac{y}{8D} f_s A_s + \sum_{y=8D}^L f_s A_s \right), \quad (10.8)$$

На рис. 10.3 показана зависимость  $\alpha_c$  для различных типов свай.

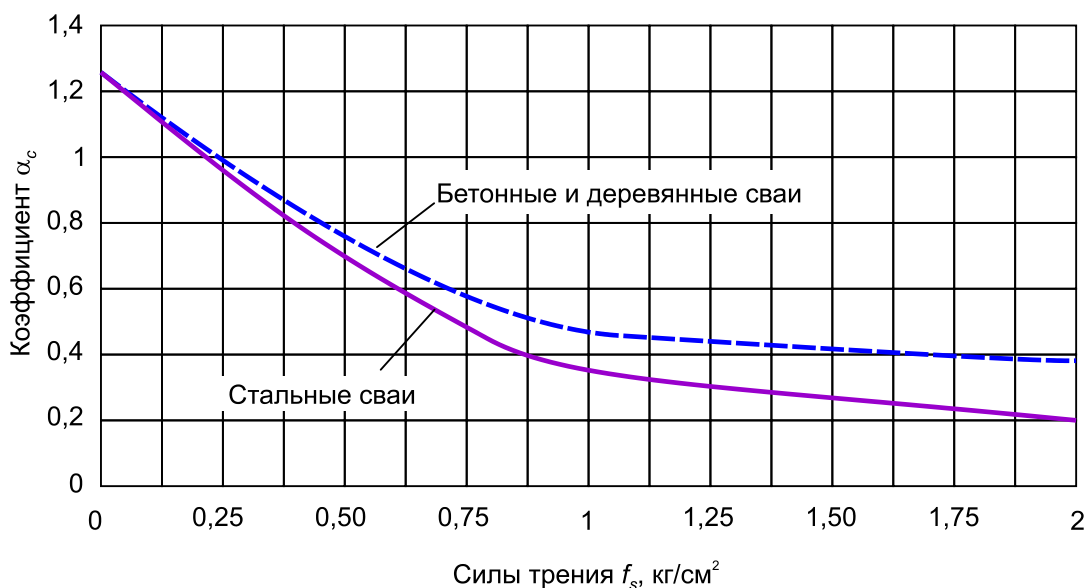


Рис. 10.3. Зависимость  $\alpha_c$  от  $f_s$  в глинистых грунтах (Schmertmann, 1978)

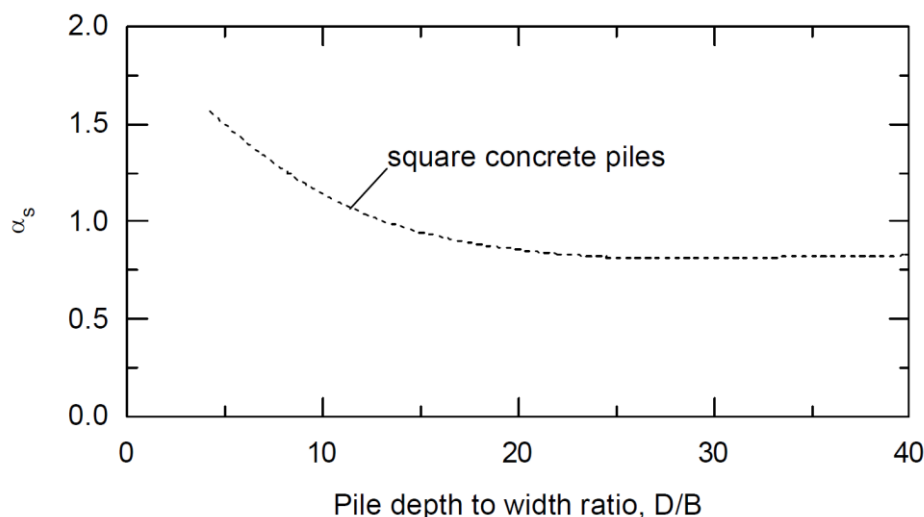


Рис. 10.4. Зависимость  $\alpha_s$  от  $D/B$  в песчаных грунтах (Schmertmann, 1978)

Возможные аппроксимации ( $R^2 > 0.9$ ):

–  $\alpha_c$  для деревянных и бетонных свай в глинах:

$$1.2520360 - 1.0188120x - 0.5273434x^2 - 1.4145780x^3 - 0.7783976x^4 + 0.1382887x^5;$$

–  $\alpha_c$  для стальных свай в глинах:

$$1.2490570 + 0.9582148x - 1.1336790x^2 + 2.1185410x^3 - 1.1050520x^4 + 0.1917603x^5;$$

–  $\alpha_s$  для квадратных бетонных свай в песках:

$$0.6999 + 1.307e^{-0.1067138x}.$$

Полное боковое трение (силу) с учетом всех параметров можно рассчитать по формуле:

$$Q_s = u \sum_{y=0}^L f_s k_i \Delta y_i, \quad (10.9)$$

где  $u$  – периметр поперечного сечения,  $\Delta y_i$  – толщина  $i$ -го элементарного слоя,  $k_i$  – коэффициент на  $i$ -ом слое, рассчитываемый как:

$$k_i = \begin{cases} \alpha_c, & (1) \\ \alpha_s \frac{y_i}{8D}, & y_i < 8D \wedge (2) \\ \alpha_s, & \geq 8D \wedge (2), \end{cases} \quad (10.10)$$

где условие (1) означает, что  $i$ -ый слой является глинистым, (2) –  $i$ -ый слой является песчаным.

Шмертманн Д. предложил верхнее ограничение в 120 кПа для элементарного трения  $f$  в глинистых грунтах.

Суммарное сопротивление сваи внешней нагрузке находится по формуле:

$$Q_u = q_b A_b + Q_s, \quad (10.11)$$

где  $q_b$  – удельное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа;  $A_b$  – площадь поперечного сечения сваи, м<sup>2</sup>;  $Q_s$  – суммарное сопротивление грунта на боковой поверхности сваи, кН.

## 10.2. Метод De Ruiter & Beringen (1979)

В глинистых грунтах сопротивление под нижним концом сваи определяется через недренированную прочность:

$$q_b = N_c c_u, \quad (10.12)$$

где  $c_u$  – недренированная прочность для каждого слоя грунта, оценивается через удельное лобовое сопротивление конуса зонда:

$$c_u = \frac{q_c}{N_k}, \quad (10.13)$$

здесь  $N_c$  – коэффициент несущей способности, равен 9;  $N_k$  – коэффициент конуса зонда, изменяющийся от 15 до 20. Для расчета сопротивления под нижним концом сваи обычно он принимается равным 15; для расчета бокового трения он принимается равным 20.

Сопротивление грунта на боковой поверхности сваи находится по формуле

$$f_{unit} = \alpha c_u, \quad (10.14)$$

где  $\alpha = 1$  для нормально уплотненной глины;  $\alpha = 0,5$  для переуплотненной глины.

Сопротивление грунта под нижним концом сваи в песках определяется как в методе Д. Шмертманна.

Сопротивление грунта на боковой поверхности сваи в песках определяется по формуле

$$f_{unit} = \min \begin{cases} f_s \\ q_c/300 \\ 120 \text{ кПа} \end{cases}, \quad (10.15)$$

Суммарное сопротивление сваи внешней нагрузке находится по формуле

$$Q_u = q_b A_b + f A_s, \quad (10.16)$$

где  $q_b$  – сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа;  $A_b$  – площадь поперечного сечения сваи, м<sup>2</sup>;  $f$  – сопротивление грунта на боковой поверхности сваи, кПа;  $A_s$  – площадь боковой поверхности сваи, м<sup>2</sup>.

## 10.3. Метод LCPC

Метод LCPC, предложенный Бустаманте и Джианселли (Bustamante & Gianceselli, 1982), как и метод, разработанный де Руйтером и Берингеном (De Ruiter & Beringen 1979), показали хорошие результаты при сравнении с данными полевых испытаний свай. В основном они были рекомендованы для проектирования забивных свай. Как правило, рекомендуется оценивать несущую способность сваи с помощью обоих методов и принимать за проектное более низкое значение.

Бустаманте и Джианселли предложили метод LCPC для Французского департамента скоростных дорог основываясь на анализе испытаний 197 свай различного типа в различных грунтовых условиях. Он известен как французский

метод или LCPC метод. Сопротивление грунта на боковой поверхности сваи не учитывается. Предельное сопротивление грунта под острием сваи находится из следующего уравнения:

$$q_b = k_b q_{ca}, \quad (10.17)$$

где  $q_{ca}$  – эквивалентное среднее лобовое сопротивление конуса зонда;  $k_b$  – эмпирический коэффициент лобового сопротивления сваи, принимаемый по табл. 10.3.

Эквивалентное среднее удельное сопротивление конуса зонда вычисляется в три этапа:

1. Рассчитывается среднее значение  $q_c$  в интервале глубин  $\pm a$  выше и ниже предполагаемой глубины низа сваи  $q_{ca}$ ;
2. Удельное сопротивление конуса зонда более чем  $1,3q_{ca}$  или менее чем  $0,7q_{ca}$ , затем исключается;
3. Определяется средняя величина оставшихся значений удельного сопротивления конуса зонда  $q_{ca}$ .

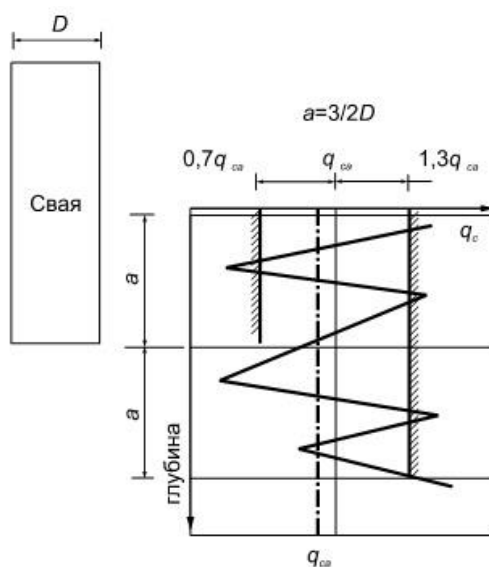


Рис. 10.5. LCPC метод определения эквивалентного лобового сопротивления под нижним концом сваи

Таблица 10.3

Коэффициент предельного давления,  $k_b$ 

Вид грунта	$q_c$ (МПа)	Коэффициент $k_b$	
		Группа 1	Группа 2
От плотного до очень плотного песка и гравия	<1	0,4	0,5
Глина средней степени уплотнения	1-5	0,35	0,45
Супесь и рыхлый песок	$\leq 5$	0,4	0,5
Уплотненная твердая глина и уплотненный суглинок	>5	0,45	0,55
Песок и гравий средней степени уплотнения	5-12	0,4	0,5
Уплотненный до очень плотного состояния песок и гравий	>12	0,3	0,4
Группа 1: Буровые сваи Буровые сваи с бентонитовым раствором Буровые сваи в обсадной трубе Буровые сваи с полым шнеком Группа 2: Забивные преднапряженные сваи Трубчатые преднапряженные сваи Забивные сваи Вдавливаемые металлические сваи Забивные металлические сваи Вдавливаемые бетонные сваи			

Таблица 10.4

Коэффициент трения,  $\alpha$ ; пороговое значение трения  $f_s$ 

Вид грунта	$q_c$ , МПа	Коэффициент $\alpha$				Максимальное значение $f_s$ , МПа			
		Категория							
		I		II		I		II	
		A	B	A	B	A	B	A	B
Мягкая глина и ил	<1	30	30	30	30	0,015	0,015	0,015	0,015
Глина средней степени уплотнения	1-5	40	80	40	80	0,035	0,035	0,035	0,035
Супесь и рыхлый песок	$\leq 5$	60	150	60	120	0,035	0,035	0,035	0,035
Уплотненная твердая глина и уплотненный суглинок	>5	60	120	60	120	0,035	0,035	0,035	0,035
Песок и гравий средней степени уплотнения	5-12	100	200	100	200	0,08	0,035	0,08	0,08
Уплотненный до плотного песок и гравий	>12	150	300	150	200	0,12	0,08	0,12	0,12



Категория	
IA	Буровые сваи Буровые сваи с бентонитовым раствором Буровые сваи с полым шнеком
IIA	Забивные предварительно напряженные сваи Задавливаемые бетонные сваи
IB	Буровые сваи в обсадной трубе Забивные сваи
IIB	Забивные металлические сваи Вдавливаемые металлические сваи

Сопротивление грунта на боковой поверхности сваи для каждого слоя грунта оценивается из эквивалентного лобового сопротивления по формуле:

$$f = q_{ca}/\alpha, \quad (10.18)$$

где  $\alpha$  – коэффициент сопротивления боковой поверхности, принимаемый по табл. 10.4

Суммарное сопротивление сваи внешней нагрузке находится по формуле

$$Q_u = q_b A_b + f A_s, \quad (10.19)$$

где  $q_b$  – сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа;  $A_b$  – площадь поперечного сечения сваи, м<sup>2</sup>;  $f$  – сопротивление грунта на боковой поверхности сваи, кПа;  $A_s$  – площадь боковой поверхности сваи, м<sup>2</sup>.

#### 10.4. Метод СП 24.13330-2021

Несущую способность  $F$ , кН, свай по результатам их испытаний вдавливающей, выдергивающей и горизонтальной статическими нагрузками, а также по результатам их динамических испытаний следует определять по формуле

$$F_d = \gamma_c Q_u / \gamma_g, \quad (10.20)$$

где  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы сваи; в случае вдавливающих или горизонтальных нагрузок  $\gamma_c=1$ ;  $\gamma_g$  – коэффициент надежности;  $Q_u$  – нормативное значение предельного сопротивления сваи, кН, определяемое по формулам, приведенным ниже.

##### Забивные сваи

Предельное сопротивление забивной сваи в точке зондирования  $Q_u$ , кН, следует определять по формуле

$$Q_u = R_s A + f h u, \quad (10.21)$$

где  $R_s$  – предельное сопротивление грунта под нижним концом сваи по данным зондирования в рассматриваемой точке, кПа;  $f$  – среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности сваи по данным зондирования в рассматриваемой точке, кПа;  $h$  – глубина погружения сваи от поверхности грунта около сваи, м;  $u$  – периметр поперечного сечения ствола сваи, м.

Предельное сопротивление грунта под нижним концом забивной сваи  $R_s$ , кПа, по данным зондирования в рассматриваемой точке следует определять по формуле

$$R_s = \beta_1 q_s, \quad (10.22)$$

где  $\beta_1$  – коэффициент перехода от  $q_s$  к  $R_s$ , принимаемый по табл. 10.5 независимо от типа зонда (ГОСТ 19912);  $q_s$  – среднее значение сопротивления грунта, кПа, под наконечником зонда, полученное из опыта, на участке, расположенном в пределах одного диаметра  $d$  выше и четырех диаметров ниже отметки острия проектируемой сваи (где  $d$  – диаметр круглого или сторона квадратного, или большая сторона прямоугольного сечения сваи, м).

Таблица 10.5

Коэффициенты перехода

Среднее значение сопротивления грунта $q_s$ , кПа	Коэффициент перехода от $q_s$ к $R_s$ , $\beta_1$			Среднее значение сопротивления грунта $f_s, f_{sj}$ , кПа	Коэффициент перехода от $f_s$ к $f$ для зонда первого типа, $\beta_2$		Коэффициент перехода от $f_s$ к $f$ для зонда второго или третьего типа, $\beta_i$	
	для забивных свай	для винтовых свай при нагрузке			при песчаных грунтах	при глинистых грунтах	при песчаных грунтах	при глинистых грунтах
		сжимающей	выдерживающей					
≤1000	0,90	0,50	0,40	≤ 20	2,40	1,50	0,75	1,00
2500	0,80	0,45	0,38	40	1,65	1,00	0,60	0,75
5000	0,65	0,32	0,27	60	1,20	0,75	0,55	0,60
7500	0,55	0,26	0,22	80	1,00	0,60	0,50	0,45
10000	0,45	0,23	0,19	100	0,85	0,50	0,45	0,40
15000	0,35	-	-	≥ 120	0,75	0,40	0,40	0,30
20000	0,30	-	-	-	-	-	-	-
≥ 30000	0,20	-	-	-	-	-	-	-

Примечание. Для винтовых свай в песчаных грунтах, насыщенных водой, значения коэффициента  $\beta_1$  должны быть уменьшены в два раза

Среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности забивной сваи  $f$ , кПа, по данным зондирования грунта в рассматриваемой точке следует определять:

а) при применении зондов первого типа – по формуле

$$f = \beta_2 f_s, \quad (10.23)$$

б) при применении зондов второго или третьего типа по формуле

$$f = \frac{\sum \beta_i f_{si} h_i}{h}, \quad (10.24)$$

где  $\beta_2, \beta_i$  – коэффициенты, принимаемые по таблице 10.10;  $f_s$  – среднее значение сопротивления грунта на боковой поверхности зонда, кПа, определяемое как

частное от деления измеренного общего сопротивления грунта на боковой поверхности зонда на площадь его боковой поверхности в пределах от поверхности грунта в точке зондирования до уровня расположения нижнего конца сваи в выбранном несущем слое;  $f_{si}$  – среднее сопротивление  $i$ -го слоя грунта на боковой поверхности зонда, кПа;  $h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта, м.

### Винтовые сваи

Несущую способность винтовой сваи, работающей на сжимающую и выдергивающую нагрузки, по результатам статического зондирования следует определять по формуле (10.20), а частное значение предельного сопротивления сваи в точке зондирования – по формуле (10.22), где глубина принимается уменьшенной на значение диаметра лопасти. Предельное сопротивление грунта под (над) лопастью сваи по данным зондирования грунта в рассматриваемой точке следует определять по формуле (10.22). В этом случае  $\beta_1$  – коэффициент, принимаемый по табл. 10.5 в зависимости от среднего значения сопротивления грунта под наконечником зонда в рабочей зоне, принимаемой равной диаметру лопасти. Среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности ствола винтовой сваи по данным зондирования грунта в рассматриваемой точке следует определять по формуле (10.23) или (10.24).

### Буровые сваи

Для буровой сваи, устраиваемой в соответствии с п. 6.5 СП 24.13330 и работающей на сжимающую нагрузку, предельное сопротивление сваи в точке зондирования  $Q_u$ , кН, допускается оценивать без использования данных о сопротивлении грунта на муфте трения зонда, на основании расчета по формуле

$$Q_u = RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i, \quad (10.25)$$

где  $R$  – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, принимаемое по табл. 10.6 в зависимости от среднего сопротивления конуса зонда  $q_c$ , кПа, на участке, расположенном в пределах одного диаметра выше и до двух диаметров ниже подошвы сваи;  $A$  – площадь подошвы сваи, м<sup>2</sup>;  $f_i$  – среднее значение расчетного сопротивления грунта на боковой поверхности сваи, кПа, на расчетном участке  $h_i$  сваи, определяемое по данным зондирования в соответствии с табл. 10.6;  $h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта, которая должна приниматься не более 2 м;  $\gamma_{cf}$  – коэффициент, зависящий от технологии изготовления сваи и принимаемый: а) при сваях, бетонируемых насухо, равным 1; б) при бетонировании под водой, под глинистым раствором, а также при использовании обсадных инвентарных труб равным 0,7.

Таблица 10.6

Расчетное сопротивление грунта

Сопротивление конуса зонда $q_c$ , кПа	Расчетное сопротивление грунта под нижним концом буровой сваи $R$ , кПа		Среднее значение расчетного сопротивления на боковой поверхности сваи $f_i$ , кПа	
	Пески	Глинистые грунты	Пески	Глинистые грунты
1000	-	200	-	15
2500	-	580	-	25
5000	900	900	30	35
7500	1100	1200	40	45
10000	1300	1400	50	60
12000	1400	-	60	-
15000	1500	-	70	-
20000	2000	-	70	-

Примечания:

1. Значения  $R$  и  $f_i$  для промежуточных значений  $q_c$  определяют интерполяцией.
2. Приведенные в таблице значения  $R$  и  $f_i$  относятся к буровым сваям диаметром 600 – 1200 мм, погруженным в грунт не менее чем на 5 м, и при возможности возникновения на боковой поверхности сваи отрицательного трения значения  $f_i$  для оседающих слоев принимаются со знаком «минус».
3. При принятых в таблице значениях  $R$  и  $f_i$  осадка сваи при соответствующей нагрузке не превышает 0,03d.

Предельное сопротивление  $F_d$ , кН, сваи внешней нагрузке по результатам их расчетов по формуле (10.20), основанной на данных статического зондирования, следует определять как среднее значение из частных значений  $F_{du}$  для всех точек зондирования.

### 10.5. Метод EN 1997-2

В этом методе максимальное сопротивление под нижним концом сваи определяются следующим образом:

$$P_{max;base} = 0,5\alpha_p\beta * \left( \frac{q_{c,I,mean} + q_{c,II,mean}}{2} + q_{c,III,mean} \right), \quad (10.26)$$

причем  $P_{max;base} \leq 15$  МПа.

Максимальное сопротивление на боковой поверхности сваи рассчитывается по формуле:

$$P_{max;shaft} = \alpha_s q_{c,z}, \quad (10.27)$$

где  $q_{c,z}$  – удельное сопротивление конуса зонда  $q_c$  на глубине  $z$ . Если на интервале толщиной  $\geq 1$  м значение  $q_{c,z}$  непрерывно  $\geq 12$  МПа, то  $q_{c,z}$  ограничивается 15 МПа сверху на этом интервале. Если глубина интервала с  $q_{c,z} \geq 12$  МПа меньше 1 м в толщину, то  $q_{c,z}$  принимается строго равным 12 МПа на этом интервале;  $q_{c,I,mean}$  – среднее значение  $q_{c,I}$  на глубине под подошвой сваи до

критической глубины, в диапазоне от 0,7 до 4 эквивалентного диаметра подошвы сваи. Критическая глубина – это глубина, на которой вычисленное значение  $P_{max,base}$  является минимальным.

$$q_{c,I,mean} = \frac{1}{d_{crit}} \int_0^{d_{crit}} q_{c,I} dz, \quad (10.28)$$

где  $0,7D_{eq} \leq d_{crit} \leq 4D_{eq}$ ;  $q_{c,II,mean}$  – среднее из наименьших  $q_{c,II}$  значений по глубине вверх от критической глубины к подошве сваи (см. рис. 10.6).

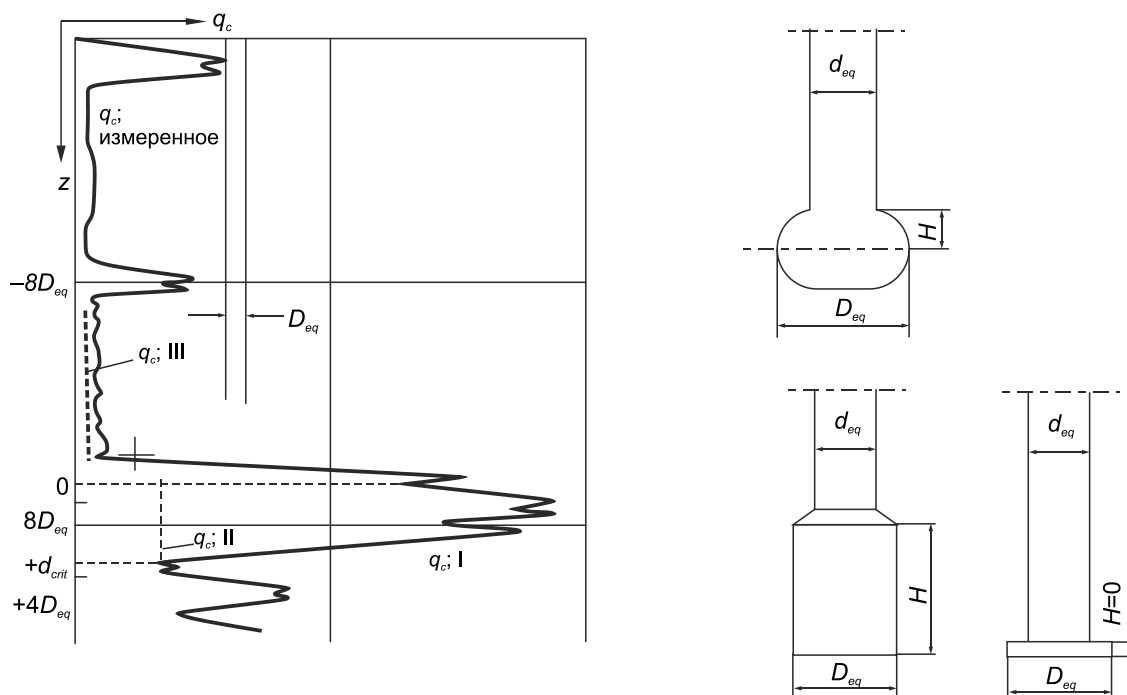


Рис. 10.6. К определению параметров  $q_{c,I}$ ,  $q_{c,II}$ ,  $q_{c,III}$

$\alpha_p$  – коэффициент типа сваи (табл. 10.7);  $\alpha_s$  – коэффициент, зависящий от типа сваи и грунтовых условий (табл. 10.7, 10.8);  $\beta$  – коэффициент, учитывающий форму нижней части сваи, как показано на рис. 10.7а;  $s$  учитывает форму подошвы сваи как показано на рис. 10.7б.

$$q_{c,II,mean} = \frac{1}{d_{crit}} \int_{d_{crit}}^0 q_{c,II} dz \quad (10.29)$$

$q_{c,III,mean}$  – среднее значение  $q_{c,III}$  на интервале глубины от подошвы сваи до 8 до восьми диаметров выше ее подошвы. Эта процедура начинается от наименьшего  $q_{c,II}$  значения, используемого для вычисления  $q_{c,II,mean}$ .

$$q_{c,III,mean} = \frac{1}{8D_{eq}} \int_0^{-8D_{eq}} q_{c,III} dz, \quad (10.30)$$

Для свай с полым шнеком,  $q_{c,III,mean}$  не должно превышать 2 МПа, если результаты СРТ, выполненного на расстоянии менее или равном 1 м, используются для расчетного сопротивления.

Суммарное сопротивление сваи внешней нагрузке находится по формуле:

$$Q_u = A_b P_{max;base} + P_{max;shaft} A_s, \quad (10.31)$$

где  $P_{max;base}$  – сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа;  $A_b$  – площадь поперечного сечения сваи, м<sup>2</sup>;  $P_{max,shaft}$  – сопротивление грунта на боковой поверхности сваи, кПа;  $A_s$  – площадь боковой поверхности сваи, м<sup>2</sup>.

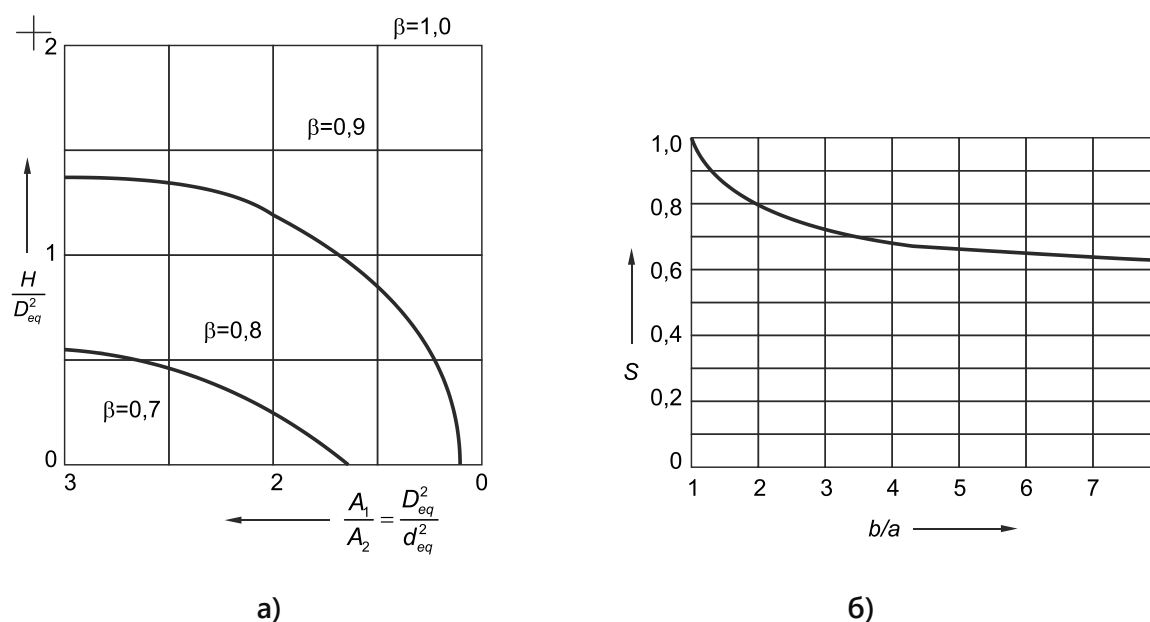


Рис. 10.7. Определение коэффициентов: а – коэффициент формы острия сваи; б – коэффициент формы подошвы сваи

Таблица 10.7

Максимальные значения  $\alpha_p$  и  $\alpha_s$  для песков и гравелистых песков

Тип сваи	$\alpha_p$	$\alpha_s^A$
Со смещением грунта, диаметр > 0.15 м		
– забивные сборные сваи	1,0	0,010
– набивные полые сваи с закрытым нижним концом	1,0	0,014
С замещением грунта, диаметр > 0.15 м		
– сваи с полым шнеком	0,8	0,006 <sup>Б</sup>
– буровые сваи с бентонитовым раствором	0,6	0,005
Примечания:		
А. Значения действительны для мелких и крупных песков. Для гравелистых песков применяется дополнительный понижающий коэффициент, равный 0,75, для гравия – 0,5.		
Б. Эти значения используются в случае применения результатов СРТ, которые были выполнены перед установкой сваи. При использовании результатов СРТ вблизи полых шнеков, коэффициент $\alpha_s$ разрешается повысить до 0,01.		

Таблица 10.8

Коэффициент трения  $\alpha_s$  для глины, суглинков и торфа

Тип грунта	Лобовое сопротивление $q_c$ , МПа	$\alpha_s$
Глина	$\geq 3$	0,03
Глина	$< 3$	0,02
Суглинок	любое	0,025
Торф	любое	0

## 10.6. Метод Fugro

Сопротивление грунта под нижним концом сваи определяется по формулам (Kolk et al., 2005):

$$q_b = 8,5q_{c,avg} \left( \frac{p_a}{q_{c,avg}} \right)^{0.5} A_r \quad (10.32)$$

$$A_r = 1 - \left( \frac{d}{D} \right)^2, \quad (10.33)$$

где  $p_a$  – отсчетное давление равное 100 кПа;  $d$  и  $D$  – внутренний и внешний диаметр сваи соответственно;  $q_{c,avg}$  – осредненное удельное сопротивление конуса зонда  $q_c$  в пределах  $\pm 1.5d$  от подошвы сваи. Если свая имеет закрытый конец, то  $A_r = 1$ .

Сопротивление на боковой поверхности сваи рассчитывается по формулам:

- при  $h/r^* \geq 4$ :

$$f_p = 0,08q_c(\sigma'_{vo}/p_a)^{0,05}(h/r^*)^{-0,9} \quad (10.34)$$

- при  $h/r^* < 4$ :

$$f_p = 0,08q_c(\sigma'_{vo}/p_a)^{0,05}4^{-0,9}(h/4r^*) \quad (10.35)$$

где  $h$  – толщина элементарного слоя;  $r^*$  – эквивалентный радиус сваи ( $r^* = \sqrt{r^2 - r_i^2}$ ,  $r$  – внешний радиус,  $r_i$  – внутренний радиус);  $q_c$  – удельное сопротивление конусом зонда;  $\sigma'_{vo}$  – эффективное напряжение от собственного веса грунта;  $\sigma_{atm}$  – давление, равное 100 кПа.

Суммарное сопротивление сваи внешней нагрузке находится по формуле

$$Q_u = q_b A_b + f_p A_s, \quad (10.36)$$

где  $q_b$  – сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа;  $A_b$  – площадь поперечного сечения сваи, м<sup>2</sup>;  $f_p$  – сопротивление грунта на боковой поверхности сваи, кПа;  $A_s$  – площадь боковой поверхности сваи, м<sup>2</sup>.

## 10.7. Метод API

Этот метод (American Petroleum Institute – API) учитывает зависимость сил трения от бокового давления грунта. Сопротивление грунта под нижним концом сваи в сыпучем грунте определяется уравнением (API, 2005):

$$q_b = \sigma'_v N_q \leq q_{lim}, \quad (10.37)$$

где  $\sigma'_v$  – эффективное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы сваи;  $N_q$  – безразмерный коэффициент несущей способности, определяемый по табл. 10.9;  $q_{lim}$  – пороговое значение сопротивления под нижним концом сваи (табл. 10.9).

Для свай в сыпучих грунтах сопротивление грунта на боковой поверхности сваи может быть вычислено из уравнения:

$$f = K \sigma'_v \operatorname{tg}(\delta) \leq f_{lim}, \quad (10.38)$$

где  $K$  – коэффициент бокового давления в состоянии покоя;  $\sigma'_v$  – эффективное напряжение от собственного веса грунта;  $\delta$  – угол трения между грунтом и поверхностью сваи (табл. 10.9);  $f_{lim}$  – пороговое значение бокового трения (табл. 10.8).

Таблица 10.9

Значения коэффициента  $N_q$  для песчаных грунтов

Плотность	Тип грунта	Угол трения на границе грунт-свая, $\delta$ °	$N_q$	$q_{lim}$ , МПа	$f_{lim}$ , кПа
Очень низкой плотности	Песок	15	8	1,9	47,8
Низкой плотности	Илистый песок				
Средней плотности	Ил				
Низкой плотности	Песок	20	12	2,9	67
Средней плотности	Илистый песок				
Плотный	Ил				
Средней плотности	Песок	25	20	4,8	81,3
Плотный	Илистый песок				
Плотный	Песок				
Очень плотный	Илистый песок	30	40	9,6	95,7
Плотный	Гравелистый песок				
Очень плотный	Песок				
Очень плотный	Песок	35	50	12,0	114,8

Для трубчатых свай с открытым концом (без заглушки) величина  $K = 0,8$ . Для висячих свай и трубчатых свай с закрытым концом величина  $K = 1,0$ .

Классификация грунта осуществляется по углу внутреннего трения ( $\phi$ ) с помощью диаграммы, представленной на рисунке 10.8

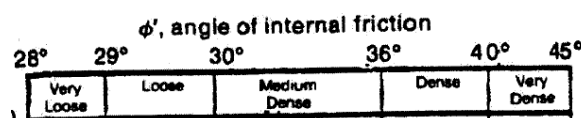


Рис. 10.8. Классификация сыпучего грунта

Суммарное сопротивление сваи внешней нагрузке находится по формуле

$$Q_u = q_b A_b + f_p A_s, \quad (10.39)$$



где  $q_b$  – сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа;  $A_b$  – площадь поперечного сечения сваи, м<sup>2</sup>;  $f_p$  – сопротивление грунта на боковой поверхности сваи, кПа;  $A_s$  – площадь боковой поверхности сваи, м<sup>2</sup>.

### 10.8. Метод UWA

Сопротивление грунта под нижним концом трубчатой сваи определяется по формуле (Lehane et al., 2005):

$$q_b = q_{c,avg} (0,15 + 0,45 A_{ef}), \quad (10.40)$$

где  $q_{c,avg}$  – среднее удельное сопротивление конуса зонда грунта выше и ниже подошвы сваи на высоте 1,5 диаметра (определяемое, как в методе Д.Шмертманна);  $A_{ef}$  – коэффициент эффективности площади:

$$A_{ef} = 1 - FFR \left( \frac{d}{D} \right)^2; \quad (10.41)$$

$$FFR = \text{Min} \left[ 1, \left( \frac{d}{1.5} \right)^{0.2} \right]. \quad (10.42)$$

где  $d$  – внутренний диаметр сваи,  $D$  – внешний диаметр сваи.

Параметр  $FFR$  называется коэффициентом заполнения внутренней полости сваи грунтом, определяемый из значений зондирования на участке глубины в 20 диаметров сваи.

Сопротивление на боковой поверхности трубчатой сваи определяется по формуле:

$$f_p = \frac{f_t}{f_c} \left[ 0,03 q_c A_{rs,eff}^{0.3} \left[ \max \left( \frac{h}{d}, 2 \right) \right]^{-0.5} + \Delta \sigma'_{rd} \right] \text{tg} \delta_{cv}, \quad (10.43)$$

где  $f_t / f_c$  – коэффициент, равный 1 для вдавливающей нагрузки и 0,75 для выдергивающей;  $q_c$  – удельное сопротивление конуса зонда;  $h$  – толщина элементарного слоя;  $\delta_{cv}$  – угол трения между грунтом и материалом сваи;  $d$  – внутренний диаметр сваи;  $A_{rs}$  – коэффициент эффективности боковой площади:

$$A_{rs,eff} = 1 - IFR \left( \frac{d}{D_i} \right)^2; \quad (10.56)$$

$$IFR = \text{Min} \left[ 1, \left( \frac{d}{1.5} \right)^{0.2} \right];$$

$\Delta \sigma'_{rd}$  – радиальное напряжение при расширении грунта, определяется по формуле:

$$\Delta \sigma'_{rd} = 2G \Delta y / r^*;$$

$$G = q_c \left[ 0,0203 + 0,00125q_{c1N} - 1,216e^{-6}q_{c1N}^2 \right]^{-1};$$

$$\Delta y = d \approx 0,2;$$

$$q_{c1N} = (q_c / \sigma_{atm}) / (\sigma'_{vo} / \sigma_{atm})^{0,5},$$

здесь  $G$  – модуль сдвига;  $\Delta y$  – коэффициент смещения из-за расширения при нагрузке;  $r^*$  – эффективный радиус трубчатой сваи, равный  $(r^2 - r_i^2)^{0,5}$ ;  $r_i = d_i / 2$ ;  $\sigma'_{vo}$  – эффективное напряжение от собственного веса грунта;  $\sigma_{atm}$  – отсчетное давление равное 100 кПа;  $q_{c1N}$  – нормализованное удельное сопротивление конуса зонда.

Суммарное сопротивление сваи внешней нагрузке находится по формуле

$$Q_u = q_b A_b + f_p A_s, \quad (10.35)$$

где  $q_b$  – сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа;  $A_b$  – площадь поперечного сечения сваи, м<sup>2</sup>;  $f_p$  – сопротивление грунта на боковой поверхности сваи, кПа;  $A_s$  – площадь боковой поверхности сваи, м<sup>2</sup>.

### Коэффициенты надежности

Выбор коэффициента надежности,  $\gamma_q$ , который должен применяться к расчетной несущей способности сваи (см., уравнение 10.1), зависит от многих факторов, включая надежность и достаточность данных исследования площадки строительства, уверенность в методе расчета, предыдущий опыт работы с подобными сваями в аналогичных грунтах и наличие или отсутствие натуральных испытаний сваи на нагрузку до предельного состояния. Рекомендуемые коэффициенты надежности для зарубежных методов Bustamante & Gianceselli, и De Ruiter & Beringen приведены в табл. 10.10. Для методов СП 24.13330 коэффициенты надежности приведены в СП 24.13330.

Таблица 10.10

Рекомендуемые коэффициенты надежности (Lunne et al., 1997)

Метод	Условия нагружения	Коэффициент надежности
Bustamante & Gianceselli	Силы трения	2,0
	Лобовое сопротивление	3,0
De Ruiter & Beringen (1979)	Статическая нагрузка	2,0
	Статическая + временная нагрузка	1,5

## 11. РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

Расчет несущей способности фундаментов мелкого заложения выполняется с использованием теоретических и эмпирических методов (рис. 11.1). Теоретические методы основаны на строгих решениях теории предельного равновесия и были разработаны В.В. Соколовским, В.Г. Березанцевым, К. Терцаги, Г. Мейерхофом и др. для условий плоской задачи и затем применены для условий пространственной задачи путем введения соответствующих коэффициентов.

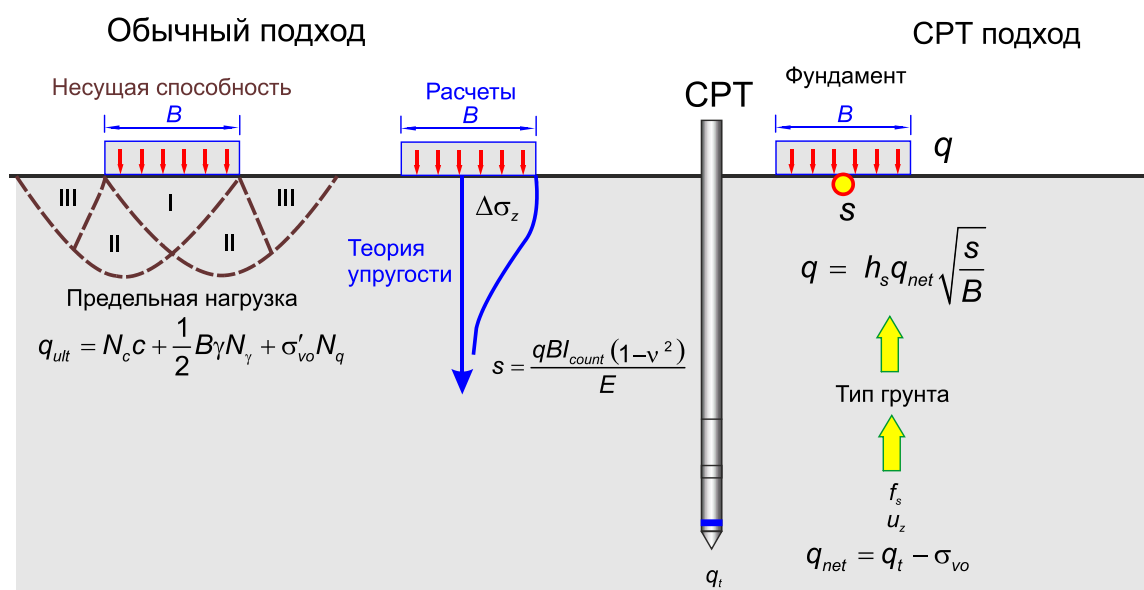


Рис. 11.1. Схема к определению несущей способности фундаментов мелкого заложения теоретическими и эмпирическими методами (Dagger et al., 2018)

Расчет оснований по несущей способности производят исходя из условия (СП 22.13330):

$$F \leq \frac{\gamma_c N_u}{\gamma_n}, \tag{11.1}$$

где  $F$  – расчетная нагрузка на основание, кН;  $N_u$  – сила предельного сопротивления основания, кН;  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы, принимаемый:

- для песков, кроме пылеватых.....1,0
- для песков пылеватых, а также глинистых грунтов в стабилизированном состоянии.....0,9
- для глинистых грунтов в нестабилизированном состоянии.....0,85
- для скальных грунтов: невыветрелых и слабовыветрелых.....1,0
- выветрелых .....0,9

сильновыветрелых ..... 0,8;  
 $\gamma_n$  – коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,2; 1,15 и 1,10 соответственно для сооружений I, II и III уровней ответственности.

Примечание. В случае неоднородных грунтов средневзвешенное значение  $\gamma_c$  принимают в пределах толщины  $b_1 + 0,1b$  (но не более  $0,5b$ ) под подошвой фундамента, где  $b$  – сторона фундамента, м, в направлении которой предполагается потеря устойчивости, а  $b_1 = 4$  м.

На рис. 11.2 показаны основные размеры фундамента и схема действия внешней эксцентричной нагрузки.

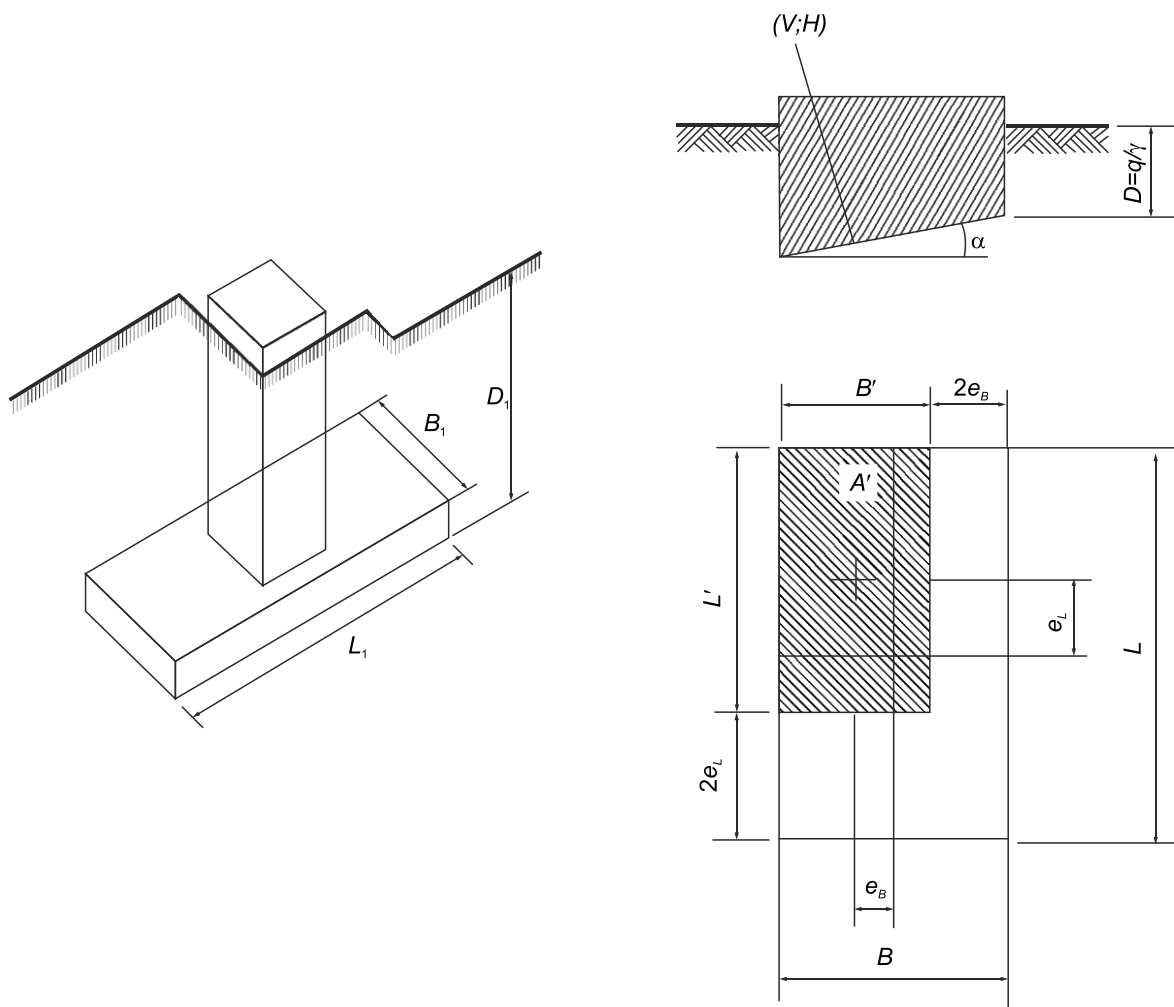


Рис. 11.2. Схема действия внешней нагрузки

## 11.1. Методы, основанные на решениях теории предельного равновесия

### 11.1.1. Методы СП 22.13330.2016

Расчет вертикальной составляющей силы предельного сопротивления  $N_u$ , кН, выполняется по следующим формулам.

#### Скальные грунты

$$N_u = R_c b' l' \quad (11.2)$$

где  $R_c$  – расчетное значение предела прочности на одноосное сжатие скального грунта, кПа;  $b'$  и  $l'$  – соответственно приведенные ширина и длина фундамента, м, вычисляемые по формулам:

$$b' = b - 2e_b; l' = l - 2e_l \quad (11.3)$$

Таблица 11.1

Коэффициенты условий работы

Грунты	Коэффициент $\gamma_{c1}$	Коэффициент $\gamma_{c2}$ для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к высоте $L/H$ , равном	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и пески, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые: маловлажные и влажные, насыщенные водой	1,25	1,0	1,2
	1,1	1,0	1,2
Глинистые, а также крупнообломочные с глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
То же, при $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
То же, при $I_L > 0,5$	1,1	1,0	1,0
Примечания:			
1. К сооружениям с жесткой конструктивной схемой относят сооружения, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформации оснований, в том числе за счет мероприятий, указанных в подразд. 5.9.			
2. Для зданий с гибкой конструктивной схемой значение коэффициента $\gamma_{c2}$ принимают равным единице.			
3. При промежуточных значениях $L/H$ коэффициент $\gamma_{c2}$ определяют интерполяцией.			
4. Для рыхлых песков $\gamma_{c1}$ и $\gamma_{c2}$ принимают равными единице.			

здесь  $e_b$  и  $e_l$  – соответственно эксцентриситеты приложения равнодействующей нагрузок в направлении поперечной и продольной осей фундамента, м.

