

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования
«Пермский национальный исследовательский политехнический университет»

На правах рукописи



Антипов Вадим Валерьевич

**НЕРАЗРУШАЮЩИЙ МЕТОД ОПЕРАТИВНОЙ ОЦЕНКИ МОДУЛЯ
ДЕФОРМАЦИИ ПЕСЧАНЫХ И ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ПЕРМСКОГО
КРАЯ ДЛЯ ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫХ РАСЧЕТОВ ОСНОВАНИЙ И
ФУНДАМЕНТОВ**

05.23.02 – Основания и фундаменты, подземные сооружения

Диссертация на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель:
доктор технических наук, доцент
Офрихтер Вадим Григорьевич

Пермь – 2021

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	4
ГЛАВА 1. АНАЛИЗ СОВРЕМЕННОГО СОСТОЯНИЯ МЕТОДОВ ОПРЕДЕЛЕНИЯ И ОЦЕНКИ МОДУЛЯ ДЕФОРМАЦИИ ГРУНТОВ	11
1.1. Деформационные характеристики грунтов для геотехнических расчетов	11
1.2. Полевые испытания грунтов штампами и связь между упругими и общими характеристикам деформирования.....	15
1.3. Лабораторные испытания грунтов в условиях трехосного сжатия	22
1.4. Современные неразрушающие методы волновых исследований для оценки геотехнических характеристик грунтов.....	26
1.5. Оценка физико-механических характеристик песчаных и глинистых грунтов по результатам волновых исследований.....	33
1.6. Модельная кривая деформирования и численное моделирование при предварительном геотехническом прогнозе	40
Выводы по Главе 1	41
ГЛАВА 2. ПОЛЕВЫЕ И ЛАБОРАТОРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ.	43
2.1. Полевые испытания штампами.....	43
2.2. Полевые испытания методом МАПВ.....	48
2.3. Определение переходного коэффициента между результатами испытаний штампами и МАПВ	53
2.4. Лабораторные испытания на трехосное сжатие	62
Выводы по Главе 2	69
ГЛАВА 3. ПОСТРОЕНИЕ МОДЕЛЬНОЙ КРИВОЙ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ГРУНТОВ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ МАПВ.....	71
3.1. Аппроксимация кривой деформирования экспоненциальной зависимостью .	72
3.2. Аппроксимация кривой деформирования логарифмической зависимостью ..	76
3.3. Результаты аппроксимации кривых деформирования трехосных испытаний	78
3.4. Оценка параметров модельной кривой деформирования	80

Выводы по Главе 3	87
ГЛАВА 4. ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ИСПЫТАНИЙ ШТАМПОМ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ МОДЕЛЬНОЙ КРИВОЙ ДЕФОРМИРОВАНИЯ	88
4.1. Параметры моделирования для грунтов из полевых испытаний	88
4.2. Результаты численного моделирования	93
Выводы по Главе 4	95
ГЛАВА 5. ПРАКТИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ	96
5.1. Рекомендации для оперативной оценки модуля деформации песчаных и глинистых грунтов Пермского края по результатам МАПВ	98
5.2. Рекомендации для построения модельной кривой деформирования песчаных и глинистых грунтов Пермского края по результатам МАПВ	99
5.3. Техничко-экономическое сравнение МАПВ с традиционными методами.....	102
Выводы по Главе 5	104
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	106
СПИСОК СОКРАЩЕНИЙ И УСЛОВНЫХ ОБОЗНАЧЕНИЙ	108
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	110
ПРИЛОЖЕНИЕ А. ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ ИЛЛЮСТРАЦИИ К ГЛАВЕ 2	134
ПРИЛОЖЕНИЕ Б. ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ ИМЕЮЩИЕСЯ ИСПЫТАНИЯ	146
ПРИЛОЖЕНИЕ В. ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ ИЛЛЮСТРАЦИИ К ГЛАВЕ 4	151
ПРИЛОЖЕНИЕ Г. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТОВ	154
Г.1. Пример ручного подбора коэффициентов уравнения аппроксимации по методу скоростных уравнений первого порядка	154
Г.2. Пример расчета модуля деформации по результатам МАПВ.....	155
Г.3. Пример построения модельной кривой деформирования по МАПВ.....	156
Г.4. Пример оценки механических характеристик для предварительного расчета основания по деформациям по результатам МАПВ.....	158
Г.5. Пример предварительного расчета основания по деформациям	162
ПРИЛОЖЕНИЕ Д. СРАВНЕНИЕ С ИЗВЕСТНЫМИ КОРРЕЛЯЦИОННЫМИ ЗАВИСИМОСТЯМИ	173
ПРИЛОЖЕНИЕ Е. СПРАВКИ О ВНЕДРЕНИИ.....	182

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования

В настоящее время исходные данные для геотехнических расчетов по результатам полевых исследований предоставляются на основе результатов испытаний традиционными разрушающими методами: бурение и отбор проб, зондирование, испытания штампами, испытания радиальным прессиометром, испытания дилатометром и т.д. Для всех этих методов характерны значительная стоимость, временные и трудовые затраты. При предварительных геотехнических прогнозах на этапе предпроектных работ, возникает потребность в развитии и использовании недорогих оперативных неразрушающих методов, позволяющих при небольших трудовых затратах в короткий период времени выполнить предварительную геотехническую оценку ситуации на исследуемой площадке. Среди подобных методов выделяется неразрушающий метод многоканального анализа поверхностных волн (англ. Multichannel Analysis of Surface Waves – MASW), который основан на интерпретации данных о распространении поверхностных волн рэлеевского типа в грунтовом массиве, вызванных различными динамическими источниками и на которые уходит до 70 % энергии. Этот метод при относительно малой трудоемкости и сжатых сроках испытаний позволяет получить волновой профиль разреза, определить на полученной картине наличие/отсутствие аномальных участков в грунтовом массиве и оценить по эмпирическим корреляционным зависимостям необходимые для геотехнических расчетов физико-механические характеристики грунтов. В отечественной практике имеется большое количество практических методов оценки физико-механических характеристик грунтов по скоростям объемных волн, но отсутствуют методы оценки по скоростям поверхностных волн. Поэтому задача разработки практических методов оценки физико-механических характеристик песчаных и глинистых грунтов по результатам высокопроизводительного неразрушающего метода многоканального анализа поверхностных волн является актуальной. В

настоящей работе рассматриваются песчаные и глинистые грунты. Данным термином в диссертации обозначены нормально уплотненные несвязные (пески) и связные (супеси, суглинки, глины) минеральные дисперсные грунты вне криолитозоны при положительной температуре, для которых разрабатывались методы предварительной оценки физико-механических свойств. Указанные грунты рассматривались в верхней части разреза на глубине до 6,5 м с удельным весом от 16,0 до 20,8 кН/м³ на территории Пермского края.

Тема диссертационной работы соответствует паспорту специальности 05.23.02 Основания и фундаменты, подземные сооружения, пункт 1: «Разработка научных основ и практических методов инженерно-геологических и гидрогеологических изысканий, основанных на математических моделях грунтовой среды и горных пород и обеспечивающих методы расчета оснований, фундаментов и подземных сооружений исходной информацией о физико-механических характеристиках грунтовой среды и горных пород».

Степень разработанности темы

Активное изучение и описание волновых процессов в грунтах началось в начале XX века и связано с такими зарубежными учеными, как J. W. S. Rayleigh, H. Lamb, M. A. Biot, K. F. Graff, J. D. Achenbac, P. Buchen и др. За рубежом примерно с 20-х годов XX века стали разрабатываться и совершенствоваться волновые методы описания геологического разреза. Этим вопросом занимались такие ученые, как A. Ben-Menahem, Y. Singh, B. Romanowicz, A. A. Dziewonski, G. Nolet, G. F. Pansa, G. A. McMechan, M. J. Yedlin, R. B. Jones, S. Nazarian, K. H. Stokoe II, C. B. Park, J. N. Louie, J. Xia, R. D. Miller, S. Foti и др. В отечественной практике с середины 20-х годов XX века и по настоящее время вопросами распространения волн в верхней части грунтового массива и применения волновых методов для изучения инженерно-геологического разреза активно занимались такие ученые, как Г. А. Гамбурцев, В. И. Бондарев, В. Н. Никитин, И. Г. Миндель, А. Л. Левшин, М. Л. Владов, А. В. Старовойтов, В. В. Капустин, С. А. Федотов, О. К. Воронков, Н. Н. Горяинов, Ф. М. Ляховицкий, В. Г. Офрихтер и др. По результатам различных исследований

имеются рекомендации по оценке физико-механических характеристик грунтов по скоростям объемных волн. Однако эти рекомендации основаны на достаточно трудоемких методах волнового анализа, требующих специальных навыков при обработке и интерпретации результатов, что затрудняет их применение для оперативной геотехнической оценки ситуации.