## Глинистые и песчаные грунты

### Дренарованные условия

При этих условиях расчеты выполняются с использованием угла внутреннего трения  $\varphi$  и сил удельного сцепления  $c$ .

Вертикальную составляющую силы предельного сопротивления  $N_u$ , кН, основания, сложенного дисперсными грунтами в стабилизированном состоянии, допускается определять по формуле (11.6), если фундамент имеет плоскую подошву и грунты основания ниже подошвы однородны до глубины не менее ее ширины, а в случае различной вертикальной пригрузки с разных сторон фундамента интенсивность большей из них не превышает  $0,5R$

$$N_u = b' l' (N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_I + N_q \xi_q \gamma_I' d + N_c \xi_c c_I) \quad (11.4)$$

где  $b'$  и  $l'$  – то же, что и в формуле (11.5), при этом буквой  $b$  обозначена длина стороны фундамента, в направлении которой предполагается потеря устойчивости основания;  $N$ ,  $N_q$ ,  $N_c$  – безразмерные коэффициенты несущей способности, определяемые по табл. 5.12 СП 22.13330 в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта и угла наклона к вертикали  $\delta$  равнодействующей внешней нагрузки на основание  $F$  в уровне подошвы фундамента;  $\gamma_I$  и  $\gamma_I'$  – расчетные значения удельного веса грунтов, кН/м<sup>3</sup>, находящихся в пределах возможной призмы выпирания соответственно ниже и выше подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяют с учетом взвешивающего действия воды для грунтов, находящихся выше водоупора);  $c$  – расчетное значение удельного сцепления грунта, кПа;  $d$  – глубина заложения фундамента, м;  $\xi_q$ ,  $\xi_c$  – коэффициенты формы фундамента, определяемые по формулам

$$\xi_\gamma = 1 - \frac{0,25}{\eta}; \xi_q = 1 + \frac{1,5}{\eta}; \xi_c = 1 + \frac{0,3}{\eta}; \quad (11.5)$$

здесь  $\eta = l/b$ ,  $l$  и  $b$  – длина и ширина подошвы фундамента, м, соответственно, принимаемые в случае внецентренного приложения равнодействующей нагрузки равными приведенным значениям  $l'$  и  $b'$ , определяемыми по формуле (11.3).

Если  $\eta = l/b < 1$ , в формулах (11.5) следует принимать  $\eta = 1$ .

### Недренарованные условия

При этих условиях расчеты выполняются при  $\varphi = 0$  только тогда, когда под подошвой фундамента находятся связные (глинистые) грунты и  $c = c_u$ . Здесь  $c_u$  – недренарованная прочность глинистых грунтов.

## 11.1.2. Метод Терцаги

Терцаги (1943) использовал ту же форму уравнения, которая была предложена Прандтлем (1921), и расширил свою теорию, чтобы учесть собственный вес грунта и пригрузки на предельное сопротивление грунтов. Форма поверхности скольжения в предельном состоянии показана на рис. 11.3.

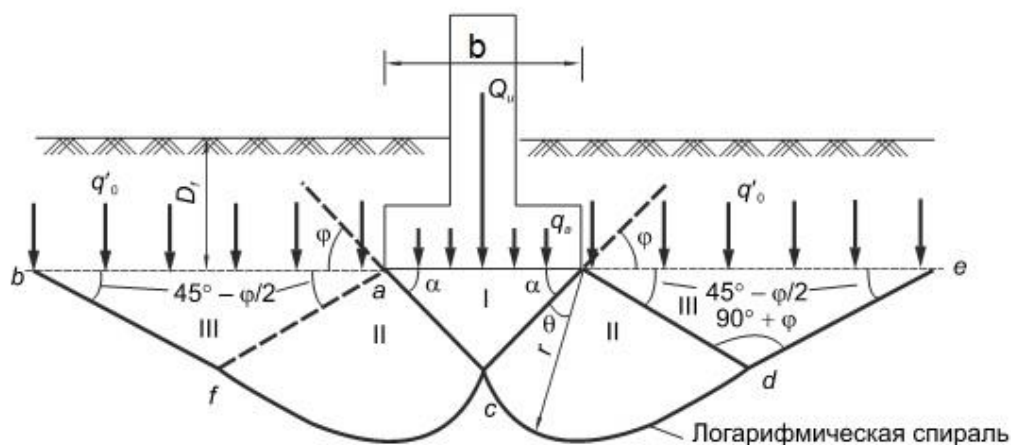


Рис. 11.3. Схема разрушения грунта в предельном состоянии по К. Терцаги

Предельное сопротивление (кПа) грунта находится из уравнений:

– ленточные фундаменты ( $l/b > 10$ )

$$Q_u = cN_c + \gamma DN_q + 0,5\gamma bN_\gamma; \quad (11.6)$$

– квадратные фундаменты

$$Q_u = 1,3cN_c + \gamma DN_q + 0,4\gamma bN_\gamma; \quad (11.7)$$

– круглые фундаменты

$$Q_u = cN_c + \gamma DN_q + 0,3\gamma bN_\gamma; \quad (11.8)$$

– прямоугольные фундаменты

$$Q_u = cN_c \left(1 + 0,3\frac{b}{l}\right) + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2}\gamma b N_\gamma \left(1 - 0,2\frac{b}{l}\right), \quad (11.9)$$

где  $c$  – силы удельного сцепления;  $\gamma$  – удельный вес грунта;  $D$  – глубина заложения фундамента;  $b$  – ширина подошвы фундамента;  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  – коэффициенты несущей способности, которые являются функцией угла внутреннего трения и определяются по таблице 11.1 или по формулам:

$$N_q = \frac{e^{(0,75\pi - \varphi/2)\text{tg}\varphi}}{\cos^2(45 + \varphi/2)};$$

$$N_c = (N_q - 1)\text{ctg}\varphi; \quad (11.10)$$

$$N_\gamma = \frac{\text{tg}\varphi}{2} \left( \frac{K_p}{\cos^2\varphi} - 1 \right);$$

$$K_p = \text{tg}^2(45 + \varphi/2),$$

где  $K_p$  – коэффициент бокового давления в пассивном состоянии.

Для водонасыщенных грунтов удельный вес – это удельный вес воды,  $\gamma_w = 9,81$  кН/м<sup>3</sup> вычтенный из удельного веса грунта.

Таблица 11.1

Коэффициенты несущей способности

$\varphi$	$N_c$	$N_q$		$N_\gamma$
0	5,7	1		0
5	7,3	1,6		0,5
10	9,6	2,7		1,2
15	12,9	4,4		2,5
20	17,7	7,4		5
25	25,1	12,7		9,7
30	37,2	22,5		19,7
34	52,6	36,5		35,0
35	57,8	41,4		42,4
40	96,7	81,3		100,4
45	172,3	173,3		297,5

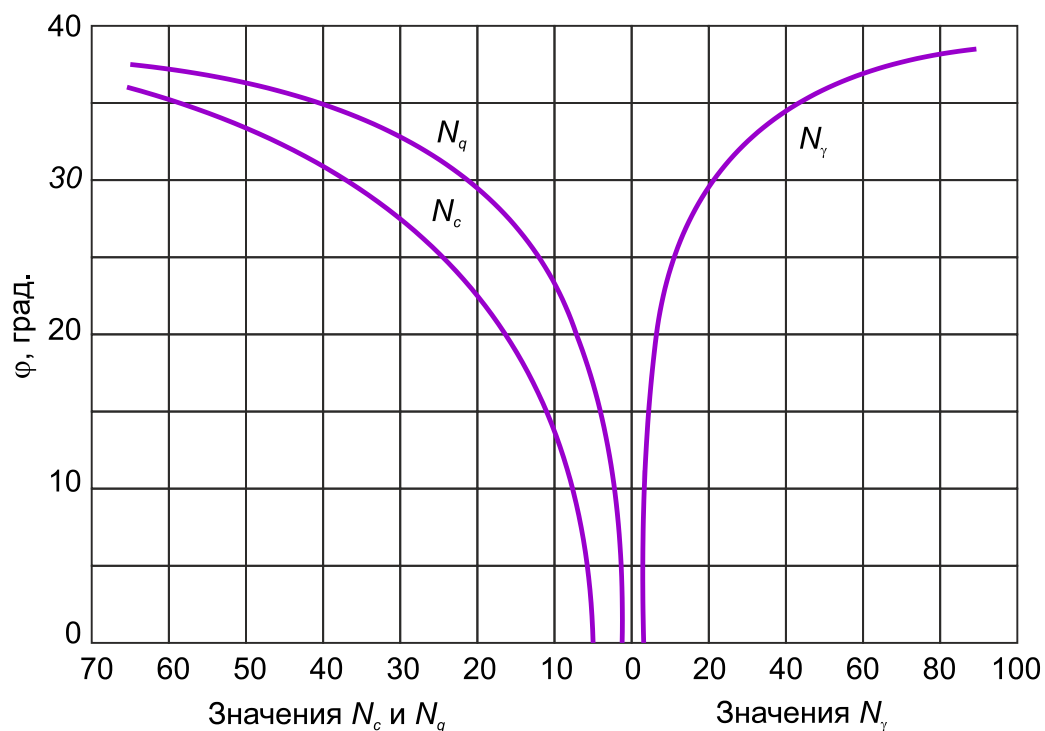


Рис. 11.4. Зависимость коэффициентов несущей способности от угла внутреннего трения

### 11.1.3. Метод Мейерхофа

Мейерхоф (Meyerhof, 1963) получил два уравнения – одно для случая, когда результирующая нагрузка на уровне подошвы фундамента  $Q_V$  является вертикальной (без горизонтальной составляющей), другое для случая, когда  $Q_H$  наклонена от вертикали (может быть разделена на вертикальную и горизонтальную



составляющие) с горизонтальной составляющей нагрузки в направлении ширины фундамента.

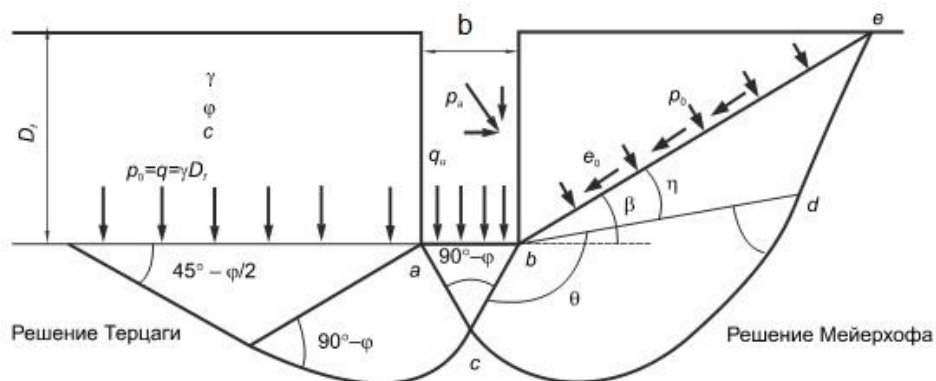


Рис. 11.5. Схема разрушения грунта в предельном состоянии по Мейерхофу

Предельное сопротивление грунта (кПа) находится по формулам

– вертикальная нагрузка:

$$Q_V = cN_c S_c d_c + q_0 N_q S_q d_q + 0,5\gamma b S_\gamma d_\gamma; \quad (11.11)$$

– наклонная нагрузка:

$$Q_H = cN_c d_c i_c + q_0 N_q d_q i_q + 0.5\gamma b N_\gamma d_\gamma i_\gamma, \quad (11.12)$$

где  $q_0$  – пригрузка, эффективное вертикальное напряжение от веса грунта на уровне подошвы фундамента, равное  $D_f \gamma$ . Величина пригрузки зависит от положения грунтовых вод относительно глубины заложения фундамента;  $S_c, S_q, S_\gamma$  – коэффициенты формы фундамента;  $d_c, d_q, d_\gamma$  – коэффициенты глубины фундамента;  $i_c, i_q, i_\gamma$  – коэффициенты наклона нагрузки.

Коэффициенты несущей способности находятся из уравнений:

$$\begin{aligned} N_q &= e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} \operatorname{tg}^2(45 + \varphi/2); \\ N_c &= \operatorname{ctg} \varphi (N_q - 1); \\ N_\gamma &= (N_q - 1) \operatorname{tg} (1,4\varphi); \\ K_p &= \operatorname{tg}^2(45 + \varphi/2). \end{aligned} \quad (11.13)$$

Таблица 11.2

Коэффициенты формы фундамента

Угол внутреннего трения	Коэффициент формы	Коэффициент глубины	Коэффициент наклона внешней нагрузки
Любой $\varphi$	$S_c = 1 + 0,2K_p \frac{b}{l}$	$d_c = 1 + 0,2\sqrt{K_p} \frac{D}{b}$	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90^\circ}\right)^2$
$\varphi=0$	$S_q = S_\gamma = 1$	$d_q = d_\gamma = 1$	$i_\gamma = 1$
$\varphi \geq 10^\circ$	$S_q = S_\gamma = 1 + 0,1K_p \frac{b}{l}$	$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1\sqrt{K_p} \frac{D}{b}$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2$

Таблица 11.3

Коэффициенты несущей способности

$\varphi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5,14	1,0	0,0
5	6,5	1,6	0,07
10	8,3	2,5	0,37
15	11,0	3,9	1,1
20	14,8	6,4	2,9
25	20,7	10,7	6,8
30	30,1	18,4	15,7
32	35,5	23,2	22,0
34	42,4	29,4	31,2
36	50,6	37,7	44,4
38	61,4	48,9	64,1
40	75,3	64,2	93,7
42	93,7	85,4	139,3
44	118,4	115,3	211,4

#### 11.1.4. Метод Eurocode 7

В данном методе (EN 1997-1) определение предельного сопротивления рассматривается для случая дренированного и недренированного поведения грунтов.

Учитываются следующие факторы:

– прочность грунта определяется с использованием расчетных характеристик грунтов  $c_u$ ,  $c'$  и  $\varphi'$ ;

- эксцентricность и наклон внешней нагрузки;
- форма, глубина, и наклон подошвы фундамента;
- наклон поверхности грунта;
- давление грунтовых вод и гидравлические градиенты;
- изменчивость грунтов, в особенности слоистость.

**Недренированные условия ( $\varphi' = 0$ )**

Предельное сопротивление грунта может быть вычислено из уравнения:

$$Q_u = (\pi + 2)c_u b_c s_c i_c + q, \quad (11.14)$$

где  $b_c = 1 - 2\alpha/(\pi + 2)$  – наклон подошвы фундамента;  $\alpha$  – наклон подошвы фундамента к горизонтали;  $s_c = 1 + 0.2(B'/L')$  – для прямоугольного фундамента;  $B, L$  – ширина и длина фундамента, соответственно;  $s_c = 1,2$  – для квадратного или круглого фундамента;  $i_c = \frac{1}{2} \left( 1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A c_u}} \right)$  – наклон внешней нагрузки, вызванный горизонтальной нагрузкой  $H$  при  $H \leq A c_u$ , где  $A$  – площадь подошвы фундамента ( $b \times l$ );  $c_u$  – недренированная прочность.

#### Дренированные условия

Предельное сопротивление грунта (кПа) может быть вычислено из уравнения:

$$Q_u = c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma b N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma, \quad (11.15)$$

где  $N_q, N_c, N_\gamma$  – коэффициенты несущей способности находятся по формулам

$$\begin{aligned} N_q &= e^{\pi \tan \varphi'} \operatorname{tg}^2(45 + \varphi'/2); \\ N_c &= (N_q - 1) \operatorname{tg} \varphi'; \\ N_\gamma &= 2(N_q - 1) \operatorname{tg} \varphi'; \end{aligned} \quad (11.16)$$

– наклон подошвы фундамента:

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \operatorname{tg} \varphi'} \quad (11.17)$$

– форма фундамента:

$s_q = 1 + \frac{b}{l} \sin \varphi'$  – для прямоугольного фундамента;

$s_q = 1 + \sin \varphi'$  – для квадратного или круглого фундамента;

$s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{b}{l}$  – для прямоугольного фундамента;

$s_\gamma = 0,7$  – для квадратного или круглого фундамента;

$s_c = (s_q N_q - 1)/(N_q - 1)$  – для прямоугольного, квадратного или круглого фундамента;

Наклон внешней нагрузки, обусловленный действием горизонтальной нагрузки  $H$ :

$$\begin{aligned} i_c &= i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \operatorname{tg} \varphi'}; \\ i_q &= [1 - H/(V + A c \operatorname{tg} \varphi')]^m; \\ i_\gamma &= [1 - H/(V + A c \operatorname{tg} \varphi')]^{m+1}, \end{aligned} \quad (11.18)$$

где  $m = m_B = \left[ 2 + \frac{b}{l} \right] / \left[ 1 + \frac{b}{l} \right]$ , когда  $H$  действует в направлении ширины фундамента  $b$ :

$m = m_L = \left[ 2 + \frac{b}{l} \right] / \left[ 1 + \frac{b}{l} \right]$ , когда  $H$  действует в направлении длинной стороны фундамента  $l$ .

В случае, когда компонента горизонтальной нагрузки действует в направлении, определяемом углом  $\theta$  с направлением  $l$ , коэффициент  $m$  может быть вычислен следующим образом:

$$m = m_0 = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta. \quad (11.19)$$

## 11.2. Методы расчета основанные на данных CPT и SPT испытаний

### 11.2.1. Метод CPT

Расчет оснований фундаментов мелкого заложения обычно выполняется в виде процедуры, состоящей из двух частей. Традиционные методы больше не требуются, так как доступен прямой метод CPT для квадратных, прямоугольных и круглых фундаментов мелкого заложения ( $D/B < 3$ ). В прямом методе виды грунта сгруппированы по четырем основным типам: пески, супеси, суглинки и глины.

При определении вида грунтов в каждом проекте считается, что основания из песка и супеси работают полностью в дренированных условиях, в то время как глины

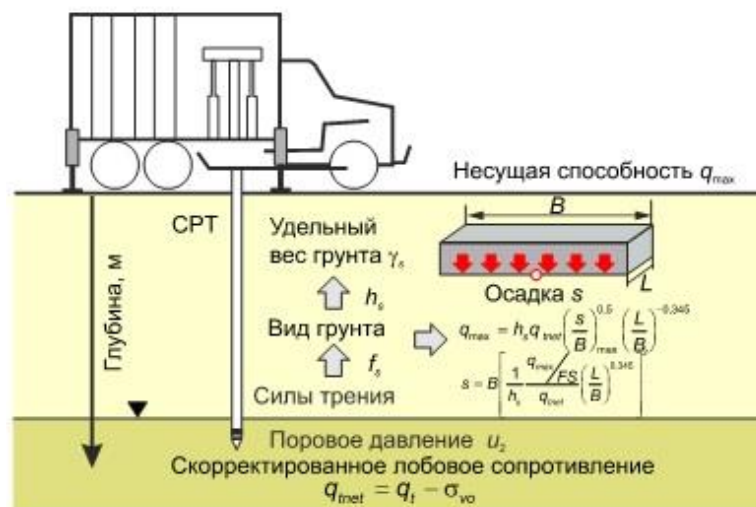


Рис. 11.6. Схема к расчету несущей способности CPT методом (Daggerret al., 2018)

находятся в недренированных условиях, без изменения объема. Предельное сопротивление грунта основания и осадку фундамента определяют по формулам:

$$q_{\max} = h_s q_{tnet} \left( \frac{s}{b} \right)_{\max}^{0.5} \left( \frac{l}{b} \right)^{-0.345}; \quad (11.20)$$

$$s = b \left[ \frac{1}{h_s} \frac{q_{\max}}{q_{tnet}} \left( \frac{l}{b} \right)^{0.345} \right]^2, \quad (11.21)$$

где  $q_{max}$  – предельное сопротивление основания;  $h_s$  – параметр, зависящий от вида грунта;  $q_{tnet} = q_t - \sigma_{v0}$  – чистое удельное сопротивление конуса на глубину до  $1,5D$ ;  $q_t$  – скорректированное удельное сопротивление конуса;  $\sigma_{v0}$  – напряжения от собственного веса грунта, определяемые с учетом действия грунтовых вод;  $B$ ,  $L$  – ширина и длина фундамента, соответственно;  $FS$  – коэффициент безопасности. Отношение  $s/b$  называется псевдодеформацией и его использование позволяет найти нагрузку на основание при заданной величине осадки фундамента.

$$h_s = 2,8 - \frac{2,3}{i + \left(\frac{I_c}{2,4}\right)^{15}} \quad (11.22)$$

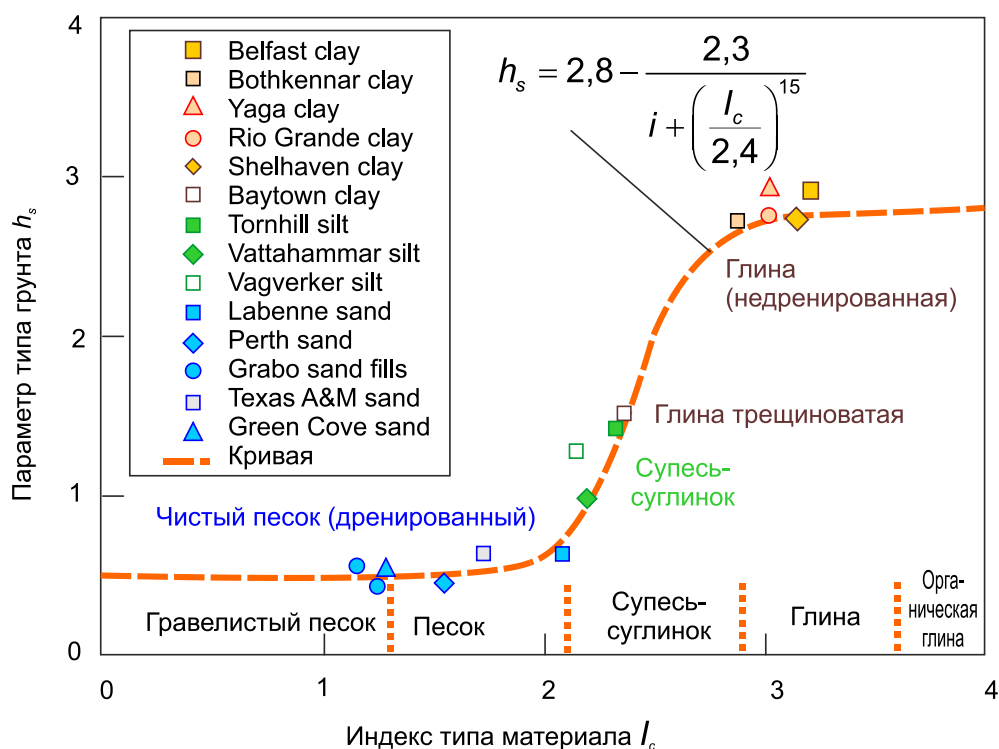


Рис. 11.7. Зависимость параметра типа грунта от индекса типа материала  $I_c$  (Mayne, 2017)

Для того чтобы найти  $q_{max}$ , в формулу (11.20) следует ввести значения допустимой осадки  $(S/b)_{max}$  из табл. 11.3. Если  $h_s$  находится между приведенными значениями, то они находятся по интерполяции.

Таблица 11.3

Значения  $(S/b)_{max}$

Вид грунта	$h_s$	$(S/B)_{max}$ , %
Чистый песок	0,58	12
Супесь-суглинок	1,12	10
Глина трещиноватая	1,47	7
Глина	2,70	4

Действующее давление под подошвой фундамента  $q$  должно быть меньше, чем предельное сопротивление основания  $q_{\max}$  (формула 11.22). Если условие не выполняется, то необходимо повторить процесс при другой ширине и/или длине фундамента.

SPT метод может дать оценку зависимости сопротивления грунта основания при заданной осадке фундамента:

$$q = q_{tnet} \sqrt{(s/b)} \left[ 2.8 - \frac{2.3}{1+(I_c/2.4)^{15}} \right] \quad (11.23)$$

что может представлять интерес для смешанных типов грунтов, таких как пылеватые пески, супеси и тому подобное. Как было отмечено ранее, несущая способность фундамента может определяться предельным значением псевдодеформации  $(S/b)_{\max}$ , или предельным сопротивлением грунта основания  $q_{\max}$ , определяемым в процентах от измеренного чистого удельного сопротивления конуса зонда  $q_{tnet}$ .

### 11.2.2. Метод SPT

Если известно значение  $(NN_1)_{60}$ , то предельное сопротивление грунта можно найти из эмпирической зависимости, предложенная Terzaghi & Peck (1948), которая основана на измеренных осадках различных фундаментов на песке. Предельное сопротивление грунта основания можно найти используя зависимости, приведенные на рис. 11.8 (применимы как к квадратным, так и к прямоугольным фундаментам) были определены Терцаги и Пекком как давление, которое не вызывает осадку более 25 мм.

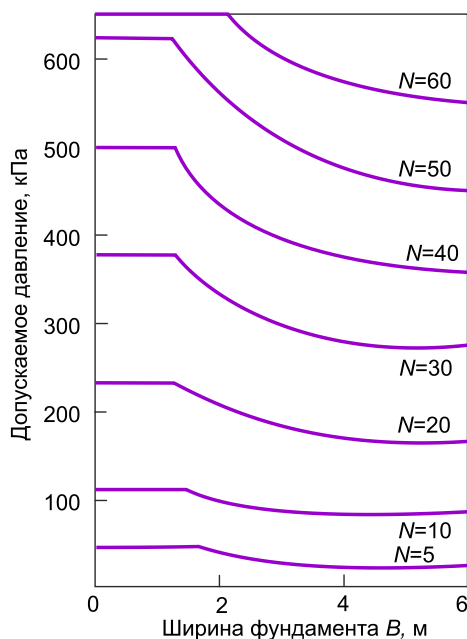


Рис. 11.8. Допускаемое давление из SPT испытаний (Terzaghi & Peck, 1948)

В случае наличия в плане здания нескольких фундаментов, стандартная процедура проектирования заключается в определении среднего значения для  $(N_1)_{60}$  из всех точек зондирования. Затем находится допустимое давление для самого широкого фундамента по рис. 11.8 и это давление используется для проектирования всех фундаментов. Процедура, как правило, приводит только к небольшим неравномерностям в осадках, но даже в крайних случаях неравномерность осадки между любыми двумя фундаментами не будет превышать 20 мм.

Кривые на рис. 11.8 относятся к маловлажным грунтам, то есть, когда уровень грунтовых вод находится на глубине не менее  $1,0B$  ниже фундамента. Когда грунт водонасыщен значение допустимого предельного давления, найденное из кривых на рис. 11.8, следует уменьшить, согласно выражению

$$q_a = q_{0,5} \left( 1 + \frac{D_w}{D + B} \right), \quad (11.26)$$

где  $D_w$  – глубина до уровня грунтовых вод;  $D$  – глубина заложения подошвы фундамента;  $B$  – ширина фундамента.

## 12. РАСЧЕТ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ОСНОВАНИЙ

Программа позволяет выполнять решение плоской задачи теории упругости методом МКЭ при двух вариантах создания расчетной модели:

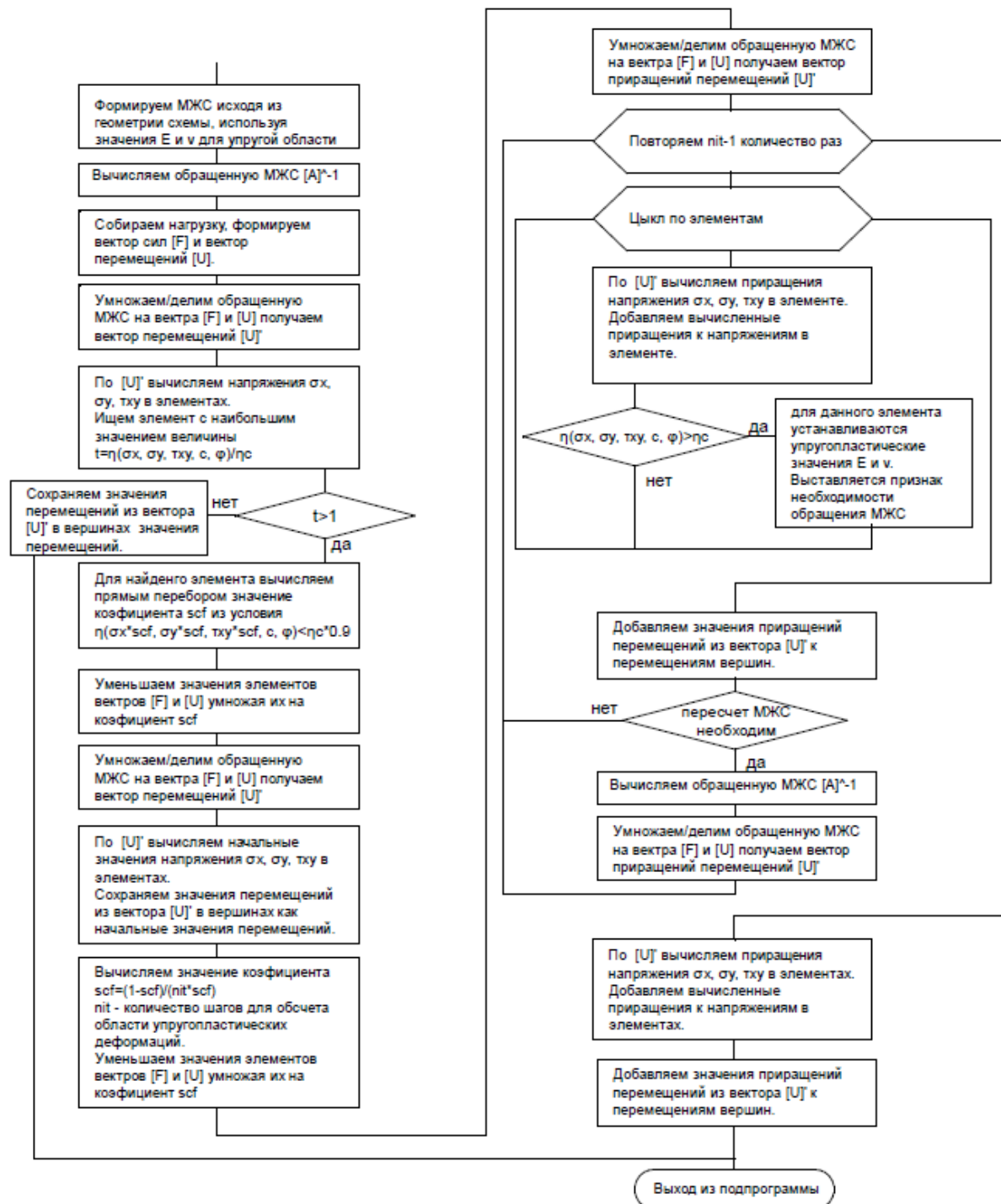


Рис. 12.1. Блок схема определения деформаций и напряжений (Богомолов, 1996)



- заданием очертания верхней границы и глубины области;
  - заданием области в виде массива точек с координатами и свойствами грунтов.
- Блок схема программы приведена на рис. 12.1.

## 12.1 Методика построения поверхности разрушения и расчета коэффициента устойчивости склона

При расчете устойчивости откосов и склонов используется методика, разработанная В.К.Цветковым (1979) и Богомоловым А.Н. (1996). Суть метода заключается в следующем. Исходя из вычисленных напряжений в точке массива склона определяется площадка с наименьшим коэффициентом устойчивости (определяется угол этой площадки, решение этой задачи даёт два значения угла поэтому угол выбирается исходя из направления перемещений). Определив угол и взяв небольшое приращение получаем координаты следующей точки предполагаемой поверхности скольжения. Проинтегрировав удерживающие и сдвигающие силы вдоль найденной поверхности и разделив друг на друга полученные значения получаем общий коэффициент устойчивости для данной поверхности скольжения.

Исходными данными для работы программы является поле напряжений ( $\sigma_x$   $\sigma_y$   $\tau_{xy}$ ) полученное из решения плоской задачи теории упругости для заданной области грунтового массива методом конечных элементов.

Функция коэффициента устойчивости в точке грунтового массива представлена в виде

$$K_u(\alpha) = F_y(\alpha) / F_z(\alpha), \quad (12.1)$$

где

$F_y = \sigma(\alpha) * \text{tg}(\varphi) + c$  – удерживающие силы;  $F_z = |\tau(\alpha)|$  – сдвигающие силы;

$\sigma(\alpha)$  и  $\tau(\alpha)$  – нормальные и касательные напряжения по площадке наклоненной под углом  $\alpha$ :

$$\begin{aligned} \tau(\alpha) &= (\sigma_y * \sin(-\alpha) - \tau_{xy} * \cos(-\alpha)) * \cos(-\alpha) + (\tau_{xy} * \sin(-\alpha) - \sigma_x * \cos(-\alpha)) * \sin(-\alpha) \\ \sigma(\alpha) &:= (\tau_{xy} * \sin(-\alpha) + \sigma_y * \cos(-\alpha)) * \cos(-\alpha) + (\tau_{xy} * \cos(-\alpha) + \sigma_x * \sin(-\alpha)) * \sin(-\alpha) \end{aligned} \quad (12.2)$$

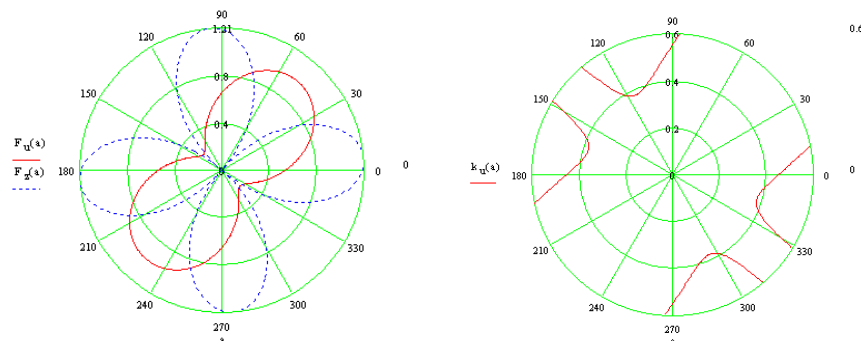
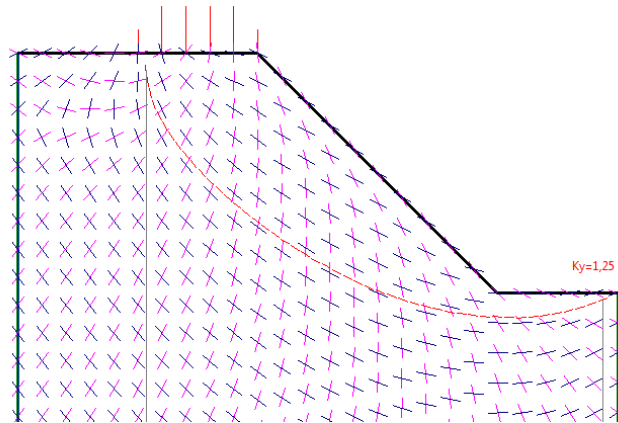


Рис. 12.2. Графики зависимости удерживающих и сдвигающих сил и коэффициента устойчивости от отрицательного угла наклона площадки скольжения



**Рис. 12.3. Распределение площадок скольжения с наименьшим коэффициентом устойчивости внутри склона**

Проанализировав график зависимости коэффициента устойчивости от угла площадки скольжения можно увидеть, что функция принимает минимальные значения на площадках с углами  $\alpha_1$  и  $\alpha_2$ . При этом значение коэффициента устойчивости на этих площадках одинаковое  $K_y(\alpha_1) = K_y(\alpha_2)$ .

Для вычисления значений этих углов необходимо решить уравнение  $dK_y(\alpha)/d\alpha \approx 0$

Продифференцировав функцию  $K_y(\alpha)$  получим:

$$dK_y(\alpha)/d\alpha = ((dF_y(\alpha)/d\alpha) F_3(\alpha) - dF_3(\alpha)/d\alpha F_y(\alpha)) / F_3(\alpha)^2. \quad (12.3)$$

Данное выражение обращается в 0 при нулевом числителе, то есть

$$DF(\alpha) = (dF_y(\alpha)/d\alpha) F_3(\alpha) - dF_3(\alpha)/d\alpha F_y(\alpha) = 0. \quad (12.4)$$

Производные удерживающих и сдвигающих сил:

$$dF_3(\alpha)/d\alpha = \sigma_y(1 - 2\sin(-\alpha)^2) + 4\tau_{xy}\cos(-\alpha)\sin(-\alpha) + \sigma_x(1 - 2\cos(-\alpha)^2); \quad (12.5)$$

$$dF_y(\alpha)/d\alpha = 2((\sigma_x - \sigma_y)\cos(-\alpha)\sin(-\alpha) + \tau_{xy}(1 - 2\sin(-\alpha)^2)\operatorname{tg}(\varphi)). \quad (12.6)$$

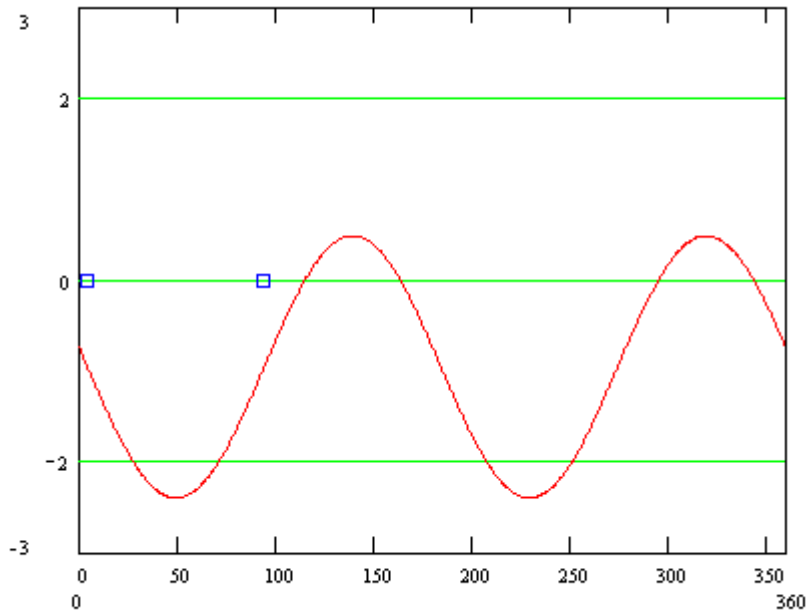


Рис. 12.4. График функции  $DF(-\alpha)$  (Синими квадратиками показаны значения углов  $\alpha_1$  и  $\alpha_2$ )

В качестве начального приближения возьмем угол, полученный из решения уравнения  $dF_3(\alpha)/d\alpha=0$ , т.е.

$$\sigma_y(1-2\sin(-\alpha)^2)+4\tau_{xy}\cos(-\alpha)\sin(-\alpha)+\sigma_x(1-2\cos(-\alpha)^2)=0. \quad (12.7)$$

Это уравнение имеет 4 корня нам нужны 2 со значениями от 0 до  $\pi$ .

$$\alpha_1 = 2 \operatorname{arctg} \left( \frac{T - 2\tau_{xy} + \sqrt{8\tau_{xy}^2 + 2\sigma_y^2 - 4\sigma_x\sigma_y + 2\sigma_x^2 + \frac{(-16\tau_{xy}^3 - 4\tau_{xy}\sigma_y^2 + 8\tau_{xy}\sigma_x\sigma_y - 4\tau_{xy}\sigma_x^2)}{T}}}{\sigma_x - \sigma_y} \right) \quad (12.8)$$

$$\alpha_2 = \pi + 2 \operatorname{arctg} \left( \frac{T - 2\tau_{xy} - \sqrt{8\tau_{xy}^2 + 2\sigma_y^2 - 4\sigma_x\sigma_y + 2\sigma_x^2 + \frac{(16\tau_{xy}^3 + 4\tau_{xy}\sigma_y^2 - 8\tau_{xy}\sigma_x\sigma_y + 4\tau_{xy}\sigma_x^2)}{T}}}{\sigma_x - \sigma_y} \right) \quad (12.9)$$

где  $T = \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 - 4\tau_{xy}^2}$ .

В общем, получаем следующую последовательность вычисления угла площадки с минимальными напряжениями в точке с известными напряжениями:

1. Вычисляем угол площадки с максимальным касательным напряжением  $\beta = \operatorname{arctg}(\tau_{xy}/(2(\sigma_1 - \sigma_y)))/2$
2. Для первой точки поверхности разрушения, если  $\beta < 0$  в качестве начального

приближения берется угол  $\alpha_1$ , если  $\beta > 0$  – угол  $\alpha_{21}$ , для остальных точек поверхности разрушения в качестве начального приближения берется угол в предыдущей точки поверхности.

3. Методом Ньютона решаем уравнение  $F(\alpha)=0$  и находим значение угла  $\alpha$ .

### *Построение поверхности разрушения из произвольной точки*

1 Исходя из напряжений и перемещений вычисляем угол поверхности скольжения для данной точки (а)

2 Вычисляем координаты следующей точки поверхности скольжения

$$x=x+ds*\cos(a); y=y+ds*\sin(a)$$

3 Исходя из напряжений находим угол наклона поверхности скольжения для данной точки. При этом в качестве начального приближения берется значение угла на предыдущем шаге

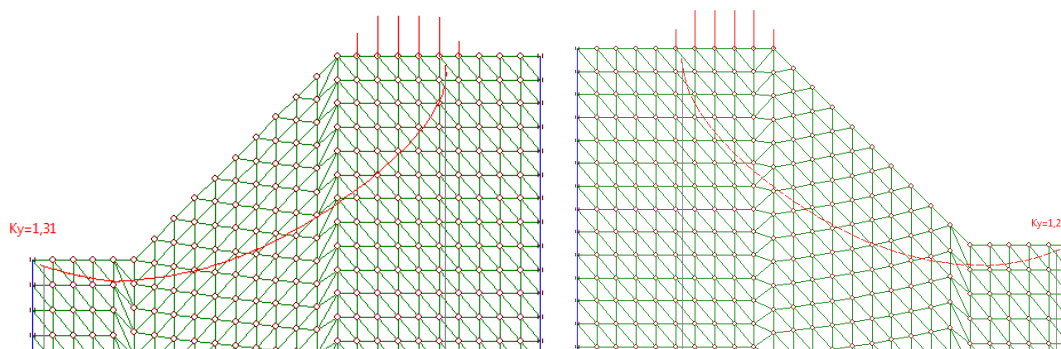
4 Повторяем шаги 2 и 3 до тех пор, пока координаты не выйдут за пределы расчетной схемы

5 Возвращаемся на точку начала построения и достраиваем поверхности с отрицательным значением ds по шагам 2-4

Коэффициент устойчивости для полученной поверхности разрушения вычисляется по формуле:

$$K_y = \frac{\sum(Fy_i + Fy_{i-1}) \cdot (x_i - x_{i-1}) / 2}{\sum(Fz_i + Fz_{i-1}) \cdot (x_i - x_{i-1}) / 2} \quad (12.10)$$

где  $F_y$  и  $F_z$  – значения удерживающих и сдвигающих усилий вычисленных исходя из напряжений и угла поверхности скольжения в точках поверхности разрушения.



**Рис.12.5. Тест на корректность, обсчет отзеркаленной расчетной схемы**

### *Поиск поверхности разрушения с минимальным коэффициентом устойчивости*

Поиск поверхности разрушения с минимальным коэффициентом устойчивости, выполняется на участке расчетной схемы ограниченной с левой стороны координатой  $X_n = k_{xn} \cdot DX$ , с правой стороны  $X_k = k_{xk} \cdot DX$ , где  $DX$  – размер расчетной схемы по оси  $X$ . По глубине ограничиваем область величиной  $h$ .

Разносим по данному участку расчетной схемы точки с шагом по горизонтали и вертикали  $ds$ .



**Рис. 12.6. Расположение начальных точек для построения поверхностей разрушения внутри расчетной схемы**

Из каждой точки по приведённому ранее алгоритму строим поверхность разрушения.

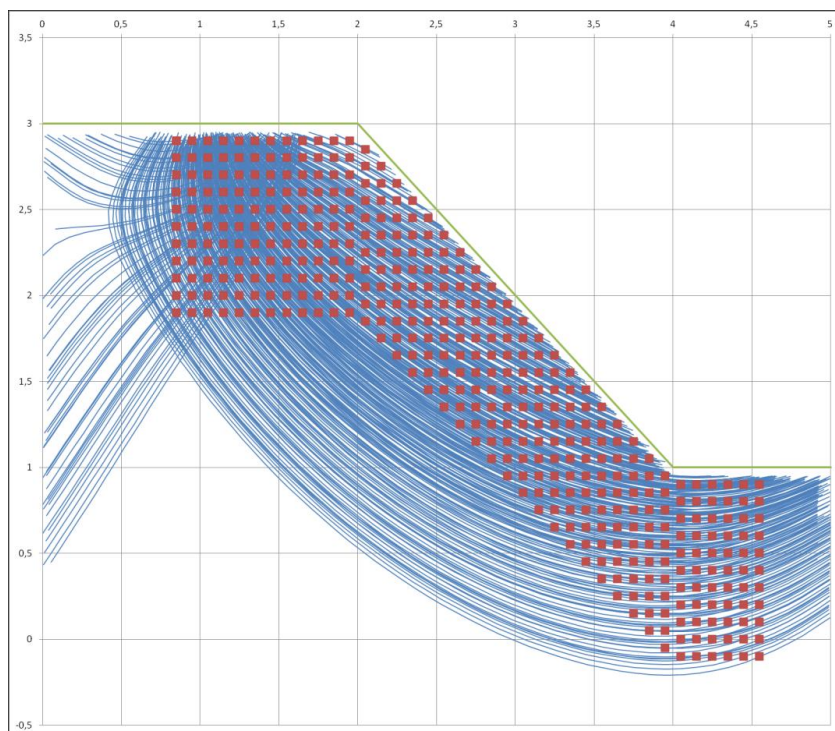


Рис. 12.7. Общий набор поверхностей разрушения построенных из точек

Поверхности разрушения не достигающие до поверхности земли на величину  $2 \cdot ds$  сразу отбраковываем.

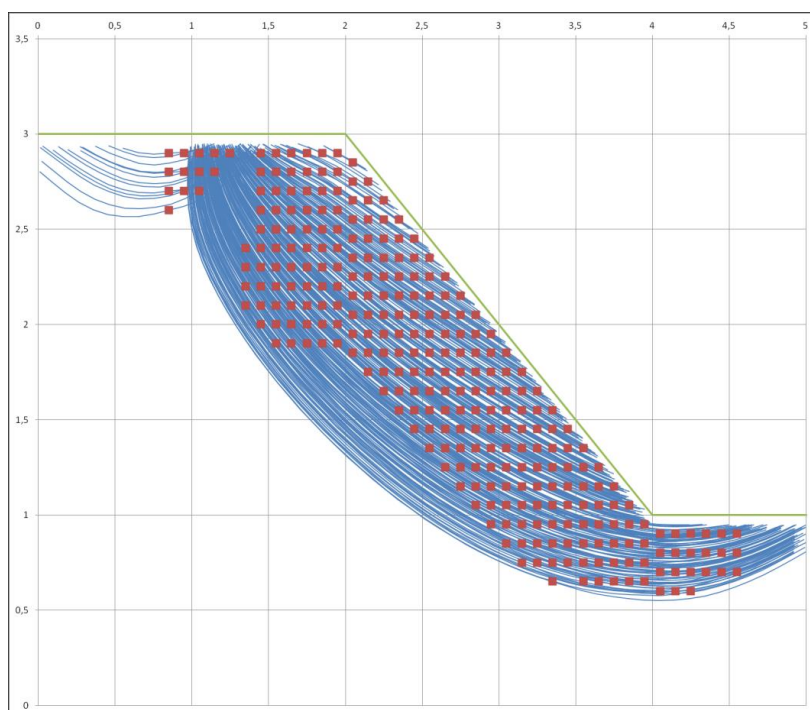


Рис. 12.8. Набор поверхностей разрушения для подбора поверхности с минимальным коэффициентом устойчивости

Для каждой поверхности из полученного набора рассчитываем коэффициент устойчивости, поверхность с минимальным коэффициентом устойчивости возвращается в качестве результата работы функции. При этом координаты начальных точек построения поверхностей разрушения и величину коэффициента устойчивости, для поверхностей построенных из этих точек сохраняем в специальном массиве для дальнейшего отображения на расчетной схеме.

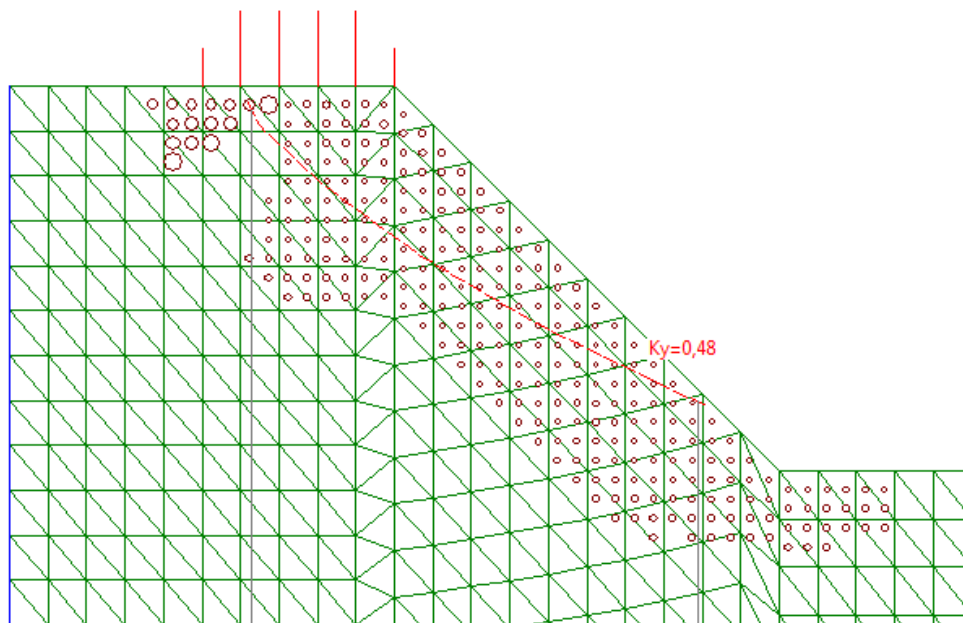


Рис. 12.9. Результат работы функции, кружками показано относительное значение коэффициента устойчивости для поверхности, построенной из данной точки по отношению к максимальному для всех точек

## 12.2 Расчет основания фундамента в упругой постановке

Очень важной областью применения метода конечных элементов является линейный анализ твердых тел и конструкций. Именно здесь были применены первые практические методы конечных элементов и именно здесь метод конечных элементов получил свой основной импульс развития. Сегодня многие виды линейного анализа конструкций могут быть выполнены обычным способом. Схемы дискретизации конечных элементов хорошо зарекомендовали себя и используются в стандартных компьютерных программах (Smith et al., 2014; Bathe, 2014).

В программе реализован метод расчета НДС для условий плоской деформации. Задача решается в перемещениях. Необходимо ввести параметры, характеризующие свойства грунта: модуль упругости, коэффициент Пуассона. Эти параметры определяются при построении ЦИГМ с учетом их пространственной изменчивости. Для каждого конечного элемента используются свои параметры, поэтому глобальная матрица жесткости получается большой и решение в упругой постановке занимает большее время, по сравнению с расчетом, когда эти параметры принимаются постоянным в каждом слое грунта.

## 13. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ НА МНОГОЛЕТНЕМЕРЗЛЫХ ГРУНТАХ

Данный раздел состоит из двух частей. В первой части, рассматриваются методы, основанные на решениях приведенные в СП 25.13330.2020.

Процедура проектирования оснований на вечномерзлых грунтах включает следующие этапы.

1. Анализ мерзлогогрунтовых условий на участке строительства, выбор одного из принципов проектирования и типа фундаментов.

2. Расчет оснований и фундаментов при использовании многолетнемерзлых грунтов по принципу I.

2.1. Определение глубины заложения фундаментов.

2.2. Расчет устойчивости фундаментов на действие касательных сил морозного пучения.

2.3. Расчет оснований и фундаментов по первой группе предельных состояний – по несущей способности.

2.4. Расчет оснований и фундаментов по второй группе предельных состояний – по деформациям.

3. Расчет оснований и фундаментов при использовании многолетнемерзлых грунтов по принципу II

3.1. Определение глубины заложения фундаментов.

3.2. Расчет оснований и фундаментов по первой группе предельных состояний – по несущей способности.

3.3. Расчет оснований и фундаментов по второй группе предельных состояний – по деформациям.

Выбор принципа проектирования оснований на мерзлых и вечномерзлых грунтах зависит от конкретных инженерно-геологических условий места строительства и типа здания или сооружения (см., СП 25.13330).

### 13.1 Расчет минимальной глубины заложения фундаментов

Глубина заложения фундамента в многолетнемерзлых грунтах определяется глубиной промерзания, которая зависит от средней годовой температуры на поверхности и потока тепла из грунта, соответствующий местному геотермическому градиенту. На рис. 13.1 показано изменение температуры и геотермального градиента, влияющие на глубину промерзания грунтов.



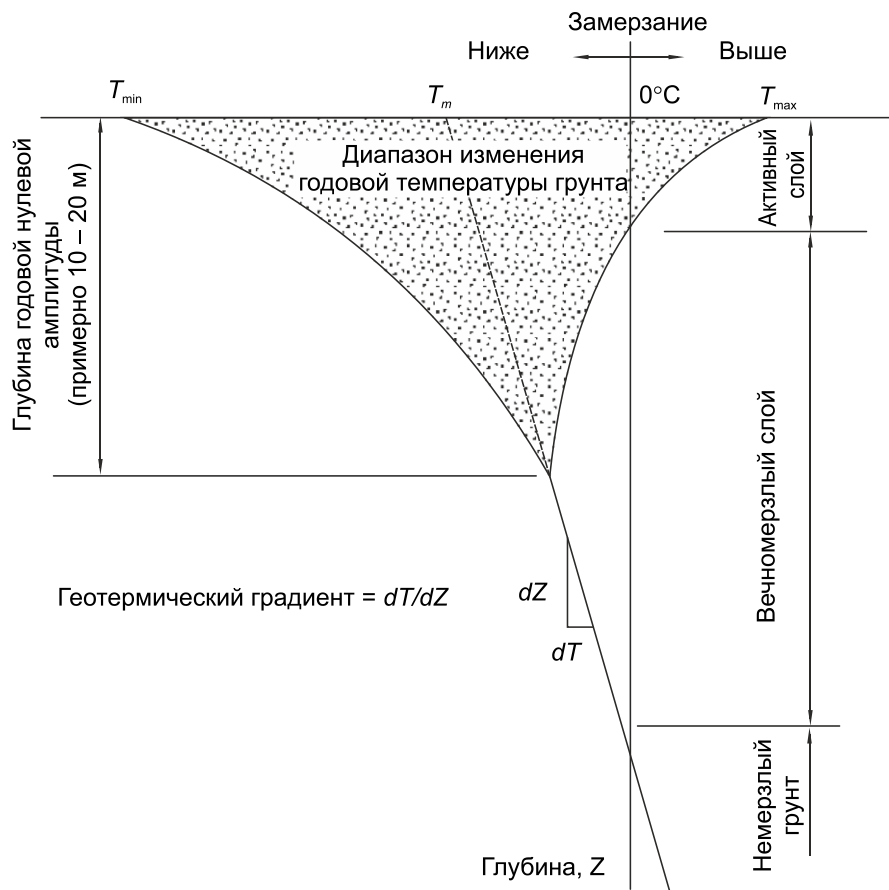


Рис. 13.1. Профиль температуры в многолетнемерзлых грунтах

Глубина заложения фундаментов  $d$  (рис. 13.2), считая от уровня планировки (подсыпки или срезки), назначается с учетом требований [СП 22.13330](#) и принятого принципа использования многолетнемерзлых грунтов в качестве основания сооружения и должна проверяться расчетом по устойчивости фундаментов на действие сил морозного пучения грунтов, согласно п. 7.4.2 и 7.4.6 (СП 25.13330).

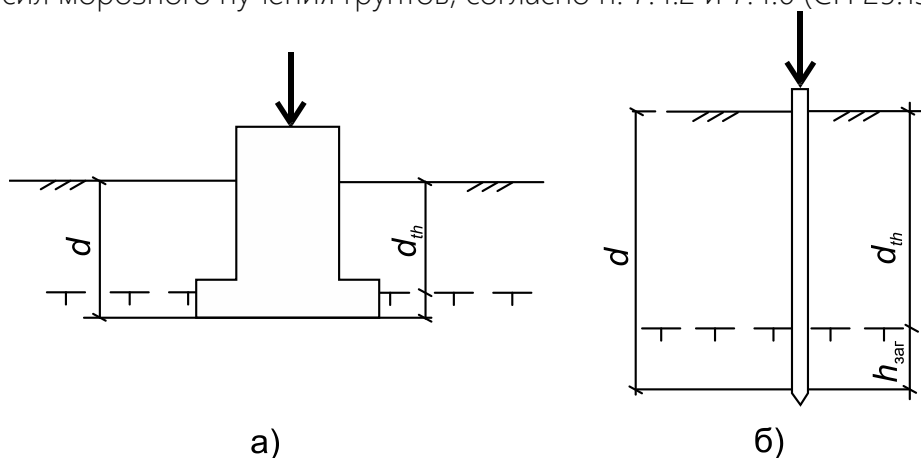


Рис. 13.2. К определению глубины заложения фундамента; а – столбчатый фундамента; б – свайный фундамент

При использовании многолетнемерзлых грунтов в качестве основания по принципу I минимальную глубину заложения фундаментов  $d_{\min}$  рекомендуется принимать по табл. 13.1 в зависимости от расчетной глубины сезонного оттаивания грунта  $d_{th}$ , определяемой согласно приложению Г СП 25.13330.

Таблица 13.1

Минимальная глубина заложения фундаментов

Фундаменты	Минимальная глубина заложения фундаментов $d_{\min}$ , м
Фундаменты всех типов, кроме свайных	$d_{th} + 1$
Свайные фундаменты зданий и сооружений	$d_{th} + 2$
Сваи опор мостов	$d_{th} + 4$
Фундаменты зданий и сооружений, возводимых на подсыпках	Не нормируется

Таблица 13.2

Характеристики мерзлых грунтов необходимые для расчета глубины заложения фундаментов

№	Наименование	Обозначение	Размерность	Формула	Метод определения
1	Теплопроводность талого грунта	$\lambda_{th}$	Вт/(м °С)	$d_{th,nr}$ , м, 13.3	
2	Теплопроводность мерзлого грунта	$\lambda_f$	Вт/(м °С)	$d_{th,nr}$ , м, 13.3 $d_{f,nr}$ , м,13.9	
3	Объемная теплоемкость талого грунта	$C_{th}$	Дж/(м <sup>3</sup> °С)	$d_{th,nr}$ , м, 13.3	
4	Коэффициент температуропроводности	$a$			
5	Объемная теплоемкость мерзлого грунта	$C_f$	Дж/(м <sup>3</sup> °С)	$d_{th,nr}$ , м, 13.3 $d_{f,nr}$ , м,13.9	
6	Среднегодовая температура	$T_{0,n}$	град.	13.7	Измерение на глубине 10 м

При использовании многолетнемерзлых грунтов в качестве основания по принципу II минимальную глубину заложения фундаментов  $d_{\min}$  следует принимать в соответствии с требованиями СП 25.13330 в зависимости от расчетной глубины сезонного промерзания грунта  $d_f$ , определяемой согласно табл. 13.1, и уровня подземных вод, который принимается с учетом образования под сооружением зоны оттаивания грунта.

Допускается закладывать фундаменты в слое сезонного промерзания-оттаивания грунта, если это обосновано расчетом оснований и фундаментов (СП 25.13330 п. 7.4.6).

Допускается устройство фундаментов малоэтажных зданий на поверхности грунта или на подсыпке при обосновании расчетом по второй группе предельных состояний, учитывающим возможное оттаивание грунтов и морозное пучение слоя сезонного промерзания-оттаивания.

Характеристики мерзлых грунтов необходимые для расчета глубины заложения фундаментов приведен в табл. 13.2.

### 13.1.1 Среднегодовая температура и глубина сезонного оттаивания и промерзания грунта

Нормативная глубина сезонного оттаивания грунта  $d_{th,n}$  (м) определяется по данным натурных наблюдений по формуле

$$d_{th,n} = d_{th}^! \sqrt{\frac{(T_{th,m} - T_{bf})t_{th,m}}{(T_{th} - T_{bf})t_{th}}} \quad (13.1)$$

где  $d_{th}^!$  - наибольшая глубина сезонного оттаивания грунта в годовом периоде, м, устанавливаемая по данным натурных наблюдений;  $T_{bf}$  - температура начала замерзания грунта, °С, определяемая по приложению Б;  $T_{th,m}$  и  $t_{th,m}$  - соответственно средняя по многолетним данным температура воздуха за период положительных температур, °С, и продолжительность этого периода, ч, принимаемые по СП 131.13330, причем для климатических подрайонов IБ и IГ значения  $T_{th,m}$  и  $t_{th,m}$  следует принимать с коэффициентом 0,9;  $T_{th}$  и  $t_{th}$  - соответственно средняя температура воздуха, °С, за период положительных температур и продолжительность этого периода, ч, в год проведения наблюдений, принимаемые по метеоданным.

Нормативная глубина сезонного промерзания грунта  $d_{f,n}$ , м, определяется по формуле:

$$d_{f,n} = d_f^! \sqrt{\frac{(T_{f,m} - T_{bf})t_{f,m}}{(T_f - T_{bf})t_f}} \quad (13.2)$$

где  $d_f^!$  - наибольшая глубина сезонного промерзания грунта в годовом периоде, м, устанавливаемая по данным натурных наблюдений;  $T_{f,m}$  и  $t_{f,m}$  - соответственно средняя по многолетним данным температура воздуха за период отрицательных температур, °С, и продолжительность этого периода, ч, принимаемые по СП 131.13330;  $T_f$  и  $t_f$  - соответственно средняя температура воздуха, °С, за период отрицательных температур и продолжительность этого периода, ч, в год проведения наблюдений, принимаемые по метеоданным.

При отсутствии данных натурных наблюдений нормативную глубину сезонного оттаивания грунта  $d_{th,n}$ , м, допускается определять по формуле:

$$d_{th,n} = \sqrt{\frac{2\lambda_{th}(T_{th,c} - T_{bf})t_{th,c}}{q_1} + \left(\frac{Q}{2q_1}\right)^2} - \frac{Q}{2q_1} \quad (13.3)$$

где

$$Q = \left( 0,25 - \frac{t_{th,c}}{t_1} \right) (T_0 - T_{bf}) k_m \sqrt{\lambda_f C_f t_{th,c}} \quad (13.4)$$

$$q_1 = L_v + \left( \frac{t_{th,c}}{t_2} - 0,1 \right) [C_{th}(T_{th,c} - T_{bf}) - C_f(T_0 - T_{bf})] \quad (13.5)$$

где  $T_{bf}$  - обозначение то же, что в формулах (13.1) - (13.2);  $T_{th,c}$  - расчетная температура поверхности грунта в летний период, °С, определяемая по формуле:

$$T_{th,c} = 1,4T_{th,m} + 2,4 \text{ °С} \quad (13.6)$$

$T_{th,c}$  - расчетный период положительных температур, ч, определяемый по формуле:

$$t_{th,c} = 1,15t_{th,m} + 0,1t_1 \quad (Г.7)$$

$t_1$  - время, принимаемое равным  $1,3 \cdot 10^7$  с (3600 ч);  $t_2$  - время, принимаемое равным  $2,7 \cdot 10^7$  с (7500 ч);  $T_0$  - расчетная среднегодовая температура многолетнемерзлого грунта, °С, определяемая по формуле (13.13);  $\lambda_{th}$  и  $\lambda_f$  - теплопроводность соответственно талого и мерзлого грунта, Вт/(м·°С);  $C_{th}$  и  $C_f$  - объемная теплоемкость соответственно талого и мерзлого грунта, Дж/(м<sup>3</sup>·°С);  $k_m$  - коэффициент, принимаемый для песчаных грунтов равным 1,0, а для глинистых - по таблице 13.2 в зависимости от значения теплоемкости  $C_f$  и средней температуры грунта, °С, определяемой по формуле:

$$\bar{T} = (T_0 - T_{bf})(t_{th,c}/t_1 - 0,22) \quad (13.8)$$

Таблица 13.2

Температура, °С	Значения коэффициента $k_m$ при объемной теплоемкости $C_f$ , Дж/(м <sup>3</sup> ·°С)			
	1,3·10 <sup>6</sup>	1,7·10 <sup>6</sup>	2,1·10 <sup>6</sup>	2,5·10 <sup>6</sup>
-1	6,8	5,9	5,3	5,0
-2	5,2	4,5	4,0	3,7
-4	3,7	3,2	2,8	2,5
-6	3,0	2,6	2,3	2,1
-8	2,5	2,2	1,9	1,6
-10	1,8	1,6	1,4	1,2

где  $L_v$  - теплота таяния (замерзания) грунта, Дж/м<sup>3</sup>, определяемая по приложению Б СП 25.13330 при температуре грунта, равной 0,5 $\bar{T}$ , °С.

Нормативная глубина сезонного промерзания грунта  $d_{f,n}$ , м, определяется по формуле:

$$d_{f,n} = \sqrt{\frac{2\lambda_f(T_{bf} - T_{f,m})t_{f,m}}{q_2}} \quad (13.9)$$

где

$$q_2 = L_v - 0,5C_f(T_{f,m} - T_{bf}) \quad (13.10)$$

здесь  $L_v$  - теплота замерзания грунта, Дж/м<sup>3</sup>, определяемая по приложению Б при температуре грунта, равной 0,5( $T_{f,m} - T_{bf}$ ), °С.

Остальные обозначения те же, что в формуле (13.2).

В случаях, когда предусматриваются вертикальная планировка территории подсыпкой, регулирование поверхностного стока и другие мероприятия, приводящие к понижению уровня подземных вод, значения теплофизических характеристик при расчете нормативных глубин сезонного оттаивания и промерзания грунтов по формулам (13.3) и (13.9) следует принимать при влажности грунта, равной:

для	крупнообломочных грунтов	0,04;
	песков (кроме пылеватых)	0,07;
	песков пылеватых	0,10;
	глинистых грунтов	$w_p + 0,5I_p$ ;
	заторфованных грунтов	$1,1w_p$ ,

где  $I_p$  и  $w_p$  - соответственно число пластичности и влажности грунта на границе пластичности.

Расчетная глубина сезонного оттаивания  $d_{th}$  и расчетная глубина сезонного промерзания грунта  $d_f$  определяются по формулам:

$$d_{th} = k'_h d_{th,n} \quad (13.11)$$

$$d_f = k_h d_{f,n} \quad (13.12)$$

где  $d_{th,n}$  и  $d_{f,n}$  - нормативные глубины соответственно сезонного оттаивания и сезонного промерзания грунта;  $k'_h$  и  $k_h$  - коэффициенты теплового влияния сооружения, принимаемые по таблице 13.3.

Нормативное значение среднегодовой температуры многолетнемерзлого грунта  $T_{0,n}$  определяется по данным полевых измерений температуры грунтов на опытных площадках с естественными условиями. Допускается значение  $T_{0,n}$  принимать равным температуре грунта на глубине 10 м от поверхности.

При отсутствии нормативного значения среднегодовой температуры многолетнемерзлого грунта  $T_{0,n}$  допускается использовать расчетное значение данного параметра. Расчетная среднегодовая температура многолетнемерзлого грунта  $T_0$ , °С, устанавливается на основании прогнозных расчетов изменения температурного режима грунтов на застраиваемой территории. Для сооружений повышенного уровня ответственности сроком эксплуатации более 20 лет при выполнении прогнозных расчетов температурного режима грунтов рекомендуется учитывать региональные климатические и геокриологические особенности и их изменение во времени. Сценарий

Таблица 13.3

Сооружения	$k'_h$	$k_h$
Здания и сооружения без холодного подполья	-	В соответствии с требованиями СП 22.13330
Здания и сооружения с холодным подпольем:		
у наружных стен с отмостками, имеющими асфальтовое и тому подобное покрытия	1,2	-
у наружных стен с отмостками без асфальтовых покрытий	1,0	-
у внутренних опор	0,8	-
Мосты:		
промежуточные массивные опоры с фундаментами мелкого заложения или фундаментами из свай и свай-столбов с плитой (ростверком), заглубленной в грунт при ширине опор по фасаду:		
от 2 до 4 м	1,3	1,2
4 м и более	1,5	1,3
промежуточные столбчатые и свайные опоры, рамно-стоечные опоры с фундаментами мелкого заложения	1,2	1,1
обсыпные устои	1,0	1,0
Примечания 1 Данные таблицы не распространяются на случаи применения теплоизоляции и других специальных теплозащитных мероприятий (вентилируемые и теплоизолирующие подсыпки, охлаждающие устройства и т.д.). 2 Для устоев мостов, обсыпанных песчаным грунтом, значения $k'_h$ и $k_h$ следует принимать по данным теплотехнического расчета, но не менее 1,2.		

изменения температуры приземного воздуха, используемый при расчете, рекомендуется принимать по актуальным данным федерального органа

исполнительной власти, осуществляющего функции по оказанию государственных услуг в области гидрометеорологии и смежных с ней областях и мониторинга окружающей среды, или в соответствии с линейной зависимостью изменения, построенной по архивным данным за весь период наблюдений репрезентативной метеорологической станции.

Допускается определять значение  $T_0$ , °С, по формуле:

$$T_0 = \frac{1}{t_y} \left[ (T_{f,m} - T_{bf}) t_{f,m} + L_v d_{th,n} \left( \frac{d_{th,n}}{2\lambda_s} + R_s \right) \right] + T_{bf} \quad (13.13)$$

где  $t_y$  - продолжительность года, принимаемая равной  $3,15 \cdot 10^7$  с (8760 ч);  $T_{f,m}$  и  $t_{f,m}$  - соответственно средняя по многолетним данным температура воздуха в период отрицательных температур, °С, и продолжительность этого периода, с (ч), принимаемые по СП 131.13330;  $d_{th,n}$  - нормативная глубина сезонного оттаивания, м, для предварительных расчетов допускается принимать по рисункам 13.1 и 13.2;  $L_v$  - теплота таяния (замерзания) грунта, Дж/м<sup>3</sup>, определяемая по приложению Б СП25.13330;  $R_s$  - термическое сопротивление снегового покрова, м<sup>2</sup>·°С/Вт, определяемое по формуле:

$$R_s = d_s / \lambda_s, \quad (13.14)$$

где  $d_s$  - среднезимняя высота снегового покрова, м, принимаемая по метеоданным;  $\lambda_s$  - среднезимняя теплопроводность снегового покрова, Вт/м·°С, определяется по формуле:

$$\lambda_s = m_d (0,18 + 0,87 \rho_s) \quad (13.15)$$

где  $m_d$  - пересчетный множитель, принимаемый равным  $1,16 \text{ м}^2 \cdot \text{Вт} / (\text{т} \cdot \text{°С})$ ;  $\rho_s$  - среднезимняя плотность снегового покрова, т/м<sup>3</sup>, принимаемая по метеоданным.

Примечания

1 В районах со средней скоростью ветра в зимний период свыше 5 м/с рассчитанное по формуле (13.13) значение  $R_s$  следует увеличивать в 1,3 раза.

2 Если при расчете по формуле (13.12)  $T_0 > T_{bf}$ , то следует принимать  $T_0 = T_{bf}$ .



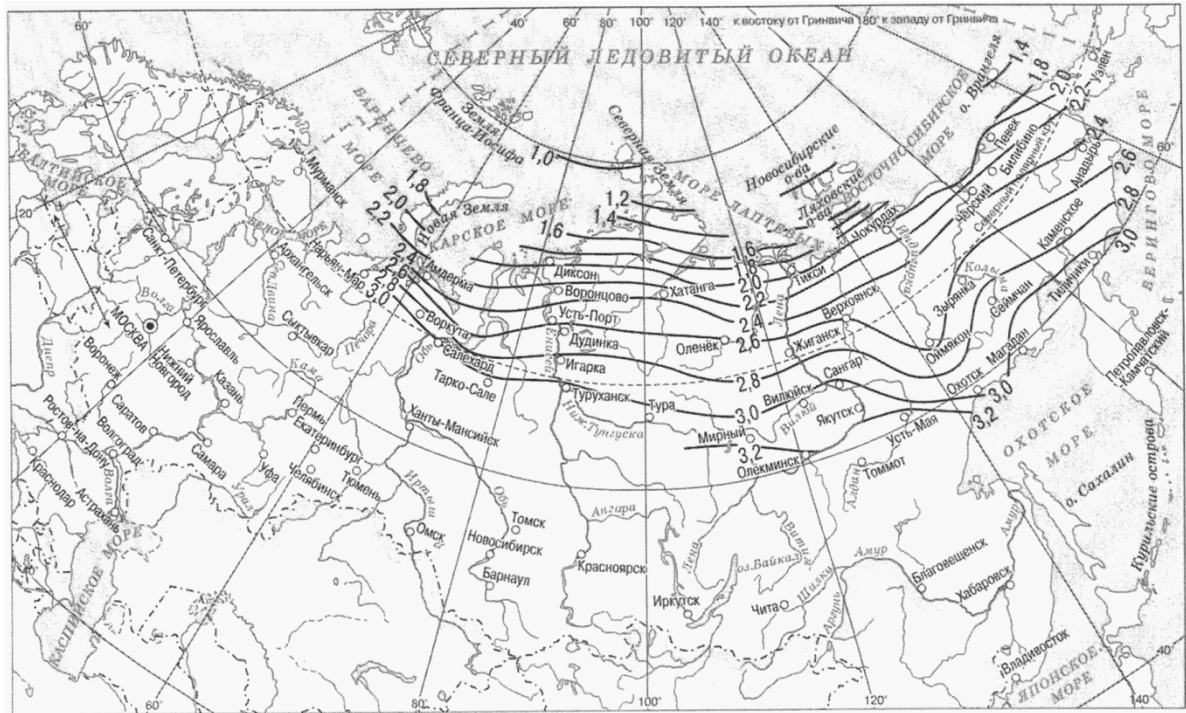


Рис. 13.3. Глубины оттаивания песчаных грунтов

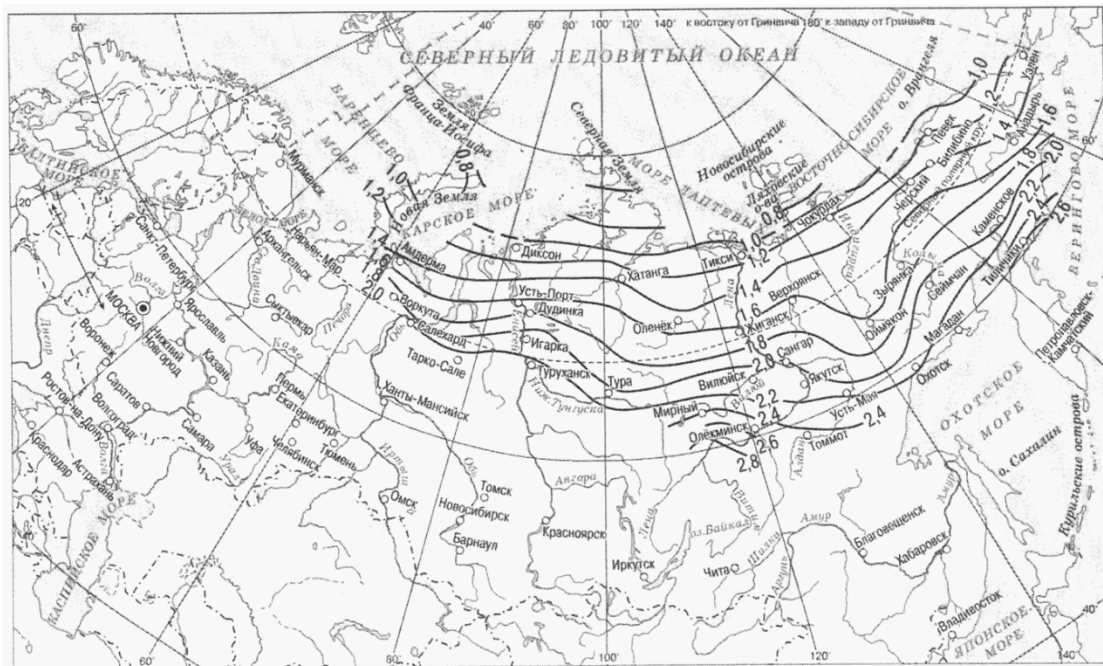


Рис. 13.4. Глубины оттаивания глинистых грунтов



## 13.2 Расчет оснований и фундаментов при использовании многолетнемерзлых грунтов по принципу I

Расчет оснований фундаментов по первой группе предельных состояний (по несущей способности) производится исходя из условия

$$F \leq F_u / \gamma_n, \quad (13.16)$$

где  $F$  - расчетная нагрузка на основание;  $F_u$  - несущая способность основания, определяемая расчетом (13.1.2.2), а для оснований свайных фундаментов - дополнительно и по данным полевых испытаний свай (13.1.2.10) и статического зондирования (приложение Л СП 25.13330);  $\gamma_n$  - коэффициент надежности по ответственности сооружения, принимаемый в соответствии с требованиями СП 22.13330 в зависимости от вида и уровня ответственности сооружения, а для оснований опор мостов - согласно СП 35.13330 и п. 12.13 СП 25.13330.

Несущая способность основания  $F_u$ , кН, вертикально нагруженной висячей сваи или столбчатого фундамента определяется по формуле

$$F_u = \gamma_t \gamma_c \left( RA + \sum_{i=1}^n R_{af,i} A_{af,i} \right), \quad (13.17)$$

где  $\gamma_t$  - температурный коэффициент, учитывающий изменения температуры грунтов основания из-за случайных изменений температуры наружного воздуха, определяется по приложению П СП 25.13330;  $\gamma_c$  - коэффициент условий работы основания, принимаемый по 13.1.2.4;  $R$  - расчетное сопротивление мерзлого грунта под нижним концом сваи или под подошвой столбчатого фундамента, кПа;  $A$  - площадь подошвы столбчатого фундамента или площадь опирания сваи на грунт, м<sup>2</sup>, принимаемая для сплошных свай равной площади их поперечного сечения (или площади уширения), для полых свай, погруженных с открытым нижним концом, - площади поперечного сечения сваи брутто при заполнении ее полости бетоном или цементно-песчаным раствором на высоту, обеспечивающую несущую способность по смерзанию с внутренней поверхностью сваи не менее несущей способности у нижнего конца сваи;  $R_{af,i}$  - расчетное сопротивление мерзлого грунта или грунтового раствора сдвигу по боковой поверхности смерзания сваи или столбчатого фундамента в пределах  $i$ -го слоя грунта, кПа;  $A_{af,i}$  - площадь поверхности смерзания  $i$ -го слоя грунта с боковой поверхностью сваи, а для столбчатого фундамента - площадь поверхности смерзания грунта с нижней ступенью фундамента, м<sup>2</sup>;  $n$  - число выделенных при расчете слоев многолетнемерзлого грунта.

Расчетное давление на мерзлый грунт под подошвой фундамента  $R$  и расчетные сопротивления мерзлого грунта или грунтового раствора сдвигу по поверхности смерзания фундамента  $R_{af}$  устанавливаются по данным испытаний грунтов, проводимых в соответствии с ГОСТ 12248, с учетом коэффициента надежности по грунту  $\gamma_g$ , принимаемому согласно 5.8, и расчетных температур грунта основания  $T_m$ ,  $T_z$  и  $T_e$ , определяемых теплотехническим расчетом по 13.1.2.7 и 13.1.2.8. В расчет принимается наихудшее значение. В случае предварительного охлаждения грунтов расчетные температуры  $T_m$ ,  $T_z$  и  $T_e$  определяются

теплотехническим расчетом.

По результатам испытаний грунтов шариковым штампом или на одноосное сжатие расчетные значения  $R$ , кПа, вычисляются по формуле

$$R = 5,7c_n / \gamma_g + \gamma_1 d, \quad (13.18)$$

где  $c_n$  - нормативное значение предельно длительного сцепления, кПа, принимаемое равным:  $c_n = c_{egn}$  при испытаниях грунтов шариковым штампом и  $c_n = 0,5R_{cn}$  - при испытаниях на одноосное сжатие, где  $c_{egn}$  и  $R_{cn}$  - соответственно предельно длительное эквивалентное сцепление и сопротивление грунта одноосному сжатию;  $\gamma_1$  - расчетное значение удельного веса грунта, кН/м<sup>3</sup>;  $d$  - глубина заложения фундамента, м;  $\gamma_g$  - коэффициент надежности по грунту.

Нормативное значение  $c_n$  допускается принимать согласно приложению Л СП.25.13330.

В случаях, предусмотренных п. 5.9 СП 25.13330, расчетные значения  $R$  и  $R_{af}$  допускается принимать по таблицам приложения В СП.25.13330.

При расчетах несущей способности оснований значения  $R$  следует принимать: для свайных фундаментов - при расчетной температуре грунта  $T_z$  на глубине  $z$ , равной глубине погружения сваи; для столбчатых фундаментов - при расчетной температуре грунта  $T_m$  на глубине заложения подошвы фундамента.

Расчетные сопротивления сдвигу  $R_{afi}$  следует принимать: для свайных фундаментов - при температуре грунта  $T_z$  на глубине середины  $i$ -го слоя грунта; для столбчатых фундаментов - при температуре грунта  $T_m$  на глубине, соответствующей середине нижней ступени фундамента.

При расчетах несущей способности оснований висячей сваи, расположенной в однородных по составу многолетнемерзлых грунтах, по формуле (13.17) значения  $R_{af}$  принимаются при средней (эквивалентной) температуре грунта  $T_e$ .

Для буроопускных свай за расчетное сопротивление сдвигу принимают наименьшие из значений сопротивления растворов сдвигу по поверхности смерзания со сваей  $R_{af}$  и сопротивления грунтов сдвигу по раствору (цементно-песчаному, известково-песчаному или грунтовому)  $R_{sh}$ ; для буронабивных свай - по значению  $R_{sh}$ . При расчете теплового взаимодействия сооружения с многолетнемерзлыми грунтами основания рекомендуется учитывать внесение в массив грунта тепла из-за применения раствора при устройстве буроопускных свай, а также бетона для заполнения внутренней полости полых свай. При расчете несущей способности комбинированных свай (деревометаллических, сборно-монолитных и др.) значения  $R_{af}$  следует принимать с учетом разной прочности смерзания с грунтом их различных элементов в соответствии с указаниями приложения В СП 25.13330.

Для свай (кроме бурозабивных), опираемых на песчано-щебеночную подушку высотой не менее трех диаметров скважины, при диаметре скважины не более полутора диаметров сваи, расчетное значение  $R$  допускается принимать для грунта подушки, а значение  $A$  - равным площади забоя скважины. При опирании свай на льдистые грунты с льдистостью  $i \geq 0,2$  расчетные значения  $R$  следует принимать с

понижающим коэффициентом  $n_i = 1 - i_i$ .

Для кратковременных нагрузок с временем действия  $t$ , равным или меньшим продолжительности перерывов между ними, расчетные значения  $R$  и  $R_{af}$  допускается принимать с повышающим коэффициентом  $n_t$  (кроме опор мостов) в соответствии с таблицей 13.4.

Таблица 13.4

Время действия нагрузки $t$ , ч	0,1	0,25	0,5	1	2	8	24
Коэффициент $n_t$	1,7	1,5	1,35	1,25	1,2	1,1	1,05

Коэффициент условий работы основания  $\gamma_c$  принимается по таблице 13.5 в зависимости от вида и способов устройства фундаментов (кроме опор мостов).

Таблица 13.5

Виды фундаментов и способы их устройства	Коэффициент $\gamma_c$
Столбчатые и другие виды фундаментов на естественном основании	1,0
То же, на подсыпках	0,9
Буроопускные сваи с применением грунтовых растворов, превышающих по прочности смерзания вмещающие грунты	1,1
То же, при равномерной прочности грунтовых растворов и вмещающего грунта	1,0
Опускные и буронабивные сваи	1,0
Бурообсадные, забивные и бурозабивные сваи при диаметре лидерных скважин менее 0,8 диаметра свай	1,0
Бурозабивные при большем диаметре лидерных скважин	0,9

Значения коэффициента  $\gamma_c$ , приведенные в таблице 13.5, допускается увеличивать пропорционально отношению полной нагрузки на фундамент к сумме постоянных и длительных временных нагрузок, но не более чем в 1,2 раза, если расчетные значения деформаций основания при этом не превышают предельно допустимых значений.

Передача на фундаменты проектных нагрузок допускается, как правило, при температуре грунтов в основании сооружения не выше установленных на эксплуатационный период расчетных значений. В необходимых случаях следует предусматривать мероприятия по предварительному (до загрузки фундаментов) охлаждению пластичномерзлых грунтов (п. 6.3.5 СП 25.13330) до установленных расчетом значений температуры.

При соответствующем обосновании расчетом основания по деформациям и несущей способности допускается загружать фундаменты при температурах грунта выше расчетных, но не выше значений:  $T = T_{bf} - 0,5$  °С - для песчаных и крупнообломочных грунтов и  $T = T_{bf} - 1$  °С - для глинистых, где  $T_{bf}$  - температура начала замерзания грунта (Б.5 СП 25.13330). Несущая способность основания  $F_u$  в этом случае должна определяться при расчетных температурах грунта, устанавливаемых без учета теплового влияния сооружения по формуле (13.23), принимая коэффициент  $\gamma_t$  по расчету.

В случае, если в проекте предусматриваются фундаменты, обладающие достаточной несущей способностью в грунтах как в талом, так и в мерзлом их состоянии, передача на фундаменты части проектных нагрузок в процессе строительства допускается при любых значениях температуры грунтов в основании сооружения. При этом проверку несущей способности свай по грунту следует выполнять как в талом состоянии основания, соответствующем начальному этапу строительства, так и в мерзлом состоянии, соответствующем завершению строительства, путем проведения соответствующих расчетов и контрольных испытаний свай.

Расчетные температуры грунтов  $T_m$ ,  $T_z$  и  $T_e$  определяются расчетом теплового взаимодействия сооружения с многолетнемерзлыми грунтами основания в периодически установившемся тепловом режиме с учетом переменных в годовом периоде условий теплообмена на поверхности, формы и размеров сооружения, глубины заложения и расположения фундаментов в плане, а также теплового режима сооружения и принятых способов и средств сохранения мерзлого состояния грунтов основания.

При расчетах многолетнемерзлых оснований по несущей способности и деформациям расчетные температуры грунтов  $T_m$ ,  $T_z$  и  $T_e$  следует принимать равными:  $T_m$  - максимальной в годовом периоде температуре грунта в установившемся эксплуатационном режиме на глубине заложения фундамента  $z_d$ , отсчитываемой от верхней поверхности многолетнемерзлого грунта;  $T_e$  - максимальной в годовом периоде средней по глубине заложения фундамента  $z_d$  температуре многолетнемерзлого грунта в установившемся эксплуатационном режиме (эквивалентная температура грунта);  $T_z$  - температура многолетнемерзлого грунта на данной глубине  $z$  от его верхней поверхности, принимаемой на момент установления температуры  $T_e$ .

Для оснований свайных, столбчатых и других видов фундаментов сооружений с холодным (вентилируемым) подпольем, опор трубопроводов, линий электропередачи, антенно-мачтовых сооружений, кроме оснований опор мостов, расчетные температуры грунтов  $T_m$ ,  $T_z$  и  $T_e$  допускается определять по формулам:

*для оснований сооружений с холодным подпольем*

- под серединой сооружения

$$T_{m,z,e} = (T'_0 - T_{bf}) \alpha_{m,z,e} + (T_0 - T'_0) k_1 + T_{bf}; \quad (13.19)$$

- под краем сооружения

$$T_{m,z,e} = (T'_0 - T_{bf})\alpha_{m,z,e} + (T_0 - T'_0)(0,5\alpha_{m,z,e} + k_2) + T_{bf}; \quad (13.20)$$

- под углами сооружения

$$T_{m,z,e} = (T'_0 - T_{bf})\alpha_{m,z,e} + (T_0 - T'_0)(0,75\alpha_{m,z,e} + k_3) + T_{bf}; \quad (13.21)$$

для опор линий электропередачи, антенно-мачтовых сооружений и трубопроводов

$$T_{m,z,e} = (T_0 - T_{bf})\alpha_{m,z,e}k_{ts} + T_{bf}, \quad (13.22)$$

где  $T'_0$  - расчетная среднегодовая температура на верхней поверхности многолетнемерзлого грунта в основании сооружения, °С, определяемая согласно приложению Д СП 25.13330;  $T_{bf}$  - температура начала замерзания грунта, °С, определяемая согласно приложению Б СП 25.13330;  $T_0$  - расчетная среднегодовая температура грунта, °С, определяемая согласно приложению Г СП 25.13330, при наличии данных полевых измерений температуры грунтов следует использовать нормативное значение среднегодовой температуры многолетнемерзлого грунта;  $\alpha_m$ ,  $\alpha_z$  и  $\alpha_e$  - коэффициенты сезонного изменения температуры грунтов основания, принимаемые по таблице 13.6 в зависимости от значения параметра  $z\sqrt{c_f/\lambda_f}$ ,  $с^{0,5}$  ( $ч^{0,5}$ ), где  $z$  - глубина от кровли многолетнемерзлого грунта, м;  $C_f$  - объемная теплоемкость, Дж/(м<sup>3</sup>·°С), определяемая согласно приложению Б СП 25.13330;  $\lambda_f$  - теплопроводность мерзлого грунта, Вт/(м·°С), определяемая согласно приложению Б СП 25.13330;  $k_1$ ,  $k_2$  и  $k_3$  - коэффициенты теплового влияния сооружения, принимаемые по таблице 13.7 в зависимости от отношений  $z/B$  и  $L/B$ ,  $L$  и  $B$  - соответственно длина и ширина сооружения, м;  $k_{ts}$  - коэффициент теплового влияния изменения поверхностных условий при возведении фундаментов линейных сооружений, принимаемый по таблице 13.8 в зависимости от вида и глубины заложения фундаментов  $z$ , м.

Таблица 13.6

Коэффициенты	Значения $z\sqrt{c_f/\lambda_f}$ , $с^{0,5}$ ( $ч^{0,5}$ )									
	0 (0)	1000 (25)	2000 (50)	3000 (75)	4000 (100)	6000 (125)	8000 (150)	10000 (175)	15000 (250)	20000 (300)
$\alpha_m$	0 (0)	0,28 (0,38)	0,47 (0,61)	0,61 (0,76)	0,71 (0,85)	0,85 (0,91)	0,92 (0,94)	0,96 (0,96)	0,99 (0,99)	1,00 (1,00)
$\alpha_z$	0 (0)	0,30 (0,40)	0,52 (0,67)	0,67 (0,85)	0,80 (0,95)	0,95 (1,01)	1,02 (1,03)	1,03 (1,03)	1,01 (1,01)	1,00 (1,00)
$\alpha_e$	0 (0)	0,14 (0,21)	0,26 (0,38)	0,38 (0,51)	0,47 (0,61)	0,61 (0,68)	0,70 (0,74)	0,77 (0,78)	0,85 (0,85)	0,90 (0,88)

Таблица 13.7

Форма сооружения в плане	L/B	Коэффициенты $k$ для определения $T_m, T_z, T_e$											
		$k_1$ при $z/B$				$k_2$ при $z/B$				$k_3$ при $z/B$			
		0,25	0,5	1,0	2,0	0,25	0,5	1,0	2,0	0,25	0,5	1,0	2,0
Прямоугольная	1	0,41	0,67	0,87	0,96	0,17	0,28	0,39	0,47	0,06	0,10	0,17	0,22
		-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
	2	0,21	0,38	0,57	0,75	0,09	0,16	0,25	0,34	0,03	0,05	0,09	0,14
		0,33	0,56	0,80	0,93	0,15	0,26	0,37	0,45	0,04	0,08	0,14	0,20
3	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	
	0,17	0,31	0,50	0,68	0,08	0,14	0,23	0,32	0,02	0,04	0,08	0,12	
>= 5	0,32	0,53	0,76	0,91	0,15	0,25	0,36	0,44	0,04	0,08	0,13	0,19	
	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	
Круглая	-	0,16	0,30	0,47	0,65	0,08	0,14	0,22	0,31	0,02	0,04	0,07	0,12
		0,29	0,50	0,71	0,84	0,15	0,25	0,35	0,42	0,03	0,07	0,12	0,18
		-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
		0,14	0,27	0,44	0,62	0,07	0,14	0,22	0,30	0,02	0,04	0,07	0,11
		0,45	0,71	0,89	0,97	0,22	0,32	0,40	0,45	-	-	-	-
		-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----				
		0,23	0,41	0,62	0,78	0,13	0,20	0,28	0,36				
		Примечания											
		1 В числителе указаны значения коэффициентов $k$ для температур $T_m$ и $T_z$ , в знаменателе - для температуры $T_e$ .											
		2 При $z/B = 0$ коэффициенты $k_1, k_2$ и $k_3$ следует принимать равными 0.											

Таблица 13.8

Виды фундаментов	Коэффициент $k_{TS}$ при $z, м$		
	до 2	от 2 до 6	св. 6
Массивные и свайные с ростверком, заглубленным в грунт	0,7	0,9	1,0
Свайные с высоким ростверком и сборные под опоры рамно-стоечного типа	0,9	1,0	1,0

Расчетные температуры многолетнемерзлых грунтов основания без учета теплового влияния сооружения определяются по формуле

$$T_{m,z,e} = (T_0 - T_{bf}) \alpha_{m,z,e} + T_{bf}, \quad (13.23)$$

где обозначения те же, что в формуле (13.19).

Расчетные температуры грунтов оснований фундаментов, охлаждаемых системой вентилируемых труб, каналов или полостей в фундаментах (п. 6.3.3 СП 25.13330), следует определять из совместного теплотехнического расчета основания и системы охлаждения, исходя из условия

$$T'_0 \leq T_0, \quad (13.24)$$

где  $T'_0$  - расчетная среднегодовая температура на верхней поверхности многолетнемерзлого грунта в основании сооружения, отвечающая проектному положению границы сезонного оттаивания грунтов, включая грунты подсыпки.

При равномерном расположении охлаждающих труб или каналов под всей площадью сооружения расчетные температуры грунтов в его основании  $T_m$ ,  $T_z$  и  $T_e$  допускается определять, как для сооружений с холодным подпольем при среднем по площади сооружения значении температуры  $T_0$ .

Расчетные температуры грунтов оснований фундаментов, при использовании термостабилизации грунтов допускается рассчитывать численными методами с учетом изменения температур при эксплуатации сооружения.

Несущая способность основания одиночной сваи  $F_u$  по результатам полевых испытаний свай статической вдавливающей нагрузкой определяется по формуле

$$F_u = \gamma_t k \frac{F_{u,n}}{\gamma_g}, \quad (13.25)$$

где  $k$  - коэффициент, учитывающий различие в условиях работы опытной и проектируемых свай и определяемый по формуле

$$k = F_{u,p}/F_{u,t}, \quad (13.26)$$

где  $F_{u,p}$  и  $F_{u,t}$  - значение несущей способности соответственно проектируемой и опытной свай, рассчитанные по формуле (13.16) по значениям  $R$  и  $R_{af}$ , принимаемым по таблицам приложения В СП 25.13330: для проектируемой сваи - при расчетных температурах грунта, а для опытной сваи - при температурах, измеренных при испытании;  $F_{u,n}$  - нормативное значение предельно длительного сопротивления основания опытной сваи статической нагрузке, определяемое по данным испытания сваи;  $\gamma_g$  - коэффициент надежности по грунту, принимаемый равным 1,1.

Количественную оценку характеристик механических свойств и несущей способности оснований свай в многолетнемерзлых грунтах по данным статического зондирования проводят согласно приложению Л СП 25.13330 на основе эмпирических или полуэмпирических зависимостей (таблиц), устанавливаемых в результате корреляционно-регрессионного анализа данных параллельных испытаний грунтов прямыми методами и методом статического зондирования.

Несущую способность основания столбчатого фундамента, нагруженного внецентренно сжимающей нагрузкой, допускается определять в соответствии с требованиями СП 22.13330. При этом эксцентриситеты приложения равнодействующей всех нагрузок на уровне подошвы фундамента следует определять с учетом смерзания грунта с боковой поверхностью нижней ступени фундамента по формулам:

$$e_a = (M_a - M_{af})/F; \quad (13.27)$$

$$e_b = (M_b - M_{af})/F, \quad (13.28)$$

где  $e_a$  и  $e_b$  - соответственно эксцентриситеты приложения равнодействующей всех нагрузок относительно осей прямоугольной подошвы фундамента со сторонами  $a$  и  $b$ , м;  $M_a$  и  $M_b$  - моменты внешних сил от расчетных нагрузок относительно тех же осей, кН·м;  $F$  - расчетная вертикальная нагрузка, кН, от сооружения на основание, включая вес фундамента и грунта, лежащего на его уступах;  $M_{af}$  - часть момента внешних сил, кН·м, воспринимаемая касательными силами смерзания многолетнемерзлого грунта с боковыми поверхностями нижней ступени фундамента высотой  $h_p$  и вычисляемая по формуле

$$M_{af} = \gamma_t \gamma_c R_{af} h_p ab, \quad (13.29)$$

где  $\gamma_t$  и  $\gamma_c$  - обозначения те же, что в формуле (13.16);  $R_{af}$  - расчетное сопротивление мерзлого грунта сдвигу, кПа, принимаемое по 13.2.3.

При эксцентриситете нагрузки относительно одной оси фундамента ( $e_b = 0$ ) допускается  $M_{af}$ , кН·м, определять по формуле

$$M_{af} = \gamma_t \gamma_c R_{af} h_p a(b + 0,5a), \quad (13.30)$$

где  $a$  - сторона подошвы фундамента, параллельная плоскости действия момента, м.