В связи с этим с 1980-х годов S. Nazarian и К. Н. Stokoe II начинают развивать поверхностные волновые методы. В 1998 г. G. Lefebvre и M. Karraу предлагают не получивший широкого распространения мультимодальный анализ поверхностных волн. В 1999 году С. В. Park предложен более простой метод многоканального анализа поверхностных волн. Этот метод основан на анализе распространения упругих поверхностных колебаний рэлеевского типа. Метод имеет простую процедуру: при полевых испытаниях 24 приемника выстраиваются в линию, выносятся источник колебаний на некоторое расстояние, выполняется 1 удар и запись колебаний, и проводится обработка сигнала на компьютере. За счет увеличения числа приемников и избавления от необходимости их многократной перестановки метод позволил быстро и недорого анализировать поверхностные волны, нежели традиционные объемные. В отечественной практике этому методу уделено мало внимания, и для него не разработаны рекомендации по оценке физико-механических характеристик грунтов.

Цель диссертационной работы. Разработка практического неразрушающего метода оперативной оценки модуля деформации несвязных (пески) и связных (супеси, суглинки, глины) минеральных дисперсных грунтов Пермского края вне криолитозоны при положительной температуре по результатам многоканального анализа поверхностных волн, обеспечивающего методы расчета оснований исходной информацией.

Задачи исследования:

1. Анализ современного состояния методов определения и оценки модуля деформации песчаных и глинистых грунтов для предварительных расчетов оснований и фундаментов.

2. Оценка достоверности сведений о напластовании грунтов, получаемых для предварительных расчетов оснований и фундаментов неразрушающим методом многоканального анализа поверхностных волн.

3. Разработка неразрушающего метода оперативной оценки модуля деформации песчаных и глинистых грунтов Пермского края для предварительных расчетов оснований и фундаментов.

4. Разработка метода построения модельной кривой деформирования песчаных и глинистых грунтов Пермского края по результатам многоканального анализа поверхностных волн для предварительных расчетов оснований и фундаментов.

5. Численное моделирование напряженно-деформированного состояния при испытаниях песчаных и глинистых грунтов штампами с использованием модельной кривой деформирования при предварительных расчетах оснований и фундаментов.

6. Разработка практических рекомендаций по оперативной оценке модуля деформации и построению модельной кривой деформирования песчаных и глинистых грунтов Пермского края по результатам многоканального анализа поверхностных волн для предварительных расчетов оснований и фундаментов.

Объект исследования: практический неразрушающий метод оперативной оценки модуля деформации песчаных и глинистых грунтов многоканальным анализом поверхностных волн, обеспечивающий методы расчета оснований, фундаментов и подземных сооружений исходной информацией о физико-механических характеристиках грунтов.

Предмет исследования: физико-механические характеристики грунтов, оцениваемые по результатам исследований неразрушающим методом многоканального анализа поверхностных волн.

Научная новизна работы.

1. Предложен неразрушающий метод оценки модуля деформации песчаных и глинистых грунтов Пермского края для предварительных расчетов оснований и

фундаментов по результатам полевых испытаний неразрушающим методом многоканального анализа поверхностных волн (патент № 2704074).

2. Разработан метод построения модельной кривой деформирования песчаных и глинистых грунтов Пермского края для предварительных расчетов оснований и фундаментов по результатам полевых испытаний неразрушающим методом многоканального анализа поверхностных волн (патент № 2728739).

Теоретическая значимость результатов работы.

1. Получена зависимость между модулем деформации песчаных и глинистых грунтов Пермского края, сопоставимым с испытаниями штампом, и динамическим модулем сдвига, определяемым по результатам многоканального анализа поверхностных волн.

2. Получены зависимости для построения по результатам многоканального анализа поверхностных волн модельной кривой деформирования песчаных и глинистых грунтов Пермского края, сопоставимой с трехосными испытаниями в пределах применения принципа линейной деформируемости.

Практическая значимость.

1. Разработаны практические рекомендации по оперативной оценке модуля деформации песчаных и глинистых грунтов Пермского края для предварительных расчетов оснований и фундаментов по результатам неразрушающего многоканального анализа поверхностных волн (патент № 2704074).

2. Разработаны практические рекомендации по построению модельной кривой деформирования песчаных и глинистых грунтов Пермского края, сопоставимой с трехосными испытаниями, для предварительных расчетов оснований и фундаментов по результатам многоканального анализа поверхностных волн (патент № 2728739).

Методология и методы исследования. Задачи в рамках работы формулировались по результатам аналитического обобщения данных предшествующих исследований. Решались поставленные задачи по результатам запланированных и проведенных полевых, лабораторных и численных экспериментов, и теоретических исследований.

Степень достоверности полученных результатов. Экспериментальные работы проводились на поверенном оборудовании в аккредитованной лаборатории. Обработка результатов выполнялась статистическими методами. Для теоретических расчетов, графического и теоретического анализа результатов использовались сертифицированные программные комплексы.

Положения, выносимые на защиту.

1. Метод оперативной оценки модуля деформации песчаных и глинистых грунтов Пермского края для предварительных расчетов оснований и фундаментов по результатам испытаний неразрушающим методом многоканального анализа поверхностных волн.

2. Метод построения модельной кривой деформирования песчаных и глинистых грунтов Пермского края для предварительных расчетов оснований и фундаментов по результатам испытаний неразрушающим методом многоканального анализа поверхностных волн.

3. Оценка модуля деформации с применением модельной кривой деформирования методом численного моделирования для предварительных расчетов оснований и фундаментов.

Личный вклад автора состоит в формулировании целей и задач, поиске их решения путем выполнения экспериментальных и теоретических исследований, анализе полученных результатов, разработке методов оперативной оценки модуля деформации и построения модельной кривой деформирования песчаных и глинистых грунтов Пермского края по результатам полевых испытаний неразрушающим методом многоканального анализа поверхностных волн, выполнении аналитических расчетов и численного моделирования, разработке пошаговых практических рекомендаций по использованию предложенных методов.

Апробация результатов исследования. Основные результаты и положения работы докладывались и обсуждались на пяти научно-технических конференциях: Международная научно-техническая конференция «Energy, Environmental and Construction Engineering» (EECE – 2020), г. Санкт-Петербург, СПбПУ, 19–20

ноября 2020 г.; Международная научно-техническая конференция «Фундаментальные и прикладные вопросы геотехники: новые материалы, конструкции, технологии и расчеты», г. Санкт-Петербург, СПбГАСУ, 6–8 февраля 2019 г.; XVIII Всероссийская конференция-конкурс студентов и аспирантов «Актуальные проблемы недропользования», г. Санкт-Петербург, СПбГУ, 15–17 апреля 2020 г.; Национальная научно-техническая конференция с иностранным участием «Нелинейная механика грунтов и численные методы расчетов в геотехнике и фундаментостроении», г. Воронеж, ВГТУ, 6–8 ноября 2019 г.; XI Всероссийская молодежная конференция аспирантов, молодых ученых и студентов «Современные технологии в строительстве. Теория и практика», г. Пермь, ПНИПУ, 27–29 марта 2019 г.

Практическое внедрение результатов диссертации осуществлено в ООО «ВерхнекамГИСИЗ», что подтверждается справкой.

Публикации по результатам исследований. По теме диссертации опубликовано 12 печатных работ, в том числе 3 статьи в журналах, включенных в «Перечень рецензируемых научных изданий, в которых должны быть опубликованы основные научные результаты диссертаций на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук», 3 работы опубликованы в журналах, индексируемых в международных реферативных базах Scopus и Web of Science, получено 2 патента на изобретение. В диссертации использованы результаты научных работ, выполненных автором – соискателем ученой степени кандидата технических наук – лично и в соавторстве.

Объем и структура работы. Диссертация состоит из введения, пяти глав, заключения, списка сокращений и условных обозначений, списка литературы, шести приложений. Работа изложена на 182 листах, содержит 47 таблиц, 55 рисунков и список литературы из 201 наименования, в том числе 79 на иностранном языке.

ГЛАВА 1. АНАЛИЗ СОВРЕМЕННОГО СОСТОЯНИЯ МЕТОДОВ ОПРЕДЕЛЕНИЯ И ОЦЕНКИ МОДУЛЯ ДЕФОРМАЦИИ ГРУНТОВ

1.1. Деформационные характеристики грунтов для геотехнических расчетов

Основной характеристикой сжимаемости грунтов является модуль деформации E . Сжимаемость и начальное напряженное состояние грунта, кроме модуля деформации, также можно охарактеризовать такими параметрами, как коэффициент Пуассона ν , модуль сдвига G , модуль объемной деформации K , степень переуплотнения OCR , коэффициенты первичной c_v и вторичной консолидации c_a [19]. Эти параметры определяют согласно требованиям [33; 34; 95; 96]. Также нормативными документами [91; 92; 93; 94] допускается использование иных параметров, необходимых для описания взаимодействия основания с фундаментом и проведения численных расчетов с применением нелинейных моделей поведения грунтов под нагрузкой.

В теоретической механике грунтов используется принцип линейной деформируемости грунтов, согласно которому для небольших диапазонов давлений [105] грунты принимаются линейно-деформируемыми телами и подчиняются закону Гука:

$$\varepsilon = \frac{1}{E} \sigma \quad (1.1)$$

где ε – относительная линейная деформация, д. ед.;

σ – напряжение, Па;

E – модуль деформации, Па.

Отсюда в выбранном диапазоне напряжений опытным путем определяют модуль деформации по формуле:

$$E = \frac{\Delta \sigma}{\Delta \varepsilon} \quad (1.2)$$

где $\Delta\sigma$ – приращение напряжения, Па;

$\Delta\varepsilon$ – приращение относительной линейной деформации, д. ед.

Если приращения напряжений и деформаций бесконечно малы, то в этом случае используется касательный модуль деформации:

$$E_{tan} = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \quad (1.3)$$

На кривой зависимости деформаций от напряжений $\varepsilon_1 = f(\sigma_1)$ (где ε_1 – относительная осевая линейная деформация; σ_1 – осевое напряжение) (Рисунок 1.1), полученной опытным путем по результатам лабораторных испытаний на трехосное сжатие, выделяют начальный участок малых деформаций (менее 10^{-3}) [19]. На этом начальном участке OA (Рисунок 1.1) связь между напряжениями и деформациями принимается линейной. Модуль деформации на этом участке определяется как тангенс угла наклона линейного участка кривой и называют его упругим модулем деформации $E_{упр}$ (максимальный касательный модуль деформации, термин согласно [19], см. условные обозначения), или модулем Юнга (в иностранной литературе). При дальнейшем увеличении напряжений кривая деформирования имеет нелинейный характер, появляется остаточная деформация. Учитывающий ее коэффициент пропорциональности из (1.2) называют (общим) модулем деформации E или секущим модулем деформации (обозначение в зависимости от применяемого решения). Для одного и того же типа грунта при различных интервалах нагрузки модуль деформации будет принимать разные значения.

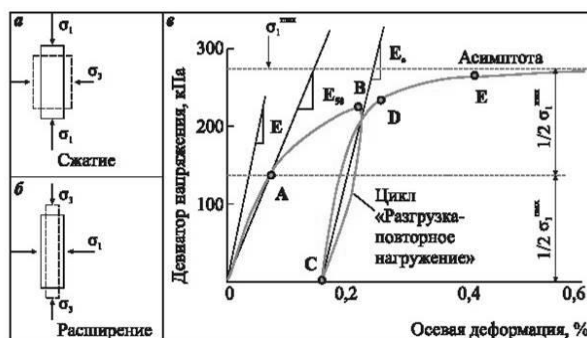


Рисунок 1.1 – Кривая деформирования грунта [19]

На нелинейном этапе кривой деформации могут быть приблизительно оценены аналитическими методами [55; 56] или с помощью численных расчетов [87; 160].

Начальный участок кривой деформирования (Рисунок 1.1) грунта при малых (менее 10^{-3}) и очень малых (10^{-6}) деформациях характеризует упругую работу материала. В связи с этим поведение грунта описывается согласно теории упругости модулем (идеальной) упругости E_0 . Необходимо отметить, что модуль упругости при разных условиях проведения опытов (статические и динамические) будет иметь разные значения [25; 26; 50; 74]. Так в статических условиях при однократном нагружении образца грунт будет вести себя как упругое тело при относительной вертикальной деформации менее 10^{-3} [19], тогда как в динамических условиях при многократном нагружении образца или при определении динамического модуля упругости $E_{0,дин}$ по скорости прохождения упругих волн грунт будет вести себя как упругое тело уже только при деформации менее 10^{-6} [48, гл. 3]. В связи с этим в инженерно-геологической практике, преимущественно в дорожном строительстве, встречаются такие показатели, как статический модуль упругости $E_{0,ст}$ и динамический модуль упругости $E_{0,дин}$ [82]. Динамический модуль упругости определяется в динамическом режиме работы материала и представляет собой отношение напряжения к деформации растяжения (сжатия) при продольных колебаниях в материале [98]. При этом соотношение между этими модулями и модулем деформации будет следующее: $E_{0,дин} > E_{0,ст} > E$. В идеально упругих телах динамический и статический модули упругости являются константами, различие между которыми в основном обусловлено «термодинамикой процесса деформации» [68].

Имеется большая база опубликованных исследований по теме соотношения динамических и статических характеристик грунтов, к примеру [124; 157; 197 и др.]. В работе [113] утверждается, что в реальных условиях значение динамического модуля упругости превышает значение статического в большинстве случаев в 2–2,2 раза. В книге [48, гл. 8] отмечается, что при малых относительных деформациях (менее 10^{-3}) различия между статическим и

динамическим модулями практически исчезают, а при осевой деформации от 10^{-2} до 10^{-1} отношение $E_{0,дин} / E_{0,ст}$ будет иметь значение 1–3 при среднем максимальном значении 2,2, достигаемом при относительной деформации 10^{-1} . В руководстве [181] отмечается, что термины «динамическая жесткость грунта» и (статическая) «жесткость при малых деформациях» практически отождествляются, потому что «силы инерции и скорость деформации лишь незначительно влияют на начальную жесткость грунта». Проблеме соотношения динамического и статического модулей упругости посвящено множество работ зарубежных авторов, в частности [124; 134; 200; и др.]. При этом в зарубежных работах показывается большой разброс отношения динамического и статического модулей упругости, вплоть до 10. В работе [124] приведено эмпирическое соотношение динамического модуля упругости $E_{0,дин}$ со статическим $E_{0,ст}$ для связных и несвязных грунтов при допущении, что динамический модуль упругости соответствует идеальному модулю упругости Юнга $E_{0,дин} \approx E_0$. Полученный эмпирический график представлен на Рисунке 1.2.

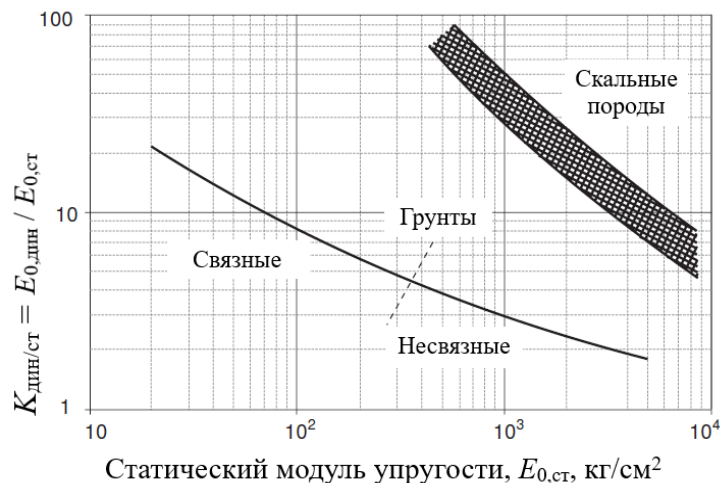


Рисунок 1.2 – Эмпирический график соотношения динамического и статического модулей упругости в зависимости от величины статического модуля упругости [124]

При полном разгрузении образца грунта на нелинейном участке деформирования и последующем его нагружении до прежнего напряжения (BCD, Рисунок 1.1) угол наклона секущей будет характеризовать модуль деформации по вторичной ветви нагружения E_e (ветви разгрузки, Рисунок 1.3) [91]. С

осторожностью для оценочных расчетов допускается принимать $E_e = 5-6 E$ (либо $E = 0,17-0,2 E_e$, где E – модуль деформации) [91].