Расчет свайных фундаментов на действие горизонтальных нагрузок (сил и/или моментов) и воздействий (температурного расширения ростверка и пр.) следует производить с учетом инженерно-геокриологических условий и совместной работы свай и грунтового основания с использованием апробированных геотехнических программ. Расчетная схема должна соответствовать требованиям пункта 7.1.2 СП 24.13330.2011. Методика расчета должна учитывать влияние продольной силы на изгиб, а также поперечных сил и деформаций на продольное сжатие ствола сваи.

Взаимодействие сваи с грунтом (по боковой поверхности и нижнему торцу) допускается учитывать с помощью нелинейных контактных элементов (контактной модели). При малых (упругих, линейных) деформациях жесткость контактного элемента должна соответствовать стандартным деформационным характеристикам грунта (модуль деформаций, коэффициент Пуассона). Прочность и пластические деформации грунта (контактных элементов у боковой поверхности сваи и под ее нижним торцом) следует рассчитывать с применением условия предельного равновесия Кулона-Мора. При расчете свайных групп характеристики контактных элементов следует определять с учетом взаимовлияния между сваями через грунт.

Для расчетов свайных фундаментов сооружений нормального уровня ответственности допускается применение линейных контактных элементов при условии проведения расчета по приложению В СП 24.13330.2011 с учетом инженерно-геокриологических условий согласно приложению Ж СП 25.13330.

Расчет фундаментов, воспринимающих значительные горизонтальные усилия, следует производить на плоский сдвиг в соответствии с требованиями СП 22.13330.

Расчет оснований по второй группе предельных состояний (по деформациям) производится исходя из условия



$$s_f \leq s_u, \quad (13.31)$$

где  $s_f$  - деформация пластичномерзлого основания под нагрузкой от сооружения, определяемая согласно 13.1.2.17 и 13.1.2.18;  $s_u$  - предельно допустимая деформация основания сооружения за расчетный срок его эксплуатации, определяется согласно СП 22.13330.

Осадки оснований фундаментов, возводимых на пластичномерзлых грунтах, следует определять:

а) для ленточных и столбчатых фундаментов - в соответствии с СП 22.13330, применяя расчетную схему в виде линейно-деформируемого полупространства или линейно-деформируемого слоя конечной толщины;

б) для одиночных свайных фундаментов - по данным полевых испытаний свай статической вдавливающей нагрузкой, а для кустов или групп свай - согласно СП 24.13330 с использованием расчетных схем, основанных на модели грунта как линейно-деформируемой среды.

Расчетные деформационные характеристики пластичномерзлых грунтов (коэффициент сжимаемости  $m_f$  или модуль деформации  $E_f$ ) следует принимать по данным компрессионных испытаний при расчетной температуре грунта, устанавливаемой по формуле (13.23), а также по результатам полевых статических испытаний пластичномерзлых грунтов моделями фундаментов (штампами, сваями) и статического зондирования в соответствии с приложением Л СП 25.13330.

Осадки оснований, сложенных сильнольдистыми грунтами и подземными льдами, а также в случаях загрузки фундаментов при температуре грунтов основания выше расчетных значений, принятых для установившегося эксплуатационного режима (13.1.2.5), следует определять с учетом изменения деформационных характеристик грунтов в зависимости от температуры и времени, а также развития пластических деформаций льда, согласно указаниям 8.8 и приложения И СП 25.13330.

### 13.3 Расчет оснований и фундаментов при использовании многолетнемерзлых грунтов по принципу II

Расчет оснований и фундаментов по первой группе предельных состояний (по несущей способности) следует проводить для фундаментов мелкого заложения в соответствии с требованиями СП 22.13330, для свайных фундаментов - в соответствии с требованиями СП 24.13330, с учетом 13.1.3.15 - 13.1.3.17.

Расчет оснований по второй группе предельных состояний (по деформациям) следует производить с учетом совместной работы основания и сооружения. Расчет оснований по деформациям без учета совместной работы основания и сооружения допускается выполнять в случаях, предусмотренных СП 22.13330, а также для выбора принципа использования многолетнемерзлых грунтов в качестве оснований и необходимых мероприятий для уменьшения деформаций основания.

Расчеты оттаивающих оснований по деформациям необходимо производить в

пределах расчетной глубины оттаивания грунтов в основании сооружения за заданный срок его эксплуатации  $t_u$  с учетом развития зоны оттаивания во времени.

Расчетную глубину оттаивания грунтов в основании сооружения следует определять на основании расчета теплового взаимодействия сооружения с многолетнемерзлым грунтом с учетом формы, размеров и теплового режима сооружения, температуры и теплофизических свойств грунтов основания.

Для простых по форме сооружений с равномерной по площади температурой, в том числе для заглубленных сооружений, расчетную глубину оттаивания грунтов в их основании  $H$  допускается определять по приложению К СП 25.13330.

Расчет оснований по деформациям без учета совместной работы оттаивающего основания и сооружения следует производить исходя из условия

$$s \leq s_u, \quad (13.32)$$

где  $s$  - осадка основания фундаментов (совместная деформация основания и сооружения при оттаивании грунтов в процессе эксплуатации сооружения под воздействием собственного веса грунта и дополнительной нагрузки от сооружения в пределах расчетной глубины оттаивания  $H$ );  $s_u$  - предельное значение осадки основания фундамента (совместной деформации основания и сооружения), устанавливаемое согласно СП 22.13330, а для мостов - СП 35.13330.

Расчет оснований и фундаментов по деформациям с учетом совместной работы основания и сооружения по первой группе предельных состояний на воздействия, вызываемые неравномерными осадками оттаивающего основания, следует проводить исходя из условия

$$F_f \leq \frac{F_{fd}}{\gamma_c \gamma_n}, \quad (13.33)$$

где  $F_f$  - расчетные усилия, возникающие в элементах конструкций сооружения при неравномерных осадках оттаивающего основания;  $F_{fd}$  - предельные значения сопротивления элементов конструкции сооружения, рассчитываемые по нормам проектирования соответствующих конструкций;  $\gamma_c$  - коэффициент условий работы системы "основание-сооружение", принимаемый равным 1,25;  $\gamma_n$  - коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,2, 0,95 и 0,9 соответственно для сооружений повышенного, нормального и пониженного уровней ответственности.

Осадку оттаивающего в процессе эксплуатации сооружения основания следует определять по формуле

$$s = s_{th} + s_p, \quad (13.34)$$

где  $s_{th}$  - составляющая осадки основания, обусловленная действием собственного веса оттаивающего грунта, определяемая по 13.1.3.7;  $s_p$  - составляющая осадки основания, обусловленная дополнительным давлением на грунт от действия веса

сооружения.

Составляющую осадки основания  $s_{th}$ , м, следует определять по формуле

$$s_{th} = \sum_{i=1}^n (A_{th,i} + m_{th,i} \sigma_{zg,i}) h_i, \quad (13.35)$$

где  $n$  - число выделенных при расчете слоев грунта;  $A_{th,i}$  и  $m_{th,i}$  - коэффициент оттаивания, доли единицы, и коэффициент сжимаемости,  $\text{кПа}^{-1}$ ,  $i$ -го слоя оттаивающего грунта, принимаемые по экспериментальным данным;  $\sigma_{zg,i}$  - вертикальное напряжение от собственного веса грунта в середине  $i$ -го слоя грунта,  $\text{кПа}$ , определяемое расчетом для глубины  $z_i$  от уровня планировочных отметок с учетом взвешивающего действия воды;  $h_i$  - толщина  $i$ -го слоя оттаивающего грунта, м.

Коэффициенты оттаивания  $A_{th}$  и сжимаемости оттаивающего грунта  $\delta_{th}$  следует устанавливать по результатам полевых испытаний мерзлых грунтов горячим штампом. Если значения  $A_{th}$  и  $m_{th}$  получены по данным лабораторных испытаний грунтов, то их расчетные значения при определении осадок оттаивающего основания следует умножать на поправочный коэффициент  $k_i = 1 + \Delta i_i$ , где  $\Delta i_i$  - разность между суммарной льдистостью  $i$ -го слоя грунта и льдистостью испытанного образца, взятого из этого слоя. Допускается вводить поправки за неполное смыкание макропор и набухание оттаивающего грунта, если это подтверждено экспериментальными данными.

Составляющую осадки основания  $s_p$ , м, при расчетной схеме в виде линейно-деформируемого слоя конечной толщины следует определять по формуле

$$s_p = p_0 b k_h \sum_{i=1}^n m_{th,i} k_{\mu,i} (k_i - k_{i-1}), \quad (13.36)$$

где  $p_0$  - дополнительное вертикальное давление на основание под подошвой фундамента,  $\text{кПа}$ ;  $b$  - ширина подошвы фундамента, м;  $k_h$  - безразмерный коэффициент, определяемый по таблице 13.9 в зависимости от отношения  $z/b$ , где  $z$  - расстояние от подошвы фундамента до нижней границы зоны оттаивания или кровли непросадочного при оттаивании грунта, м;  $m_{th,i}$  - коэффициент сжимаемости  $i$ -го слоя грунта,  $\text{кПа}^{-1}$ ;  $k_{\mu,i}$  - коэффициент, определяемый по таблице 13.9 в зависимости от отношения  $z/b$ , где  $z$  - расстояние от подошвы фундамента до середины  $i$ -го слоя грунта, м;  $k_i$  и  $k_{i-1}$  - коэффициенты, определяемые по таблице 13.10 в зависимости от отношений  $a/b$ ,  $z_i/b$  и  $z_{i-1}/b$ , где  $z_i$  и  $z_{i-1}$  - расстояние от подошвы фундамента соответственно до подошвы и кровли  $i$ -го слоя грунта, м.

Примечание - Расчет развития осадок оттаивающего основания во времени следует производить по скорости протаивания грунтов под сооружением, определяемой теплотехническим расчетом.

Таблица 13.9

$z/b$	$k_h$	Коэффициент $k_{\mu,i}$ для грунтов			
		крупнообломочных	песчаных и супесей	суглинков	глин
0 - 0,25	1,35	1,35	1,35	1,36	1,55
0,25 - 0,5	1,25	1,33	1,35	1,42	1,79
0,5 - 1,5	1,15	1,31	1,35	1,45	1,96
1,5 - 3,5	1,10	1,29	1,35	1,52	2,15
3,5 - 5,0	1,05	1,29	1,35	1,53	2,22
5,0	1,00	1,28	1,35	1,54	2,28

Таблица 13.10

$z/b$	Коэффициент $k$ при $a/b$						
	1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	10
0	0	0	0	0	0	0	0
0,2	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,104
0,4	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,208
0,6	0,299	0,300	0,300	0,300	0,300	0,300	0,311
0,8	0,380	0,394	0,397	0,397	0,397	0,397	0,412
1,0	0,446	0,472	0,482	0,486	0,486	0,486	0,511
1,2	0,449	0,538	0,556	0,565	0,567	0,567	0,605
1,4	0,542	0,592	0,618	0,635	0,640	0,640	0,687
1,6	0,577	0,637	0,671	0,696	0,707	0,709	0,763
1,8	0,606	0,676	0,717	0,750	0,768	0,772	0,831
2,0	0,630	0,708	0,756	0,796	0,820	0,830	0,892
2,5	0,676	0,769	0,832	0,889	0,928	0,952	1,020
3,0	0,708	0,814	0,887	0,958	1,011	1,056	1,138
3,5	0,732	0,846	0,927	1,016	1,123	1,131	1,230
4,0	0,751	0,872	0,960	1,051	1,128	1,205	1,316

6,0	0,794	0,933	1,037	1,151	1,257	1,384	1,550
10,0	0,830	0,983	1,100	1,236	1,365	1,547	1,696
16,0	0,850	1,011	1,137	1,284	1,430	1,645	2,095
20,0	0,857	1,021	1,149	1,300	1,451	1,679	2,236

Осадку основания  $s$  при предварительном оттаивании или замене льдистых грунтов до глубины  $h_{b,th}$  для уменьшения деформаций основания (п. 6.4.2 СП 25.13330), а также в случаях, когда слой сезонного промерзания-оттаивания не сливается с многолетнемерзлым грунтом, следует определять по формуле

$$s = s_{p,th} + s_{ad}, \quad (13.37)$$

где  $s_{p,th}$  - осадка уплотнения предварительно оттаянного, замененного или естественного немерзлого слоя грунта толщиной  $h_{b,th}$  под воздействием веса сооружения, определяемая в соответствии с СП 22.13330;  $s_{ad}$  - дополнительная осадка основания при оттаивании многолетнемерзлых грунтов в процессе эксплуатации сооружения, определяемая по формуле (7.20) для интервала глубин  $d_{th} - h_{b,th}$ , где  $d_{th}$  - расчетная глубина оттаивания грунта, считая от уровня планировки под зданием, устанавливаемая теплотехническим расчетом по приложению К СП 25.13330.

Глубину предварительного оттаивания или замены грунтов основания  $h_{b,th}$  следует устанавливать исходя из условия

$$s_{p,th} + s_{ad} \leq s_u, \quad (13.38)$$

где  $s_u$  - предельно допустимая для данного сооружения осадка основания.

Крен фундамента  $i$  на оттаивающем основании, вызванный внецентренными нагрузками, неравномерным оттаиванием и неоднородностью грунтов, а также влиянием близко расположенных фундаментов, следует определять по формуле

$$i = (s_a - s_b)/b, \quad (13.39)$$

где  $s_a$  и  $s_b$  - осадка краев фундамента;  $b$  - размер фундамента в направлении крена.

Расчет гибких ленточных фундаментов на оттаивающих в процессе эксплуатации сооружения грунтах необходимо производить с учетом переменной по длине фундамента осадки основания, обусловленной неравномерным оттаиванием грунтов под сооружением. При определении реактивных давлений оттаивающего грунта на подошву фундамента допускается рассматривать оттаивающий грунт как линейно-деформируемое основание, характеризуемое переменным по длине фундамента коэффициентом постели.

Осадку  $s$  свайных фундаментов из висячих свай, погруженных в предварительно оттаянные грунты, в том числе при их локальном оттаивании (6.4.3), следует определять, как для условного фундамента, границы которого принимаются

согласно СП 24.13330. При этом следует учитывать возможность проявления отрицательных (негативных) сил трения по периметру условного фундамента или по поверхности отдельных свай (13.1.3.16), а также воздействие горизонтальных усилий на фундаменты в периферийных частях зоны оттаивания.

Расчет свай-стоек по несущей способности при опирании их на скальные или другие малосжимаемые при оттаивании грунты следует производить исходя из условия

$$F \leq \frac{F_u}{\gamma_k} - \gamma_p F_{neg}, \quad (13.40)$$

где  $F$  - расчетная нагрузка на сваю, кН;  $F_u$  - несущая способность основания одиночной сваи, кН;  $\gamma_k$  - коэффициент надежности, принимаемый в соответствии с СП 24.13330 в зависимости от вида сооружения, конструкции фундаментов и принятого способа определения несущей способности свай;  $\gamma_p$  - коэффициент условий работы грунта по боковой поверхности свай в пределах зоны оттаивания, определяемый по опытным данным с учетом способов погружения свай; в запас надежности допускается принимать:  $\gamma_p = 1,1$  - для забивных и бурозабивных;  $\gamma_p = 1$  для буронабивных и буроопускных свай с цементно-песчаным заполнителем пазух и  $\gamma_p = 0,9$  - для буроопускных свай с пылевато-глинистым заполнителем пазух;  $F_{neg}$  - отрицательная (негативная) сила трения, кН, определяемая по 13.1.3.16.

Несущую способность основания сваи-стойки  $F_u$ , кН, следует определять по формулам:

- для заземленных свай-стоек, заделанных в невыветрелый скальный (без слабых прослоек) грунт не менее чем на 0,5 м

$$F_u = (R_{c,n} A / \gamma_g) (1 + 0,4 l_d / d_r); \quad (13.41)$$

- для незаземленных свай-стоек

$$F_u = \frac{R_{c,n} A}{\gamma_g}, \quad (13.42)$$

где  $R_{c,n}$  - нормативное значение временного сопротивления грунта под нижним концом сваи одноосному сжатию в оттаявшем водонасыщенном состоянии, кПа;  $A$  - площадь опирания сваи на грунт, м<sup>2</sup>, принимаемая для незаземленных свай-стоек сплошного сечения или полых, нижний конец которых заполнен в пределах высоты трех диаметров бетоном, равной площади поперечного сечения брутто; для заземленных свай-стоек - площади поперечного сечения нижней части (забоя) скважины;  $\gamma_g$  - коэффициент надежности по грунту, принимаемый: для незаземленных свай-стоек равным 1,0, для заземленных - 1,4;  $l_d$  и  $d_r$  - соответственно глубина заделки сваи в скальный грунт и наибольшее поперечное сечение заделанной части сваи, м.

Значение фактора заглубления  $1 + 0,4 \frac{l_d}{d_r}$  принимается не более 3.

Для окончательных расчетов оснований сооружений, а также оснований, сложенных выветрелыми, размягчаемыми, со слабыми прослойками скальными грунтами, несущую способность сваи-стойки  $F_u$  следует принимать по результатам испытаний свай статической нагрузкой.

Отрицательная (негативная) сила трения оттаивающего грунта по боковой поверхности сваи определяется по формуле

$$F_{neg} = u_p \sum_{i=1}^n f_{n,i} h_i, \quad (13.43)$$

где  $u_p$  - периметр поперечного сечения сваи, м;  $f_{n,i}$  - отрицательное трение  $i$ -го слоя оттаивающего грунта по боковой поверхности сваи, кПа, определяемое по опытным данным; допускается принимать расчетные значения  $f_{n,i}$  по СП 24.13330;  $h_i$  - толщина  $i$ -го слоя оттаивающего грунта.

Расчет конструкций свайных фундаментов следует выполнять в соответствии с СП 24.13330 с учетом инженерно-геокриологических условий. Расчет свай по прочности и деформациям материала может выполняться по приложению Ж СП 25.13330 с учетом отрицательных (негативных) сил трения оттаивающего грунта по боковой поверхности сваи  $F_{neg}$ , определяемых по 13.1.3.16, и усилий в сваях от горизонтальных нагрузок и воздействий, определенных согласно 13.1.2.14.

#### 13.4 Расчет оснований и фундаментов по устойчивости и прочности на воздействие сил морозного пучения

Расчет оснований и фундаментов по устойчивости и прочности на воздействие сил морозного пучения грунтов следует производить как для условий эксплуатации сооружения, так и для условий периода строительства, если до передачи на фундаменты проектных нагрузок возможно промерзание грунтов слоя сезонного оттаивания (промерзания), при многолетнемерзлых грунтах несливающегося типа - талого слоя со стороны многолетнемерзлых грунтов. В проекте должны быть предусмотрены мероприятия по предотвращению выпучивания

Устойчивость фундаментов на действие касательных сил морозного пучения грунтов следует проверять по условию

$$\tau_{fn} A_{fn} - F \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} F_r, \quad (13.44)$$

где  $\tau_{fn}$  - расчетная удельная касательная сила пучения, кПа, принимаемая согласно 13.1.4.3;  $A_{fn}$  - площадь боковой поверхности смерзания фундамента в пределах расчетной глубины сезонного промерзания-оттаивания грунта, м<sup>2</sup>;  $F$  - расчетная нагрузка на фундамент, кН, принимаемая с коэффициентом 0,9 по наиболее невыгодному сочетанию нагрузок и воздействий, включая выдергивающие (ветровые, крановые и т.п.);  $F_r$  - расчетное значение силы, удерживающей фундамент

от выпучивания, кН, принимаемое по 13.1.4.4;  $\gamma_c$  - коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,0;  $\gamma_n$  - коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,1, а для фундаментов опор мостов - 1,3.

Расчетную удельную касательную силу морозного пучения  $\tau_{fn}$ , кПа, следует определять опытным путем. Для сооружений нормального и пониженного уровней ответственности значения  $\tau_{fn}$  допускается принимать по таблице 13.11 в зависимости от состава, влажности и глубины сезонного промерзания и оттаивания грунтов  $d_{th}$ .

Касательные силы морозного пучения определяются по результатам полевых или лабораторных испытаний.

Касательные силы морозного пучения, действующие на сваю или фундамент, по результатам лабораторных испытаний определяются следующим образом:

а) в конце зимнего периода строятся графики изменения температуры грунта по глубине до границы фазовых переходов (глубины промерзания грунта  $d_f$ ). Значения температуры грунта определяют на площадке строительства. Допускается определять температуру грунта по глубине расчетным путем, в том числе численными методами;

б) график температуры разбивается на три участка: первый участок - от глубины промерзания грунта до глубины, на которой зафиксирована температура минус 1 °С; второй участок - от глубины, на которой зафиксирована температура минус 1 °С, до глубины, на которой зафиксирована температура минус 2 °С; третий участок - от глубины, на которой зафиксирована температура минус 2 °С, до поверхности грунта (см. рисунок 1);

в) касательная сила морозного пучения  $F_f$ , кН, равна сумме произведений удельной касательной силы морозного пучения, полученной в лабораторных условиях для разных температур (минус 1 °С, минус 2 °С, минус 6 °С), и площади боковой поверхности фундамента, где температура грунта соответствует указанным выше значениям, и определяется по формуле

Таблица 13.11

Грунты и степень водонасыщения	Значения $\tau_{fn}$ , кПа, при глубине сезонного промерзания-оттаивания $d_{th}$ , м		
	1,0	2,0	3,0
Глинистые при показателе текучести $I_L > 0,5$ , пески мелкие и пылеватые при степени влажности $S_r > 0,95$	130	110	90
Глинистые при $0,25 < I_L \leq 0,5$ , пески мелкие и пылеватые при $0,8 < S_r \leq 0,95$ , крупнообломочные с заполнителем (глинистым, мелкопесчаным и пылеватым) свыше 30%	100	90	70
Глинистые при $I_L \leq 0,25$ , пески мелкие и пылеватые при $0,6 < S_r \leq 0,8$ , а также крупнообломочные с заполнителем (глинистым, мелкопесчаным и пылеватым) от 10% до 30%	80	70	50



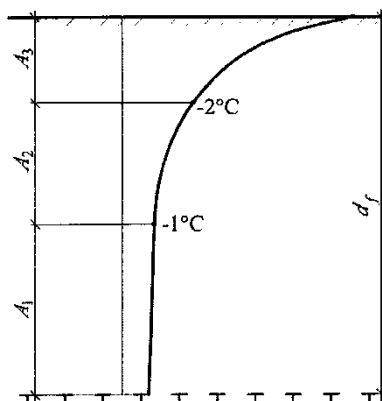
## Примечания

1 Приведенные в настоящей таблице значения  $\tau_{fh}$  относятся к поверхности бетонного фундамента. Для фундамента из других материалов табличные значения  $\gamma_{af}$ , должны умножаться на коэффициент значения которого даны в приложении В СП 25.13330.

2 Для поверхностей фундамента, покрытых специальными составами, уменьшающими силы смерзания, а также при применении других противопучинных мероприятий, значение  $\tau_{fh}$  следует принимать на основании опытных данных, полученных в полевых или лабораторных условиях.

$$F_f = \tau_{fh1}A_1 + \tau_{fh2}A_2 + \tau_{fh3}A_3, \quad (13.45)$$

где  $\tau_{fh1}$ ,  $\tau_{fh2}$ ,  $\tau_{fh3}$  - удельные касательные силы пучения, кПа, определяемые для температур минус 1 °С, минус 2 °С и минус 6 °С соответственно;  $A_1$ ,  $A_2$ ,  $A_3$  - площади боковой поверхности фундамента для трех участков согласно настоящему перечислению.



**Рис. 13.5 - Схематический график распределения температуры грунта для расчета касательной силы морозного пучения**

Расчетное значение силы  $F_r$ , кН, удерживающей фундамента от выпучивания, следует определять по формулам:

- при использовании многолетнемерзлых грунтов по принципу I

$$F_r = u \sum_{i=1}^n R_{af,i} h_i; \quad (13.46)$$

- при использовании многолетнемерзлых грунтов по принципу II

$$F_r = u \sum_{i=1}^n f_i h_i, \quad (13.47)$$

где  $u$  - периметр сечения поверхности сдвига, м, принимаемый равным: для свайных и столбчатых фундамента без анкерной плиты - периметру сечения фундамента; для столбчатых фундамента с анкерной плитой - периметру анкерной плиты;  $R_{af,i}$  - расчетное сопротивление  $i$ -го слоя многолетнемерзлого грунта сдвигу по поверхности смерзания, кПа, принимаемое по испытаниям и таблицам приложения В;  $h_i$  - толщина  $i$ -го слоя мерзлого или талого грунта, расположенного ниже подошвы слоя сезонного промерзания-оттаивания, м;  $f_i$  - расчетное сопротивление  $i$ -го слоя

талого грунта сдвигу по поверхности фундамента, кПа, принимаемое в соответствии с требованиями СП 24.13330, с учетом примечания к 13.1.4.1 (по таблице 13.12).

Заанкеренный столбчатый фундамент должен быть проверен на отрыв силами морозного пучения стойки фундамента от анкерной плиты. Усилие  $F_{fn}$ , кН, разрывающее заанкеренный фундамент, определяется по формуле

$$F_{fn} = \tau_{fn} A_{fn} - F, \quad (13.48)$$

где  $A_{fn}$  - площадь боковой поверхности стойки фундамента, находящейся в пределах слоя сезонного промерзания-оттаивания грунта, м<sup>2</sup>.

Поверхностные, малозаглубленные фундаменты и свайные ростверки, закладываемые в слое сезонного промерзания-оттаивания грунтов, следует рассчитывать по устойчивости на действие нормальных сил морозного пучения и по деформациям.

Устойчивость фундаментов на действие нормальных сил морозного пучения проверяется по формуле

$$p_{fn} A_f \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} F, \quad (13.49)$$

Таблица 13.12

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Расчетные сопротивления на боковой поверхности забивных и вдавливаемых свай и свай-оболочек $f_i$ , кПа								
	песков средней плотности								
	крупных и средней крупности	мелких	пылеватых	-	-	-	-	-	-
	глинистых грунтов при показателе текучести $I_L$ , равном								
	≤ 0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6

20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7
40	107	74	53	38	23	14	9	8	7

Примечания. 1. При определении расчетного сопротивления грунта на боковой поверхности свай  $f_i$  следует учитывать требования, изложенные в примечаниях 2, 3 и 8 к таблице 7.2 СП 24.13330.

2. При определении расчетных сопротивлений грунтов на боковой поверхности свай  $f_i$  пласты грунтов следует расчленять на однородные слои толщиной не более 2 м.

3. Значения расчетного сопротивления плотных песков на боковой поверхности свай  $f_i$  следует увеличивать на 30% по сравнению со значениями, приведенными в таблице.

4. Расчетные сопротивления супесей и суглинков с коэффициентом пористости  $e < 0,5$  и глин с коэффициентом пористости  $e < 0,6$  следует увеличивать на 15% по сравнению со значениями, приведенными в данной таблице, при любых значениях показателя текучести.

где  $p_{fn}$  - удельное нормальное давление пучения грунта на подошву фундамента и ростверка, кПа, устанавливаемое по опытным данным;  $A_f$  - площадь подошвы фундамента и ростверка, м<sup>2</sup>. Остальные обозначения те же, что в формуле (13.44).

Расчет по деформациям следует производить с учетом совместной работы сооружения и неравномерно выпучиваемого основания. При этом, возникающие в результате неравномерных поднятий и опусканий фундаментов дополнительные усилия в конструкциях сооружения не должны превышать предельно допустимых значений, а крены и прогибы не препятствовать нормальной эксплуатации сооружения.

### 13.5. Численное решение задачи теплопереноса с учетом количества незамерзшей воды

Математическое описание процесса теплопередачи при промерзании-оттаивании строится на основе задачи Стефана (Stefan, 1889; Иванов, 1972; Пермяков, 1989; Протодьяконова, 2008).

Расчет процесса теплопереноса производится путём численного конечно-разностного решения следующего дифференциального уравнения следующего вида:

- для одномерной сетки

$$c(T, z)\rho(z)\frac{dT(z, t)}{dt} = \frac{d}{dz}\left(\lambda(T, z)\frac{dT(z, t)}{dz}\right) + L(z)\rho(z)\frac{dW_{\text{HB}}(T)}{dT}$$

+  $q(z, t)$

(13.16)

- для двумерной сетки

$$c(T, x, z)\rho(x, z)\frac{dT(x, z, t)}{dt} = \frac{d}{dz}\left(\lambda(T, x, z)\frac{dT(x, z, t)}{dz}\right) + \frac{d}{dx}\left(\lambda(T, x, z)\frac{dT(x, z, t)}{dx}\right) + L(x, z)\rho(x, z)\frac{dW_{\text{HB}}(T)}{dT} + q(x, z, t)$$

(13.17)

- трехмерной сетки

$$c(T, x, y, z)\rho(x, y, z)\frac{dT(x, y, z, t)}{dt} = \frac{d}{dz}\left(\lambda(T, x, y, z)\frac{dT(x, y, z, t)}{dz}\right) + \frac{d}{dx}\left(\lambda(T, x, y, z)\frac{dT(x, y, z, t)}{dx}\right) + L(x, y, z)\rho(x, y, z)\frac{dW_{\text{HB}}(T)}{dT} + q(x, y, z, t)$$

(13.18)

где  $T(z, t)$  - поле температур;  $c(T, z)$  - объемная теплоёмкость [ккал/(м<sup>3</sup>•С)];  $\rho(z)$  - плотность [кг/м<sup>3</sup>];  $\lambda(T, z)$  - коэффициент теплопроводности [ккал/(м•ч•С)];  $W_{\text{HB}}$  - количество незамерзшей воды при температуре фазового перехода;  $L$  - удельная теплота фазового перехода [ккал/м<sup>3</sup>];  $q(z, t)$  - мощность внутренних или внешних источников тепла [ккал/(м<sup>2</sup>•ч)].

Слагаемое  $L(\dots)\rho(\dots) (dW_{\text{HB}}(T))/dT$  в уравнениях обращается в ноль при  $T < T_{\text{фп2}}$  и  $T > T_{\text{фп}}$ . Здесь  $T_{\text{фп}}$  - верхняя температура фазового перехода;  $T_{\text{фп2}}$  - нижняя температура фазового перехода.

Методика решения уравнений теплопроводности приведена в работах Самарский А.А., Вабищевич П.Н. (2003), Лыков А.В. (1967), Протождьяконова Н.А. (2008) и др.

Зависимость количества незамерзшей воды от температуры имеет вид:

$$W_{\text{HB}}(T) = W_n + (W_o - W_n) \frac{\left(1 + \operatorname{erf}\left(\frac{4T - 2(T_{\text{фп}} + T_{\text{фп2}})}{T_{\text{фп}} - T_{\text{фп2}}}\right)\right)}{2}$$

(13.19)

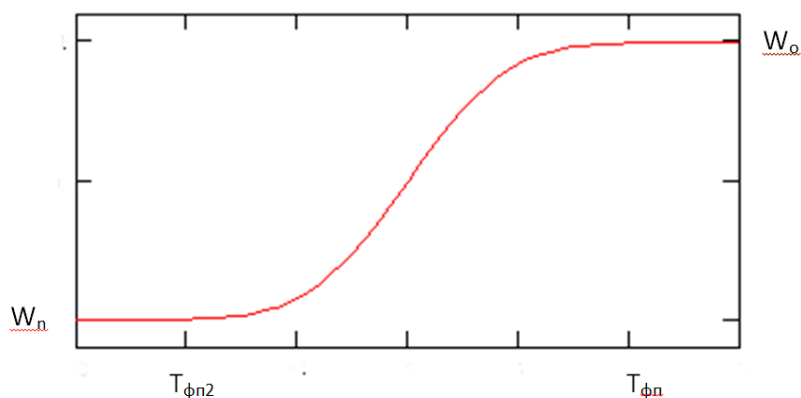


Рис. 13.5. График зависимости влажности от температуры

Зависимость теплопроводности от температуры имеет вид:

$$\lambda(T) = \lambda_f + (\lambda_t - \lambda_f) \frac{\left(1 + \operatorname{erf}\left(\frac{4T - 2(T_{\text{фп1}} + T_{\text{фп2}})}{T_{\text{фп1}} - T_{\text{фп2}}}\right)\right)}{2} \quad (13.20)$$

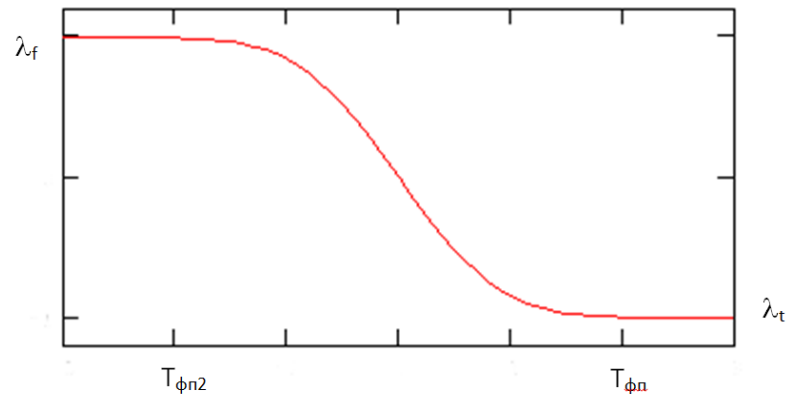


Рис. 13.6. График зависимости теплопроводности от температуры

Зависимость теплоёмкости от температуры имеет вид ( ):

$$c(T) = c_f + (c_t - c_f) \frac{\left(1 + \operatorname{erf}\left(\frac{T - (T_{\text{фп1}} + T_{\text{фп2}})/2}{T_{\text{фп1}} - T_{\text{фп2}}}\right)\right)}{2} \quad (13.21)$$

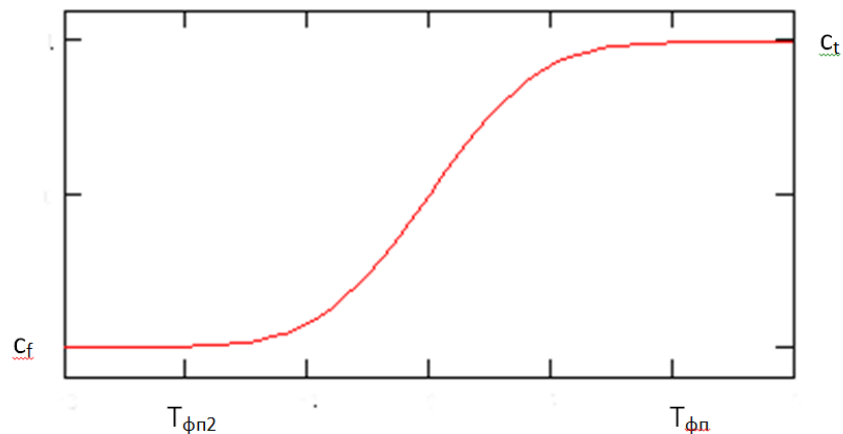


Рис. 13.7. График зависимости теплоёмкости от температуры

#### Алгоритм решения задачи

1. Геометрия грунтового массива может быть представлена одно, двух или трехмерной равномерной сеткой представленной:

- отрезками равной длины для одномерного случая;
- набором квадратных ячеек одинакового размера в двумерном случае;

• набором кубических ячеек одинакового размера в трехмерном случае.

2. По границам и поверхности массива и также во внутренних ячейках грунтового массива могут быть заданы граничные условия:

- первого рода – фиксированная температура;
- второго рода – задана величина притока или оттока теплоты от внешних источников.

Для границ могут быть заданы граничные условия третьего рода через коэффициенты теплообмена.

3. Поля температур и тепловых потоков могут задаваться как в виде скалярных величин, так и в виде функций зависящих от координат и времени.

4. Для каждой ячейки грунтового массива задаются следующие теплофизические параметры:

- Начальная температура  $T_0$ , °C
- Плотность грунта  $\rho$ , т/м<sup>3</sup>
- Теплопроводность в талом состоянии  $\lambda_t$ , МДж/(дн\*м\*°C)
- Теплопроводность в мёрзлом состоянии  $\lambda_f$ , МДж/(дн\*м\*°C)
- Теплоёмкость в талом состоянии  $c_t$ , МДж/м<sup>3</sup>
- Теплоёмкость в мерзлом состоянии  $c_f$
- Полная влажность  $W_0$ , %
- Влажность, обусловленная незамерзающей водой после фазового перехода  $W_n$ , %

- Удельная теплота фазового перехода  $L_0$ , МДж/м<sup>3</sup>

В качестве глобальных параметров расчета задаются

- Верхняя температура фазового перехода  $-T_{фп1}$ , °C
- Нижняя температура фазового перехода  $-T_{фп2}$ , °C
- Шаг времени  $D_{time}$
- Количество временных слоёв

Результатом расчетов является пространственно временное поле температур по заданной сетке.

Пример расчета с граничными условиями первого рода.

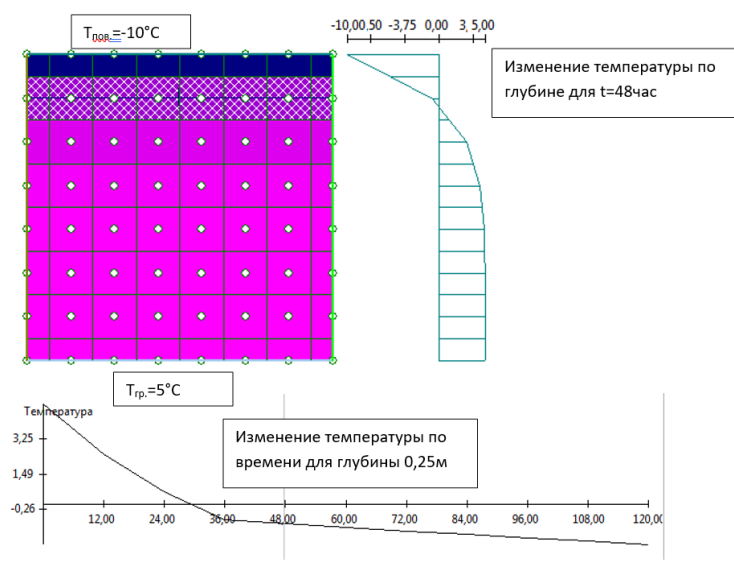


Рис. 13.8. Расчет с граничными условиями первого рода

Пример расчета с граничными условиями первого и второго рода.

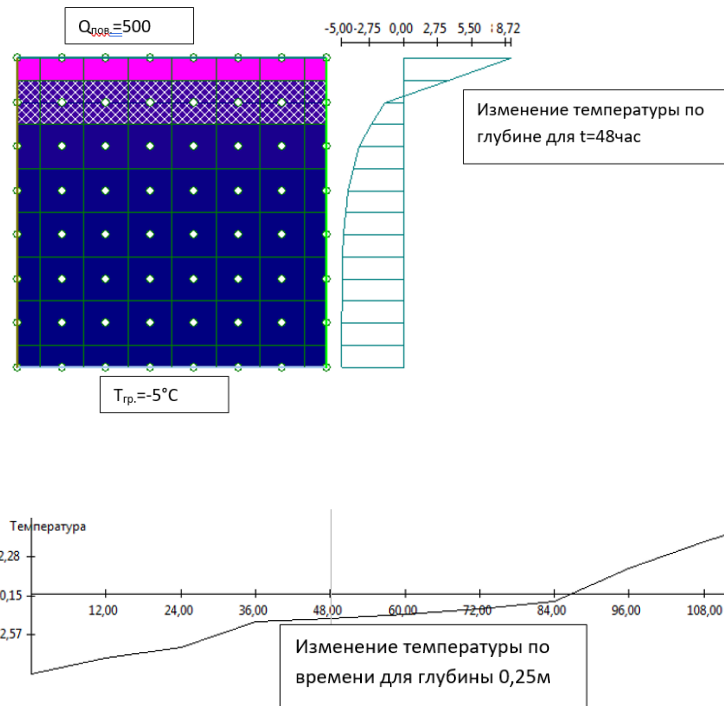


Рис. 13.9. Расчет с граничными условиями первого и второго рода

Пример задания граничных условий первого рода в виде функции от времени.

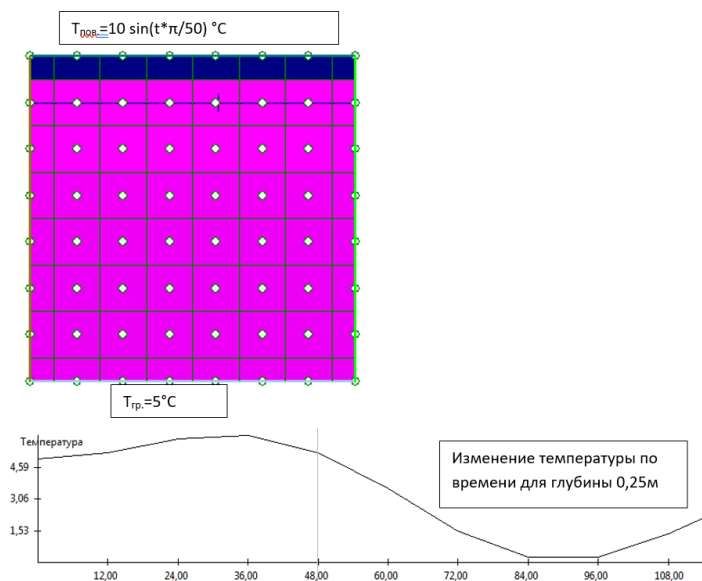


Рис. 13.10. Расчет при граничных условиях первого рода в виде функции от времени

## 14. СТАТИЧЕСКОЕ ЗОНДИРОВАНИЕ МЕРЗЛЫХ ГРУНТОВ

Содержание данного раздела основано на работах Исаева О.Н. (см., список литературы), которые явились основой при разработке СП 25.13330.2020.

### 14.1. Определение температуры мерзлого грунта

Определение природной температуры мерзлого грунта выполняется на основе данных изменения температуры конуса зонда во времени (методика по ГОСТ Р 58888-2020).

Природную температуру мерзлого грунта желательно определять в процессе зондирования.

Последовательность расчета.

1. После остановки (стабилизации) зонда измеряется изменение температуры конуса зонда во времени, с частотой не менее 1 Гц.

2. В программе, начиная со 2 минуты после остановки зонда, ежеминутно, каждую  $i$ -ю минуту рассчитывается разность  $|T_{cs}^i - T_{cs}^{i-3}|$ , где  $T_{cs}^i$  и  $T_{cs}^{i-3}$  – температура конуса в момент проверки критерия стабилизации температуры и за три минуты до этого.



3. Каждую минуту проверяется критерий – если  $|T_{cs}^i - T_{cs}^{i-3}| \leq 0,03 \text{ } ^\circ\text{C}$ , конус зонда принял природную температуру мерзлого грунта. Проверка выполняется пока не выполнится указанный выше критерий.

*Примечание:* Допускается использовать критерий изменения температуры за последние не 3 мин, а 5 мин. В этом случае считается, что конус зонда принял природную температуру грунта  $T_n = T_{cs}$ , если изменение температуры конуса зонда  $T_{cs}$  за последние 5 мин составляет не более  $0,05 \text{ } ^\circ\text{C}$ .»

#### 14.2. Определение природной температуры талого (оттаявшего) грунта

Определение природной температуры талого (оттаявшего) грунта выполняется на основе аппроксимации данных изменения температуры конуса зонда во времени функциями вида (14.1) или (14.2) – методика по ГОСТ Р 58888-2020.

Природную температуру мерзлого грунта можно определять в процессе зондирования или после.

Последовательность расчета.

1. Остановка (стабилизация) зонда выполняется в течение 15 мин.
2. Температура конуса зонда измеряется с частотой не менее 1 Гц.
3. В программе выполняется аппроксимация результатов измерений температуры конуса зонда в процессе его стабилизации (1) и (2) — в интервале с 12-й по 15-ю минуту стабилизации функциями вида

$$T_{cs} = T_{n1} + \frac{a}{t_s} \quad (14.1)$$

$$T_{cs} = T_{n2} e^{\frac{b}{t_s}}, \quad (14.2)$$

где  $T_{cs}$  — температура конуса зонда в момент времени стабилизации  $t_s$ ;  $T_{n1}$ ,  $T_{n2}$  — природная температура грунта, определяемая в результате аппроксимации результатов измерений температуры, в качестве эмпирических коэффициентов по формулам (14.1) и (14.2);  $t_s$  — время, прошедшее с момента начала стабилизации;  $a$ ,  $b$  — эмпирические коэффициенты, определяемые в результате аппроксимации результатов измерений температуры.

4. Окончательный выбор функции (14.1) или (14.2) и соответственно значений природной температуры ( $T_{n1}$  или  $T_{n2}$ ) осуществляется на основе вычисления статистического критерия — коэффициента детерминации  $R^2$ . Выбирается функция с максимальным значением  $R^2$ .

#### 14.3. Определение состояния (талое, мерзлое) грунта, без измерения температуры грунта

Определение состояния (талое, мерзлое) грунта, без измерения его температуры, выполняется по диаграмме на рисунке Л.1 СП 25.13330.2020.

1. Состояние грунта, границу между талыми (охлажденными) и мерзлыми грунтами по данным статического зондирования можно определить двумя способами:

- Способ А – по природной температуре грунта  $T_n$ , определенной по температуре конуса зонда (методику см. выше) или измерениям в термометрической скважине;
- Способ Б – по диаграмме « $q_{cv} - q_{cs5}$ » (см. ниже) – по скоростному  $q_{cv}$  (при задавливании зонда с постоянной скоростью) и стабилизированному  $q_{cs5}$  (через 5 мин после остановки зонда) сопротивлениям под конусом зонда.

## 2. Способ А:

- В программу программистом закладываются или пользователем вводятся температуры начала замерзания грунтов  $T_{bf}$ .
- Грунт считается:
  - Талый, если  $T_n \geq 0$ ;
  - Охлажденный, если  $0 > T_n \geq T_{bf}$ ;
  - Мерзлый, если  $T_n < T_{bf}$ .

## 3. Способ Б:

- В программу программистом, в виде системы соответствующих неравенств или другим способом, вводится диаграмма:

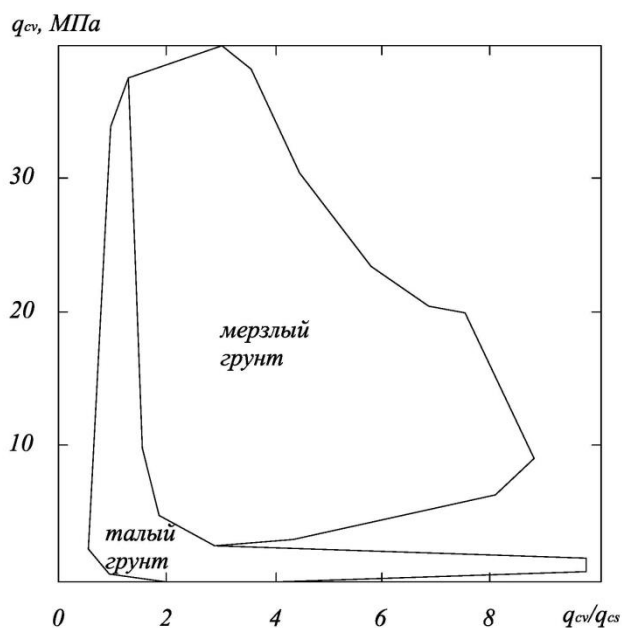


Диаграмма определения состояния грунта по сопротивлениям грунта под конусом зонда (рисунок Л.1 СП 25.13330.2020)

$q_{cv}$  и  $q_{cs}$  – сопротивления грунта под конусом зонда, зафиксированные соответственно при его погружении со скоростью  $V_c = 0,5$  м/мин и через  $t_s = 5$  мин после начала стабилизации

- Грунт считается:
  - Мерзлый, если опытное значение на диаграмме находится в зоне «мерзлый грунт».
  - Талый или охлажденный, если опытное значение на диаграмме находится в зоне «талый грунт».

#### 14.4. Определение предельно длительного значения эквивалентного сцепления мерзлого грунта

Определение предельно длительных значений эквивалентного сцепления мерзлого грунта выполняется по таблице Л.2 СП 25.13330.2020.

1. При природной температуре грунта  $T_n$ , в диапазоне  $T_{bf} > T_n > 3 \text{ }^\circ\text{C}$ , нормативная величина предельно длительного значения эквивалентного сцепления  $c_{eq}$ , кПа, мерзлого незасолённого глинистого грунта рассчитывается по формуле

$$c_{eq} = 3,1(q_{cv})^{1.49}, \quad (14.3)$$

где  $q_{cv}$  – скоростное сопротивление грунта под конусом зонда ( $V_c = 0,5$  м/мин), МПа, при природной температуре  $T_n$  грунта.