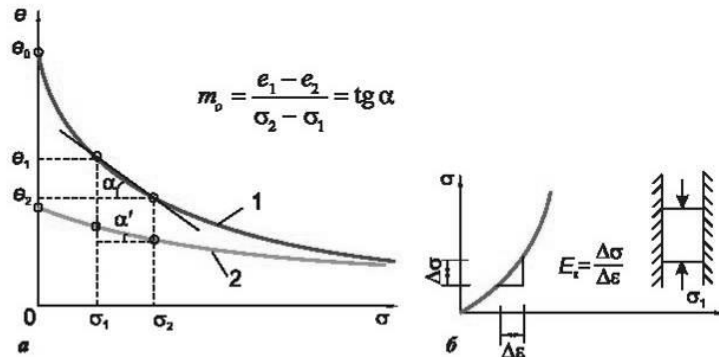


Рисунок 1.3 – Кривые к определению компрессионного (а) и одометрического (б) модулей деформации [19]: 1 – ветвь первичного нагружения; 2 – ветвь разгрузки

Таким образом в пределах применимости принципа линейной деформируемости при небольших давлениях имеем следующие основные модули для связи напряжений и относительной линейной деформации, которые необходимо различать (см. условные обозначения): динамический модуль упругости при очень малых деформациях (до 10^{-6}) $E_{0,дин}$, статический модуль упругости при малых деформациях (до 10^{-3}) $E_{0,ст}$, модуль деформации (секущий) E , касательный модуль деформации E_{tan} . Модули упругости и деформации определяют по результатам различных полевых и лабораторных испытаний.

1.2. Полевые испытания грунтов штампами и связь между упругими и общими характеристикам деформирования

Полевые методы исследования геологического разреза позволяют получить наиболее достоверные характеристики грунтов оснований в природном залегании [57; 79; 80; 81]. Для получения необходимых характеристик для геотехнических расчетов оснований используются методы, указанные в [31]. Для определения

модуля деформации наиболее часто применяющимся методом является испытание круглыми жесткими штампами [79; 118; 185].

Полевые испытания грунтов круглыми жесткими штампами регламентируются п. 5 [31] и используются для определения модуля деформации E минеральных, органо-минеральных и органических грунтов. Кроме того, для просадочных глинистых грунтов при испытании с замачиванием могут быть определены начальное просадочное давление P_{sl} и относительная деформация просадочности ε_{sl} . Метод основан на испытании грунта в забое выработки круглым жестким штампом стандартного размера, через который прикладывается вертикальная нагрузка. Используются штампы четырех стандартных типоразмеров с плоской подошвой площадью 5000 см², 2500 см², 1000 см² и 600 см² и один винтовой штамп площадью 600 см².

К установленной на грунт основания плите прикладывается внешняя нагрузка до принятого давления или до резко возрастающих осадок на текущей ступени нагрузки. Результаты испытаний оформляются в виде графиков зависимости осадки штампа от приложенной нагрузки. Модуль деформации рассчитывается для линейного участка графика зависимости осадки штампа от нагрузки $S = f(P)$, за который принимается интервал кривой в пределах первых четырех точек, считая от принятого начального (бытового) давления [31]. Модуль деформации вычисляется по формуле:

$$E_{шт} = (1 - \nu^2) K_p K_1 D \frac{\Delta P}{\Delta S}, \text{ МПа} \quad (1.4)$$

где ν – коэффициент относительного поперечного расширения;

K_p – коэффициент условий испытания;

K_1 – коэффициент формы штампа, для жесткого круглого штампа принимается 0,79;

D – диаметр штампа, см;

ΔP – приращение давления $P_n - P_0$, МПа, за P_n принимают конечные значения нагружения штампа по п. 5.5.1 [31], за P_0 принимают начальные значения по п. 5.5.1

[31], соответствующие вертикальному эффективному напряжению от собственного веса грунта на отметке испытания;

ΔS – приращение осадки штампа, см, соответствующее ΔP .

Известно, что получаемое значение модуля деформации по результатам испытаний штампами будет различным для разных размеров штампа [19], поэтому за истинное значение модуля деформации обычно принимают значение, полученное при испытаниях штампом площадью 5000 см² (или 10000 см²) [58; 51]. Согласно [91] наиболее достоверными деформационными характеристиками являются те, которые определены штампами площадью 2500–5000 см².

Основное достоинство данного вида испытаний заключается в том, что испытания проводятся непосредственно в грунтовом массиве в природных условиях, что позволяет получить наиболее достоверные характеристики грунта. Недостатками данного вида испытаний являются: необходимость подготовки шурфов и буровых колонок для испытаний на требуемой глубине; необходимость подготовки основания для тщательного прилегания штампа к грунту; сложные системы нагружения для штампов большой площади (2500 см² и более); значительная трудоемкость и сроки испытаний; организационные проблемы при выполнении испытаний в сложных погодных (дождь, неблагоприятные периоды года и т. д.) и грунтовых условиях [11].

За рубежом согласно документам [131; 140; 145] испытания грунтов штампами (англ. Plate Loading Test – PLT, реже Plate bearing test) проводятся для определения текущего модуля деформации, предельной нагрузки и недренированной прочности грунтов [49]. Преимущественно данный вид испытаний применяется за рубежом в дорожном строительстве. Текущий модуль деформации E_{PLT} (обозначение согласно первоисточнику [145]) определяется для круглой жесткой плиты по известной формуле [145]:

$$E_{\text{PLT}} = (1 - \nu^2) \frac{\pi b}{4} \frac{\Delta P}{\Delta S}, \text{ МПа} \quad (1.5)$$

где ν – коэффициент Пуассона;

b – диаметр штампа, см;

ΔP – принятое приращение давления, МПа;

ΔS – приращение осадки штампа, см, соответствующее ΔP .

В немецком стандарте [142] изложены указания по определению двух значений модуля деформации: по ветви первичного нагружения E_{V1} и по ветви вторичного нагружения E_{V2} . Экспериментальные кривые $S = f(P)$ аппроксимируются полиномами второй степени (1.6) для каждой ветви нагружения, затем по формуле (1.7) рассчитываются модули деформации.

$$S = a_0 + a_1\sigma_0 + a_2\sigma_0^2, \text{мм} \quad (1.6)$$

$$E_V = 1,5r \frac{1}{a_1 + a_2\sigma_{0\max}}, \text{МПа} \quad (1.7)$$

где σ_0 – среднее напряжение под подошвой штампа, МПа;

S – осадка штампа, мм;

a_0, a_1, a_2 – константы полинома второй степени, соответственно мм, мм/МПа, мм/МПа²;

E_V – штамповый модуль деформации, МПа, обозначение согласно первоисточнику [142];

r – радиус штампа, мм

$\sigma_{0\max}$ – максимальное среднее напряжение под подошвой плиты по ветви первичного нагружения, МПа.

В работе [175] отмечается, что в специализированных программных продуктах для расчета оснований (без указания названий конкретных примеров программных пакетов, базирующихся на методе конечных элементов) имеются случаи реализации корреляционной зависимости между модулем Юнга и модулем деформации штамповых испытаний, обозначения модулей согласно первоисточнику [175]:

$$E_{Young} = E_{Def} I_L, \text{МПа} \quad (1.8)$$

где E_{Young} – идеальный (максимальный) модуль упругости (Модуль Юнга, динамический модуль упругости), МПа;

E_{Def} – модуль деформации по результатам испытаний штампами по формулам (1.4), (1.5) или (1.7);

I_L – коэффициент корреляции, зависящий от прочностных параметров грунта (сцепление c , угол внутреннего трения φ), радиуса штампа r и величины нагрузки на штамп P ; в качестве примера в [175] приведены две зависимости для определения I_L для штампа диаметром 300 мм (площадь такого штампа приблизительно 700 см^2) в интервале нагрузок 200–500 кПа:

$$I_L = \frac{k}{(\sin \varphi)^l \left(\frac{c - c_0}{c_0} \right)^m}, \text{ при } 10 < \varphi \leq 23, \quad c_0 = 0,03P \quad (1.9)$$

$$I_L = \frac{k}{(\sin \varphi)^l \left(\frac{c}{c_0} \right)^m}, \text{ при } 23 < \varphi \leq 45, \quad c_0 = 0,03P \quad (1.10)$$

где k , l , m – эмпирические параметры, определяемые в зависимости от нагрузки P по кривой $S = f(P)$ для системы трех нелинейных уравнений;

c_0 – параметр в работе [175] не расшифровывается (примечание: вероятно подразумевается удельное сцепление в зависимости от прикладываемой распределенной нагрузки P).