2. При прогнозной (в период эксплуатации) температуре грунта  $T_p$ , при  $T_{bf} > T_n > 3 \text{ }^\circ\text{C}$  и  $T_{bf} > T_p > 3 \text{ }^\circ\text{C}$ , нормативная величина предельно длительного значения эквивалентного сцепления  $c_{eq}$ , кПа, мерзлого незасолённого глинистого грунта рассчитывается по формуле

$$c_{eq} = 3,1(K_{qT} \times q_{cvp})^{1.49}, \quad (14.4)$$

где  $q_{cvp}$  – скоростное сопротивление грунта под конусом зонда ( $V_c = 0,5$  м/мин), МПа, при прогнозной температуре  $T_p$  грунта;  $K_{qT}$  – поправочный температурный коэффициент, равный

$$K_{qT} = (0,91 + 26,18|T_p| - 8,51|T_p|^2) / (0,91 + 26,18|T_n| - 8,51|T_n|^2). \quad (14.5)$$

#### 14.5. Определение компрессионного модуля деформации мерзлого грунта

Определение компрессионного модуля деформации мерзлого грунта выполняется по таблице Л.2 СП 25.13330.2020.

1. При природной температуре грунта  $T_n$ , в диапазоне  $T_{bf} > T_n > 3 \text{ }^\circ\text{C}$ , нормативная величина компрессионного модуля деформации  $E_f$ , кПа, мерзлого незасолённого глинистого грунта рассчитывается по формуле

$$E_f = 7.39(q_{cv})^{0.49}, \quad (14.6)$$

где  $q_{cv}$  – скоростное сопротивление грунта под конусом зонда ( $V_c = 0,5$  м/мин), МПа, при природной температуре  $T_n$  грунта.

2. При прогнозной температуре грунта  $T_p$ , при  $T_{bf} > T_n > 3 \text{ }^\circ\text{C}$  и  $T_{bf} > T_p > 3 \text{ }^\circ\text{C}$ , нормативная величина компрессионного модуля деформации  $E_f$ , кПа, мерзлого незасолённого глинистого грунта рассчитывается по формуле

$$E_f = 7.39(K_{qT} q_{cv})^{0.49}, \quad (14.7)$$

где  $q_{cnp}$  – скоростное сопротивление грунта под конусом зонда ( $V_c = 0,5$  м/мин), МПа, при прогнозной температуре  $T_p$  грунта;  $K_{qT}$  – поправочный температурный коэффициент, равный

$$K_{qT} = (0,91 + 26,18|T_p| - 8,51|T_p|^2) / (0,91 + 26,18|T_n| - 8,51|T_n|^2), \quad (14.8)$$

#### 14.6. Определение несущей способности свай в мерзлых грунтах

Определение несущей способности свай в мерзлых грунтах выполняется по пункту Л.8 СП 25.13330.2020.

1. Несущую способность основания  $F_u$ , кН, вертикально нагруженной свайей в пластичномерзлых грунтах по результатам статического зондирования, рассчитывают по формуле

$$F_u = \frac{\gamma_t \sum F_{ui}}{n \gamma_g \gamma_m}, \quad (14.9)$$

где  $\gamma_t$  – температурный коэффициент, учитывающий изменение температуры грунтов основания из-за случайных изменений температуры наружного воздуха, определяется по приложению П СП 25.13330.2020 (пользователь самостоятельно задает в программе значение  $\gamma_t$ );  $F_{ui}$  – частное значение предельно длительного сопротивления основания сваи, определяемое в соответствии с указаниями п. 2.;  $n$  – число точек статического зондирования;  $\gamma_g$  – коэффициент надежности по грунту, определяемый в соответствии с требованиями ГОСТ 20522;  $\gamma_m$  – коэффициент надежности, учитывающий метод определения несущей способности основания сваи, при использовании результатов статического зондирования принимается:

а) при отсутствии в зоне проектируемого объекта статических испытаний свай  $\gamma_m = 1,2$ ;

б) при проведении на ключевом участке в зоне проектируемого объекта сопоставительных испытаний грунтов сваей статической вдавливающей нагрузкой и статическим зондированием  $\gamma_m$  рассчитывается по формуле:

$$\gamma_m = \frac{F_{ui}}{F_{u,n}} + 0,2, \quad (14.10)$$

где  $F_{ui}$  – предельно длительное сопротивление основания сваи на ключевом участке, рассчитанное по данным статического зондирования;  $F_{u,n}$  – предельно длительное сопротивление основания опытной сваи на ключевом участке, определенное по данным испытания сваи статической нагрузкой.

Частное значение предельно длительного сопротивления основания  $F_{ui}$ , кН, вертикально нагруженной свайей в пластичномерзлых грунтах в точке зондирования определяют по формуле

$$F_{ui} = k (R_c A + \gamma_{af} \sum R_{af,c,i} A_{af,i}), \quad (14.11)$$

где  $k$  – коэффициент, учитывающий различие в состоянии многолетнемерзлых грунтов в период статического зондирования (при природной температуре грунта) и эксплуатации (при расчетной температуре грунта) проектируемого сооружения, определяемый согласно указаниям п.7.2.10 СП 25.13330.2020 (в программе делается отдельно расчетный блок для определения  $k$ );  $R_c$  – удельное предельно длительное сопротивление пластичномерзлого грунта под нижним концом сваи по данным зондирования в рассматриваемой точке, кПа;  $A$  – площадь поперечного сечения

Таблица 13.13

Определение коэффициента  $\gamma_{af}$

Поверхность смерзания	$\gamma_{af}$
- для бетонных поверхностей фундаментов, изготовляемых в металлической опалубке	1,0;
- для деревянных поверхностей, не обработанных масляными антисептиками	1,0;
- для деревянных поверхностей, обработанных масляными антисептиками	0,9;
- для металлических поверхностей из горячекатаного проката	0,7.

сваи,  $m^2$ ;  $\gamma_{af}$  – коэффициент, зависящий от вида поверхности смерзания, принимаемый согласно В.3 СП 25.13330.2020 (пользователь выбирает из меню в программе вид поверхности смерзания и программа назначает соответствующее значение коэффициента по приведенной таблице);  $R_{af,i}$  – удельное предельно длительное сопротивление пластичномерзлого грунта сдвигу по боковой поверхности смерзания сваи в пределах  $i$ -го слоя грунта, кПа;  $A_{af,i}$  – площадь поверхности смерзания  $i$ -го слоя грунта с боковой поверхностью сваи,  $m^2$ .

Удельное предельно длительное сопротивление пластичномерзлого грунта под нижним концом забивных, бурозабивных, вдавливаемых свай  $R_c$ , кПа, по данным статического зондирования в рассматриваемой точке определяется по формуле

$$R_c = 872 * (q_{cv})^{0,544} \quad (14.12)$$

где  $q_{cv}$  – среднее значение удельного сопротивления грунта, МПа, под конусом зонда,

полученное из опыта, на участке, расположенном в пределах одного диаметра  $d$  выше и четырех диаметров  $d$  ниже отметки острия проектируемой сваи.

Удельное предельно длительное сопротивление пластичномерзлого грунта сдвигу по боковой поверхности смерзания забивных, бурозабивных, вдавливаемых свай в пределах  $i$ -го слоя грунта  $R_{af,i}$ , кПа, по данным статического зондирования в рассматриваемой точке определяется по формуле

$$R_{afci} = \left(1 - \frac{A_b}{A}\right)^{0,115} [0,95 (f_{si})^{1,56} - 0,45 (f_{si})^{1,38}] + 0,45 (f_{si})^{1,38} \quad (14.13)$$

где  $f_{si}$  - среднее значение удельного сопротивления  $i$ -го слоя грунта, МПа, вдоль боковой поверхности муфты трения, замеренное в начальный момент дополнительного вдавливания (додавливания) зонда после завершения его вмерзания в грунт в процессе испытания в режиме «стабилизации»;  $A_b$  - площадь поперечного сечения лидерной скважины для бурозабивных свай, м<sup>2</sup>;

- для забивных свай –  $A_b/A=0$ ;
- для бурозабивных свай  $0 < A_b/A < 1$ .

Для несливающегося типа мерзлоты сопротивление участка талого грунта сдвигу по боковой поверхности сваи по данным статического зондирования рассчитывается согласно указаниям СП 24.13330.2021.

## 15. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОПТИМАЛЬНОГО РАЗМЕЩЕНИЯ МЕСТ ЗОНДИРОВАНИЯ

Стоимость инженерно-геологических исследований на основе СРТ прямо пропорциональна количеству выполненных зондирований, что, в свою очередь, зависит от геологии участка и его изменчивости. Стоимость исследования участка на основе СРТ может быть снижена за счет оптимизации интервалов между местами (точками) СРТ зондированиями на основе учета неоднородности грунтов, определенной на основе зондирований, уже проведенных на участке исследований.

Данная методология была предложена Р.Сальгадо и ее полное описание можно найти в отчете Sakleshpur et al. (2021).

На рис. 15.1 показаны два измерения СРТ,  $X$  и  $Y$ , которые уже были выполнены на объекте; расстояние от центра до центра между ними, равно  $s_{xy}$ .

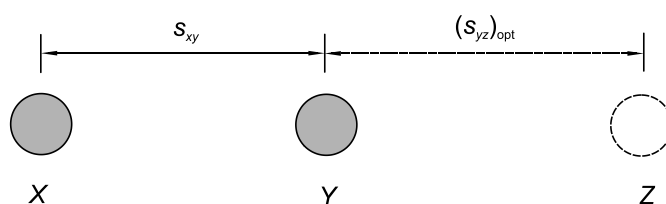


Рис. 15.1. Выбор оптимального расстояния между точками зондирования на линии

Выбор оптимального интервала  $s_{yz}$  между зондированием  $Y$  и следующей точкой зондирования  $Z$  можно рассчитать, выполнив следующие шаги:

1. Установите длину анализа (сегмента)  $L$  как минимальное из глубин зондирования в местах  $X$  и  $Y$ .

2. Определите количество  $N$  точек данных удельного сопротивления конуса, содержащихся в пределах длины сегмента  $L$ .

3. Вычислите среднее удельное сопротивление конуса  $x$  и  $y$  зондирований в местах  $X$  и  $Y$  соответственно для рассматриваемой длины сегмента.

4. Вычислите стандартные отклонения  $x$  и  $y$  значений  $q_c$  зондирований СРТ  $X$  и  $Y$ , соответственно, с использованием:

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2}; \quad (15.1)$$

$$\sigma_y = \sqrt{\frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (y_i - \bar{y})^2}, \quad (15.2)$$

где  $x_i$  и  $y_i = q_c$  значениям  $i$ -й точки данных, полученных из зондирования в местах  $X$  и  $Y$ , соответственно. Стандартное отклонение набора данных также может быть рассчитано с помощью функции STDEV в Microsoft Excel.

5. Оцените взаимную ковариацию  $C_{xy}$  и коэффициент взаимной корреляции  $\rho_{xy}$  между измерениями в местах  $X$  и  $Y$ , используя уравнения

$$C_{xy} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y}); \quad (15.3)$$

$$\rho_{xy} = \frac{C_{xy}}{\sigma_x \sigma_y}. \quad (15.4)$$

Перекрестная ковариация и коэффициент взаимной корреляции набора данных выборки также могут быть рассчитаны с использованием функций COVARIANCE.S и CORREL, соответственно, в Microsoft Excel. Коэффициент взаимной корреляции  $\rho_{xy}$  принимает значения в диапазоне от  $-1$  до  $+1$ . Высокий коэффициент взаимной корреляции и небольшая разница в тренде  $q_c$  пары точек зондирования указывают на высокую корреляцию и сходство между двумя СРТ и, следовательно, низкую изменчивость в горизонтальном направлении для площадки исследований.

6. Рассчитайте среднюю  $q_c$  разницу  $|\Delta q_{c,avg}|$  между измерениями  $X$  и  $Y$  с использованием

$$|\Delta q_{c,avg}| = \frac{\sum_{i=1}^N |x_i - y_i|}{N}, \quad (15.5)$$

где  $x_i$  и  $y_i = q_c$  значения  $i$ -й точки данных, полученных из зондирования в местах  $X$  и  $Y$ , соответственно, и  $N$  – количество точек данных  $q_c$ , содержащихся в пределах длины сегмента  $L$ .

7. Оцените максимально достоверную разницу  $|\Delta q_{c,avg}|_{\max}$  между  $q_c$  трендами для рассматриваемой длины сегмента, используя выражение:

$$\frac{|\Delta q_{c,avg}|_{\max}}{p_A} = 23,86 \left( \frac{L}{L_R} \right)^{0,46} - 4,30 \quad \text{для } 1 \leq \frac{L}{L_R} \leq 30, \quad (15.6)$$

где  $L$  – длина анализа (сегмента);  $L_R$  – контрольная длина, равная 1 м, и  $p_A$  – отсчетное напряжение, равное 100 кПа. Максимально достоверная разница определяется путем рассмотрения двух идеализированных профилей грунта, один из которых имеет очень мягкий слой глины по всей поверхности, а другой – песок с относительной плотностью 85% по всей поверхности.

8. Вычислите значения функций  $f_0$ ,  $f_1$  и  $f_2$ , используя

$$f_0 = \min \left[ \frac{|\Delta q_{c,avg}|}{|\Delta q_{c,avg}|_{\max}}; 1 \right]; \quad (15.7)$$

$$f_1 = \frac{\rho_{xy} + 1}{2}; \quad (15.8)$$

$$f_2 = 1 - \exp \left( -0,25 \frac{s_{xy}}{L_R} \right), \quad (15.9)$$

где  $s_{xy}$  – расстояние между измерениями в местах  $X$  и  $Y$  и  $L_R$  – контрольная длина (1 м).

9. Оцените индекс горизонтальной изменчивости (HVI) для зондирования в местах  $X$  и  $Y$  с использованием

$$HVI = 1 - f_2 [0,8(1 - f_0) + 0,2f_1]. \quad (15.10)$$

Индекс горизонтальной изменчивости колеблется от 0 для идеально однородного участка до 1 для сильно изменчивого участка.

10. Вычислите оптимальное расстояние ( $s_{yz}$ ) между СРТ-зондированием  $Y$  и следующим зондированием  $Z$ , используя:

$$(s_{yz})_{\text{opt}} = (1,5 - HVI) s_{xy}. \quad (15.11)$$

Уравнение (11) показывает, что если значение HVI больше 0,5, интервал для следующего зондирования следует уменьшить, но если значение HVI меньше 0,5, то интервал для следующего зондирования следует увеличить.

11. Если зондирование выполняется не линейно, а распределено в двух измерениях, выполните следующие шаги.



11.1. Определите количество пар зондирований, выполненных на объекте, используя

$${}^n C_r = \frac{n!}{(n-r)!r!}, \quad (15.12)$$

где  ${}^n C_r$  – количество комбинаций, в которых  $n$  объектов могут быть выбраны  $r$  раз одновременно;  $n$  – количество мест зондирования, уже выполненных на объекте;  $r = 2$  (для пары СРТ зондирований). Количество пар зондирований, доступных на площадке, также может быть рассчитано с помощью функции COMBIN в Microsoft Excel.

11.2. Повторите шаги с 1 по 9 для всех пар зондирований, выполненных на площадке.

11.3. Вычислите среднее значение  $HVI$  для всех пар зондирований, выполненных на объекте.

11.4. Подставьте среднее значение  $HVI$  для площадки в уравнение (11) для получения нового интервала для следующего СРТ. Следующее СРТ зондирование следует выполнить на расстоянии не более  $(s_{yz})_{opt}$  от любого зондирования, уже выполненного на объекте.

Процедура оценки оптимального интервала между СРТ зондированиями представлена только для того, чтобы дать некоторые рекомендации. Интервал между зондированиями СРТ в полевых условиях может быть скорректирован в зависимости от категории строительного объекта, знания геологии участка и изменчивости профиля грунта.

## 16. ВЕРОЯТНОСТНАЯ ОЦЕНКА НЕОПРЕДЕЛЕННОСТИ СВОЙСТВ ГРУНТОВ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ОСНОВАНИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

### 16.1. Последовательность решения задачи

Решение поставленной задачи выполняется по следующим этапам.

1) выполняются инженерно-геодезические изыскания и создается цифровая модель местности (ЦММ);

2) при необходимости, выполняются геофизические исследования и выделяются слои грунтов в исследуемом массиве; назначаются места выработок в виде скважин для отбора монолитов и полевых испытаний;

3) выполняются полевые исследования свойств грунтов (например, методом статического зондирования, методом динамического зондирования); используя данные испытаний и корреляционные уравнения, определяется: литология и физико-механические характеристики грунтов в местах зондирования;

4) выполняется статистическая обработка параметров зондирования и характеристик грунтов необходимые в рассматриваемом проекте; выбирается оптимальная функция плотности вероятности; проверяется стационарность путем визуального осмотра точечной диаграммы данных и/или тестов, таких как тест Хи-квадрат или  $t$ -тест Кендала; определяются среднее значение  $\mu$ , дисперсия  $\sigma$ , коэффициент корреляции  $\rho$ , и вид распределения (нормальное, логарифмическое, для каждого свойства грунта, такого как силы сцепления  $c$ , угол внутреннего трения  $\varphi$ , угол дилатансии  $\psi$ , модуль упругости  $E$ , удельный вес грунта  $\gamma$ , коэффициент Пуассона,  $\nu$  и другие; определяется длина корреляции в вертикальном  $\theta_v$  и горизонтальном  $\theta_h$  направлениях; выполняется оценка ошибки в модели преобразования;

5) используя генератор случайных величин и значения характеристик грунтов в местах зондирования находят характеристики грунтов в необследованных точках исследуемого массива грунта и выполняется построение 3D геологической модели (ЦИГМ);

6) формируется геотехническая 3D модель (ЦГМ);

7) для передачи информации во внешнюю среду 3D цифровые геологическая и геотехническая модели выпускаются в формате IFC 4, что позволяет их использовать в 3D программах типа Civil 3D, Revit, Allplan, Flac, Plaxis и др.

8) выполняется решение конкретной краевой задачи детерминированным методом или методом случайных конечных элементов;

9) выполняется оценка надежности на основе результатов анализа неопределенности свойств грунтов с помощью моделирования методом Монте-Карло (MCS).

## 16.2. Статистическая обработка данных испытаний

Используя данные СРТ испытаний необходимо статистически обработать отдельно по каждому месту испытаний или все вместе.

### Основные статистики

Определяются среднее значение  $\mu$ , дисперсия  $\sigma$ , коэффициент вариации  $COV$ , асимметрия, вид распределения (нормальный, логнормальный или иной другой).

### Дополнительные показатели

Используются при генерации полей случайных переменных. Это коэффициент корреляции  $\rho$ , длина корреляции (или масштаб флуктуации) в вертикальном  $\theta_v$  ( $\theta_z$ ) и горизонтальном  $\theta_h$  ( $\theta_x$ ,  $\theta_y$ ) направлениях; выполняется оценка ошибки в модели преобразования. В изотропном случае принимают  $\theta_x = \theta_y$ . Эти параметры имеют размерность в метрах. Как правило  $\theta_x = \theta_y > \theta_z$ .

### Определение тренда в данных

Прежде чем приступить к определению основных статистик следует найти тренд данных по глубине.

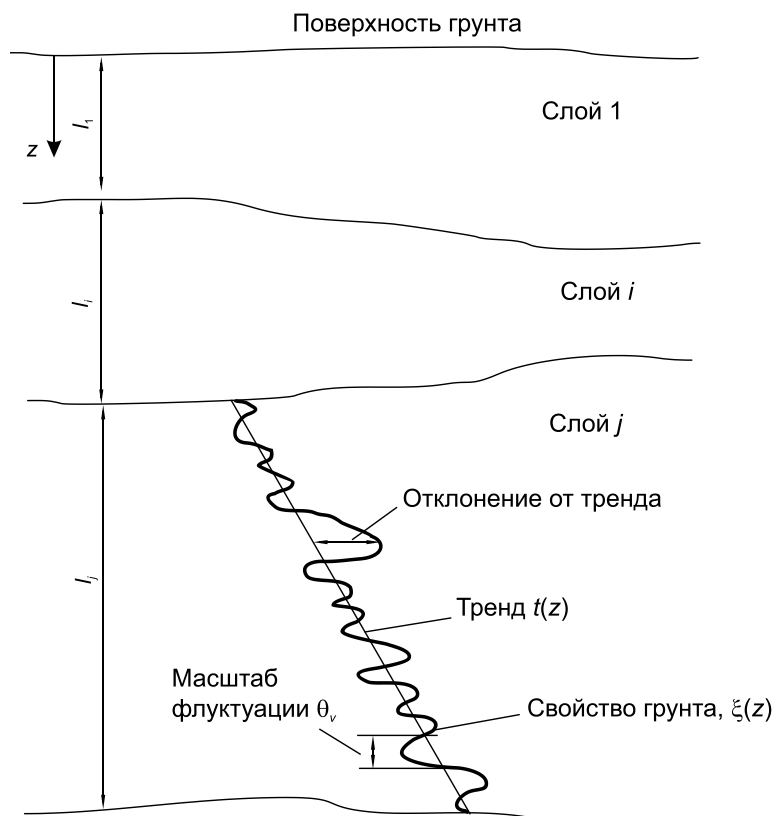


Рис. 16.1. Присущая изменчивость грунтов (Phoon & Kulhawy, 1999)

Пространственное изменение любой характеристики грунта  $q(z)$  или измеряемого параметра СРТ может быть разложено на детерминированную компоненту тренд  $t(z)$  и случайно изменяющуюся компоненту  $x(z)$  (остаток) следующим образом:

$$q(z) = t(z) - x(z), \quad (16.1)$$

где  $z$  – глубина.

Остаточная, случайная флуктуирующая компонента данных определяется путем вычитания среднего тренда из каждого профиля  $q_c$ , так что  $x(z) = q_c(z) - t(z)$ .

На рис. (16.2 а) показан пример линейного тренда данных  $q_c$  для слоя толщиной 12 м. Остатки  $q_c$  с нулевым средним представлены на рис. (16.2 б). Рисунки (16.3 а и б)

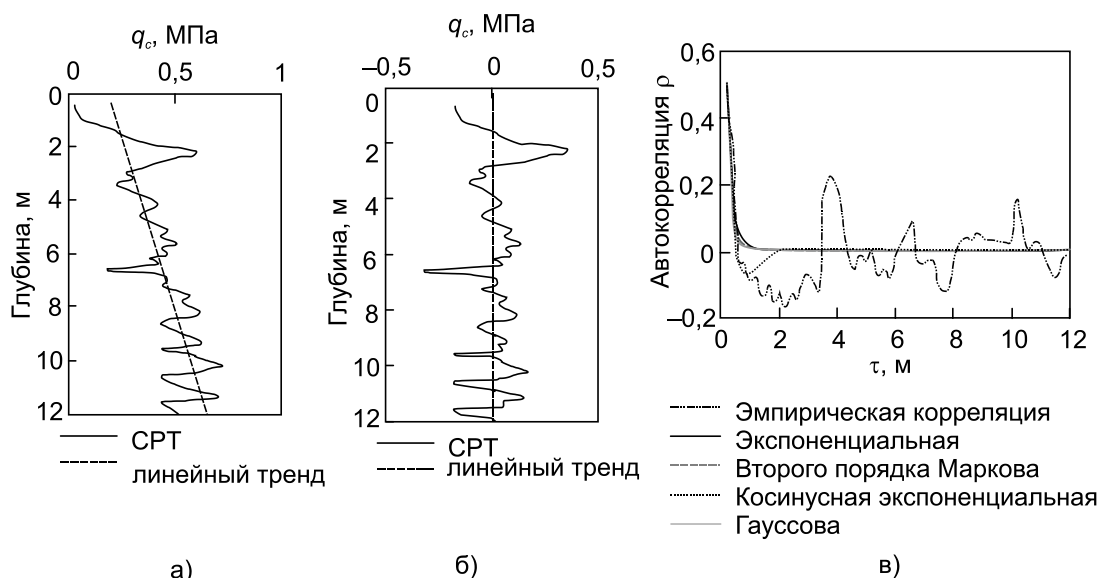


Рис. 16.2. а – измеренное  $q_c$  с линейным трендом; б –  $q_c$  с удаленным для 12 м слоя; в – изменение функций автокорреляции для СРТ в зависимости от расстояния по вертикали для 12 м слоя (линейный тренд)

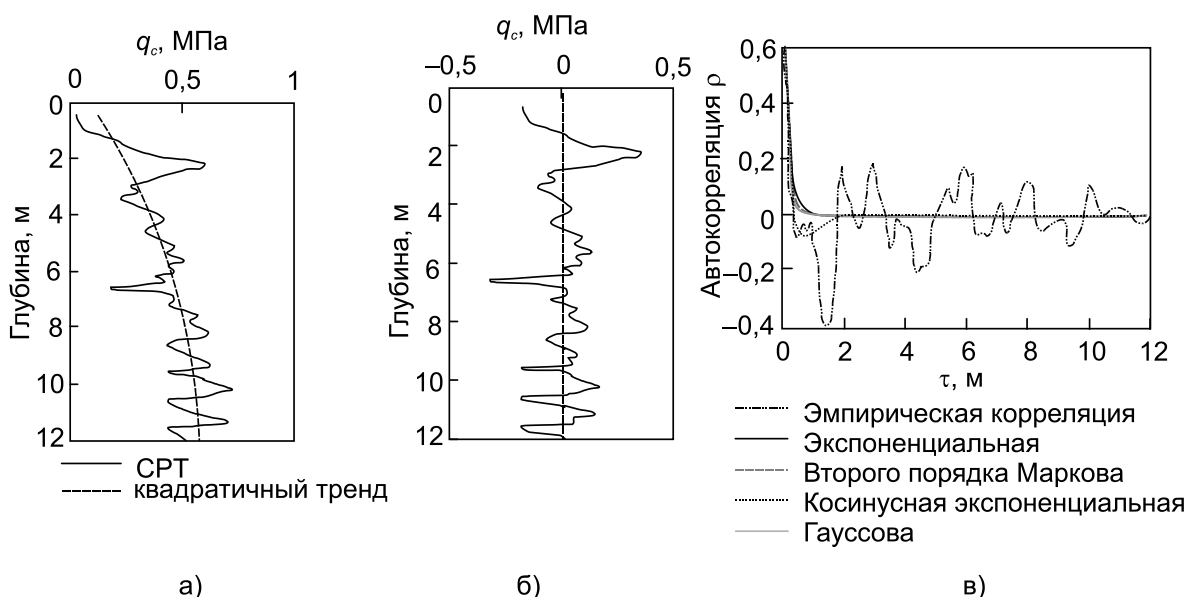


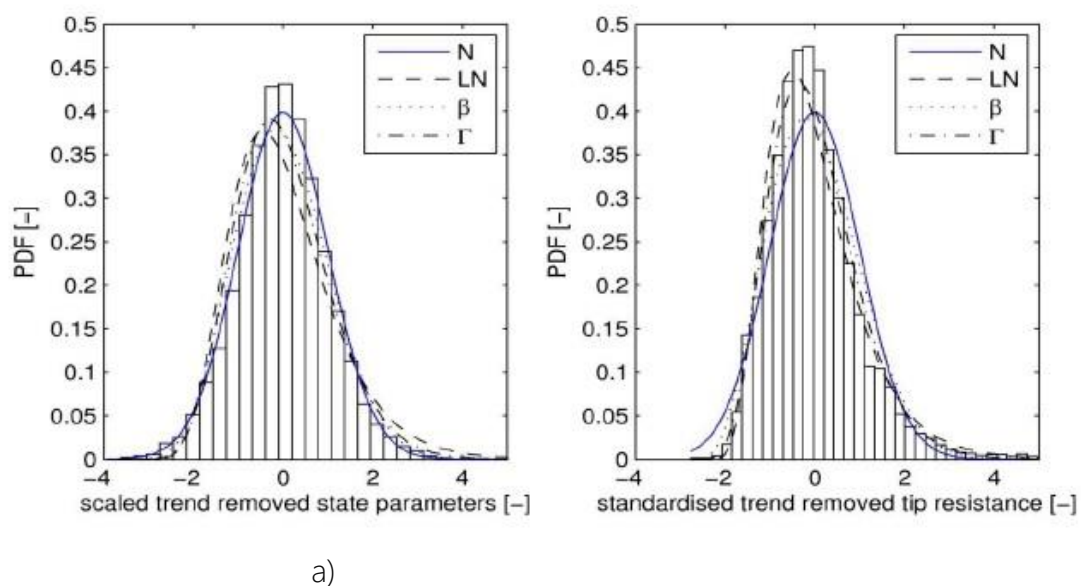
Рис. 16.3. а – измеренное  $q_c$  с линейным трендом; б –  $q_c$  с удаленным для 12 м слоя; в – изменение функций автокорреляции для СРТ в зависимости от расстояния по вертикали для 12 м слоя (квадратичный полином)

показывают квадратичный полиномиальный тренд  $qs$  и остаток с глубиной, соответственно. Кубические тренды с глубиной для  $qs$  и остатков представлены на рис. (16.3 а и б). Наилучшую функцию тренда можно выбрать визуально или с помощью теста Кендалла.

Для каждого места зондирования строится гистограмма и подбирается наилучшая функция плотности вероятности.

#### *Подбор функции плотности вероятности*

Пространственная изменчивость свойств грунтов характеризуется с использованием функции плотности вероятности (PDF) и корреляционной структуры. Бета-, гамма- и логнормальные распределения - все они обычно используются в литературе для моделирования свойств грунта. На рис. 16.4 приведен пример использования четырех PDF с различным законом распределения исходных данных модуля деформации: нормальный (N), логнормальный (LN), Бета ( $\beta$ ) и Гамма ( $\Gamma$ ). Видно, что модуль деформации лучше всего описывается нормальным распределением, в то время как удельное сопротивление конуса зонда имеет более асимметричное распределение и лучше всего описывается Гамма-распределением.



**Рис. 16.4. Статистические распределения модуля деформации без тренда и нормализованном состоянии (а) и удельное сопротивление конуса зонда (б)**

Рассмотренная ниже процедура подбора функции плотности вероятности (PDF) основана на работе Griffiths et al. (2008):

1. Если доступно достаточно данных, выберите функции, которые лучше всего соответствуют гистограмме данных. Обычно используются нормальная или логнормальная функция плотности вероятности (см., уравнения 16.2, 16.3). Более полное представление функции, терминов статистики и вероятности можно найти в ГОСТ 50779.10-2000, ГОСТ Р ИСО 3534-1-2019, соответственно.

$$f_x(x) = N(\mu_x, \sigma_x^2) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_x} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu_x}{\sigma_x}\right)^2\right], -\infty < x < \infty. \quad (16.2)$$

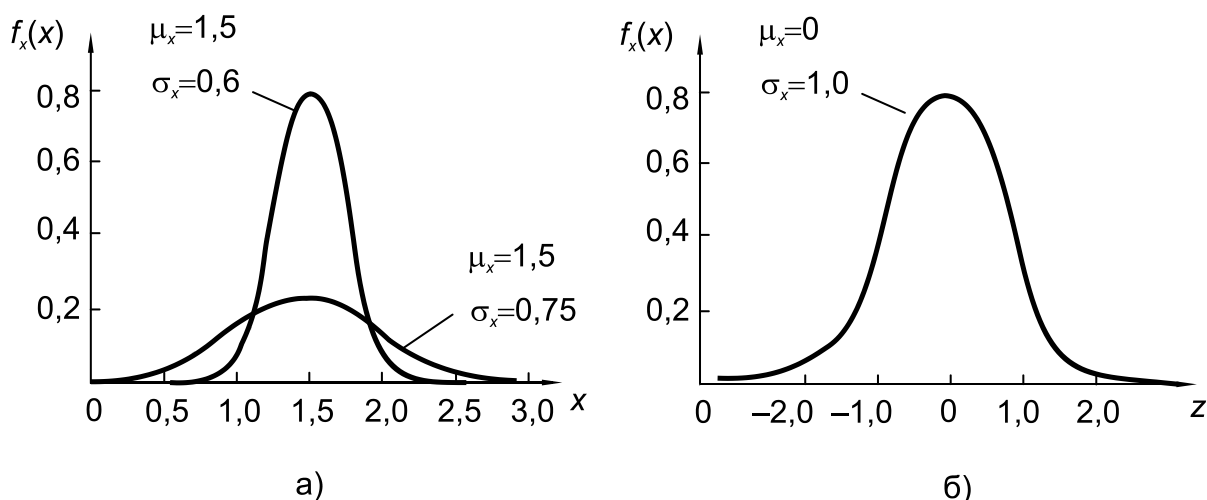


Рис. 16.5. Нормальная (а) и стандартная нормальная (б) функции плотности вероятности

$$f_x(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}(x-x_0)\sigma_{\ln(x)}} \exp\left\{-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln(x-x_0)-\mu_{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}}\right]^2\right\}, x_0 < x < +\infty, \quad (16.3)$$

где  $x_0$  — положение или параметр смещения случайной величины  $X$ .

2. Проведите тест на пригодность для всех выбранных PDF функций для оценки того, насколько хорошо подобранный дистрибутив представляет истинное базовое распределение данных. Наиболее часто используется тест Хи-квадрат или тест Кендалла.

3. После определения PDF убедитесь, что распределение представляет свойство грунта реально. Например, некоторые переменные не могут иметь отрицательных значений (модуль упругости, угол внутреннего трения, силы удельного сцепления и др.); тем не менее, некоторые функции, такие как как нормальное распределение, может представлять отрицательные «хвосты», которые могут повлиять на результаты. Распределения с отрицательными «хвостами» допускаются, если вероятность появления этих значений очень низкая.

4. Сравните результаты с доступными дистрибутивами в литературе, особенно при создании предположения или с использованием базы данных.

5. Если существует несколько возможных PDF, выберите самую простую.

6. Оцените окончательные параметры PDF, определив статистики, приведенные в таблице ниже.

Таблица 16.1

Выходные параметры предварительного анализа данных

Обозначение	Описание
$\mu$	Среднее значение выборки
$\sigma$	Стандартное отклонение выборки
COV	Выборочный коэффициент вариации
$\tau_k$	Тау-статистика Кендалл для статистики данных без детерминирования
Stat.Ind	Оценка статистической независимости: да (1) или нет (0) на основе тау-теста Кендалла

### Определение коэффициента корреляции и длины корреляции

Длина корреляции  $\theta$ , известная также как масштаб флуктуации оценивает степень пространственной зависимости переменных посредством различных автокорреляционных функций (ACF) (см. таблицу 16.2). Фентон и др. (Fenton et al., 2008) определили длину корреляции как расстояние, в пределах которого значения выборки значительно коррелируют (обычно более чем на 10%). Функция автокорреляции – это математическое выражение, определяющее корреляцию между двумя точками в пространстве. Точки, разделенные расстоянием, большее  $\theta$ , становится значительно некоррелированным. Расстояние между двумя точками называется лагом.

Коэффициент корреляции находится из уравнения:

$$\rho_d = \frac{COV(q_i, q_{i+d})}{\sqrt{\text{var}(q_i) \text{var}(q_{i+d})}} = \frac{1}{\sigma_{q_i} \sigma_{q_{i+d}}} E[(q_i - \mu_{q_i})(q_{i+d} - \mu_{q_{i+d}})], \quad (16.4)$$

где  $\rho_d$  – коэффициент корреляции для точек выборки, разделенных расстоянием разноса (лаг)  $d$ ; COV – ковариация; var – дисперсия;  $\sigma$  – стандартное отклонение;  $\mu$  – среднее;  $q$  – коррелируемый параметр.

или

$$\rho_{ij} = \frac{COV(Z_i, Z_j)}{\sigma_{Z_i} \sigma_{Z_j}}, \quad (16.5)$$

где  $COV(Z_i, Z_j)$  – ковариация между  $Z_i$  и  $Z_j$ .

Длина корреляции находится из решения уравнения

$$\sum_{j=1}^k \tau_j (\hat{\rho}(\tau_j) - \rho(\tau_j)) \hat{\rho}(\tau_j) = 0, \quad (16.6)$$

где  $\rho(\tau)$  – теоретическая корреляционная функция (из таблицы 16.2),  $\hat{\rho}(\tau_j)$  – эмпирическая корреляционная функция (рис. 16.6).

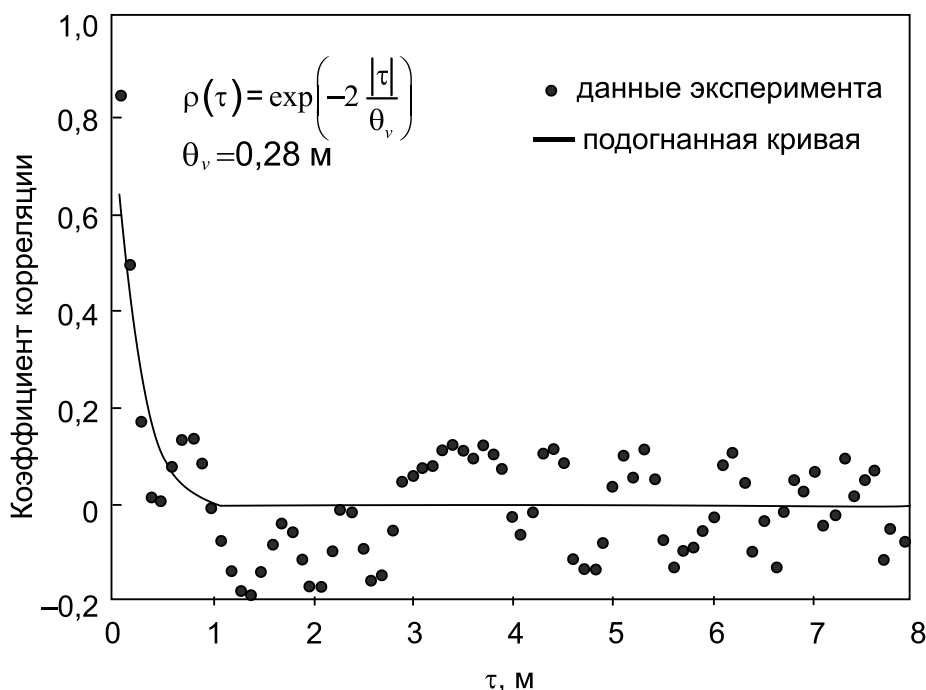


Рис. 16.6. Зависимость коэффициента корреляции от лага для случая экспоненциальной модели (SNX)

Решая это уравнение находится параметр масштаба флуктуации/длины корреляции в горизонтальном  $\theta_x$ ,  $\theta_y$  направлениях (плоскость  $x, y$ ). Для трехмерного случая, например, экспоненциальной функция имеет вид:

$$\rho(\Delta x, \Delta y, \Delta z) = \exp\left(-\frac{\Delta x}{\theta_x} + \frac{\Delta y}{\theta_y} + \frac{\Delta z}{\theta_z}\right) \quad (16.7)$$

Для одномерного случая (например, профиля  $q_c$ ) ACF имеет вид:

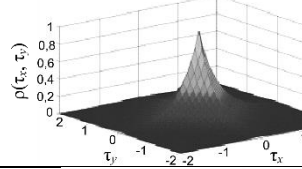
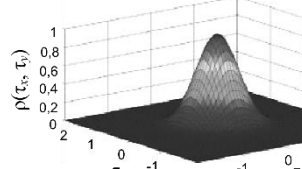
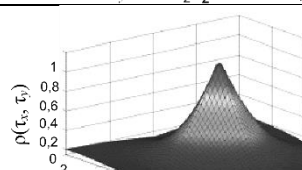
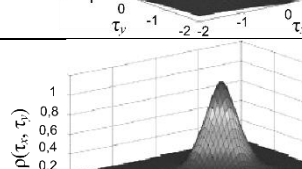
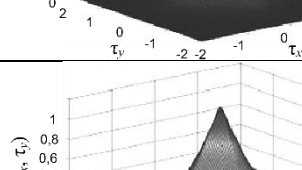
$$\rho(\Delta z) = \exp\left(-\frac{\Delta z}{\theta_z}\right) \quad (16.8)$$

На рисунке выше показана подгонка теоретической автокорреляционной функции (ACF) к экспериментальным данным с целью определения параметра,  $\theta$ . В таблице 16.2 приведено пять функций автокорреляции, таких как одиночная экспоненциальная модель (SNX), марковская модель второго порядка (SMK), квадратичная экспоненциальная модель (SQX), модель бинарного шума (BIN) и косинусная экспоненциальная модель (CSX).



Таблица 16.2

Общие аналитические модели корреляционных функций

Тип функции	Выражение функции $\rho(\tau_x, \tau_y)$	График функции ( $\theta_x = \theta_y = 1$ )
SNX	$\rho(\tau_x, \tau_y) = \exp \left[ -2 \left( \frac{\tau_x}{\theta_x} + \frac{\tau_y}{\theta_y} \right) \right]$	
SQX	$\rho(\tau_x, \tau_y) = \exp \left[ -\pi \left( \frac{\tau_x^2}{\theta_x^2} + \frac{\tau_y^2}{\theta_y^2} \right) \right]$	
CSX	$\rho(\tau_x, \tau_y) = \exp \left[ - \left( \frac{\tau_x}{\theta_x} + \frac{\tau_y}{\theta_y} \right) \right] \cos \left( \frac{\tau_x}{\theta_x} \right) \cos \left( \frac{\tau_y}{\theta_y} \right)$	
SMK	$\rho(\tau_x, \tau_y) = \exp \left[ -4 \left( \frac{\tau_x}{\theta_x} + \frac{\tau_y}{\theta_y} \right) \right] \left( 1 + \frac{4\tau_x}{\theta_x} \right) \left( 1 + \frac{4\tau_y}{\theta_y} \right)$	
BIN	$\rho(\tau_x, \tau_y) = \begin{cases} \left( 1 - \frac{\tau_x}{\theta_x} \right) \left( 1 - \frac{\tau_y}{\theta_y} \right) & \tau_x \leq \theta_x \\ & \tau_y \leq \theta_y \\ 0 & \text{else} \end{cases}$	

Примечание.  $\tau_x, \tau_y$ , соответственно, представляют собой относительное расстояние между горизонтальным и вертикальным направлениями любых двух точек;  $\theta_x, \theta_y$  соответственно, представляют собой корреляционное расстояние в горизонтальном и вертикальном направлении.

### 16.3. Генерация случайного поля

Генерация случайного поля выполняется в следующей последовательности:

(1) Постройте МКЭ модель из  $n$  элементов и получите координаты центральной точки каждого элемента.

(2) Используйте формулы из табл. 16.2 для вычисления  $\rho(x,y,z)$   $i$ -го элемента относительно всех элементов (включая сам  $i$ -й элемент) и получите вектор столбец  $n$ -го порядка. Получите  $n$  векторов столбцов, изменяя  $i$  от 1 до  $n$ , и объедините их, используя  $i$  в качестве номера строки, чтобы сформировать матрицу  $\mathbf{C}_{n \times n}$ , которая является ковариационной матрицей автокорреляционной модели:

$$\mathbf{C}_{n \times n} = \begin{bmatrix} \rho_{11} & \dots & \rho_{1r} & \dots & \rho_{1n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \rho_{r1} & \dots & \rho_{rr} & \dots & \rho_{rn} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \rho_{n1} & \dots & \rho_{nr} & \dots & \rho_{nn} \end{bmatrix}.$$

(16.9)

(3) Разложите матрицу  $\mathbf{C}_{n \times n}$  используя метод Холецкого:

$$\mathbf{C}_{n \times n} = \mathbf{L}\mathbf{U} = \mathbf{L}\mathbf{L}^T.$$

(16.10)

(4) Используя матрицу  $\mathbf{L}$ , коррелированное стандартное нормальное случайное поле генерируется следующим образом:

$$\mathbf{Z} = \sigma\mathbf{L}\mathbf{Y} + \boldsymbol{\mu}$$

(16.11)

где  $\mathbf{Y}$  - случайно сгенерированный  $n$ -мерный вектор-столбец, компоненты которого независимы друг от друга и следуют стандартному нормальному распределению.

(5) Распределите  $\mathbf{Z}$  соответствующим элементам в МКЭ модели, чтобы сгенерировать модель случайного поля.

## 17. РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ СКЛОНОВ

Анализ устойчивости склонов выполняется активно с начала 20-го столетия. В Швеции был предложен метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения с разбивкой склона на отдельные отсеки, который с различными модификациями используется до сих пор. В течение следующих десятилетий Ф.Феллениус (Fillenius, 1936) и практически в это же время Гришин М.М. (1935) модернизировали шведский метод расчета. В середине 1950-х годов Н.Янбу (Janbu, 1973) и А.Бишоп (Bishop, 1955) продолжили эту работу. В конце 60-х годов с развитием компьютерных технологий стало возможным применять для расчета устойчивости склонов итеративные численные методы. Это способствовало применению более сложных математических методов, которые были предложены Н.Моргенштерном и В.Прайсом (Morgenstern & Price, 1965), Е.Спенсер (Spencer, 1967), Цветков В.К. (1979), Богомоллов А.Н. (1996).

Существует множество различных способов расчета коэффициента устойчивости искусственных и естественных склонов, включая предельное равновесие, методы конечных элементов, методы конечных разностей, методы дискретных элементов, мягкие вычисления и т.д. Среди них метод предельного равновесия является традиционным методом, используемым для анализа устойчивости склона, при котором для прогнозирования устойчивости склона рассчитывается одно значение коэффициента устойчивости.

Однако проблема устойчивости склона связана с риском и надежностью. Таким образом, нельзя полагаться на какой-то один коэффициент устойчивости при принятии мер по предотвращению разрушения склона. Анализ надежности склонов включает в себя расчет показателя надежности для склона или, в качестве альтернативы, вероятность разрушения склона (Peterson, 1999).

В обоих приведенных выше подходах существенной частью является поиск критической поверхности скольжения, т.е. критически детерминированной поверхности скольжения или критической вероятностной поверхности скольжения, что является задачей оптимизации. Различные методы оптимизации имеют свои преимущества при решении задач устойчивости склона, начиная от простых методов оптимизации, включая нелинейное, линейное программирование, квадратичное программирование, динамическое программирование и т.д.

Поскольку обнаружение обрушений на склонах имеет большое практическое значение, на протяжении десятилетий предпринимались попытки выяснить причины этого явления. В связи с этим большая часть выполненных работ основана на анализе устойчивости естественных склонов, а не на искусственных сооружениях. В последнем случае,

например, при строительстве каменно-земляных плотин в процессе укладки грунтовой смеси и последующей ее послойной укладки возникает наведенная пространственная анизотропия в их механических свойствах, как деформационных, так и прочностных (Абдулоев, 2020).

С практической точки зрения, следует использовать различные методы, чтобы получить надежные результаты.

### 17.1. Методы, основанные на предельном равновесии

Практически все методы расчета устойчивости похожи, различие между методами заключается в основном в том, какие внутренние усилия в виде сил трения, сцепления, нормального давления включены в статические уравнения равновесия. В первых методах (Fillenius, 1936) не учитывались силы трения между отсеками, на которые разбивается склон грунта. Позднее Bishop (1955) включил в расчетную схему межсекционные нормальные силы, но игнорировал силы сдвига. Метод удовлетворяет только уравнениям равновесия моментов, коэффициент безопасности получается нелинейным, в результате для его нахождения необходимо использовать итеративную процедуру. Метод Janbu (1954) аналогичен методу Бишопа, в котором он включает в расчетную схему нормальные силы, без учета сил сдвига, при этом в условия равновесия включены только горизонтальные силы, в противоположность уравнениям моментов.