Необходимо отметить, что автором выбрано неудачное обозначение коэффициента корреляции, совпадающее с классическим обозначением индекса текучести, вносящее путаницу и затрудняющее восприятие результатов исследований.

Наличие прямой связи между упругими и общими характеристиками деформирования отмечается также в работе [111]. В данной работе утверждается, что согласно билинейной модели [119] «Упругий модуль (модуль разгрузки) превосходит упруго-пластический в 5–10 раз, т. е. ...» они связаны через «...коэффициент $\mu = 0,1-0,2$ » [111]:

$$\mu = \frac{E_{\text{общ}}}{E_{\text{упр}}} \quad (1.11)$$

где $E_{\text{общ}}$ – упругопластический модуль деформации, МПа;

$E_{\text{упр}}$ – упругий модуль деформации до структурной прочности по ветви первичного нагружения (максимальный касательный модуль деформации E_{tan} в начале кривой уплотнения), МПа.

Штамповый модуль $E_{\text{шт}}$, согласно [111], в рамках билинейной модели [119] принимает промежуточное значение между статическим модулем упругости $E_{0,\text{ст}}$ и упругопластическим модулем деформации $E_{\text{общ}}$. При этом штамповый модуль ближе к статическому модулю упругости при больших значениях структурной прочности (и вероятно плотности) p_c (обозначение согласно первоисточнику) грунта под штампом. Напряженно-деформированное состояние грунта предлагается описывать билинейной моделью, которая имеет вид (1.12) (Рисунок 1.4) [111; 119]:

$$\frac{\Delta\sigma}{E} = \begin{cases} \frac{\Delta\sigma}{E} = \mu \frac{\Delta\sigma}{E_{\text{общ}}} = \frac{\Delta\sigma}{E_{0,\text{ст}}} \text{ при } \sigma_1 \leq p_c \\ \frac{\sigma_1 - p_c}{E_{\text{общ}}} + \frac{p_c - \sigma_0}{E_{0,\text{ст}}} = \frac{\sigma_1 - p_c + \mu(p_c - \sigma_0)}{E_{\text{общ}}} \text{ при } \sigma_1 > p_c \end{cases} \quad (1.12)$$

где $\sigma_1 = \sigma_0 + \Delta\sigma$ – действующее после приложения нагрузки вертикальное напряжение в массиве, МПа;

σ_0 – начальное напряжение до приложения нагрузки, но уже после отрывки котлована под фундамент [111], МПа;

p_c – структурная прочность грунта, МПа.



Рисунок 1.4 – Билинейная модель по [111]

Стоит отметить, что авторами работы [111] выбрано неудачное обозначение коэффициента μ , т. к. данным символом часто обозначается коэффициент Пуассона, что может привести к путанице и неверному толкованию смысла данного коэффициента.

Исследованию связи упругих и общих деформационных свойств горных пород посвящена книга [86], в которой изложены теоретические зависимости между упругими и общими деформационными характеристиками для однородных и неоднородных упругих и упруго-вязких сред для горных пород, представлены экспериментальные данные сопоставления динамических и статических модулей упругости для горных пород, а также освещены вопросы, связанные с применением некоторых сейсмоакустических методов. Особый интерес представляет отношение модуля деформации и динамического модуля упругости, которое, согласно [86], для горных пород принимает значение в интервале 0,03–0,8. В книге [86] приведены результаты определения модуля деформации различными методами (в том числе штампами, прессиометрами, скважинными дилатометрами и некоторыми другими методами) и неясно, какой модуль деформации принимался за истинный.

Изложенные в настоящем параграфе результаты исследований свидетельствуют о наличии прямой связи между упругими и общими характеристиками деформирования песчаных и глинистых грунтов. Поскольку наиболее надежные деформационные характеристики грунтов получают по результатам испытаний штампом, в настоящей работе поставлена задача установления связи между упругими деформационными характеристиками грунтов, которые можно оценить по результатам полевых испытаний волновым анализом, и общими деформационными характеристиками грунтов по результатам полевых испытаний штампами через переходные коэффициенты.

1.3. Лабораторные испытания грунтов в условиях трехосного сжатия

Из всех лабораторных методов испытаний только метод трехосного сжатия моделирует поведение грунтов под нагрузкой наиболее приближенно к реальному поведению [19]. Лабораторные испытания на трехосное сжатие позволяют получить полную картину напряженно-деформированного состояния образцов грунта под нагрузкой [75], поэтому этот вид лабораторных испытаний был выбран в настоящей работе для разработки алгоритма построения модельной кривой деформирования, по аналогии с модельной кривой в модуле «Soiltest» программного комплекса «Plaxis 2D» [181]. Такой алгоритм позволит выполнять предварительную оценку НДС, предварительные аналитические и численные расчеты по результатам волнового анализа (см. параграфы 1.4–1.6).

Испытания по определению статического модуля упругости $E_{0,ст}$, модуля деформации E проводят по консолидированно-дренированной схеме (КД) до разрушения образца от приложенной вертикальной нагрузки σ_1 при заданном постоянном всестороннем давлении (давлении в камере) на образец σ_3 или до достижения заданной предельной деформации (обычно 0,15). При КД испытаниях строят график зависимости $\varepsilon_1 = f(\sigma_1)$ [29, прил. И]. Для принятых участков нагружения в программе испытаний производят линейную аппроксимацию и определяют секущие модули деформации:

$$E = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\varepsilon_1}, \text{ МПа} \quad (1.13)$$

где $\Delta\sigma_1$ – приращение напряжений σ_1 в заданном участке нагружений, МПа;
 $\Delta\varepsilon_1$ – приращение относительной вертикальной деформации образца, д. ед.

По полученным значениям модулей деформации в условиях трехосного сжатия могут быть рассчитаны также модуль сдвига G по формуле (1.14), в том числе статический модуль сдвига $G_{0,ст}$ по той же формуле (модуль деформации E заменяется на статический модуль упругости $E_{0,ст}$), и модуль объемной деформации K по формуле (1.15) [29].

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}, \text{МПа} \quad (1.14)$$

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)}, \text{МПа} \quad (1.15)$$

где ν – коэффициент относительной поперечной деформации или коэффициент Пуассона.

Стоит отметить, что значения определяемых модулей, в частности модуль деформации, будет зависеть от бокового давления грунта. Для модуля деформации существует формула, связывающая его с боковым давлением [156]:

$$E = KP_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n, \text{кПа} \quad (1.16)$$

где K, n – математические параметры аппроксимации;

P_a – атмосферное давление, равное 100 кПа;

σ_3 – боковое давление, кПа.

В связи с этим, при сопоставлении модулей деформации из штамповых и трехосных испытаний целесообразно, чтобы боковое давление при трехосных испытаниях соответствовало давлению на отметке штамповых испытаний в природном залегании грунтов. В этом случае модули деформации будут сопоставимы, как показано в работах [15, 99].

Основные достоинства этого метода лабораторных испытаний заключаются в наибольшем приближении к характеру работы грунта под нагрузкой в массиве, возможности контроля дренирования и измерения порового давления, возможности определения изменения объема при сдвиге. К недостаткам этого метода необходимо отнести сложность и значительную трудоемкость подготовительных работ, отсутствие возможности оценки влияния промежуточного главного бокового напряжения σ_2 (для его оценки используется более трудоемкий метод истинного трехосного сжатия), влияние размеров образца на параметры прочности [138].