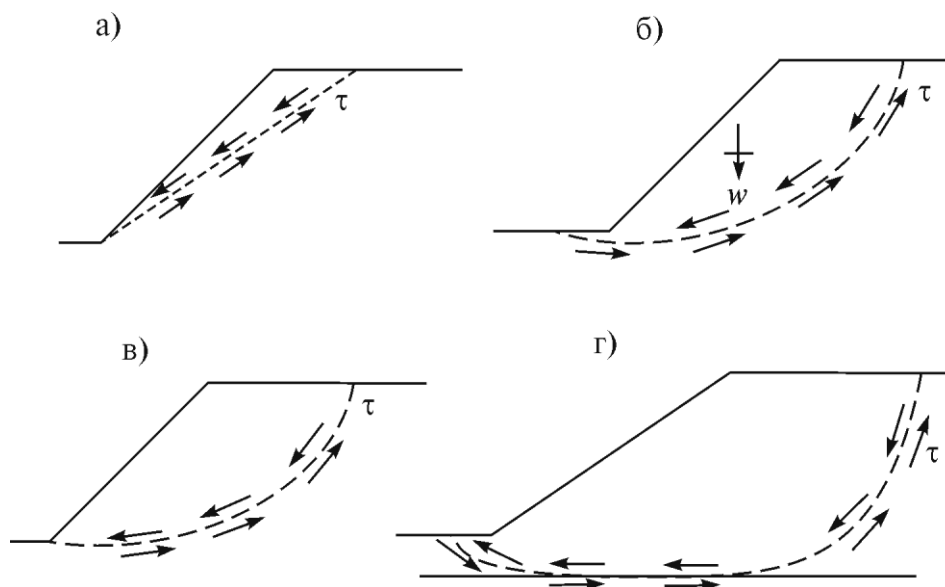


Рис. 17.1. Возможные поверхности скольжения

Поверхность, по которой смещается склон, называется поверхностью скольжения. Поверхность скольжения, отделяющая сползающий массив грунта от неподвижного, может иметь различное очертание. Наблюдения показывают, что в большинстве случаев склоны сползают по поверхности

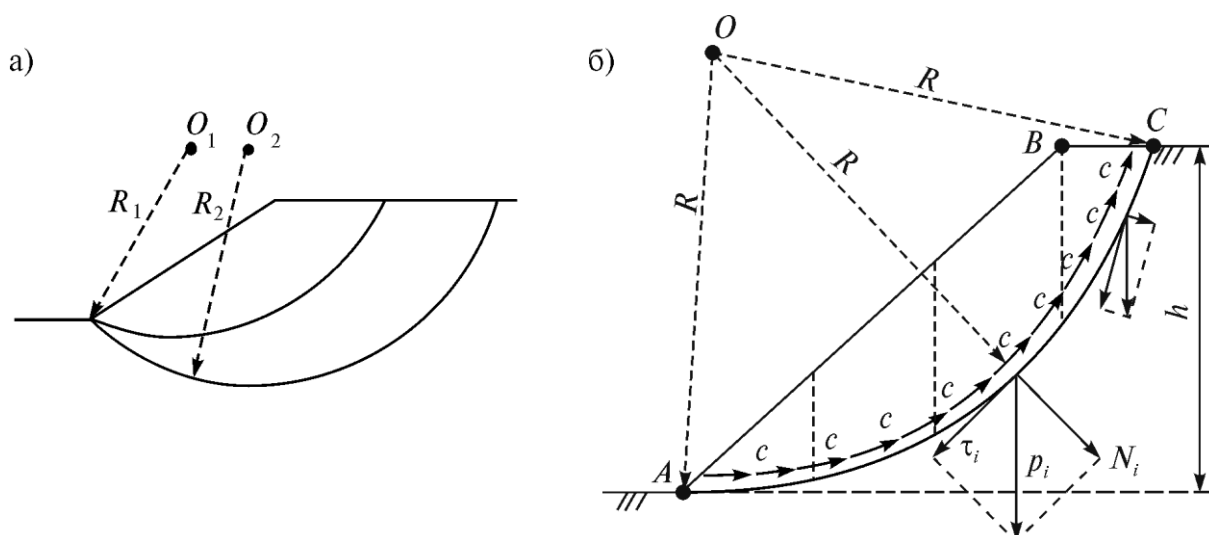
скольжения, близкой по очертанию в сечении к дуге окружности. Первое решение оценки устойчивости склона было получено для случая плоской поверхности скольжения, проходящей через основание склона (рис. 17.1, а). Позднее было замечено, что поверхность скольжения имеет цилиндрическое очертание и может проходить не только через основание (рис. 17.1, б), но и через подножие склона (рис. 17.1, в). В некоторых случаях, при залегании более жесткого слоя грунта под мягким слоем, поверхность скольжения проходит по границе раздела двух слоев (рис. 17.1, г).

По методу круглоцилиндрических поверхностей проводится серия возможных дуг окружностей, и для каждой из них составляется отношение моментов удерживающих и сдвигающих сил. Далее отыскивается методом пробных поисков минимум этого отношения. В том случае, если склон разнородный, зона, ограничиваемая поверхностью склона и дугой проведенной окружности, делится на вертикальные, равные по ширине отсеки; для каждого из них определяются величины моментов удерживающих и сдвигающих сил. Далее моменты удерживающих  $M_{уд}$  и сдвигающих  $M_{сдв}$  сил отдельно суммируются, и отыскивается их отношение, которое называется коэффициентом устойчивости склона.

Коэффициент устойчивости определяется по формуле

$$k = \frac{M_{уд}}{M_{сдв}} = \frac{(\sum_{i=1}^n (N_i * \operatorname{tg} \varphi_i + c_i * l_i)) * R}{\sum_{i=1}^n T_i * R} \quad (17.1)$$

где  $M_{уд}$  – моменты удерживающих сил;  $M_{сдв}$  – моменты сдвигающих сил;  $l_i$  – длина поверхности скольжения;  $R$  – радиус круглоцилиндрической поверхности;  $c_i$ ,  $\varphi_i$  – эффективные значения параметров прочности грунта;  $W_i$  – вес блока;  $T_i$  – сдвигающая сила на поверхности скольжения;  $N_i$  – нормальная сила, действующая на сегмент поверхности скольжения;  $a_i$  – наклон сегмента поверхности скольжения;  $l_i$  – длина поверхности скольжения сегмента.



**Рис. 17.2.** Расчет устойчивости склона по методу круглоцилиндрических поверхностей: а – поиск наиболее опасной поверхности скольжения б – деление склона на вертикальные отсеки

Следующий, заключительный этап – поиск минимального значения коэффициента устойчивости (рис. 17.2).

В основе метода круглоцилиндрических поверхностей заложена идея о том, что при разрушении основания под фундаментом возникают две жесткие неопредельные области, отделяющиеся друг от друга круглоцилиндрической поверхностью. При предельных условиях одна (верхняя) область скользит вдоль этой поверхности по другой нижней области. Благодаря условию, что обе области жесткие, возможны осуществление переноса действующих сил вдоль линий их действия и оперирование равнодействующими. Наиболее опасная круглоцилиндрическая поверхность находится путем пробного поиска и определения минимальной величины отношения момента всех удерживающих сил к моменту сдвигающих сил.

Существует множество различных способов расчета коэффициента устойчивости искусственных и естественных склонов, включая предельное равновесие, методы конечных элементов, методы конечных разностей, методы дискретных элементов, мягкие вычисления и т.д. Среди них метод предельного равновесия является традиционным методом, используемым для анализа устойчивости склона, при котором для прогнозирования устойчивости склона рассчитывается одно значение коэффициента устойчивости.

Однако проблема устойчивости склона связана с риском и надежностью. Таким образом, нельзя полагаться на какой-то один коэффициент устойчивости при принятии мер по предотвращению разрушения склона. Анализ надежности склонов включает в себя расчет не только коэффициента устойчивости, но и показателя надежности для

склона или, в качестве альтернативы, вероятность разрушения (отказа) склона.

В обоих приведенных выше подходах существенной частью является поиск критической поверхности скольжения, т.е. критически детерминированной поверхности скольжения или критической вероятностной поверхности скольжения, что является задачей оптимизации. Различные методы оптимизации имеют свои преимущества при решении задач устойчивости склона, начиная от простых методов оптимизации, включая нелинейное, линейное программирование, квадратичное программирование, динамическое программирование и т.д.

Поскольку обнаружение обрушений на склонах имеет большое практическое значение, на протяжении десятилетий предпринимались попытки выяснить причины этого явления. В связи с этим большая часть выполненных работ основана на анализе устойчивости естественных склонов, а не на искусственных сооружениях. В последнем случае, например, при строительстве каменно-земляных плотин в процессе укладки грунтовой смеси и последующей ее послойной укладки возникает наведенная пространственная анизотропия в их механических свойствах, как деформационных, так и прочностных (Абдулоев, 2020).

Е. В. Федоренко (2016) в своем анализе оценивает применимость LEM методов следующим образом:

- методы Н. Моргенштейна, В. Прайса и Е. Спенсера, а также метод GLE (General Limit Equilibrium) дают наиболее точный результат, их следует сравнивать с коэффициентом запаса устойчивости;

- методы Г. М. Шахунянца, А. Бишопа (Bishop, 1955), Н. Янбу (Janbu, 1973) считаются консервативными, следовательно, занижают устойчивость и могут применяться для проверки устойчивости относительно состояния предельного равновесия.

- методы В. Феллениуса и ему подобные в современных мощных программах по расчету устойчивости добавлены только лишь потому, что многим пользователям они хорошо знакомы, но результаты имеют очень большое занижение устойчивости, а часто не являются корректными.

С практической точки зрения, следует использовать различные методы, чтобы получить надежные результаты.

Ниже приведено краткое описание методов расчета устойчивости склонов, реализованные в программе Geotek Field. Следует иметь в виду, что прежде чем приступить к расчету устойчивости склонов, необходимо разработать ЦИГМ рассматриваемого склона (см., главу 7 и более подробно «Руководство пользователя (РП)», глава 12 и 16). Пространственная изменчивость свойств грунтов оценивается с использованием выбранных пользователем функций интерполяции Шепард 2D и кригинг (см., главу 12 РП) или автоковариации (см., главу 16 РП).



Далее в модуле расчета устойчивости откоса предлагаются два подхода: детерминированный и полувероятностный.

1. В детерминированном подходе характеристики грунта (удельный вес грунта, параметры прочности), определенные с учетом пространственной изменчивости при построении ЦИГМ, в модуле расчета устойчивости склонов осредняются в пределах каждого слоя грунта и принимаются постоянными в рассмотренных ниже методах расчета.

2. В полувероятностном подходе характеристики грунта определенные с учетом пространственной изменчивости при построении ЦИГМ, в модуле расчета устойчивости склонов в пределах каждого слоя грунта принимаются переменными.

### 17.1.1. Метод Феллениус

Метод расчета использует общее уравнение равновесия моментов, относительно центра вращения поверхности скольжения. Сдвигающие  $X_i$  и нормальные  $E_i$  силы между блоками не учитываются (рис. 17.3). Коэффициент устойчивости  $k$  находится по формуле:

$$k = \frac{1}{\sum_i W_i * \sin a_i} * \sum_i [c_i * l_i + (N_i - u_i * l_i) * \operatorname{tg} \varphi_i] \quad (17.2)$$

где:  $u_i$  - поровое давление внутри блока;  $c_i$ ,  $\varphi_i$  - эффективные значения параметров прочности грунта;  $W_i$  - вес блока;  $N_i$  - нормальная сила, действующая на сегмент поверхности скольжения;  $a_i$  - наклон сегмента поверхности скольжения;  $l_i$  - длина поверхности скольжения сегмента.

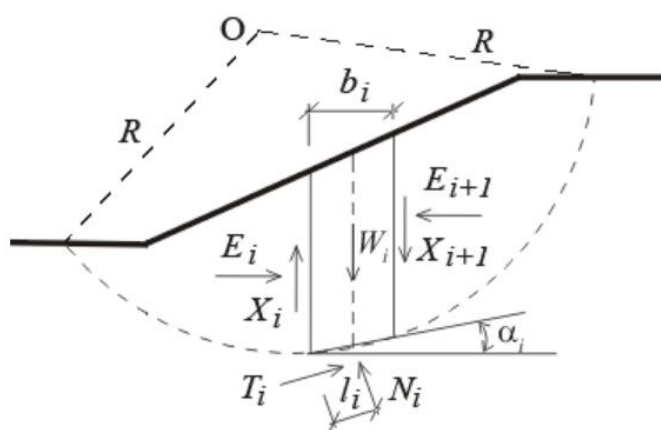


Рис. 17.3. Схема действующих усилий



### 17.1.2. Метод Бишопа

Метод не учитывает сдвигающие силы  $X_i$  между блоками. Метод основан на удовлетворении уравнению равновесия момента и уравнению равновесия вертикальной силы.

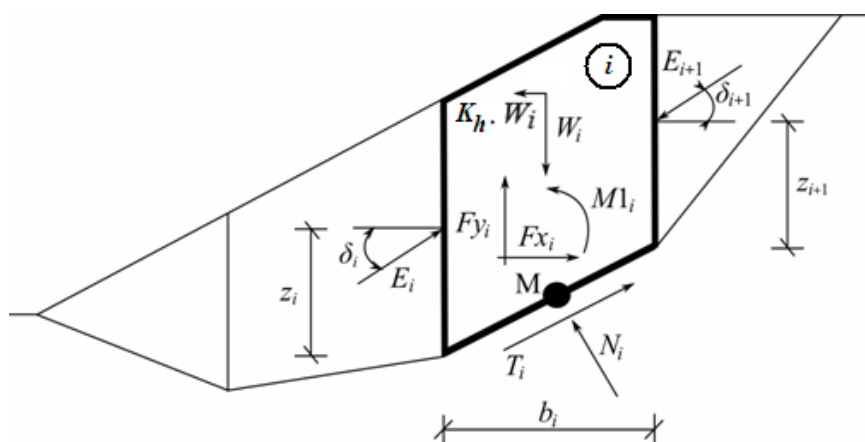
Коэффициент устойчивости определяется путем последовательной итерации следующего выражения:

$$k = \frac{1}{\sum_i W_i * \sin a_i} * \sum_i \frac{c_i * b_i + (W_i - u_i * b_i) * \operatorname{tg} \varphi_i}{\cos a_i + \frac{\operatorname{tg} \varphi_i * \sin a_i}{k}} \quad (17.3)$$

где  $u_i$  - поровое давление внутри блока;  $c_i, \varphi_i$  - эффективные значения сил удельного сцепления и угла внутреннего трения грунта;  $W_i$  - вес блока;  $a_i$  - наклон сегмента поверхности скольжения;  $b_i$  - горизонтальная ширина блока

### 17.1.3. Метод Спенсера

Метод учитывает взаимодействие между блоками. Равнодействующие сдвигающих и нормальных сил, действующих между блоками, имеют постоянные наклоны. Метод Спенсера является строгим методом в том смысле, что он удовлетворяет всем трем уравнениям равновесия - уравнениям равновесия сил в горизонтальном и вертикальном направлениях и уравнению равновесия момента. Коэффициент устойчивости  $k$  определяется путем итерации угла наклона сил, действующих между блоками, и коэффициента запаса прочности  $k$ .



17.4. Схема действующих усилий

Предполагается, что на каждый блок действуют следующие силы:  $W_i$  – вертикальная сила, включающая вес блока и его увеличение в случае учета эффекта землетрясения в виде сейсмической силы, путем введения коэффициента  $k_v$ ;  $k_h * W_i$  – горизонтальная сила инерции, учитывающая эффект землетрясения,  $k_h$  является фактором горизонтального ускорения во время землетрясения;  $N_i$  – нормальная сила, действующая на поверхности скольжения;  $T_i$  – сдвигающая сила на поверхности скольжения;  $E_i, E_{i+1}$  – силы, действующие на соседние блоки под углом,  $\delta$  к нормали;  $Fx_i, Fy_i$  – другие горизонтальные и вертикальные силы, действующие на блок;  $M1_i$  – момент от сил,  $Fx_i, Fy_i$  вращающихся вокруг точки  $M$ , которая является центром  $i$ -го сегмента поверхности скольжения;  $u_i$  – поровое давление, возникающее на  $i$ -м участке поверхности скольжения.

В методе Спенсера введены следующие допущения:

- для расчета предельного равновесия сил и моментов на отдельных блоках: разделительные плоскости между блоками всегда вертикальны;
- линия действия веса блока  $W_i$  проходит через центр  $i$ -го сегмента поверхности скольжения, представленного точкой  $M$ ;
- нормальная сила  $N_i$  действует в центре  $i$ -го сегмента поверхности скольжения в точке  $M$ ;
- наклон сил,  $E_i$  действующих между блоками, постоянен для всех блоков и равен  $\delta$ , только в конечной точке поверхности скольжения  $\delta = 0$ .

Коэффициент устойчивости определяется с помощью итерационного процесса:

Шаг 1: Начальное значение  $\delta$  равно нулю  $\delta = 0$ .

Шаг 2: Коэффициент устойчивости  $k$  при заданном значении  $\delta$  следует из уравнения (17.4), принимая значение  $E_{(i+1)} = 0$  в конце поверхности скольжения.

$$E_{i+1} = \frac{(W_i - Fy_i) * \cos \alpha_i - (K_h * W_i - Fx_i) * \sin(\alpha_i - \delta_{i+1}) * \frac{tg \varphi_i}{K} + \cos(\alpha_i - \delta_{i+1}) * \sin \alpha_i - U_i + E_i * \sin(\alpha_i - \delta_i)] * \frac{tg \varphi_i}{k} + \frac{c_i}{k} * \frac{b_i}{\cos \alpha_i} - (W_i - Fy_i) * \sin \alpha_i - (K_h W_i - F x_i) * \cos \alpha_i + E_i * \cos(\alpha_i - \delta_i)}{\quad} \quad (17.4)$$

Шаг 3: Значение  $\delta$  определяется уравнением (17.5) с использованием значений  $E_i$ , определенных на предыдущем шаге, с требованием, чтобы

момент на последнем блоке был равен нулю. Уравнение (17.5) не дает значения  $z_{i+1}$ , поскольку оно равно нулю

$$z_{i+1} = \frac{\frac{b_i}{2} * [E_{i+1} * (\sin \delta_{i+1} - \cos \delta_{i+1} * \tan \alpha_i) + E_{i+1} * \cos \delta_{i+1} + E_i * (\sin \delta_i - \cos \delta_i * \tan \alpha_i)] + E_i * z_i * \cos \delta_i - M1_i + K_h * W_i * (y_M - y_{gi})}{(17.5)}$$

Шаг 4: Шаги 2 и 3 повторяются до тех пор, пока значение  $\delta$  не изменится.

Как правило, строгие методы сходятся хуже, чем более простые методы (Бишоп, Феллениус). Примеры с проблемами сходимости включают слишком крутые участки поверхности скольжения, сложную геометрию, значительный скачок доплаты и т.д. Если результат не получен, рекомендуется немного изменить входные данные, например, уменьшить крутизну поверхности скольжения, ввести больше точек на поверхность скольжения и т.д. Или использовать некоторые из более простых методов.

#### 17.1.4. Метод Янбу

Метод Янбу (Janbu, 1973) основан на равновесии сил и моментов, действующих на отдельные блоки (не выполняется только равновесие момента на последнем самом верхнем блоке). Блоки создаются путем разделения грунта над поверхностью скольжения вертикальными плоскостями. Силы, действующие на отдельные блоки, показаны на рис. 17.4.

В данном методе введены следующие допущения для расчета сил и моментов на отдельных блоках в предельном состоянии: разделительные плоскости между блоками всегда вертикальные; линия действия веса блока  $W_i$  проходит через центр  $i$ -го сегмента поверхности скольжения, представленного точкой  $M$ ; нормальная сила  $N_i$  действует в центре  $i$ -го сегмента поверхности скольжения в точке  $M$ ; предполагается, что положение  $z_i$  сил  $E_i$ , действующих между блоками, в конечных точках поверхности скольжения равно  $z = 0$ .

Коэффициент устойчивости определяется с помощью следующего итерационного процесса

Шаг 1: Начальное значение углов устанавливается равным нулю  $\delta_i = 0$ , а положение  $z_i$  составляет примерно одну треть высоты поверхности раздела.

Шаг 2: Коэффициент безопасности  $k$  при заданном значении  $\delta_i$  следует из уравнения (17.6) при допущении значения  $E_{n+1} = 0$  в конце поверхности скольжения.

$$E_{i+1} = \frac{(W_i - F y_i) * \cos \alpha_i - (K_h * W_i - F x_i) * \sin(\alpha_i - \delta_{i+1}) * \frac{tg \varphi_i}{K} + \cos(\alpha_i - \delta_{i+1}) * \sin \alpha_i - U_i + E_i * \sin(\alpha_i - \delta_i)] *}{* \frac{tg \varphi_i}{k} + \frac{c_i}{k} * \frac{b_i}{\cos \alpha_i} - (W_i - F y_i) * \sin \alpha_i - (K_h W_i - F x_i) * \cos \alpha_i + E_i * \cos(\alpha_i - \delta_i)}$$
 (17.6)

Шаг 3: Значение  $\delta_i$  определяется уравнением (17.7) с использованием значений  $E_i$ , определенных на предыдущем шаге.

$$\delta_{i+1} = \arctg \left( \frac{2 * z_{i+1}}{b_i} + tg \alpha_i \right) - \arcsin \left( \frac{E_i * \left( \cos \delta_i * \left( Z_i - \frac{b_i * tg \alpha_i}{2} \right) + \sin \delta_i * \frac{b_i}{2} \right) - M 1_i}{E_{i+1} * \sqrt{\left( Z_{i+1} + b_i * \frac{tg \alpha_i}{2} \right)^2 + \left( \frac{b_i}{2} \right)^2}} \right)$$
 (17.7)

Шаг 4: Шаги 2 и 3 повторяются до тех пор, пока значение  $k$  не изменится.

#### 17.1.5. Метод Моргенштерна-Прайса

Метод Моргенштерна-Прайса (Morgenstern & Price, 1967) подобен методу Спенсера. Предполагается, что на каждый блок действуют те же силы, что и в методе Спенсера.

В метод Моргенштерна-Прайса введены следующие допущения для расчета предельного равновесия сил и момента на отдельных блоках:

- разделительные плоскости между блоками всегда вертикальные;
- линия действия веса блока  $W_i$  проходит через центр  $i^{20}$  сегмента поверхности скольжения, представленного точкой  $M$ ;
- нормальная сила  $N_i$  действует в центре  $i^{20}$  сегмента поверхности скольжения в точке  $M$ ;
- наклон сил,  $E_i$  действующих между блоками, различен для каждого блока ( $\delta_i$ ); в конечных точках поверхности скольжения, наклон  $\delta = 0$ .

Единственное различие между методами Спенсера и Моргенштерна-Прайса показано в приведенном выше списке допущений.

Коэффициент устойчивости определяется с помощью итерационного процесса:

Шаг 1: Начальное значение углов  $\delta_i$  устанавливается в соответствии с функцией полусинусоидальности ( $\delta_i = \lambda * f(x_i)$ ).

Шаг 2: Коэффициент безопасности  $k$  при заданном значении  $\delta_i$  следует из уравнения (17.8) при допущении значения  $E_{i+1} = 0$  в конце поверхности скольжения.

$$E_{i+1} = \frac{(W_i - Fy_i) * \cos \alpha_i - (K_h * W_i - Fx_i) * \sin(\alpha_i - \delta_{i+1}) * \frac{tg \varphi_i}{K} + \cos(\alpha_i - \delta_{i+1}) * \sin \alpha_i - U_i + E_i * \sin(\alpha_i - \delta_i)] *}{* \frac{tg \varphi_i}{k} + \frac{c_i}{k} * \frac{b_i}{\cos \alpha_i} - (W_i - Fy_i) * \sin \alpha_i - (K_h W_i - F x_i) * \cos \alpha_i + E_i * \cos(\alpha_i - \delta_i)}$$
(17.8)

Шаг 3: Значение  $\delta_i$  определяется уравнением (17.9) с использованием значений  $E_i$ , определенных на предыдущем шаге, с требованием, чтобы момент на последнем блоке был равен нулю. Функциональные значения  $f(x_i)$  остаются неизменными все время итерации, повторяется только параметр  $\lambda$ . Уравнение (17.9) не дает значения  $z_{i+1}$ , поскольку оно равно нулю.

$$z_{i+1} = \frac{\frac{b_i}{2} * [E_{i+1} * (\sin \delta_{i+1} - \cos \delta_{i+1} * \tan \alpha_i) + E_{i+1} * \cos \delta_{i+1} + E_i * (\sin \delta_i - \cos \delta_i * \tan \alpha_i)] + E_i * z_i * \cos \delta_i - M1_i + K_h * W_i * (y_M - y_{gi})}{}$$
(17.9)

Шаг 4: Шаги 2 и 3 повторяются до тех пор, пока значение  $\delta_i$  (соответственно параметру  $\lambda$ ) не изменится.

#### 17.1.6. Метод Г.М.Шахуньянц

Этот метод (Шахуньянц, 1969) наиболее часто применяется, когда поверхность скольжения каким-либо из имеющихся методов четко определена на всем протяжении. Например, когда делювий сползает по коренным породам, и кровля последних принимается за поверхность

скольжения. В таком случае удобно учитывать фактически сдвигающие силы, направленные по касательной к поверхности скольжения. При этом поверхность скольжения представляют состоящей из ряда плоских участков, то есть в виде ломаной линии (Гинзбург, 1986).

Расчетная схема метода показана на рис. 17.7.

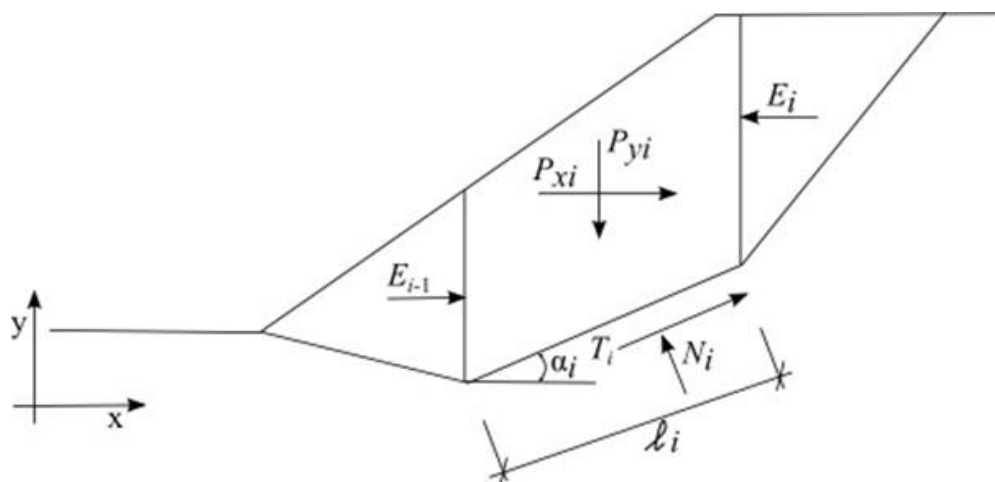


Рис. 17.5. Схема действующих усилий

На каждый блок действуют следующие силы:  $P_{y_i}$  - равнодействующая вертикальных сил, действующих на данный блок (вес блока, пригрузка за счет землетрясения, якорные силы);  $P_{x_i}$  - равнодействующая горизонтальных сил на данном блоке (надбавка к блоку, землетрясение, якорные силы, геоармирование, ...);  $E_i, E_{i+1}$  - горизонтальные силы, возникающие между блоками;  $N_i$  - нормальная силы на сегменте поверхности скольжения;  $T_i$  - сила сдвига по сегменту поверхности скольжения;  $\alpha_i$  - наклон сегмента поверхности скольжения;  $l_i$  - длина сегмента поверхности скольжения;  $\varphi_i$  - угол внутреннего трения грунта на сегменте поверхности скольжения;  $c_i$  - силы удельного сцепления грунта на сегменте поверхности скольжения.

В методе Шахуньянца приняты следующие допущения для расчета предельного состояния блока скольжения:

разделительные плоскости между блоками всегда вертикальные;

наклон сил  $E_i$  действующих между блоками, равен нулю, силы действуют горизонтально.

Коэффициент устойчивости определяется из выражения

$$k = \frac{\sum_{i=1}^n \left( (P_{N_i} - U_i) * \operatorname{tg} \varphi_i + c_i * l_i + |P_{T_i,ud}| \right)}{\sum_{i=1}^n \left( P_{T_i,sd} * \frac{\cos \varphi_i}{\cos (\alpha_i - \varphi_i)} \right)} \quad (17.10)$$

### 17.1.7. Метод несбалансированных сил

Этот метод (ITF - Imbalance Thrust Force Method) является разновидностью метода скольжения, включает в себя явный метод расчета (Shi et al., 2024). Когда поверхность скольжения гладкая и количество блоков скольжения достаточно, точность расчета метода достаточно высокая.

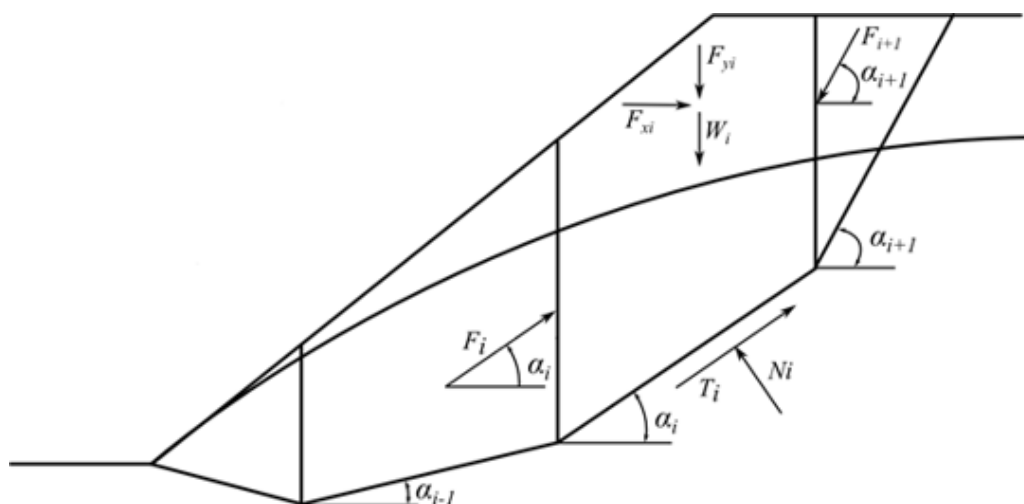


Рис. 17.6. Схема действующих усилий

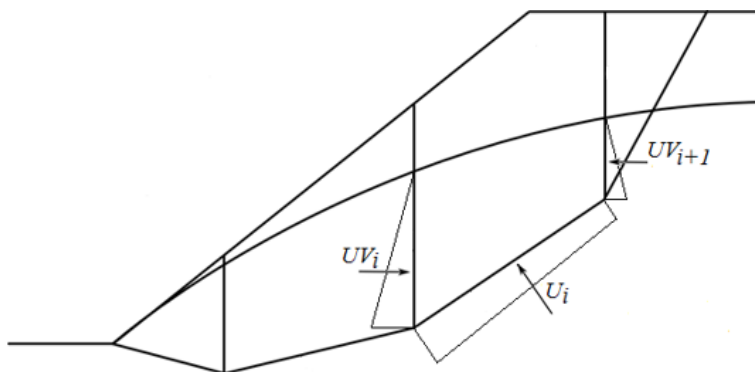


Рис. 17.7. Схема воздействия порового давления на блок

Основные допущения ITF заключаются в следующем: поверхность скольжения может быть любой формы; не учитывается влияние момента (не учитывается опрокидывание блоков); блоки срезов являются твердыми телами.

Предполагается, что на каждый блок действуют следующие силы:  $W_i$  - вес  $i$ -го блока, вес части блока, находящейся ниже уровня грунтовых вод, определяется исходя из удельного веса водонасыщенного грунта  $\gamma_{sat}$ ;  $F_{y_i}$  - представляет собой остаточную вертикальную нагрузку, действующую на блок;  $F_{x_i}$  - представляет собой оставшуюся горизонтальную нагрузку, действующую на блок;  $F_i$ ,  $F_{i+1}$  - силы, действующие между блоками в

направлениях, заданных углами  $\alpha_i$  и  $\alpha_{i+1}$ .  $U_i$  - поровое давление, возникающее на участке поверхности скольжения;  $UV_i, UV_{i+1}$  - результаты измерения порового давления на плоскостях между блоками. Силы  $UV_i$  и  $UV_{i+1}$  включены в горизонтальные силы  $Fx_i$ .

Условие равновесия достигается путем введения в анализ коэффициента устойчивости  $k$  таким образом, чтобы параметры прочности данного грунта  $c_i$  и  $\varphi_i$  были разделены на это значение.

$$F_i = (W_i + Fy_i) * \sin \alpha_i - Fx_i * \cos \alpha_i - \frac{[(W_i + Fy_i) * \cos \alpha_i + Fx_i * \sin \alpha_i - U_i] * \operatorname{tg} \varphi_i + c_i * l_i}{k} + \quad (17.11)$$

$$+ F_{i+1} * \left[ \frac{\cos(\alpha_{(i+1)} - \alpha_i) - \sin(\alpha_{(i+1)} - \alpha_i) * \operatorname{tg} \varphi_i}{k} \right]$$

Из уравнения (17.11) затем находится коэффициент устойчивости  $k$  в процессе итерации.

Метод ITF довольно чувствителен к форме поверхности скольжения. В случае, если поверхность скольжения содержит резкие сегментные разрывы, результирующий коэффициент устойчивости, как правило, выше по сравнению с реальностью. Рекомендуется, чтобы разница в наклоне между соседними сегментами поверхности скольжения была меньше  $10^\circ$ . Это проверяется программой автоматически и, если разница в наклоне оказывается больше, программы выдают предупреждение о том, что результаты могут быть завышены. Обычно это не проблема круглой поверхности скольжения, но ее следует иметь в виду в случае полигональных поверхностей скольжения.

Явное решение метода ITF предполагает другой способ введения коэффициента безопасности в анализ. В этом случае математическое решение не требует итераций, и результирующий коэффициент устойчивости вычисляется непосредственно за один шаг. При таком подходе результирующий коэффициент устойчивости обычно выше, что может привести к полной деградации решения, особенно в случаях, когда речь идет о полигональных поверхностях скольжения с большими перепадами наклона смежных сегментов.

Решение использует уравнение

$$F_i = (W_i + Fy_i) * \sin \alpha_i - Fx_i * \cos \alpha_i - \frac{[(W_i + Fy_i) * \cos \alpha_i + Fx_i * \sin \alpha_i - U_i] * \operatorname{tg} \varphi_i + c_i * l_i}{k} + \quad (17.12)$$

$$+ F_{i+1} * [\cos(\alpha_{(i+1)} - \alpha_i) - \sin(\alpha_{(i+1)} - \alpha_i) * \operatorname{tg} \varphi_i]$$



в которое введен коэффициент запаса  $k$  такой, что он увеличивает активные составляющие сил, т.е. составляющие, действующие в направлении скольжения. Условие равновесия тогда принимает вид:

$$F_i = [(W_i + Fy_i) * \sin \alpha_i - Fx_i * \cos \alpha_i] * k - \\ - [(W_i + Fy_i) * \cos \alpha_i + Fx_i * \sin \alpha_i - U_i] * \tan \varphi_i + c_i * l_i) + \\ + F_{i+1} * [\cos(\alpha_{(i+1)} - \alpha_i) - \sin(\alpha_{(i+1)} - \alpha_i) * \tan \varphi_i] \quad (17.13)$$

Уравнение (17.13) можно записать в более компактной форме:

$$F_i = A_i * k - P_i + F_{i+1} * \psi_{i+1}) \quad (17.14)$$

где

составляющая активных сил:

$$A_i = (W_i + Fy_i) * \sin \alpha_i - Fx_i * \cos \alpha_i \quad (17.15)$$

составляющая пассивных сил:

$$P_i = [(W_i + Fy_i) * \cos \alpha_i + Fx_i * \sin \alpha_i - U_i] * \operatorname{tg} \varphi_i + c_i * l_i \quad (17.16)$$

вспомогательная функция:

$$\psi_i = \cos(\alpha_{i+1} - \alpha_i) - \sin(\alpha_{i+1} - \alpha_i) * \operatorname{tg} \varphi_i \quad (17.17)$$

Коэффициент устойчивости находится по формуле:

$$k = \frac{P_0 + \sum_{i-l}^{n-l} (P_i * \prod_{j-l}^i \Psi_j)}{A_0 + \sum_{i-l}^{n-l} (A_i * \prod_{j-l}^i \Psi_j)} \quad (17.18)$$

где  $A_0$  – первый параметр последовательности составляющей активных сил;  $P_0$  – первый параметр последовательности составляющей пассивных сил;  $\Psi_j$  – вспомогательная функция.

#### 17.1.8. Алгоритм определения предельной поверхности скольжения

Для определения предельной поверхности скольжения был применен метод поиска на основе сетки. В этом методе определяется диапазон для

центра (координаты  $X$  и  $Y$ ) и радиуса  $R$  окружности скольжения. Сначала этот диапазон делится поровну на заранее определенное количество точек сетки. Для построения некоторых кругов скольжения используется комбинация различных значений радиуса ( $R$ ), соответствующих каждой точке сетки. Среди всех этих кругов скольжения несколько кругов скольжения, в том числе те, которые либо не входят в профиль склона, либо выходят за пределы основания склона, классифицируются как недопустимые круги скольжения. Коэффициент устойчивости  $k$  определяется для всех остальных допустимых кругов скольжения. В итоге, полученная окружность скольжения, соответствующая минимальному значению  $k$ , определена как критическая поверхность скольжения.

### 17.1.9. Сравнение методов расчета

Рассмотрим задачу расчета коэффициента устойчивости склона с геометрией, приведенной на рис. 17.8. Проект Demo\_slope.gfd.

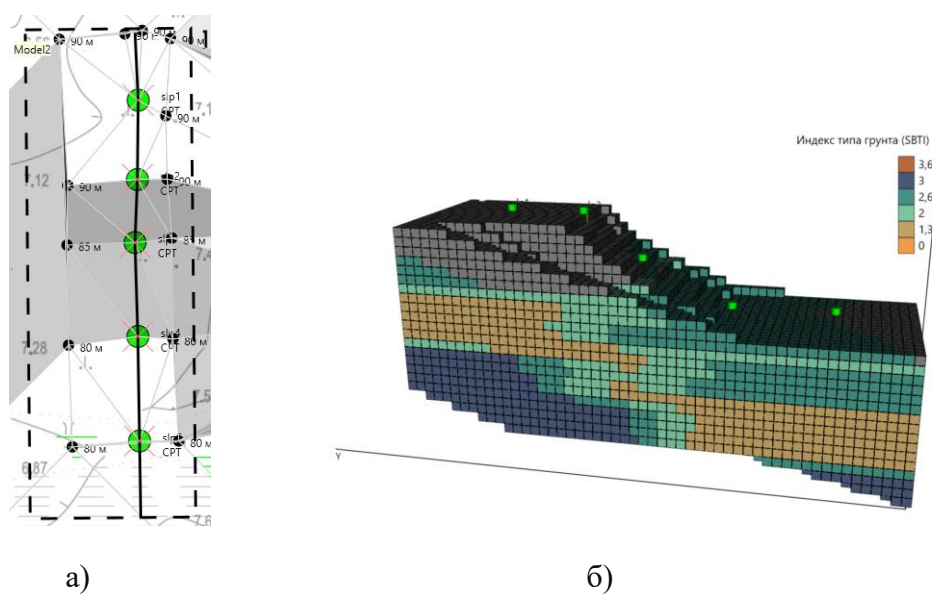


Рис. 17.8. Геометрия склона и места расположения выработок (а) и 3D ЦИГМ (б)

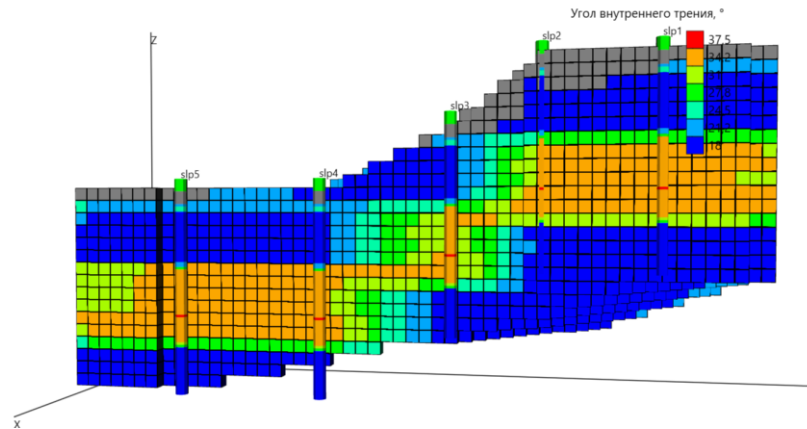


Рис. 17.9. Разрез модели по выработкам

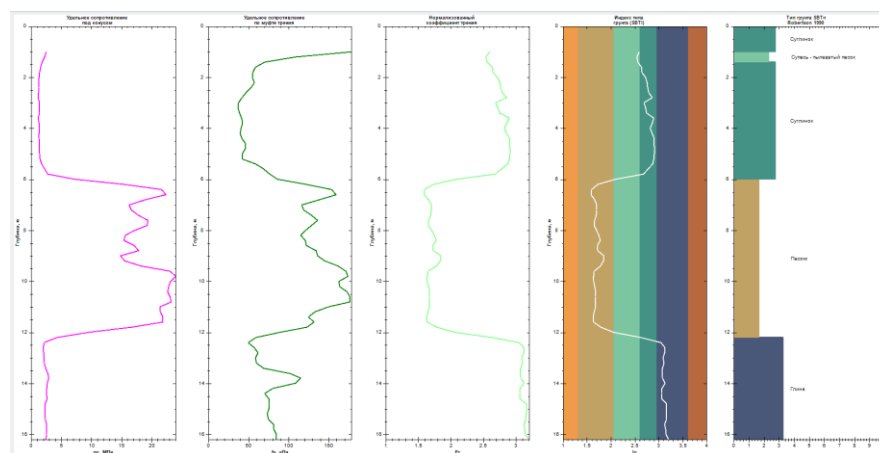


Рис. 17.10. Пример типового профиля зондирования

Перед расчетом устойчивости склона следует статистически оценить параметры зондирования  $q_c$ ,  $f_s$ , чтобы убедиться в том, что основные статистики находятся в требуемом диапазоне значений и имеют нормальный закон распределения. Используем для встроенный в программу модуль «**Статистика**».

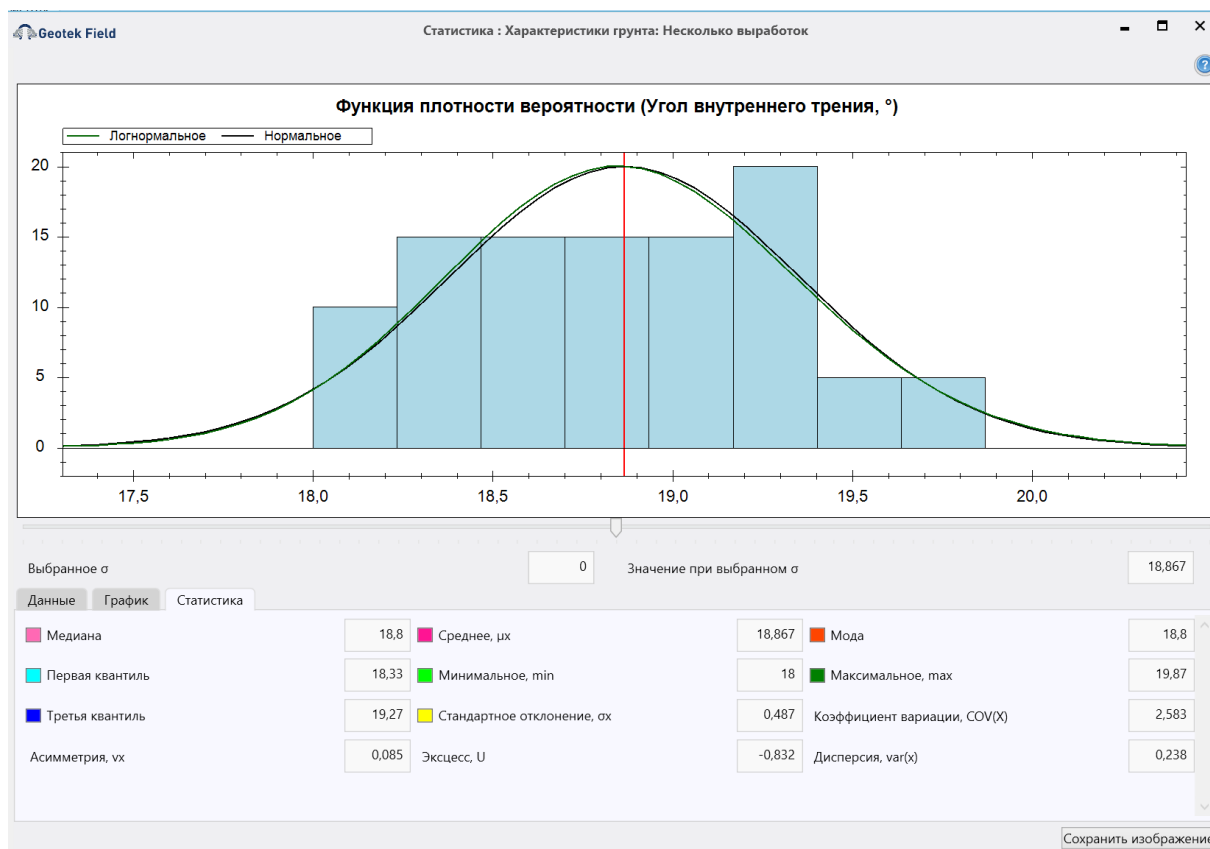


Рис. 17.11. Пример, определения основных статистик для глины

В табл. 17.1 приведены основные статистики параметров зондирования для каждого вида грунта. В табл. 17.2 приведены основные статистики для каждого вида и характеристик грунта. Из табл. 17.2 видно, что значения коэффициента вариации не превышают 0,3, а из рис. 17.1 явно

Таблица 17.1

Основные статистики параметров зондирования на пяти опорных выработках

Вид грунта	Параметр	$\mu$	$\sigma$	$Cov$	$n$
Супесь-пылеватый песок	$q_c$ , МПа	7.6	4.117	54.074	25
	$f_s$ , кПа	102	34.909	34.031	25
Суглинок	$q_c$ , МПа	2.4	2.034	81.467	115
	$f_s$ , кПа	64	33.118	51.955	115
Песок	$q_c$ , МПа	16.3	5.227	31.959	145
	$f_s$ , кПа	108	30.151	27.858	100
Глина	$q_c$ , МПа	3.4	0.772	22.695	100
	$f_s$ , кПа	125	68.122	54.172	100

видно, что функция плотности вероятности угла внутреннего трения имеет нормальный закон распределения, как впрочем и для других характеристик грунтов.

Таблица 17.2

## Основные статистики характеристик грунтов на пяти опорных выработках

Вид грунта	Характеристика	$\mu$	$\sigma$	$Cov$	$n$
Супесь-пылеватый песок	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	19,76	0,72	3,644	25
	$c$ , кПа	-	-	-	25
	$\varphi$ , град.	27	3,518	20,892	25
Суглинок	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	19,14	0,313	1,633	115
	$c$ , кПа	19	4,588	24,235	115
	$\varphi$ , град.	20	2,043	10,045	115
Песок	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	20,14	0,144	0,715	145
	$c$ , кПа	-	-	-	145
	$\varphi$ , град.	36	0,819	2,255	145
Глина	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	19,31	0,262	1,356	100
	$c$ , кПа	37	1,218	3,278	100
	$\varphi$ , град.	19	0,487	2,583	100

Примечание. 1. Здесь  $n$  – размер выборки в каждом слое грунта. 2. Силы удельного сцепления в песке и пылеватой супеси приняты равными нулю, в связи отсутствием корреляционных уравнений для данного вида грунтов

Используя параметры зондирования  $q_c$ ,  $f_s$  и корреляционные уравнения, приведенные ниже, определены вид грунтов и их свойства:

- индекс типа поведения грунта

$$I_c = ((3.47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1.22)^2)^{0.5} \quad (17.19)$$

где  $Q_t$  – нормализованное удельное сопротивление конуса =  $(q_c - \sigma_{v0}) / \sigma_{v0}'$ ;

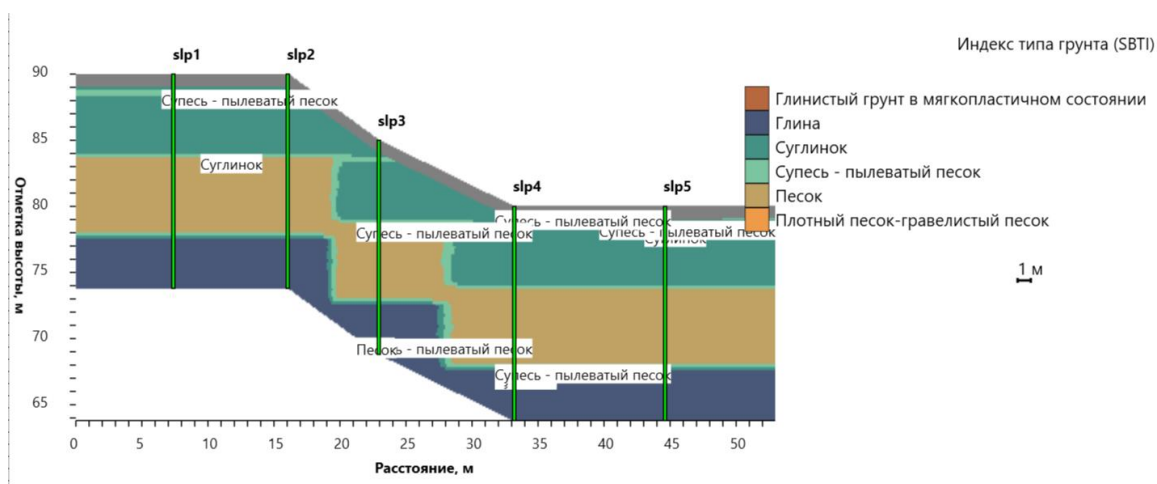
$\sigma_{v0}'$  – эффективные напряжения от собственного веса грунта;

- удельный вес грунта

$$\gamma / \gamma_w = 0.27 [\log R_f] + 0.36 [\log (q_t / p_a)] + 1.236 \quad (17.20)$$

где  $p_a$  – атмосферное давление;  $R_f$  – коэффициент трения =  $(f_s / q_c) 100\%$ ;  $\gamma_w$  – удельный вес воды;

- характеристики прочности (приложение Ж, СП 446.1325800.2019. Инженерно-геологические изыскания для строительства. Общие правила производства работ).