В работе [19] предложена степенная зависимость (1.17), связывающая модуль деформации со статическим модулем упругости в зависимости от среднего напряжения, параметр степени которой можно определить путем аппроксимации данных об изменении модуля деформации трехосных испытаний степенной функцией.

$$E = E_{\text{упр}} \left(\frac{\sigma_{\text{ср}}}{p_a} \right)^\alpha, \text{ МПа} \quad (1.17)$$

где $E_{\text{упр}}$ – упругий модуль деформации, МПа;

$\sigma_{\text{ср}} = (\sigma_1 + 2\sigma_3) / 3$ – среднее нормальное напряжение, МПа;

σ_1 и σ_3 – максимальное и минимальное главное напряжение соответственно, МПа;

p_a – атмосферное давление, МПа;

α – параметр, зависящий от плотности грунта (коэффициента пористости); этот параметр в работе [19] авторами не определялся и оставлен в предположении.

Зависимость (1.17) по виду аналогична зависимости статического модуля упругости от среднего напряжения [156; 139], лежащей в основе модели упрочняющегося грунта (Hardening soil – HS) [143]:

$$E_{0,\text{ст}} = E_{0,\text{ст}}^{\text{ref}} \left(\frac{\sigma_{\text{ср}}}{p_a} \right)^m, \text{ МПа} \quad (1.18)$$

где $E_{0,\text{ст}}^{\text{ref}}$ – статический модуль упругости при атмосферном давлении 100 кПа, МПа;

m – степенной коэффициент.

Предлагаемая в работе [19] степенная зависимость (1.17) для оценки модуля деформации по данным испытаний на трехосное сжатие требует уточнения с проведением дополнительных трехосных испытаний с целью определения коэффициента α .

Динамический модуль сдвига для несвязных грунтов $G_{0,\text{дин}}$ можно также определять по результатам трехосных испытаний с использованием зависимости (1.19) [19; 148]:

$$G_{0,дин} = A \frac{(B - e)^2}{1 + e} \sqrt{\frac{\sigma'_m}{\sigma_{ref}}}, \text{кПа} \quad (1.19)$$

где $\sigma'_m = (\sigma_1 + 2\sigma_3) / 3$ – среднее нормальное напряжение, кПа;

e – коэффициент пористости;

A, B – эмпирические параметры; для песка с окатанными частицами $A = 69080$ и $B = 2,17$; для песка с угловатыми частицами $A = 33300$ и $B = 2,97$;

$\sigma_{ref} = 100$ кПа – опорное давление, кПа, принятое равным атмосферному давлению.

Зависимости вида (1.19) для различных типов грунтов с соответствующими эмпирическими коэффициентами A и B в большом количестве приведены в [135, гл. 3]. Наиболее распространенной для различных типов грунтов зависимостью, в том числе песчаных и глинистых грунтов, является предложенная в [151]:

$$G_{0,дин} = 33000 \frac{(2,97 - e)^2}{1 + e} \sqrt{\frac{\sigma'_m}{\sigma_{ref}}}, \text{кПа} \quad (1.20)$$

Для глинистых грунтов в работе [152] предложена подобная формула для расчета динамического модуля сдвига с добавлением коэффициента переуплотнения OCR :

$$G_{0,дин} = A \frac{(B - e)^2}{1 + e} OCR^n \sqrt{\sigma'_m}, \text{кПа} \quad (1.21)$$

где OCR – коэффициент переуплотнения;

n – коэффициент, зависящий от числа пластичности.

Затем, используя известную зависимость из теории упругости (1.14), можно рассчитать динамический модуль упругости:

$$E_{0,дин} = 2G_{0,дин} (1 + \nu_{дин}), \text{МПа} \quad (1.22)$$

где $\nu_{дин}$ – динамический коэффициент Пуассона, может быть оценен по [92, Прил. Г] или определен по результатам испытаний [38].

На основании вышеизложенного, в настоящей работе поставлена задача получения и анализа результатов трехосных испытаний для дальнейшей разработки алгоритма построения модельной кривой деформирования.

1.4. Современные неразрушающие методы волновых исследований для оценки геотехнических характеристик грунтов

Стандартные методы получения исходных данных для геотехнических расчетов отличаются достаточно высокими временными и трудовыми затратами. В случае необходимости проведения предварительной геотехнической оценки грунтового основания будущего или реконструируемого объекта строительства использование традиционных методов испытаний с высокой вероятностью окажется нерациональным по причине их значительной стоимости и трудоемкости и будет сведено к изучению архивных материалов с результатами изысканий прошлых лет, в случае их доступности. Предварительная оценка геотехнической ситуации на предполагаемой площадке позволяет выполнить технико-экономический анализ объекта строительства и включает следующие этапы: определение геотехнической категории объекта строительства или реконструкции, анализ окружающей застройки, определение объема изыскательских работ, выбор вариантов устройства подземной части сооружения и их экономическое сравнение. Все эти этапы требуют хотя бы предварительных данных о напластовании грунтов на площадке строительства, их физико-механических характеристиках и данных о наличии аномальных включений (полости, трубопроводы, иные подземные сооружения и т.п.). В этом случае, для осуществления максимально корректного технико-экономического обоснования решений, эффективно применение современных неразрушающих волновых методов исследования геологического разреза [4; 23]. Такие методы являются неразрушающими, что не приводит к нарушению пригодности грунтового основания для будущего строительства [30]. Эти методы основаны на анализе распространения упругих колебаний в грунтовом массиве, что позволяет оценивать упругие (динамические) характеристики грунтов [127].

Современные неразрушающие методы волнового анализа используются для решения следующих инженерных задач, представляющих интерес для геотехнической сферы [24; 45; 46; 47; 89]:

1. Описание геологического разреза путем построения волнового скоростного профиля (с размерностью 1D, 2D и 3D) на глубине до 30 м;

2. Мониторинг качества улучшения характеристик основания путем повторного исследования улучшенной области разреза (контроль качества уплотнения насыпного грунта при вертикальной планировке, строительстве железных и автомобильных дорог, дамб и плотин);

3. Мониторинг состояния оснований плотин и других сооружений;

4. Исследование сейсмических свойств оснований площадок и их характеристика по значению средней скорости поперечной волны в пределах глубины 30 м (V_{s30});

5. Определение наличия аномальных включений в разрезе (полости, трубопроводы и т.п.).

Полевые неразрушающие методы волнового анализа основаны на интерпретации данных о распространении волн в грунтовом массиве, вызванных различными динамическими источниками [54]. Такие методы позволяют построить вертикальный волновой профиль геологического разреза, определить наличие/отсутствие аномальных участков в грунтовом массиве и оценить по эмпирическим корреляционным зависимостям необходимые для геотехнических расчетов физико-механические характеристики [40].

Все волновые методы имеют следующую процедуру проведения [10]:

1. Полевые наблюдения. На этапе полевого наблюдения осуществляется сбор экспериментальных данных по результатам полевой съемки. Система наблюдения включает следующие основные элементы: сейсмоприемники, система обработки и хранения входного сигнала, источник колебаний (Рисунок 1.5). Сейсмоприемники предназначены для регистрации колебаний поверхности грунтового основания [28]. Они расставляются в области исследований в различных комбинациях, в зависимости от применяемого метода волнового анализа.

Для возбуждения волновых процессов могут быть использованы различные источники. В целом источники подразделяют на два типа: активные (кувалда с металлической плитой основания, виброустановки и т. п.) и пассивные (движение автомобиля, природные явления и т. п.).

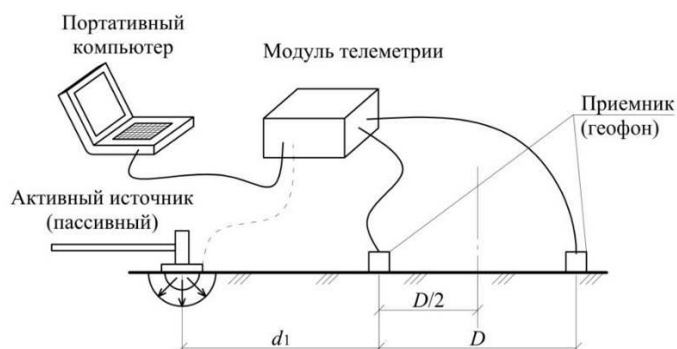


Рисунок 1.5 – Принципиальная схема системы наблюдения в методе спектрального анализа поверхностных волн [171]

2. Обработка экспериментальных данных. Этап включает в себя обработку полученных экспериментальных данных и, обычно, построение дисперсионной кривой зависимости фазовая скорость-частота. Различные методы волнового анализа требуют применения различных техник обработки сигнала, основывающихся, в подавляющем большинстве, на Фурье-преобразовании для разложения процесса вертикальных колебаний грунтовых частиц во времени на их спектральные компоненты.