**Рис. 17.12. Вид грунтов в склоне**

Так как в данном случае используется детерминированный подход, то все характеристики грунтов в каждом слое грунта были приняты как средние значения в каждом слое грунта со своим стандартным отклонением и коэффициентом вариации.

Результаты расчетов приведены в табл. 17.3 и показывают на то, что минимальные значения коэффициента устойчивости отличаются несущественным образом.

**Таблица 17.3**

**Основные статистик свойств грунтов**

Метод расчета	Коэффициент устойчивости
Феллениус	1.47
Бишоп	1.59
Спенсер	1.64
Янбу	1.45
Моргенштерн-Прайс	1.62
Шахунянц	1.46
Несбалансированные силы	1.56

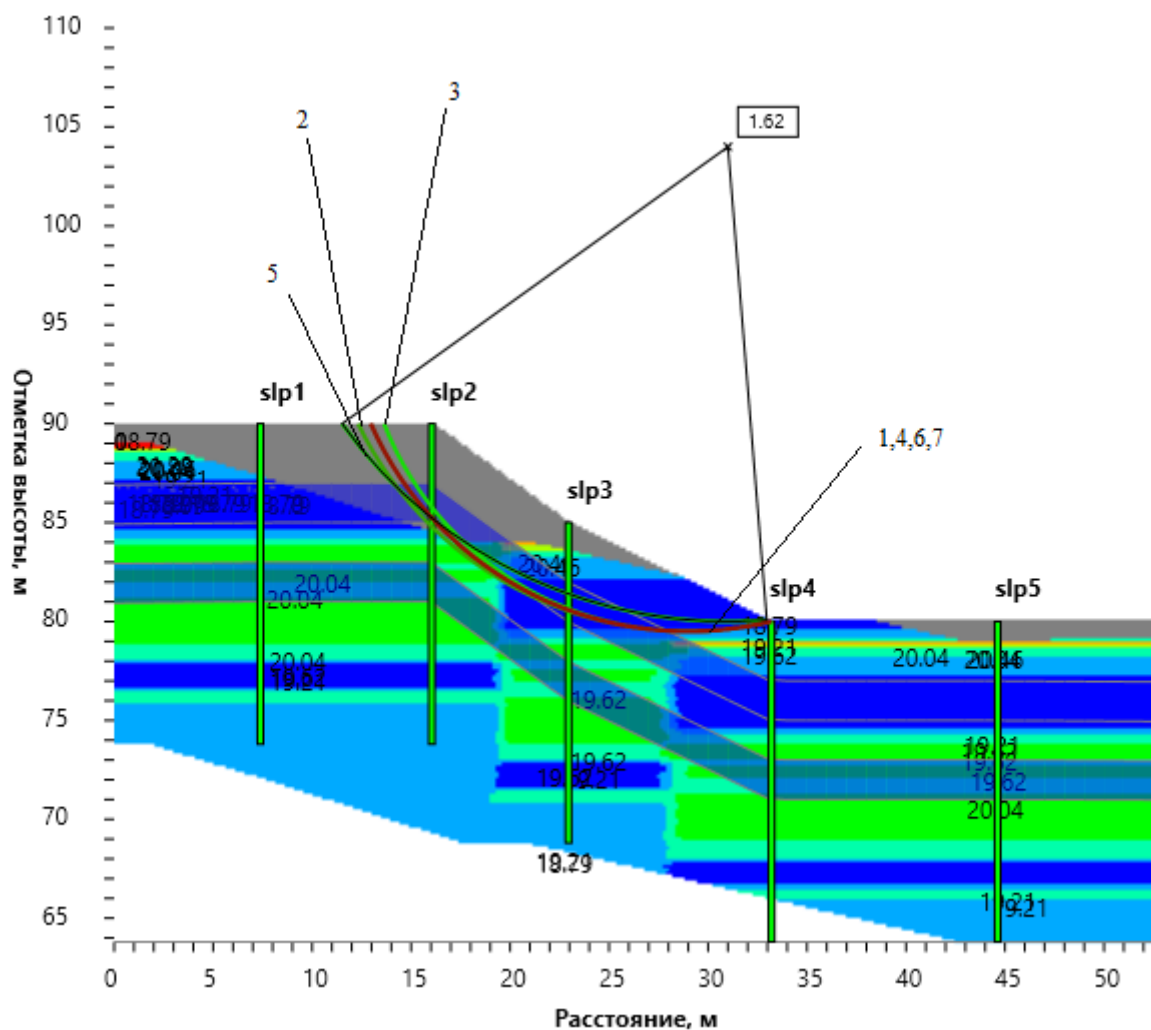


Рис. 17.13. Предельные поверхности скольжения, найденные различными методами: 1 – Феллениус; 2 – Бишоп; 3 – Спенсер; 4 – Ямбу; 5 – Моргенштерн-Прайс; 6 – Шахуняц; 7 – метод несбалансированных сил

### 17.3. Расчет устойчивости склонов методом снижения прочности

Коэффициент устойчивости ( $k$ ) при расчете склона методом снижения прочности (SSR - shear strength reduction) рассчитывается на основе равновесия напряжений в зависимости от прочностных свойств грунтов. Он также называется коэффициентом снижения прочности (SRF). Это связано с тем, что параметры прочности грунта на сдвиг уменьшаются до тех пор, пока в ходе итерационного процесса коэффициент устойчивости не станет менее единицы. Параметры прочности на сдвиг снижаются на каждом этапе путем изменения значений SRF до тех пор, пока не будет обеспечено условие для критического состояния, а значение SRF в точке

критического состояния равно критическому значению коэффициента устойчивости ( $k$ ).

Данный метод широко применяется из-за его простоты (Griffiths & Lane, 1999). Параметры начальной прочности на сдвиг Мора-Кулона (силы удельного сцепления ( $c$ ) и угол внутреннего трения ( $\varphi$ ) уменьшаются до тех пор, пока не произойдет разрушение склона.

Уменьшение прочности грунта, используя условие прочности Мора-Кулона, описывается уравнением

$$\frac{\tau}{k} = \frac{c'}{k} = \frac{\text{tg } \varphi'}{k}, \quad (17.21)$$

где  $\tau$  – касательное напряжение;  $c'$  – эффективные силы удельного сцепления;  $\varphi'$  – эффективный угол внутреннего трения;  $k$  – коэффициент устойчивости.

Изменение параметров прочности в уравнении (17.21) можно записать следующей зависимостью

$$c^* = \frac{c}{k}, \varphi^* = \frac{\varphi}{k}. \quad (17.22)$$

Чтобы получить точный коэффициент запаса прочности, важно постепенно отслеживать  $k$ , пока уменьшенные параметры прочности,  $c$  и  $\varphi$ , не приведут к предельному состоянию.

### 17.3.1. Пример расчета устойчивости склона методом снижения прочности

Рассмотрим задачу расчета коэффициента устойчивости склона из предыдущего примера. Детерминированный расчет выполнен методом Феллениуса.

Данный метод расчета возможен с использованием как детерминированного так и полувероятностного подхода. Так как в данном случае используется детерминированный подход, то все характеристики грунтов в каждом слое грунта были приняты как средние значения в каждом слое грунта со своим стандартным отклонением и коэффициентом вариации, приведенные в табл. 17.2.

На рис. 17.14 показаны четыре поверхности скольжения, полученные детерминированным методом Феллениуса и методом снижения прочности. В расчетах удельный вес грунта принят постоянным.



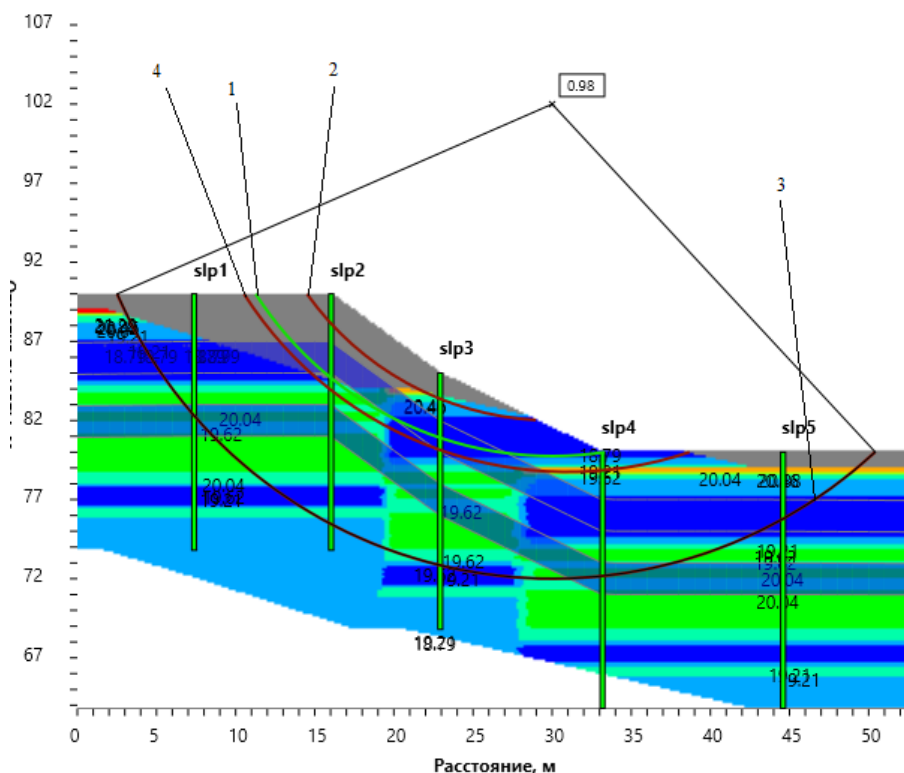


Рис. 17.14. Предельные поверхности скольжения: 1 – метод Феллениуса; 2 - снижение сил сцепления; 3 – снижение угла внутреннего трения; 4 – снижение сил сцепления и угла внутреннего трения

Таблица 17. 5

Значения коэффициентов устойчивости

Метод расчета	Коэффициент устойчивости
Феллениус	1,47
Снижение (ci)	0.99
Снижение (phi)	0.98
Снижение (ci, phi)	0.94

Как видно из табл. 17.5 уменьшение параметров прочности приводит к снижению коэффициента устойчивости до критического значения, близкое к единице.

#### 17.4. Вероятностный подход к расчету устойчивости склонов

Вероятностный анализ применяется для оценки устойчивости склонов чаще, чем для решения любых других геотехнических задач. Эмпирическое правило заключается в том, что параметры прочности на сдвиг, в основном силы сцепления и угол внутреннего трения, следует рассматривать как случайные величины. Вероятность разрушения (отказа)

( $P_f$ ) и показатель надежности ( $\beta$ ), которые являются результатами вероятностного анализа, рассчитываются с помощью одной из двух процедур: подхода, основанного на имитационном моделировании (например, моделирование методом Монте-Карло) или аналитического подхода (например, FORM, FOSM). Как аналитический, так и основанный на численном моделировании подходы требуют детерминированного анализа, который оценивает коэффициент безопасности. Поэтому альтернативная группировка для вероятностных анализов основана на их детерминированной части, которая может быть основана на LEM-вероятностном анализе или FE-SRM-вероятностном анализе.

Когда при проектировании склона мы используем только методы предельного равновесия, результаты могут быть неточными, если склон имеет сложный механизм деформирования. Предельное состояние наступает в различных точках склона и не обязательно на круглоцилиндрической поверхности скольжения. Разрушение происходит прогрессивно от точки к точке в массиве грунта. Метод численного моделирования позволяет оценить такие прогрессирующие разрушения.

Существует два типа методов численного моделирования. Первый - это анализ поверхностных напряжений при скольжении (SSA - Surface Stress Analysis) (Цветков, 1979; Богомолов, 1996), а второй - метод снижения прочности (SRM - Strength Reduction Method) (Чугаев, 1963; Griffiths & Lane, 1999; Федоренко, 2016; Li et al., 2019).

Второй метод численного моделирования устойчивости склона основан на уменьшении прочности и является более широко изучаемым методом по сравнению с SSA из-за его простоты (Griffiths & Lane, 1999). Параметры первоначальной прочности на сдвиг уменьшаются до тех пор, пока не произойдет разрушение склона. Используется в основном критерий прочности Мора-Кулона, но могут быть использованы и другие критерии прочности, например, критерий Друкера-Прагера. Методы численного моделирования позволяют анализировать устойчивость склона при различных внешних воздействиях.

Еврокод (EN, 1990) как и ГОСТ 2394 позволяют анализировать коэффициент устойчивости с использованием вероятностного метода. Вероятность отказа ( $P_f$ ) определяется как вероятность того, что коэффициент устойчивости будет меньше 1,0 и выражается следующей формулой

$$P_f = P(k(x_1, x_2, \dots, x_n) < 1.0) \quad (17.23)$$

где  $x_1, x_2, \dots, x_n$  - случайные величины, определяющие функцию, оценивающая устойчивость склона.

Для конструкции класса надежности RC2 (EN, 1990) (средняя угроза жизни человека или серьезные экономические, социальные и экологические последствия) и предполагаемого срока службы в 50 лет предел вероятности отказа  $P_f = 7 * 10^{-5}$ . Для случая разрушения сооружения со смертельным исходом вероятность отказа будет меньше и равна  $P_f = 7 * 10^{-6}$  (ГОСТ 2394).

Вероятность отказа определяется по формуле (17.22), чтобы проверить, соответствует ли она требованиям нормативных документов для конструкций. Например, для предполагаемого срока службы в 50 лет допустимая вероятность отказа  $P_{f,lim} = 7 * 10^{-6}$ .

#### 17.4.1. Вероятностный расчет склонов методом Монте Карло

Метод Монте-Карло (МК) основан на моделировании вероятности отказа и показателя надежности. Независимо от задачи, для решения которой используется МК, первым шагом является генерация случайных чисел из функций плотности вероятности ( $P_f$ ), таких как нормальная или логнормальная. Каждое из этих случайных чисел называется реализацией или начальным значением по методу Монте-Карло.

Для расчета  $P_f$  склонов с помощью вероятностного анализа, основанного на предельном равновесии (см., раздел 17.1), выполняется поиск критической поверхности скольжения и определяется минимальный коэффициент устойчивости, используя каждую реализацию параметров прочности грунта (силы удельного сцепления и/или угол внутреннего трения) в качестве их среднего значения. Вероятность отказа определяется как отношение числа реализаций, у которых коэффициент устойчивости меньше единицы ( $k < 1$ ), к общему числу реализаций ( $N$ ).

$$P_{f,s} = \frac{1}{N} * \sum_{k=1}^{N_t} I(k_{min} < 1) = \frac{N_{k_{min}}}{N} \quad (17.24)$$

где  $N$  – общее количество МК реализаций случайного поля;  $k_{min}$  – значение коэффициента устойчивости менее единицы;  $I[.]$ - функция индикатор, которая равна 1 или 0, когда  $k < 1$  или  $k \geq 1$ , соответственно.

Для повышения точности вычислений при оценке  $P_f$  обычно требуется большее количество МК реализаций. Однако большое количество реализаций приводит к чрезмерной вычислительной нагрузке. Для достижения баланса между вычислительными затратами и точностью определяется коэффициент вариации  $P_f$  в виде

$$COV_{P_f} = \sqrt{\frac{1-P_f}{N*P_f}}. \quad (17.25)$$

Требуемое минимальное количество МК определяется зависимостью  $N > 100/P_f$  для оценки вероятности отказа при достижении  $COV_{P_f}$  менее 0,1.

На точность МК влияет тип используемой функции плотности вероятности. Кроме того, решающим фактором является количество реализаций. Чтобы получить оптимальное количество реализаций ( $N$ ), оцениваются вероятности отказа для нескольких реализаций. На графике зависимости  $P_f$  от числа реализаций точка, в которой  $P_f$  больше не изменяется с увеличением числа реализаций, указывает на оптимальное количество реализаций. Это означает, что больше нет необходимости увеличивать количество реализаций для объективной оценки вероятности отказа. Соотношение между числом реализаций и показателем надежности при использовании различных методов предельного равновесия (Бишопа, Ямбу и Спенсера) в качестве детерминированной части не показывает существенной разницы в показателе надежности, при значительном числе реализаций (Malkawi, 2000). В некоторых случаях для моделирования методом Монте-Карло требуются тысячи реализаций. полагают, что для того, чтобы коэффициент вариации коэффициента запаса прочности был меньше 30%, необходимо выполнить  $10/P_f$  детерминированных расчетов (Ching et al., 2008).

Моделирование методом Монте-Карло используется для получения распределения вероятностей зависимых случайных величин с учетом распределения вероятностей набора независимых случайных величин. Таким образом, в исследованиях с использованием метода Монте-Карло обычно требуется выполнить три этапа:

- (а) определение независимой переменной (входных данных),
- (б) преобразование входных данных в независимую переменную (выходные данные)
- (в) анализ выходных данных.

Блок-схема вычислений показана на рис. 17.15.

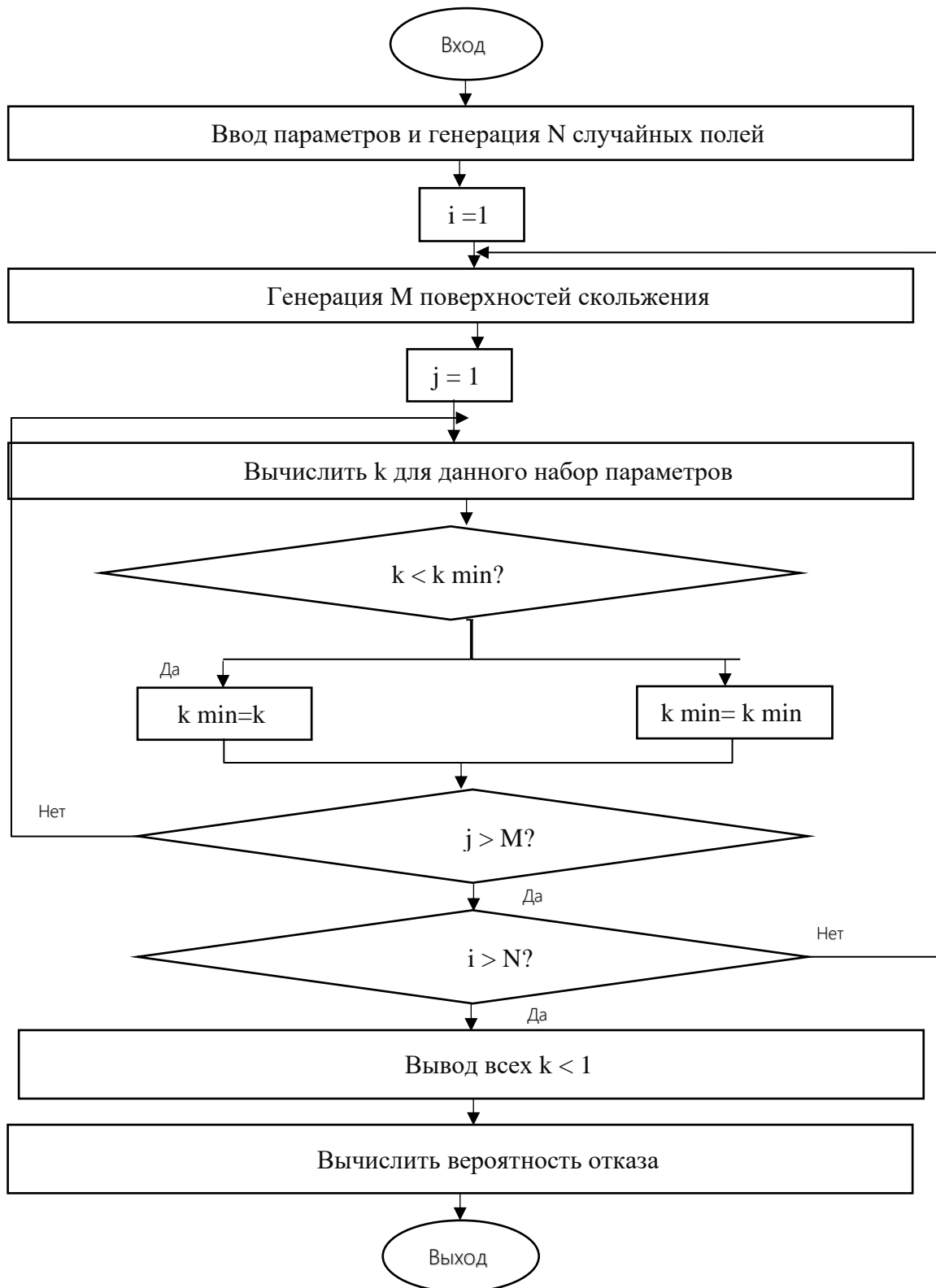


Рис. 17.15. Процедура вычисления вероятности отказа методом Монте Карло

Моделирование методом Монте-Карло предлагает практический подход к анализу надежности, поскольку стохастический характер реакции

системы (выходных данных) может быть вероятностно воспроизведен. С помощью этого метода можно определить свойства грунтов, таких как прочность грунта на сдвиг, исходя из их известного (или предполагаемого) распределения вероятностей. Для этой цели необходимо задать функцию плотности вероятности для каждого параметра прочности ( $c$  и  $\phi$ ). Обычно для этих параметров предполагается нормальное распределение (Park & West, 2001). Затем рассчитывается соответствующий коэффициент устойчивости для каждого параметра прочности. Эти значения коэффициентов устойчивости отображаются на графике плотности вероятности (см., рис. 17.22б), чтобы определить его вид распределения (нормальный или логнормальный). Индекс надежности ( $\beta$ ) и вероятность отказа ( $P_f$ ) затем рассчитываются с использованием распределения вероятности коэффициента устойчивости.

Этот подход может быть применен к любому методу, который использует предельное равновесие, в том числе и при расчете устойчивости склонов. В программе неопределенность в устойчивости склона определяется количественно путем оценки индекса надежности:

$$\beta = \frac{E(k) - 1.0}{\sigma(k)}, \quad (17.26)$$

где  $\beta$  - индекс надежности,  $E(k)$  – ожидаемое значение коэффициента устойчивости, а  $\sigma(k)$  – стандартное отклонение.

В качестве примера, зависимость между  $\beta$  и  $P_f$  представлена в табл. 17.3 (US Army, 1997). В геотехнических проектах обычно принимается значение  $\beta > 3,0$  (т. е.  $P_f = 0,001$ ) для ожидаемой надежности лучше, чем «выше среднего».

**Таблица 17.3**  
Зависимость между индексом надежности ( $\beta$ ) и вероятностью отказа ( $P_f$ ) (US Army, 1997)

Индекс надежности $\beta$	Вероятность отказа $P_f = \Phi(-\beta)$	Ожидаемый уровень безопасности
1,0	0,16	Опасный
1,5	0,07	Неудовлетворительный
2,0	0,023	Низкий
2,5	0,006	Ниже среднего
3,0	0,001	Выше среднего
4,0	0,00003	Хороший
5,0	0,0000003	Высокий

где  $\Phi(-\beta)$  – стандартная нормальная кумулятивная функция распределения

Индекс надежности для большинства геотехнических конструкций и систем находится в диапазоне от 1 до 5, что соответствует вероятности отказа в диапазоне от примерно  $0,16$  до  $3 \times 10^{-7}$ , как показано на рис. 17.26. Можно сравнить  $\beta$  с традиционным коэффициентом безопасности, поскольку оба параметра лежат в одном диапазоне.

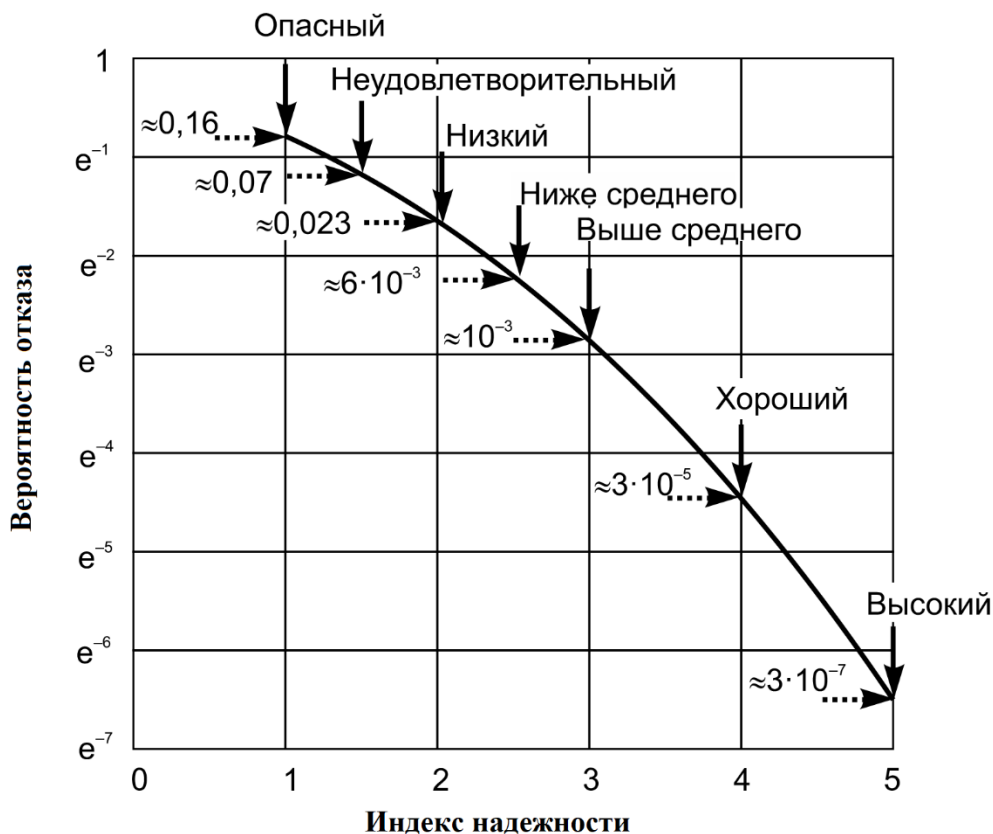


Рис. 17.16. Зависимость показателя надежности от вероятности отказа (Phoop, 2008)

### 17.5. Полувероятностный подход

В данном подходе анализ надежности склона выполняется с использованием методов расчета, которые рассмотрены в подразделе 17.1, но параметры прочности на отрезках поверхности скольжения в отсеках принимаются в качестве случайной величины. Генерирование случайных полей параметров прочности выполняется методом Кригинга, методом взвешивания по обратному расстоянию (см., раздел 7) или на основе теории случайных полей (см., раздел 16). Данный подход назван полувероятностным так как генерация случайного поля параметров прочности выполняется один раз при построении ЦИГМ или ЦГМ. Предполагается, что параметры прочности статистически характеризуются

нормальным распределением, средним значением  $\mu_x$  и стандартным отклонением  $\sigma_x$ .

### 17.5.1. Пример расчета полувероятностным подходом

В рассмотренном ниже примере генерация случайного поля выполняется методом обратного взвешивания по расстоянию (Шепард 2D), используя значения характеристик грунтов на опорных выработках. Таким образом учитывается пространственная изменчивость свойств грунтов в рассматриваемом склоне. Далее выбирается один из методов расчета (см., раздел 17.1) и выполняется анализ устойчивости склона при возможных поверхностях скольжения. Вероятность отказа (см. уравнение 17.24) определяется непосредственно путем деления количества отказов (коэффициент устойчивости менее единицы) на общее количество реализаций.

Рассмотрим результаты решения задачи в подобной постановке на примере склона, представленного на рис. 17.8. Расчет выполнен методом Бишопа.

Первоначально выполним расчеты по сетке размером 2x2 м с шагом изменения радиуса поверхности скольжения в 2 м. Геометрия склона и сетка показаны на рис. 17.17. Как видно из табл. 17.2 и 17.4 размер выборки  $n$  для каждого вида грунта увеличился из-за включения в расчет характеристик грунтов в пространстве между опорными выработками.

Таблица 17.4

Основные статистики характеристик грунтов при пространственной неоднородности

Вид грунта	Характеристика	$\mu$	$\sigma$	$Cov$	$n$
Супесь-пылеватый песок	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	19,94	0,416	2,087	99
	$c$ , кПа	-	-	-	99
	$\varphi$ , град.	27	1,535	5,719	99
Суглинок	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	19,28	0,584	3,031	277
	$c$ , кПа	20	2,585	12,987	277
	$\varphi$ , град.	20	1,1	5,392	277
Песок	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	20,14	0,166	0,825	305
	$c$ , кПа	-	-	-	305
	$\varphi$ , град.	36	0,883	2,439	305
Глина	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	19,13	0,203	1,059	187
	$c$ , кПа	37	0,907	2,407	187
	$\varphi$ , град.	19	0,428	2,275	187

На рис. 17.18 – 17.20 показаны поля распределения сил удельного сцепления, угла внутреннего трения и удельного веса грунта соответственно.



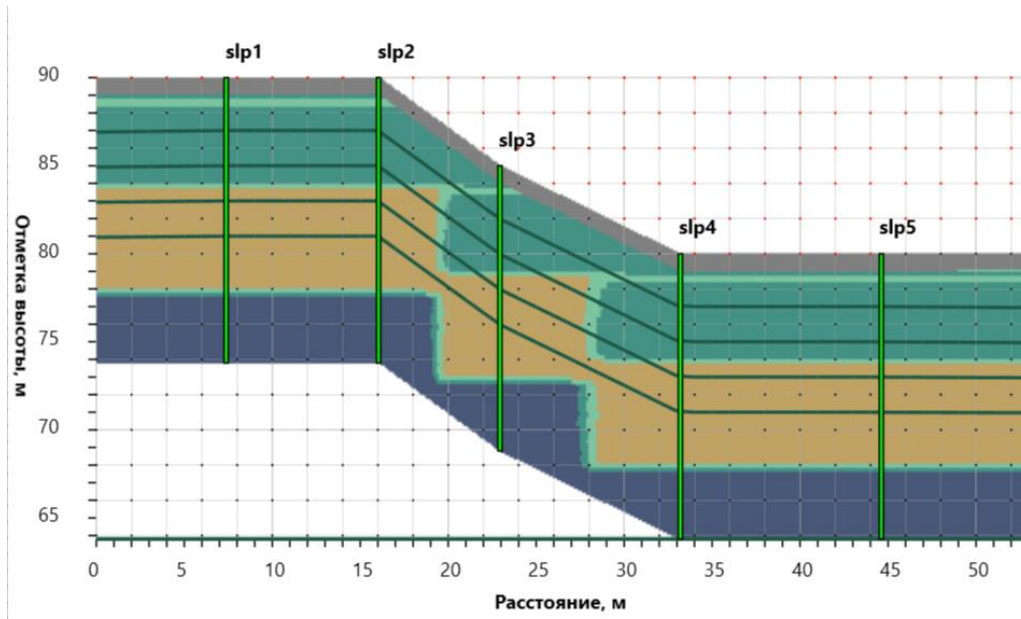


Рис. 17.17. Вид грунта и сетка размером 2x2 м

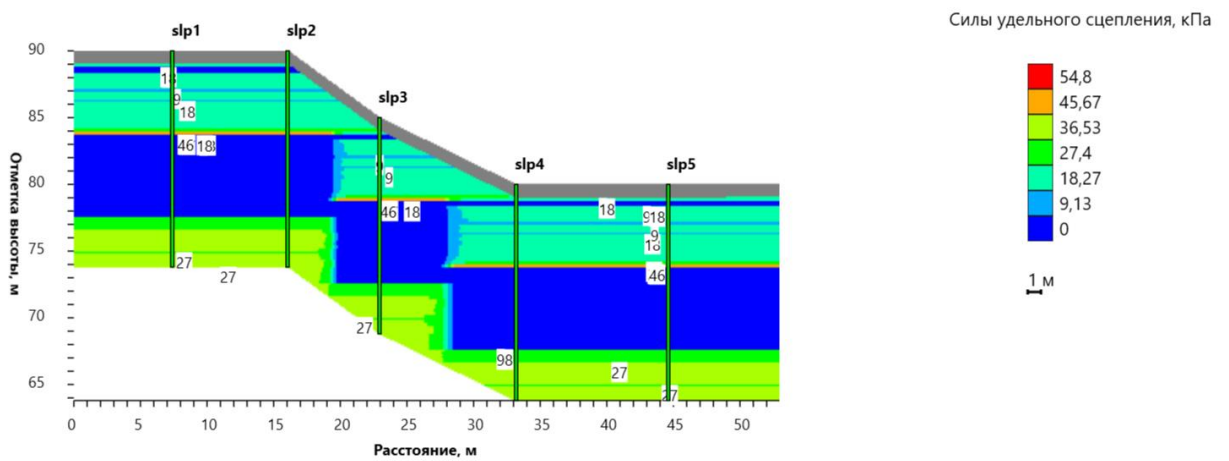


Рис. 17.18. Начальное поле распределения сил удельного сцепления

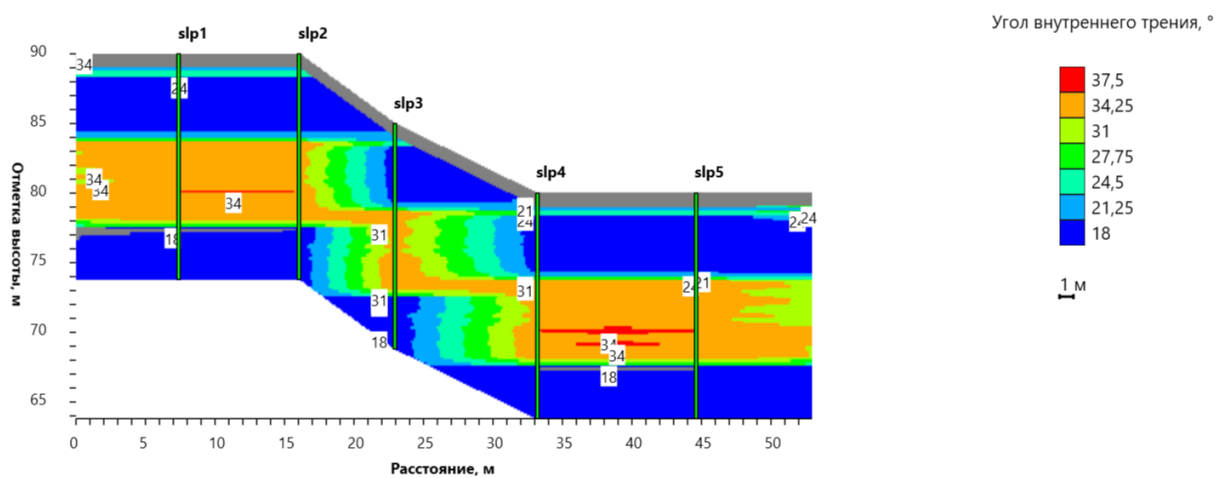


Рис. 17.19. Начальное поле распределения угла внутреннего трения

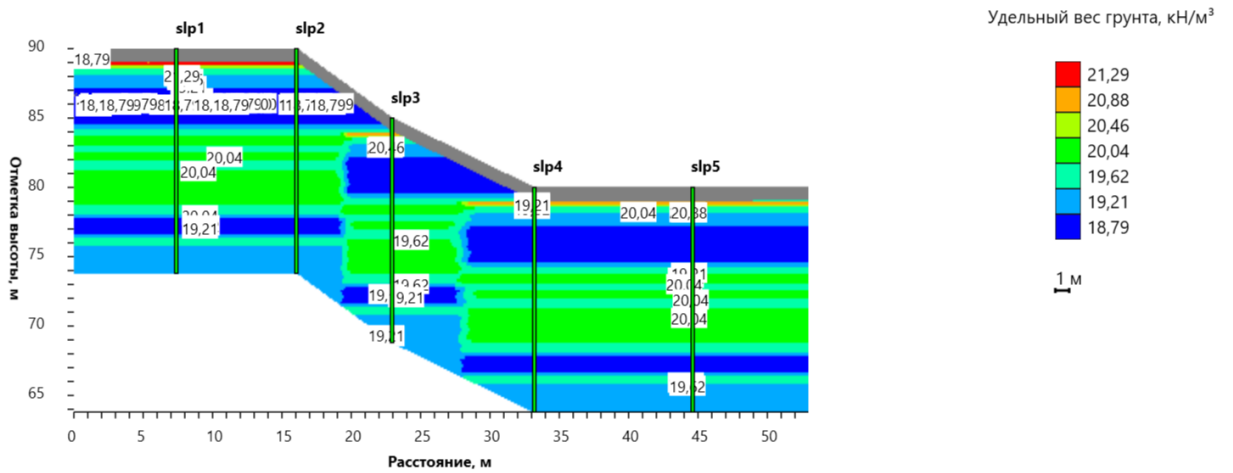


Рис. 17.20. Начальное поле распределения удельного веса грунта

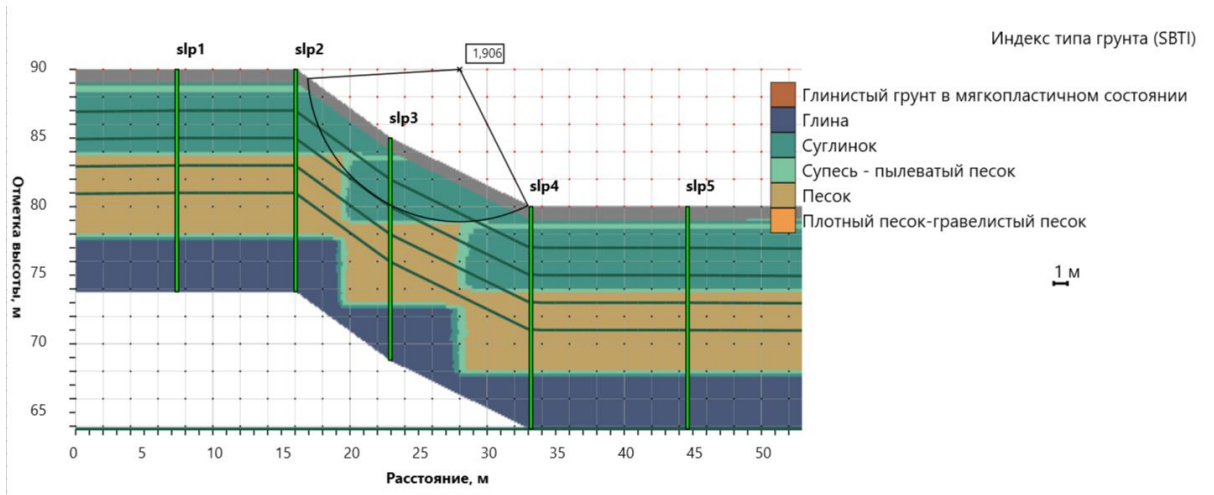
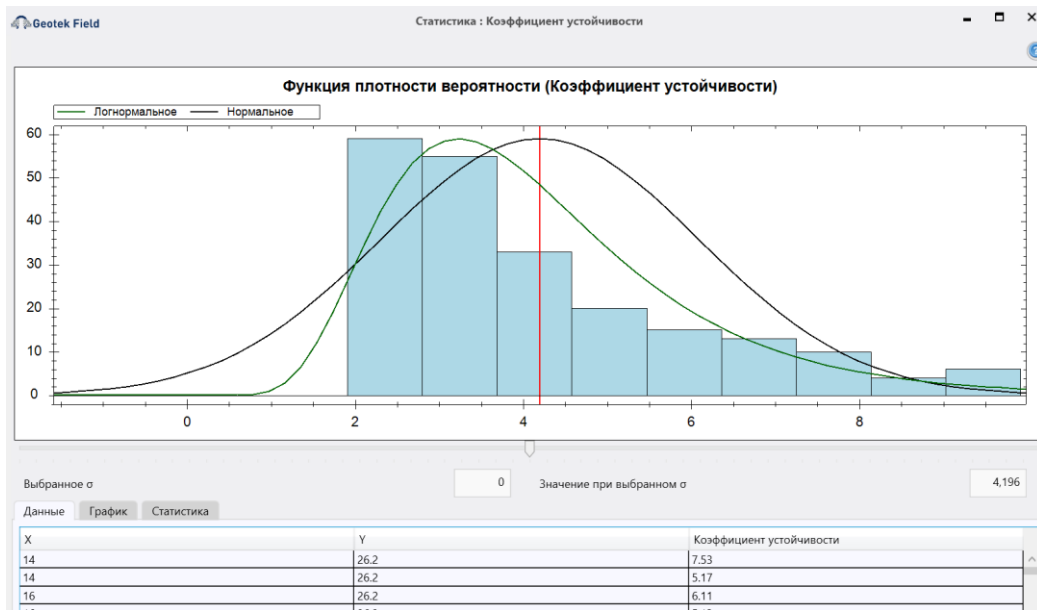
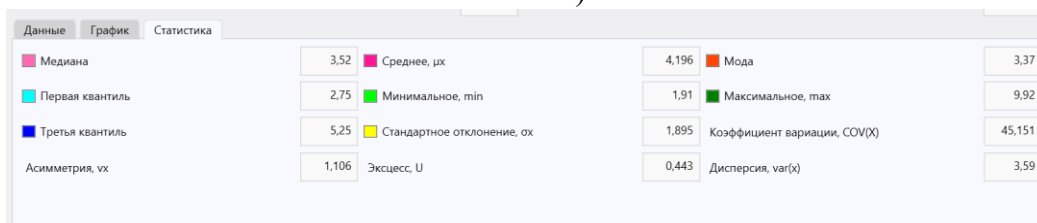


Рис. 17.21. Критическая поверхность скольжения и минимальный коэффициент устойчивости



а)



б)

Рис. 17.22. Функция плотности вероятности коэффициента устойчивости (а) и основные статистики (б)

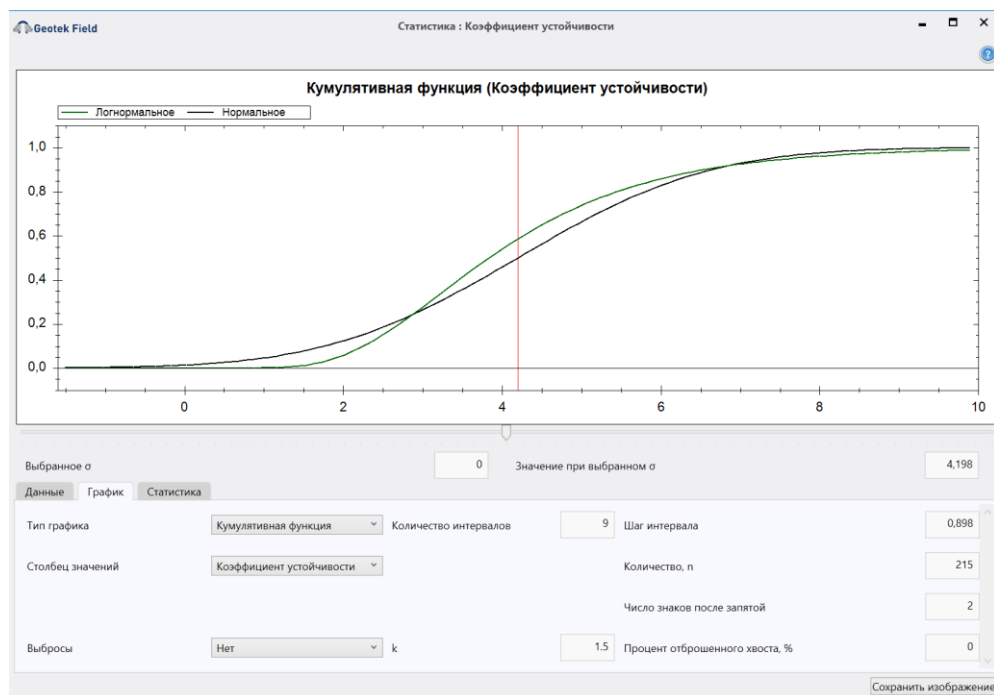


Рис. 17. 23. Кумулятивная функция плотности вероятности коэффициента устойчивости

Гистограмма результатов показана на рис. 17.22а. Основываясь на ее форме, можно сделать заключение, что распределение коэффициента устойчивости подчиняется логарифмическому закону распределения.

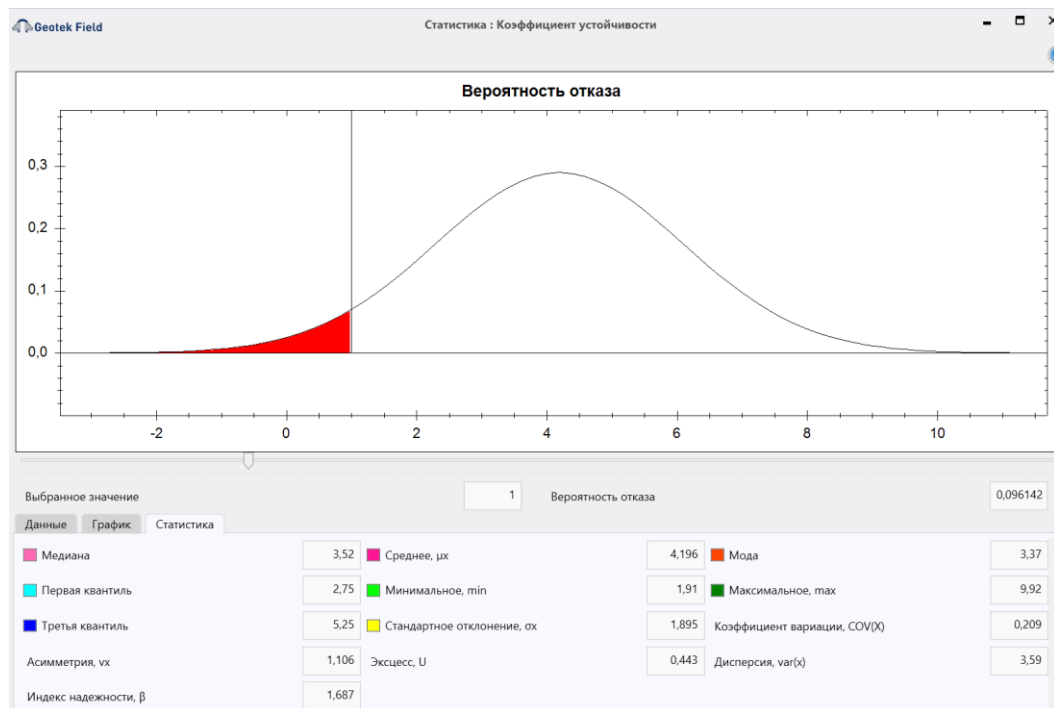


Рис. 17.23. Вероятность отказа, индекс надежности и основные статистики

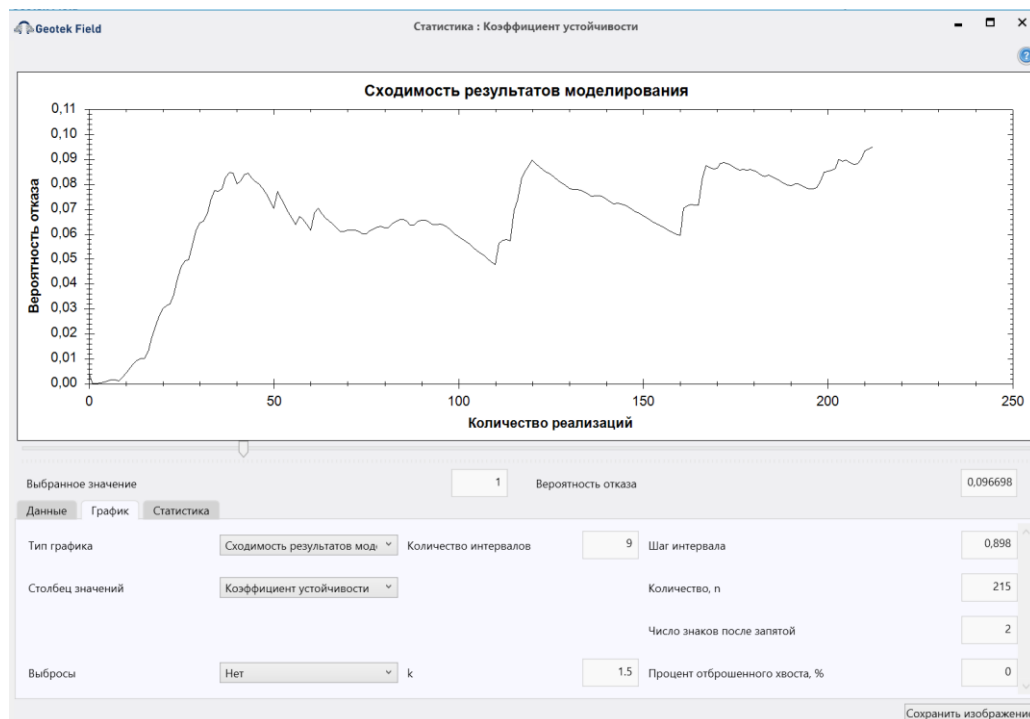


Рис. 17. 24. Процесс сходимости решения в зависимости от количества реализаций

На рис. 17.24 показана сходимость результатов моделирования. В результате моделирования было получено 215 коэффициентов устойчивости. Видно, что для сходимости требуется значительно больше реализаций в случае небольшой вероятности отказа.

Вероятность отказа, равна 0,0961, а индекс надежности, равен 1,687. Ожидаемый уровень безопасности низкий (см., табл 17.3).

Оценим, как влияют на результаты расчета изменение размера сетки, принимая ее равной 1x1 м. Увеличение радиуса оставим прежним. Количество реализаций, равно 791.

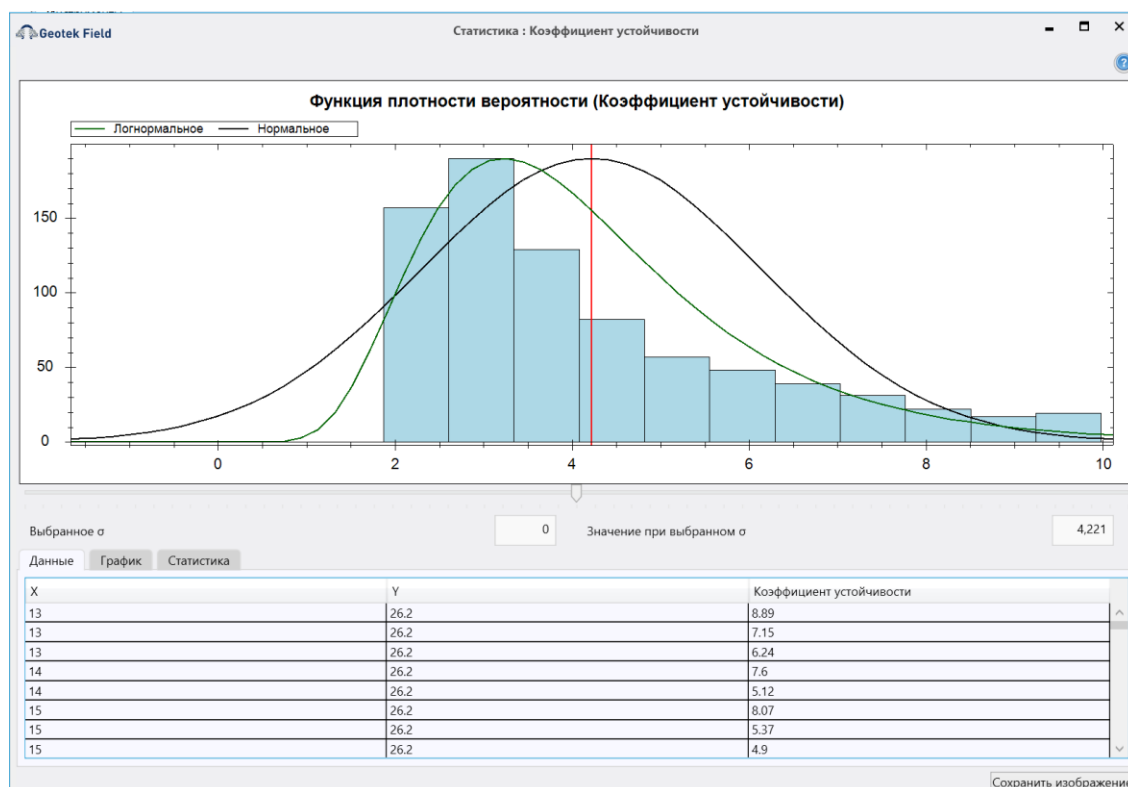


Рис. 17. 25. Функция плотности вероятности коэффициента устойчивости

Гистограмма результатов показана на рис. 17.25. Основываясь на ее форме, можно сделать заключение, что распределение коэффициента устойчивости подчиняется логарифмическому закону распределения.

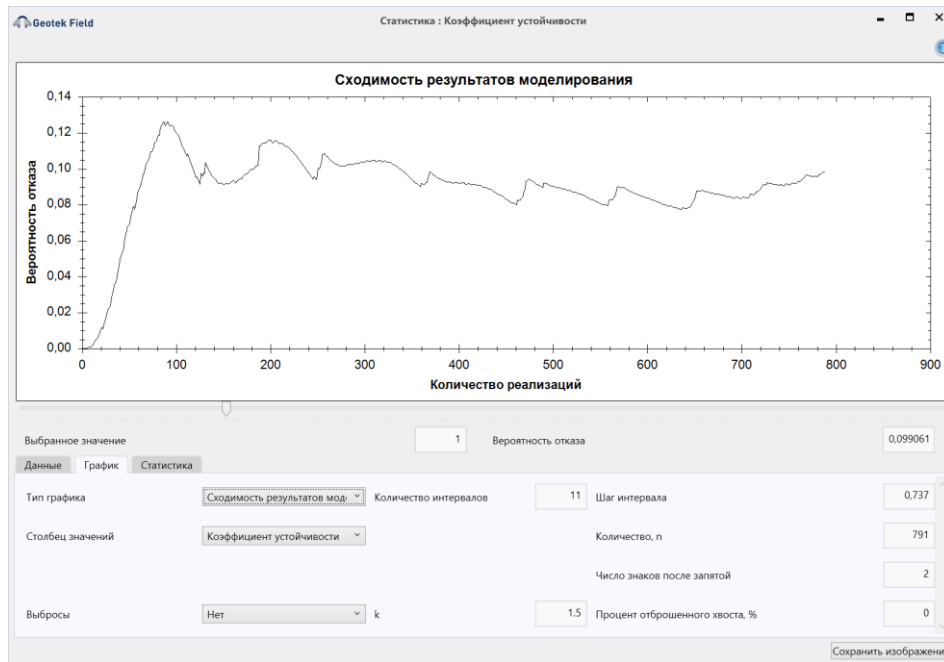
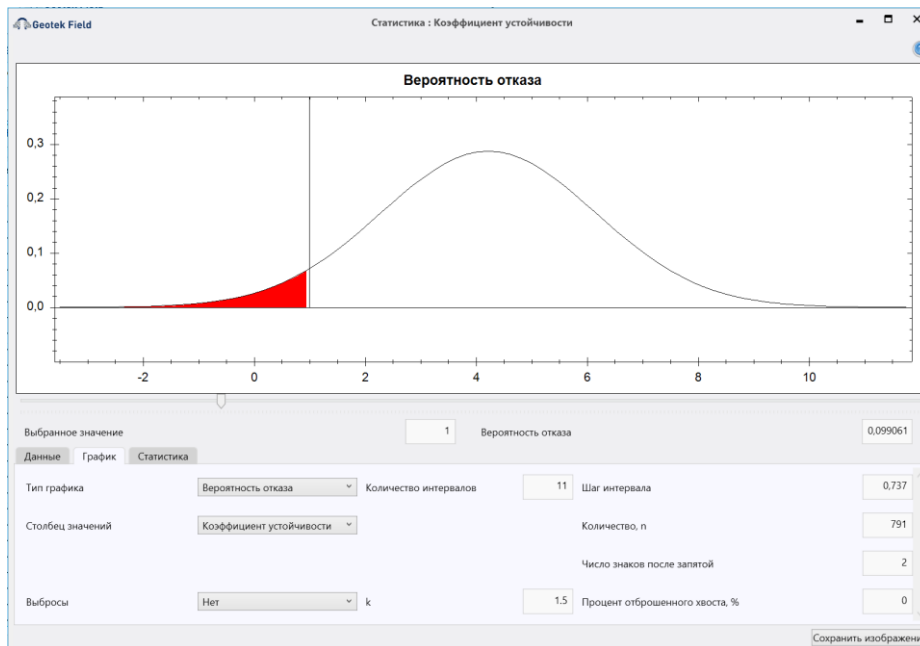


Рис. 17. 26. Процесс сходимости решения в зависимости от количества реализаций



Выбранное значение		1	Вероятность отказа		0,099061
Медиана	3,56	Среднее, $\mu$	4,221	Мода	2,73
Первая квантиль	2,73	Минимальное, min	1,87	Максимальное, max	9,98
Третья квантиль	5,21	Стандартное отклонение, $\sigma$	1,93	Коэффициент вариации, COV(x)	0,107
Асимметрия, $v_x$	1,118	Экссесс, U	0,436	Дисперсия, var(x)	3,725
Индекс надежности, $\beta$	1,669				

Рис. 17. 27. Функция плотности вероятности отказа и основные статистики

Вероятность отказа, равна 0,0991, ранее была получено значение, равное 0,0961. Фактически уменьшение размера сетки не привело к изменению вероятности отказа или коэффициента надежности 1,669 и 1,687 соответственно, но процесс вычислений был дольше. На основании результатов вероятностного метода можно утверждать, что склон находится в опасном состоянии (см., табл. 17.3) и требуется разработка мероприятий по повышению его устойчивости.

## Литература

Абдулоев, А.Б., Бестужева А.С. (2020). Результаты экспериментальных исследований деформационной анизотропии галечникового грунта. Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. Т. 298. С. 49-58.

Айвазян С.А. Прикладная статистика. (1985). Исследование зависимостей: справочное издание / С.А. Айвазян, И.С. Енюков, Л.Д. Мешалкин; под ред. С.А. Айвазяна. – М.: Финансы и статистика, 1985. – 487 с.

Барвашов В.А. (2006а). Метод определения глубины зон разрушения грунта под краями фундамента с учетом природного напряженного состояния. 75 лет НИИОСП им. Н.М. Герсевича: Сборник научных трудов. М., ЭСТ.

Барвашов В.А. (2006б). О геометризации слоистых грунтовых массивов. Основания, фундаменты и механика грунтов, № 5, с. 8 –12.

Барвашов В.А. (2007). Чувствительность системы «основание – сооружение». Основания, фундаменты и механика грунтов, № 3, с. 2 –4.

Барвашов В.А., Болдырев Г.Г. (2016). Расчет осадки и кренов сооружений с учетом неопределенности свойств грунтовых оснований. Геотехника, N1, с.4-21.

Барвашов В.А. (2018). Решение смешанной задачи и учет влияния грунта под краями фундамента на поведение сооружения. Основания, фундаменты и механика грунтов, №2.

Богомолов А.Н. (1996). Расчет несущей способности оснований сооружений и устойчивости грунтовых массивов в упругопластической постановке. Пермь: ПГТУ, 1996, 150 с.

Болдырев Г.Г., Барвашов В.А., Шейнин В.И., Каширский В.И., Идрисов И.Х., Дивеев А.А. (2019). Информационные системы в геотехнике – 3D геотехника. Геотехника, Том XI, № 2, с. 6-27.

Гинзбург, Л.К. (1986). Рекомендации по выбору методов расчета коэффициента устойчивости склона и оползневого давления, 122 с.

ГОСТ 20522-2012. Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний.

ГОСТ Р ИСО 2394-2016. Конструкции строительные. Основные принципы надежности.

Зиангиров Р.С., Каширский В.И. (2005). Оценка деформационных свойств дисперсных грунтов по данным статического зондирования. Основания, фундаменты и механика грунтов. № 1. – С. 12–16.

Иванов Н.С. (1972). Моделирование тепловых процессов в горных породах. М.: Наука, 1972, 128 с.

Исаев О.Н., Шварев В.В., Тихомиров С.М., Садовский А.В., Константинов А.В. (1991). Использование метода статического зондирования для исследования свойств мерзлых грунтов. ОФМГ, 1991. № 3. С.13-16.

Исаев О.Н. К выходу СП 25.13330.2012 - новое в использовании статического зондирования на вечномерзлых грунтах. ОФМГ, 2013. № 6. С. 29–32.



Карп Д.Б. (2004). Эконометрика: основные формулы с комментариями: учебно-методическое пособие. Владивосток: Изд-во ДВГАЭУ, 50 с.

Колеников С.О. (2000). Прикладной эконометрический анализ в статистическом пакете Stata. Российская экономическая школа, Москва, 112 с.

Кошель С.М., Мусин О.Р. Методы цифрового моделирования Кригинги радиальная интерполяция. – <https://docplayer.ru/35396636-S-m-koshel-o-r-musin-mgu-osnovnye-terminy-i-uravneniya-kriginga.html>.

Львовский, Е.Н. (1988). Статистические методы построения эмпирических формул: учебное пособ. для вузов. – 2-е изд. М.: Высш. школа, 239 с.

Лыков А.В. (1967). Теория теплопроводности. М.: Высшая школа, 1967, 599 с.

Мариупольский, Л.Г. (1989). Исследования грунтов для проектирования и строительства свайных фундаментов. Стройиздат, 195 с.

Мельников, А.В. (2015). Экспериментально-теоретические исследования метода статического зондирования грунтов. Диссертация ... кандидата технических наук. Московский государственный строительный университет, 288 с.

Пермяков П.П. (1989). Идентификация параметров математической модели тепло-влажнопереноса в мерзлых грунтах. Нов-ск.: Наука, 1989, 86 с.

Польшин, Д. Е. Определение напряжений в грунте при загрузке части его поверхности (Плоская задача теории упругости), 39 с.

Протодяконова Н.А. (2008). Математическое моделирование деформаций грунта при оттаивании с учетом фильтрационной консолидации. Дисс. Соиск. ученой степени к.ф.м. наук, РАН Сибирское отделение, 2008, 98 с.

Рекомендации по определению несущей способности свай по данным статического зондирования в условиях пойменно-намывных и заболоченных территорий БССР. Госстрой БССР, 1980, 45 с.

Рекомендации по выбору методов расчета коэффициента устойчивости склона и оползневого давления., Москва, 1986, 122 с.

Рекомендации по определению несущей способности свай-оболочек и буровых свай по результатам статического зондирования грунтов. ВНИИТС, М., 1990, 12 с.

Руководство по составлению региональных таблиц нормативных и расчетных показателей свойств грунтов. ПНИИИС Госстроя СССР. М: Стройиздат, 1981, 55 с.

Рыжков И.Б., Исаев О.Н. (2020). Статическое зондирование грунтов. М.: АСВ, 2010, 496 с.

Самарский А.А., Вабищевич П.Н. (2003). Вычислительная теплопередача, 2003, 784 с.

Скворцов А.В. (2002). Триангуляция Делоне и ее применение. Изд-во Томского университета.

СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений.

СП 24.13330.2021. Свайные фундаменты.

СП 25.13330.2020. Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах.

СП 47.13330.2012. Инженерные изыскания для строительства.

СП 446.1325800.2019. Инженерно-геологические изыскания для строительства. Общие правила производства работ.

Стрижов В.В., Крымова К.А. (2010). Методы выбора регрессионных моделей. Вычислительный центр РАН, М., 60 с.

Федоров И.В. Методы расчета устойчивости склонов и откосов. – М.: Госстройиздат, 1962.

Терцаги, К. (1961). Теория механики грунтов, 507 с.

Трофименков, Ю.Г., Воробков, Л.Н. (1981). Полевые методы исследования строительных свойств грунтов, 215 с.

Федоренко Е.В. (2013). Метод расчета устойчивости путем снижения прочностных характеристик. Транспортное строительство, № 6(49), с. 24-26.

Фоменко И.К. (2014). Методология оценки и прогноза оползневой опасности. Автореферат на соиск. ученой степени доктора геолого-минералогических наук. Москва, 41 с.

Чугаев Р.Р. (1963). Расчёт устойчивости земляных откосов и бетонных плотин на нескальном основании по методу круглоцилиндрических поверхностей обрушения. М.: Госэнергоиздат, 144 с.

Шахунянц Г.М. Железнодорожный путь. – М.: Транспорт, 1969.

Шейнин В.И., Сарана Е.П., Артемов С. А., Фаворов А.В. (2005). Практическая схема расчета осадок оснований плитных фундаментов произвольного очертания в плане с учетом пространственной неоднородности грунтового массива.

Цветков В.К. (1979). Расчет устойчивости откосов и склонов. Волгоград: Нижне-Волжск. Кн. Изд-во, 238 с.

Abu-Farsakh, M.Y., Zhang, Z., Tumay, M. and Morvant, M. (2008). Computerized cone penetration test for soil classification. Transportation Research Record 2053, 47-64.

Agaiby, S.S. and Mayne, P.W. (2018). Interpretation of piezocone penetration and dissipation tests in sensitive Leda Clay at Gloucester Test Site. Canadian Geotechnical Journal (accepted for publication 08 March 2018), CGJ-2017-0388.

Ajayi, L.A. and Balogun, L.A. (1988. "Penetration testing in tropical lateritic and residual soils – Nigerian experience," Penetration Testing, ISOPT-1: 315-328. Rotterdam: Balkema.

Andrus, D.A. and Stokoe, K.H. (2000). Liquefaction Resistance of Soils from Shear Wave Velocity. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 126, No. 11, 1015-1025.

Andrus, D.A., Piratheepan, P., Ellis, B.S., Zhang, J., and Juang, C.H. (2004). Comparing Liquefaction Evaluation Methods Using Penetration-VS Relationships. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Volume 24, Issues 9-10, October 2004, Pages 713-721.

API. (2005). Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms – working stress design. API RP2A, 20th ed. American Petroleum Institute, Washington, DC.

Baldi G., Bellotti R., Ghionna V., Jamiolkowski M., Pasqualini E. (1989). Interpretation of CPT's and CPTU's, 2nd part: drained penetration of sands. In Proceedings of 4th Int.

Geotechnical Seminar. Nanyang Technological Institute, Singapore, Field Inst. & In Situ Measurements, pp. 143–162.

Bardet J.P., Tobita, T., Mace, N., and Hu, J., (2002). 'Regional modeling of liquefaction - induced ground deformation. *Earthquake Spectra*, 18(1), 19 –46.

Bathe, K.J. *Finite element procedures*. 2014, 1058 p.

Bishop, A.W. (1955). The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes. *Geotechnique*, Great Britain, Vol. 5, No. 1, Mar., pp. 7-17.

Bowles, J.E. (1997). *Foundation Analysis and Design*, McGrawHill, New York, 1230 p.

Boulanger, R.W., Idriss, I.M. (2014). CPT and SPT based liquefaction triggering procedures, Report No. UCD/CGM-14/01. Center for Geotechnical Modeling Department of Civil and Environmental Engineering University of California Davis, California 138 p.

Boulanger, R. W., Idriss, I. M. (2015). CPT-based liquefaction triggering procedure. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 142(2).

Burns, S. E., Mayne, P. W. (1998). Penetrometers for soil permeability and chemical detection (Report No. GITCEEEO-98-1). Georgia Institute of Technology.

Bustamante, M., L. Gianeeselli. (1982). Pile Bearing Capacity Predictions by Means of Static Penetrometer CPT. *Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, ESOPT-II, Amsterdam, Vol. 2, pp. 493-500.*

Cetin, K.O., Seed, R.B., Der Kiureghian, A., Tokimatsu, K., Harder, L.F., Kayen, R.E., and Moss, R.E.S. (2004). Standard penetration test-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction potential. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 130(12), 1314-1340.

Chen, B.S.-Y., P.W. Mayne (1996). Profiling the Overconsolidation Ratio of Clays by Piezocone Tests. Report No. GIT-CEEEO-94-1 to National Science Foundation by Geosystems Engineering Group, Georgia Institute of Technology, Atlanta, 1994, 280 pp.

Cheng Y.M., Lansivaara T., Siu J. (2008). Impact of convergence on slope stability analysis and design. *Computers and Geotechnics*, vol. 35, p. 105-11.

Ching, J., Phoon, K.K., Hu, Y.G. (2008). Efficient evaluation of slope stability reliability subject to soil parameter uncertainties using importance sampling, *Landslides and Engineered Slopes*, Taylor & Francis Group, London.

Cho, S.E. (2007). Effects of spatial variability of soil properties on slope stability. *Eng Geol*, 92:97–109.

Coduto, D. P., M. R. Yeung, W. Kitch (1998). "Geotechnical Engineering Principles and Practices", Prentice- Hall, Inc., New Jersey.

Costa, Y.D., Cunha, E.S., Costa, C.L. (2016). Correlation between SPT and CPT data for a sedimentary tropical silty sand deposit in Brazil. In: Lehane B, Acosta-Martinez HE, Kelly R (eds) *Geotechnical and geophysical characterization. Brazil*, pp 407–412.

Dagger R., Saftner D., Mayne P. (2018). Cone Penetration Test Design Guide for State Geotechnical Engineers. Report No. MN/RC 2018-32. Department of Civil Engineering University of Minnesota Duluth 1405 University Drive Duluth, MN 55812, 225 p.

Danziger, F.A.B., Almeida, M.S.S., Paiva, E.N., Mello, L.G.F.S., Danziger, B.R. (1998). The piezocone as a tool for soil stratification and classification. In: 11th Congress on mechanics of soils and geotechnical engineering. Brazil, pp 917–926.

Davies, M.P. (1999). Piezocone technology for the geoenvironmental characterization of mine tailings. Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, The University of British Columbia, Vancouver, B.C.

Décourt, L. (1990). The Standard Penetration Test. State of the Art Report, Norwegian Geotechnical Institute Publication, vol. 179, 1-12. Part II. Oslo, Norway.

Demers, D., S. Leroueil. (2002). Evaluation of Preconsolidation Pressure and the Overconsolidation Ratio from Piezocone Tests of Clay Deposits in Quebec. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 39, No. 1, pp. 174-192.

De Ruiter, J., F.L. Beringen., (1979). Pile Foundations for Large North Sea Structures. MarineGeotechnology, Vol. 3, No. 3, pp. 267-314.

Duncan, J.M. 1996. State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes. Journal of Geotechnical engineering, 122(7), 577-596.

Eller, J.M., McCullough, N.J., Vargas-Herrera, L.A., Coto-Loría, M. (2014). Role of CPTu in design of large Atlantic port terminal in Costa Rica. Proc. 3rd IS Cone Penetration Testing, Las Vegas, pp. 1129-1138.

El-Ramly H., Morgenstern NR, Cruden DM., «Probabilistic slope stability analysis for practice», Can. Geotech. J, vol. 39, 2002, p. 665-683. EN 1990, Basis of structural design.

EN 1997-1. Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules.

EN 1997-2. Eurocode 7: Geotechnical design – Part 2: Ground investigation and testing.

Faheem, H., F. Cai, K. Ugai. 2004. Three-dimensional base stability of rectangular excavations in soft soils using FEM. Computers and Geotechnics, 31(2), 67-74.

Fahey, M., Carter, J.P. (1993). A finite element study of the pressuremeter in sand using a nonlinear elastic plastic model. Canadian Geotechnical J. 30 (2): 348-362.

Fellenius, F. Calculation of stability of earth dam. Proceedings of the Second Congress on Large Dams, pp. 445–462, Washington, DC, 1936.

Fenton G.A., Griffiths D.V. (2008). Risk Assessment in Geotechnical Engineering, John Wiley & Sons, Hoboken, NJ, USA.

Gibbs, H.J., Holtz, V.G. (1957). Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing. Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engg., (1), p. 35, London.

Griffiths, D., Lane, P. (1999). Slope stability analysis by finite elements. Geotechnique, 49(3), 387-403.

Griffiths D.V., Fenton G.A. (2004). Probabilistic slope stability by finite element. J. Geotech. And Geoenv. Eng., vol. 130, n° 3, p.507-518.

Griffiths, D.V., Fenton, G.A., Ziemann, H.R. (2008). Reliability of passive earth pressure. Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards 2(2), 113–121.

Griffiths, D.V., Huang, J., Fenton, G.A. (2009). Influence of spatial variability on slope reliability using 2-D random fields, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(10), 1367-1378.

Hammah, R. E., Yacoub, T.E., Corkum, B., Curran, J.H. 2005. The shear strength reduction method for the Generalized Hoek–Brown Criterion; *Proceedings of 40th U.S. Symposium on Rock Mechanics, Anchorage, Alaska.*

Hasancebi, N., R Ulusay. (2007). Empirical correlations between shear wave velocity and penetration resistance for ground shaking assessments, *Bull. Eng. Geology and the Environment*, 66:203–213.

Hara, A., Ohta, T., Niwa, M., Tanaka, S., and Banno, T. (1974). "Shear modulus and shear strength of cohesive soils." *Soils Found.*, 14(3), 1–12.

Hatanaka, M., Uchida, A. (1996). "Empirical correlation between penetration resistance and internal friction angle of sandy soils." *Soils Found.*, 36\_4\_, 1–9.

Hegazy, Y. A., Mayne, P. W. (1995). Statistical correlations between Vs and cone penetration data for different soil types. *Proceedings of the International Symposium on Cone Penetration Testing*, 2, 173–178.

Hegazy, Y. A., Mayne, P. W. (2006). A global statistical correlation between shear wave velocity and cone penetration data. *Proceedings of the GeoShanghai International Conference, Site and Geomaterial Characterization* (pp. 243–248). American Society of Civil Engineers.

Houlsby, G. T., Teh, C. I. (1988). Analysis of the piezocone in clay. *Proceedings of the International Symposium on Penetration Testing*, 1, 777–783, A. A. Balkema.

Idriss, I. M., Boulanger, R. W. (2004). Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes. *Proc., 11th Int. Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, and 3rd Int. Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, D. Doolin et al., eds., Stallion Press, Vol. 1, 32-56.

Idriss, I. M., Boulanger, R. W. (2008). *Soil Liquefaction During Earthquake*. Earthquake Engineering Research Institute, EERI Publication MNO-12.

Imai, T., Tonouchi, K. (1982). Correlation of N value with S-wave velocity and shear modulus, *Proc., 2nd European Symp. on Penetration Testing, Amsterdam*, pp. 67–72.

Isaev, O.N., Shvarev, V.V., Konstantinov, A.V., Tikhomirov, C.M., and Sadovsky, A.V. (1995). The progress of the method of static sounding in the investigation of geotechnical properties of frozen soils. *Proceedings of the International Symposium on Cone Penetration Testing. CPT'95, Linkoping, Sweden*, 2, 179-86, Swedish Geotechnical Society. Pp. 179 – 186.

Ishihara, K., Yoshimine, M., (1992). Development of a Performance-Based Procedure for Assessment of Liquefaction-Induced Free-Field Settlements. *All Theses and Dissertations*. 6113, 67-70.

Iyisan, R. (1996). Correlations between shear wave velocity and in situ penetration test results (in Turkish), *Chamber of Civil Engineers of Turkey, Teknik Dergi* 7(2):1187–1199.

Iwasaki, T., Arakawa, T. and Tokida, K. (1982). Simplified Procedures for Assessing Soil Liquefaction During Earthquakes *Proc. Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. Southampton, 925-939.

Iwasaki, T., Tatsuoka, F., Tokida, K.-i., and Yasuda, S., (1978). A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan, in Proceedings, 2nd International Conference on Microzonation, San Francisco, pp. 885–896.

Jafari, MK, A Asghari, and I Rahmani. (1997). Empirical correlation between shear wave velocity (VS) and SPT Nvalue for south of Tehran soils, Proc., 4th Inter. Conf. on Civil Engineering, Tehran, Iran.

Jamiolkowski, M., LoPresti, D.C.F. and M. Manassero, M. (2001). Evaluation of Relative Density and Shear Strength of Sands from Cone Penetration Test and Flat Dilatometer Test. Soil Behavior and Soft Ground Construction (GSP119), American Society of Civil Engineers, Reston, Va., 2001, pp. 201–238.

Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T., & Lancellotta, R. (1985). New developments in field and laboratory testing of soils. Proceedings of the 11th International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1, 57–154.

Janbu, N. (1954). Application of composite slip surface for stability analysis. Proceedings of European Conference on Stability of Earth Slopes, pp. 43–49, Sweden, 1954.

Janbu, N. (1963). Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. Proc. 4th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden.

Janbu, N. (1973). Slope Stability Computations. Embankment Dam Engineering - Casagrande Volume, R.C. Hirschfeld and S.J. Poulos, eds., John Wiley and Sons, New York, pp 47-86.

Jefferies, M. G., Davies, M.P. (1993). Use of CPTu to estimate equivalent SPT N60, ASTM Geotechnical Testing J.16(4), 458–67.

Ji, J., Liao, H. J., Low, B. K. (2012). Modeling 2-D spatial variation in slope reliability analysis using interpolated autocorrelations. Computers and Geotechnics, 40, 135–146

Juang, C.H., Jiang, T., and Andrus, R.D. (2002). Assessing probability-based methods for liquefaction potential evaluation. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2002; 128(7): 580-589.

Keaveny, J. M., Mitchell, J. K. (1986). Strength of finegrained soils using the piezocone. In Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, ASCE, 668-685.

Kjekstad, O., Lunne, T., and Clausen, C. J. F. (1978). Comparison Between In Situ Cone Resistance and Laboratory Strength for Overconsolidated North Sea Clays. Mar. Georesources Geotechnology, Vol. 3, No.1, pp. 23–36.

Kiku, H., N. Yoshida, S. Yasuda, T. Irisawa, H Nakazawa, Y Shimizu, A Ansal, and A Erkan. (2001). In situ penetration tests and soil profiling in Adapazari, Turkey. Proc., ICSMGE/TC4 Satellite Conf. on Lessons Learned from Recent Strong Earthquakes, pp. 259–265.

Khodaparast, M., Rajabi, A.M., Derakhshan. M. (2019). Development of Practical Correlations Between Cone Penetration Resistance and SPT Values for Various Types of Soils. Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering.



Kolk, H., A. Baaijens, M. Senders. (2005). Design criteria for pipe piles in silica sands. In 35 Proc., 1st Int. Symp. on Frontiers in Offshore Geotechnics, Balkema Perth, Australia, pp. 36 711- 716.

Krige, D.G., (1966). Two-dimensional weighted moving average trend surfaces for ore valuation, in Proc. Symposium on Mathematical Statistics and Computer Applications in Ore Valuation: Journ. South African Inst. Mining and Metallurgy, Johannesburg. Mar. 7-8, pp. 13-38.

Kulhawy, F.H. and Mayne, P.W. (1990). Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design, Report EPRI-EL 6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto, 306 p.

Ladd, C.C., DeGroot, D.J. (2003). Recommended Practice for Soft Ground Site Characterization. Soil & Rock America 2003 (Proc. 12th Pan American Conf., Massachusetts Institute of Technology, Boston), Verlag Glückauf, Essen, Germany, 2003, pp. 3–57.

Langford, J.C., Diederichs, M.S. Application of Reliability Methods in Geological Engineering Design. In Proceedings of the Pan-Am Canadian Geotechnical Conference, Toronto, ON, Canada, 2–6 October 2011.

Larsson, R., Mulabdic, M. (1991). Piezocone tests in clay. Statens Geotekniska Institute Report No. 42). Statens Geotekniska Institut.

Larsson, R., Åhnberg, H. (2005). On the evaluation of undrained shear strength and preconsolidation pressure from common field tests in clays. Canadian Geotechnical Journal, 42(4):1221-1231.

Lehane, B., J. Schneider, X. Xu., (2005). The UWA-05 method for prediction of axial capacity of driven piles in sand. Frontiers in offshore geotechnics: ISFOG, pp. 683- 689.

L'Heureux, J. S., Long, M. (2017). Relationship between shear-wave velocity and geotechnical parameters for Norwegian clays. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 143(6), 1–20. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0001645](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0001645)

Levadoux, J.-N., Baligh, M. M. (1986). Consolidation after undrained peizocone penetration. I: Prediction. Journal of Geotechnical Engineering, 112(7), 707–726.

Levesques, C.L., Locat, J., Leroueil, S. (2007). Characterization of postglacial sediments of the Saguenay Fjord, Quebec. In: Tan, T.S., Phoon, K.K., Hight, D.W. & Leroueil, S. (eds.) Characterization and Engineering Properties of Natural Soils. Taylor & Francis Group, London, 2645–2677.

Li, Y., Yu, L., Song, W., Yang, T. Three-Dimensional Analysis of Complex Rock Slope Stability Affected by Fault and Weak Layer Based on FESRM. Hindawi Advances in Civil Engineering Volume 2019, Article ID 6380815, 14 pages.

Lin, JS, JG Deng, and YA Su. (1984). Application of Finite Element Method in the Analysis of Deep Excavation. Research Report of Taiwan Construction Technology Research.

Lunne, T. & A. Kleven. (1981). Role of CPT in North sea foundation engineering. Proceedings of Geotechnical Engineering division Session. ASCE National Convention, S1. Louis, Missouri: 76-107.

Lunne, T., Robertson, P.K. and Powell, J. J. M. (1997). Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice. Blackie Academic and Professional.

Luo Senlina, Huang Yua, Tao Zhigangb, Mao Wuweia, et al., 2024. Model and New Imbalance Thrust Force Method Mechanical Model for Thrust-Type Soil Landslides, 25 p. DOI:10.2139/ssrn.4718349.

Malkawi A.I.H., Hassan W.F., Abdulla F.A. (2000). Uncertainty and reliability analysis applied to slope stability. *Structural Safety*, vol. 22, p. 161-187.

Matheron, G.F. (1963). Principles of geostatistics: *Economic Geology*, vol. 58, pp.1246-1266.

Mayne, P.W. (2017). Stress history of soils from cone penetration tests. 34th Manual Rocha Lecture, *Soils & Rocks*, Vol. 40(3).

Morgenstern, N.R., Price, V.E. 1965. The analysis of the stability of general slip surfaces. *Géotechnique*, 15(1): 79-93.

Ku, T., Mayne, P.W. (2015). In-situ lateral stress coefficient ( $K_0$ ) from shear wave velocity measurements in soils. *Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering* Vol. 141 (12) 10.1061/(ASCE) GT.1943-5606.0001354.

Kulhawy, F. H., Mayne, P. W. (1990). Manual on estimating soil properties for foundation design. Electric Power Research Institute, Palo Alto, Calif.

L'Heureux, J. S., Long, M. (2017). Relationship between shear-wave velocity and geotechnical parameters for Norwegian clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 143(6), 1–20. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0001645](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0001645).

Mayne P.W., Saftner D., Dagger R., Dasenbrock D. (2018). Cone Penetration Testing Manual for Highway Geotechnical Engineers. MnDOT Manual on CPT, 120 p.

Mayne, P.W. (2017). Stress history of soils from cone penetration tests. 34th Manual Rocha Lecture, *Soils & Rocks*, Vol. 40(3).

Mayne, P.W., Peuchen, J. and Baltoukas, D. (2015). Piezocone evaluation of undrained strength in soft to firm offshore clays. *Frontiers in Offshore Geotechnics III*, Vol. 2 (Proc. ISFOG, Oslo), Taylor & Francis Group, London: 1091-1096.

Mayne, P. W. (2014). KN2: Interpretation of geotechnical parameters from seismic piezocone tests. In P. K. Robertson & K. I. Cabal (Eds.), *Proceedings of the 3rd International Symposium on Cone Penetration Testing* (pp. 47–73).

Mayne, P. W. (2013). Evaluating yield stress of soils from laboratory consolidation and in-situ cone penetration tests. *Sound Geotechnical Research to Practice*, (Holtz Volume, Geotechnical Special Publication 230) pp. 406–420. American Society of Civil Engineers.

Mayne, P. W., Peuchen, J. (2012). Unit weight trends with cone resistance in soft to firm clays. In R. Q. Coutinho & P. W. Mayne (Eds.), *Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4*, 1, 903–910. CRC Press.

Mayne, P. W., Peuchen, J., & Bouwmeester, D. (2010). Soil unit weight estimation from CPTs. *Proceedings of the 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing*.



[https://www.geoengineer.org/storage/publication/18348/publication\\_file/2587/5MaySuw.pdf](https://www.geoengineer.org/storage/publication/18348/publication_file/2587/5MaySuw.pdf)

Mayne, P. W. (2007a). Cone penetration testing—A synthesis of highway practice (NCHRP Synthesis 368). Transportation Research Board.

Mayne, P. W. (2007b). In-situ test calibrations for evaluating soil parameters. *Characteristics and Engineering Properties of Natural Soils*, 3, 1602–1652. Taylor and Francis Group.

Mayne, P. W. (2006). The second James K. Mitchell Lecture: Undisturbed sand strength from seismic cone tests. *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*, 1(4), 239–257.

Mayne, P.W. (2006). In-Situ Test Calibrations for Evaluating Soil Parameters. Overview Paper, *Characterization & Engineering Properties of Natural Soils II*, (Proc. Singapore Workshop), Taylor & Francis Group, London.

Mayne, P.W. (2005). Integrated ground behavior: in-situ & lab tests. *Deformation Characteristics of Geo-materials*, Vol. 2 (Lyon), Taylor & Francis, London: 155-177.

Mayne, P.W. (2001). Stress-strain-strength-flow parameters from enhanced in-situ tests. Proc. International Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties & Case Histories, Bali, Indonesia, pp. 27-47.

Mayne, P. W. (2001). Invited Keynote: Stress-strain-strength-flow parameters from enhanced in-situ tests. Proceedings of the International Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties and Case Histories (pp. 27–47).

Mayne, P. W., Rix, J. G. (1995). Correlations between shear wave velocity and cone tip resistance in natural clays. *Soils and Foundations*, 35(2), 107–110.

McGregor, J., Duncan, J.M. (1998). Performance and Use of the Standard Penetration Test in Geotechnical Engineering Practice. Report of CGPR. Virginia Polytechnic Institute and State University, Virginia.

Mesri, G. (1994). Settlement of Embankments on Soft Clays. Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, Vol. 1 (GSP 40), American Society of Civil Engineers, Reston, Va., pp. 8–56.

Meyerhof, G.G. (1957). Discussion on Research on determining the density of sands by penetration testing. Proc. 4th Int. Conf on Soil Mech. and Found. Engrg., Vol. 1: 110.

Meyerhof, G.G. (1963). Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations. *The Ultimate Bearing Capacity of Foundations*. Can. Geotech. J., 1(1), 16 –26.

Mlynarek, Z., Wierzbicki, J., Goglik, S., and Bogucki, M. (2014). Shear strength and deformation parameters of peat and gyttja from CPTu, DMT and VST. Proceedings 5 th International Workshop on CPTu and DMT in soft clays and organic soils, 193-210, Poznan, Poland, Polish Committee on Geotechnics, Menard Polska, Tensar Internationala.

Missiaen, T., Verhegge, J., Heirman, K., and Crobe, P. (2015). Potential of cone penetrating testing for mapping deeply buried palaeolandscapes in the context of archaeological surveys in polder areas. *Journal of Archaeological Science*, 55, 174-187.

Morgenstern, N.R., Price, V.E. 1967. A numerical method for solving the equations of stability of general slip surfaces. *Computer Journal*, 9: 388-393.

Nassaji, F., Kalantari, B. (2011). SPT capability to estimate undrained shear strength of fine-grained soils of Tehran, Iran. *The Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 16.

Nejaim, P.F., Jannuzzi, G.M.F., and Danziger, F.A.B. (2016). Soil behavior type of the Sarapuí II test site. *Geotechnical & Geophysical Site Characterization*, 5, 1009-1014.

Niazi, F. (2021). CPT-based geotechnical design manual, Volume 1: CPT interpretation. Estimation of soil properties (Joint Transportation Research Program Publication No. FHWA/IN/JTRP2021/22). West Lafayette, IN: Purdue University.

Nixon, I.K. (1982). Standard penetration test: state of the art report. Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam.

Ohba, S., I Toriuma. (1970). Research on vibrational characteristics of soil deposits in Osaka, Part 2, on velocities of wave propagation and predominant periods of soil deposits. Abstracts of Technical Meeting of Architectural Institute of Japan.

Ohsaki, Y., Iwasaki, R. (1973). On dynamic shear moduli and Poisson's ratio of soil deposits, *Soil and Foundations*, 13(4):61–73.

Ohta, Y., Goto, N. (1976). Estimation of S-wave velocity in terms of characteristic indices of soil, *Butsuri-Tanko*, 29(4):34–41.

Ohta, Y., Goto, N. (1978). Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 6:167–187.

Parez, L., Faureil, R. (1988). Le piezocone: Améliorations apportées à la reconnaissance de sols. *Revue Française de Géotech*, Vol. 44: 13-27.

Park, H., West, T.R. (2001) Development of a probabilistic approach for rock wedge failure. *J Eng Geol* 59:233–251.

Peck, R. B., Hanson, W. E., and Thornburn, T. H. (1974). *Foundation engineering*, 2nd Ed., Wiley, New York.

Peterson K.E. (1955). The early history of circular sliding Surface. *Geotechnique*. № 5.

Peterson, J. L. Probability analysis of slope stability, 1999. Graduate Theses, Dissertations, and Problem Reports, 91 p.

Phoon, K.K., Kulhawy, F.H. (1999). Characterization of Geotechnical Variability. *Canadian Geotechnical Journal*, 36: 612-624.

Phoon, K.K. (2008). *Reliability-Based Design in Geotechnical Engineering*. Taylor & Francis, London and New York.

Price, V., Morgenstern N. (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces.

Randolph, M.F. (2003). Science and empiricism in pile foundation design. *Geotechnique* 53: 847– 875.

Rauch, A. F., Martin, J. R., II. (2000). 'EPOLLS model for predicting average displacements on lateral spreads.' *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 126(4), 360 –371.

Rix, G.J. Stokoe, K.H. (1991). Correlation of initial tangent modulus and cone penetration resistance, *International Symposium on Calibration Chamber Testing*, Huang et al. (eds), Elsevier Publishing, New York, pp 351-362.

Robertson, P.K., Cabal, K.L. (2015). *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering*, 6th Edition, Signal Hill, California: Gregg Drilling & Testing, Inc.

Robertson, P.K. (2009). Interpretation of Cone Penetration Tests – a unified approach. *Canadian Geotechnical Journal*, Volume 46. pp. 1337–1355.

Robertson, P. K., Fear, C. E. (1995). Application of CPT to evaluate liquefaction potential (SGF Report 3:95). *Proceedings of the International Symposium on Cone Penetration Testing*, 3, 57–79. Swedish Geotechnical Society.

Robertson, P.K., (1990). Soil Classification Using the Cone Penetration Test. *Canadian Geotechnical Journal*, Volume 27. pp. 151–158.

Robertson, P.K., Campanella, R.G., Gillespie, D. and Greig, J. (1986). Use of Piezometer Cone Data. *Proceedings of InSitu 86, ASCE Specialty Conference*, Blacksburg, Virginia.

Robertson, P.K., Campanella, R.G. (1983). Interpretation of cone penetration tests: Part II (clays). *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 20 (4), 734-745.

Robertson, P.K. Wride, C.E. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 35: 442-459.

Ryzhkov I.B., Isaev O.N. (2016). *Cone penetration testing of soils in geotechnics*. Stockholm, Sweden: Bokforlaget Efron & Dotter AB, 408 p.

Sakleshpur, V.A., Prezzi, M., Salgado, R., Zaheer, M. (2021). *CPT-Based Geotechnical Design Manual, Volume 2: CPT-Based Design of Foundations—Methods*, 97 p.

Sanglerat, G. (1972). *The penetrometer and soil exploration: interpretation of penetration diagrams theory and practice*, 2nd enlarged ed. ed, *Developments in geotechnical engineering*. Elsevier, Amsterdam Oxford New York.

Schmertmann, J. H. (1970). Static cone to compute static settlement over sand. *J. Soil Mech. & Found. Div., ASCE*, 96(SM3), 7302-1043.

Schmertmann, J.H. (1978). *Guidelines for Cone Penetration Testing: Performance and Design*, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Offices of Research and Development, Washington, Report Number FHWA-TS-78-209

Schnaid, F., Lehane, B.M., Fahey, M. (2004). In situ test characterisation of unusual geomaterials. *2 nd Int. Conf. on Site Charact., Milpress, Porto*, 1: 49-74.

Schnaid, F. (2005). *Geo-characterisation and properties of natural soils by in situ tests*. *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* © 2005–2006 Millpress Science Publishers/IOS Press.

Seed, H.B., Idriss, I.M. (1971). Simplified procedure fore valuating soil liquefaction potential, *J. Soil Mechanics and Foundations Div., ASCE97 (SM9)*, pp. 1249–273.

Seed, H.B., Idriss, I.M., (1982). *Ground motions and soil liquefaction during earthquakes: Earthquake Engineering Research Institute, Monograph Series, Monograph No. 5*.

Senneset, K., R. Sandven, T. Lunne, T. By, and T. Amundsen. (1988). *Piezocone Tests in Silty Soils*. *Proceedings of International Symposium on Penetration Testing. ISOPT-1, Orlando, Vol. 2*, pp. 955-966.

Sisman, H. (1995). *An Investigation on Relationships between Shear Wave Velocity, and SPT and Pressuremeter Test Results*, Master of Science Thesis, Ankara University, Turkey.

Sivrikaya, O., Toğrol, E. (2002). Relations between SPT-N and  $q_u$ . 5th Intern. Congress on Advances Civil engineering, Istanbul, Turkey, pp. 943-952.

Sivrikaya, O. (2009). Comparison of Artificial Neural Networks Models with Correlative Works on Undrained Shear Strength. Eurasian Soil Science, Vol. 42, No. 13, pp. 1487-1496 Pleiades Publishing, Ltd.

Shepard, D. (1968). A two-dimensional interpolation function for irregularly-spaced data. Proceedings of the 23rd ACM National Conference, 36. New York, USA, 1968, pp. 517-524.

Shi W. M., Zheng Y. R., Tang B. M., et al. (2004). Accuracy and applicate on range of Imbalance Thrust Force Method for slope stability analysis. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, vol. 3, pp. 313-317.

Skempton, A.W. (1986). Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Ageing and Over-consolidation. Geotechnique, 36 (Sept): 425 - 47.

Smith, I.M., Griffiths, D.V., Margetts, L. Programming the finite element method. 2014, 684 p.

Sowers, G. F. (1979). Introductory Soil Mechanics and Foundations: Geotechnical Engineering. Macmillan & Co, New York, New York.

Spencer, E. (1967). A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. Geotechnique, 17(1), 11-26.

Stefan J. (1889). Uber einige probleme der theorie de varmeleitung. Sitz. Ber. Wiln.Akad. at. Naturwiss., 1889. Bd 98.1 Ia, pp. 473-484.

Stroud, M. A. (1974). The standard penetration test in insensitive clays and soft rock. Proceedings of the 1st European Symposium on Penetration Testing, Sweden: Stockholm, vol. 2(2), 367-375.

Sully, J. P., Robertson, P. K., Campanella, R. G., & Woeller, D. J. (1999). An approach to evaluation of field CPTU dissipation data in overconsolidated fine-grained soils. Canadian Geotechnical Journal, 36(2), 369-381.

Tarawneh, B. (2014). Correlation of standard and cone penetration tests for sandy and silty sand to sandy silt soil. Electronic Journal of Geotechnical Engineering 19, 6717-6727.

Teh, C. I., Houlsby, G. T. (1991). An Analytical Study of the Cone Penetration Test in Clay, Geotechnique, Vol. 41, No. 1, 17-34.

Terzaghi, K., Peck, R., Mesri, G. (1948). Soil mechanics in engineering practice.

Terzaghi, K. (1955). Evaluation of coefficients of subgrade reaction. Geotechnique 5: 297-326.

Tokimatsu, K., Seed, H. B. (1987). Evaluation of Settlements in Sands Due to Earthquake Shaking. Journal of Geotechnical Engineering, Vol 113, No. 8.

Tumay, M., AbuFarsakh, M.Y., Zhang, Z. (2008). From Theory to Implementation of a CPT-Based Probabilistic and Fuzzy Soil Classification. EJGE.

US Army Corps of Engineers. Engineering and Design: Introduction to Probability and Reliability Methods for Use in Geotechnical Engineering; Engineer Technical Letter 1110-2-547; Department of the Army: Washington, DC, USA, 1997.

Uzielli, M., Mayne, P.W., Cassidy, M.J. (2013). Probabilistic assessment of design strengths for sands from in-situ testing data. In: (series), A.i.S.M.G.-n.E. (ed.) *Modern Geotechnical Design Codes of Practice*. IOS-Millpress, Amsterdam, 214- 227.

Wair, R.B., DeJong, J.T., Shantz, T. (2012). *Guidelines for Estimation of Shear Wave Velocity Profiles*. PEER Report 2012/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.

Zawrzykraj, P., Rydelek, P., and Bakowska, A. (2017). Geoengineering properties of Eemian peats from Radsymin (central Poland) in the light of static cone penetration and dilatometer tests. *Engineering Geology*, 226, 290-300.

Zienkiewicz, O.C., Cormeau, I.C. (1974). Visco-plasticity– plasticity and creep in elastic solids– a unified numerical solution approach. *Int J Numer Methods Eng* 8(4), 821 – 845.

Zhang, G., Robertson, P.K. and Brachman, R. W. I. (2004). Estimating Liquefaction-Induced Lateral Displacements Using the Standard Penetration Test or Cone Penetration Test. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, August, 2004, 861-871.

Yi, F. (2010). Procedure to Evaluate Liquefaction-Induced Settlement Based on Shear Wave Velocity. The 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering (9USN/10CCEE), Toronto, Canada, July 25-29, 2010.

Youd, T.L. et al. (2001). Liquefaction Resistance of Soils. Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. *Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 127, No. 10, pp. 817-833.

Youd, T.L., Hansen, C.M., and Bartlett, S.F. (2002). Revised Multi-Linear Regression Equations of Prediction of Lateral Spread Displacement. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 128(12), pp. 1007-1017.