3. Инверсионный анализ. Этап подразумевает решение задачи инверсии – построение теоретической дисперсионной кривой, максимально совпадающей с экспериментальной дисперсионной кривой. Для слоистой модели грунта (Рисунок 1.6), с целью достижения минимального отклонения теоретической кривой от экспериментальной, инверсионный анализ осуществляется в автоматическом или полуавтоматическом режиме с регулировкой контрольных параметров (толщина слоя h , плотность слоя ρ , скорость продольной V_p и поперечной V_s волны, коэффициент Пуассона ν).

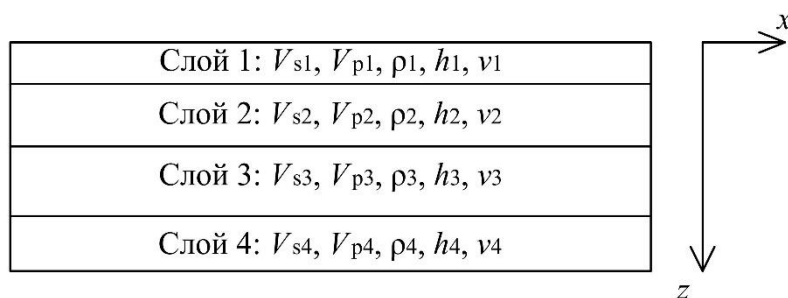


Рисунок 1.6 – Допущение о слоистой модели грунта в волновых методах [193]: V_{si}, V_{pi} – скорости поперечной и продольной волны соответственно i -го слоя грунта, м/с; ρ_i – плотность, кг/м³; h_i – высота i -го слоя грунта, м; ν_i – коэффициент Пуассона, м

Далее кратко описаны некоторые современные неразрушающие методы поверхностного волнового анализа.

1. Метод отраженных волн (англ. Reflection Method) (МОВ). МОВ основан на регистрации волн, однократно отраженных от границы раздела двух грунтовых слоев разной жесткости. МОВ используется для определения скоростей первичных (наиболее быстрых) продольных P -волн сжатия (V_p). В настоящее время изучение разреза по методу МОВ производится с помощью методики многократных перекрытий точек отражения на сейсмической границе раздела слоев, в которой для каждой точки границы регистрируется большое количество сигналов для уменьшения постороннего шума на записях. Полученные сигналы суммируются по признаку общей средней точки (ОСТ) (раннее название метода – метод общей глубинной точки (ОГТ)) [66]. Параметры системы наблюдения определяются исходя из условий конфигурации исследуемой площадки, требуемой глубины изучения разреза и необходимой разрешающей способности. Подробная методика описана в [21; 48; 66; 104; 109 и др.]. Существенным ограничением данного метода является тот факт, что отраженная продольная волна всегда прибывает на приемник позже прямой продольной волны, что затрудняет определение времени прибытия отраженной продольной волны [48]. В качестве немаловажных ограничений метода следует также отметить высокую трудоемкость и сроки выполнения полевых работ.

2. Корреляционный метод преломленных волн (англ. Correlation Refraction Method) (КМПВ). КМПВ используется для получения скоростей первичных волн

сжатия (V_p). КМПВ является модификацией метода преломленных волн (МПВ), предложенного в 1939 г. Г. А. Гамбурцевым [53]. В настоящее время понятия МПВ и КМПВ на практике отождествляются. Процедура метода описана в [21; 65], а параметры системы наблюдения аналогичны параметрам при активном типе многоканального анализа поверхностных волн (см. далее) и могут быть взяты из [9; 178]. В настоящее время из-за существенных ограничений КМПВ используется для решения специальных задач. Например, при проведении анализа КМПВ может возникнуть вероятность выпадения из расчетов одного из слоев грунта и накопление погрешностей в расчетах при малых различиях скоростей продольных волн в первом и втором слоях [43]. Поэтому наибольшие объемы применения КМПВ в настоящее время занимает изучение разреза для введения поправок в результаты МОВ. К основным ограничениям помимо отмеченных в настоящем параграфе, как и у МОВ, являются значительные трудоемкость и сроки выполнения полевых работ.

3. Метод спектрального анализа поверхностных волн (англ. Spectral Analysis of Surface Waves, SASW) (САПВ). САПВ подразумевает использование данных о распространении поверхностных волн рэлеевского типа [48] (далее по тексту – поверхностные волны) между парой приемников для построения волнового профиля разреза [171]. Подробная методика работ описана в [9; 59; 171]. Основной особенностью метода является применение пары приемников (низкочастотных геофонов), устанавливаемых в нескольких положениях с переменным шагом при каждом новом замере (Рисунок 1.7). При этом для исследуемой точки должно быть проведено несколько замеров. За счет этой особенности ощутимо возрастает трудоемкость полевых работ.

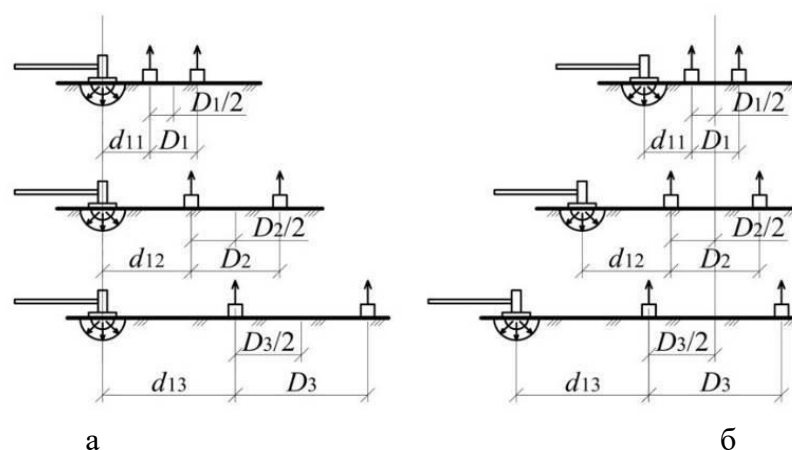


Рисунок 1.7 – Варианты системы наблюдения в спектральном анализе поверхностных волн [9]:
 а – фиксация положения источника; б – фиксация положения центра пары приемников

4. Метод многоканального анализа поверхностных волн (англ. Multichannel Analysis of Surface Waves, MASW) (МАПВ). МАПВ является развитием метода САПВ [177]. МАПВ основан на регистрации поверхностных волн от различных источников и последующем анализе полученных сейсмограмм для построения волнового профиля. В отличие от САПВ в МАПВ используется большое число каналов (24, 48 и т. п.), что избавляет от необходимости многократного переставления пары приемников и значительно снижает трудоемкость работ. Снижению трудоемкости также способствует возможность использования пассивного источника колебаний (проезжающие автомобили, природные явления и т. п.) вместо активного (кувалда и металлическая плита основания, вибрационные установки и т. п.) [174]. Методика полевых работ и анализа полевых данных подробно изложена в статьях [9; 178]. Полученные результаты исследований площадок на территории РФ, свидетельствуют в пользу эффективности применения МАПВ в стесненных условиях городской застройки [3]. В качестве одного из направлений исследований, результаты волнового анализа методом МАПВ были использованы для моделирования динамического воздействия от проезжающего автомобильного транспорта на существующее здание [83; 117]. По сравнению с вышеописанными методами (МОВ, КМПВ, САПВ) МАПВ обладает значительно меньшей трудоемкостью и сроками выполнения полевых работ, что позволяет получить разрез грунта уже через 2–3 часа с начала испытаний. Кроме

того, для выполнения волновой съемки методом МАПВ используется то же оборудование, и та же конфигурация сейсмической косы, что и в методах МОВ ОГТ, КМПВ, что позволяет выполнять параллельные наблюдения для оценки точности полученных результатов. МАПВ позволяет оценить границы грунтовых слоев и построить волновой разрез грунтовой толщи на скоростях волн сдвига.

5. Метод мультимодального анализа поверхностных волн (англ. Multimodal Analysis of Surface Waves, ММАСW) (ММАПВ). Впервые предложен в работе [127] и схож с методом МАПВ в плане использования множества низкочастотных приемников. Однако вместо 24 геофонов используются 16 приемников типа РСВ частотой 5 кГц, а система наблюдения ограничена конкретными параметрами наблюдения: источник – кувалда 15 кг, свободно падающая по направляющим с постоянной высоты 1,2 м, шаг приемников 0,2 м, глубина исследования 3,0 м. Результаты определяются для середины расстановки [127]. Метод ММАПВ не получил широкой популярности ввиду «закрытой» авторами системы обработки данных и ограниченности параметров системы наблюдения. В остальном имеет те же преимущества и недостатки, что и метод МАПВ.

6. Метод преломленных микросейсм (англ. Refraction Microtremor, ReMi). ReMi основан, как и МАПВ, на анализе распространения поверхностных волн. Он позволяет при наличии свободного пространства протяженностью 200 м получить профиль скоростей поперечных волн слоистой среды глубиной до 100 м с погрешностью не более 20 %. Во многом процесс полевых работ и анализа данных схож с МАПВ. Существенное отличие ReMi заключается в минимальных и рекомендуемых параметрах системы наблюдения за счет следующей основополагающей идеи в данном методе: регистрация поверхностных колебаний малой частоты (ниже 2 Гц). Такой подход увеличивает минимальное расстояние между сейсмоприемниками по сравнению с расстоянием в методе МАПВ, а также требует несколько иного оборудования, чем в МАПВ [163].

Из рассмотренных современных методов волнового анализа при оперативной геотехнической оценке площадки наиболее оптимальным с точки зрения трудоемкости и сроков проведения является МАПВ. Он позволяет в сжатые

сроки (2–3 часа) с момента начала испытаний получить напластование грунтов. Немаловажным достоинством МАПВ является возможность параллельного выполнения на том же оборудовании, при той же расстановке и с тем же программным обеспечением, испытаний методами МОВ ОГТ и КМПВ, что позволяет расширить диапазон определяемых параметров и информативность выводов по результатам исследований. Сопоставление разрезов по результатам МАПВ с имеющимися данными изысканий на исследуемой или соседней площадках позволит оценить достоверность применения МАПВ и при необходимости откалибровать результаты исследований. В связи с этим задачей настоящего исследования является оценка достоверности сведений о напластовании грунтов, получаемых современным неразрушающим методом многоканального анализа поверхностных волн.

1.5. Оценка физико-механических характеристик песчаных и глинистых грунтов по результатам волновых исследований

Методы волнового анализа можно эффективно применять для получения характеристик грунтовых оснований, необходимых при решении динамических геотехнических задач. Ниже в настоящем параграфе приведены известные из теории упругости зависимости перехода к упругим характеристикам грунтов через скорости упругих волн, применяемые для решения динамических задач [36; 92, Прил. Г; 108; 147; 183; 193; 199]:

$$G_{0,дин} = \rho V_s^2 \quad (1.23)$$

$$G_{0,дин} = \frac{1}{2}(\rho V_p^2 - \lambda) \quad (1.24)$$

$$E_{0,\text{дин}} = \rho V_s^2 \frac{3\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 4}{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1} \quad (1.25)$$

$$E_{0,\text{дин}} = \rho V_p^2 \frac{(1 + \nu_{\text{дин}})(1 - 2\nu_{\text{дин}})}{(1 - \nu_{\text{дин}})} \quad (1.26)$$

$$\frac{V_s}{V_p} = \sqrt{\frac{1 - 2\nu_{\text{дин}}}{2(1 - \nu_{\text{дин}})}} \quad (1.27)$$

$$\nu_{\text{дин}} = \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2(V_p^2 - V_s^2)} \quad (1.28)$$

где $G_{0,\text{дин}}$ – динамический модуль сдвига (вторая константа Ламэ), кПа;

$E_{0,\text{дин}}$ – динамический модуль упругости (модуль Юнга), кПа;

ρ – плотность грунтового слоя, кг/м³;

λ – первая константа (первый параметр) Ламэ;

V_s, V_p – скорости поперечной и продольной волн соответственно, м/с;

$\nu_{\text{дин}}$ – динамический коэффициент Пуассона.

В документе [92, Прил. Г] приведены обобщенные сведения о динамических характеристиках грунтов при расчетах на сейсмостойкость. Для геотехнических задач эти данные необходимо применять с осторожностью.

Методы анализа поверхностных волн, развиваемые в настоящей работе, основываются на регистрации и обработке данных о скоростях распространения поверхностных волн V_R , которые можно выразить функцией (1.29), зависящей от скоростей объемных волн сдвига V_s и сжатия V_p [193]:

$$\left(\frac{V_R}{V_s}\right)^6 - 8\left(\frac{V_R}{V_s}\right)^4 + 8\left(\frac{V_R}{V_s}\right)^2 \cdot \left[1 + 2\left(1 - \frac{V_s^2}{V_p^2}\right)\right] - 16\left(1 - \frac{V_s^2}{V_p^2}\right) = 0 \quad (1.29)$$

Используя зависимость (1.27), уравнение скорости поверхностной волны (1.29) преобразуется в функцию скорости поперечной волны и динамического коэффициента Пуассона:

$$\left(\frac{V_R}{V_s}\right)^6 - 8\left(\frac{V_R}{V_s}\right)^4 + 8\left(\frac{V_R}{V_s}\right)^2 \cdot \left(\frac{2 - \nu_{\text{дин}}}{1 - \nu_{\text{дин}}}\right) - \frac{8}{1 - \nu_{\text{дин}}} = 0 \quad (1.30)$$

Решая полученное уравнение (1.30) при коэффициенте Пуассона $\nu_{\text{дин}} = 0-0,5$, получаем изменение отношения V_R / V_s в интервале 0,874–0,955 [193]. Проф. Ишихара предлагает для практических целей принимать $V_R \approx V_s$ [48].

Для оперативных расчетов вместо точного расчета соотношения скоростей по формуле (1.30) можно приблизительно определять по известной номограмме Кнопова-Коптева [1, рис. 4].

Приведенные зависимости позволяют определять деформационные характеристики грунта для упругой зоны деформаций. Вышеуказанных характеристик (скорости продольной V_p и поперечной V_s волн, плотность грунта ρ , динамический модуль сдвига $G_{0,\text{дин}}$, динамический модуль упругости $E_{0,\text{дин}}$, динамический коэффициент Пуассона $\nu_{\text{дин}}$) достаточно для проведения численных динамических расчетов.

Большой интерес для геотехнических целей представляет возможность оценки физико-механических параметров песчаных и глинистых грунтов, в частности модуля деформации E , по их упругим характеристикам, что позволяет использовать неразрушающие волновые методы для оперативной оценки модуля деформации грунта и выполнения предварительных расчетов грунтовых оснований по деформациям. По результатам обзора в параграфе 1.2 уже было отмечено, что существует прямая связь между динамическим модулем упругости $E_{0,\text{дин}}$ и модулем деформации E .

Определение физико-механических характеристик песчаных и глинистых грунтов по результатам волновых (сейсмоакустических) методов, в т. ч. поверхностных неразрушающих, регламентируется документом [90]. В этом документе [90, прил. Е] приведены эмпирические зависимости для определения физико-механических характеристик грунтов. Подавляющее большинство рекомендуемых зависимостей для определения модуля деформации грунта требуют наличия данных о значениях динамического модуля упругости $E_{0,\text{дин}}$.

Динамический модуль упругости определяется при динамических испытаниях волновыми (сейсмоакустическими) методами и принимается приближенно равным идеальному модулю упругости Юнга ($E_0 \approx E_{0, \text{дин}}$) [82], т. к. в волновых методах рассматриваются малые деформации до 10^{-6} . В связи с этим для определения динамического модуля упругости используются известные зависимости теории упругости (1.25) и (1.26), из которых следует, что для расчета динамического модуля упругости требуется определить, как минимум, значение скорости продольной волны V_p [68]. Определение скорости P -волны V_p намного более трудоемкий процесс, по сравнению с определением скорости поверхностной волны V_R . В связи с вышеизложенным, более рациональным с точки зрения снижения стоимости, трудозатрат, сроков выполнения работ и последующих расчетов будет использование только волновых методов, основанных на анализе скорости поверхностной волны и позволяющих рассчитать скорости поперечных S -волн. Причем, как видно из таблицы [90, прил. Е], зависимости модуля деформации только от скорости поперечной волны в своде правил [90] не приводятся, а скорость поверхностной волны вообще не применяется.

В [90] приводится лишь обзор волновых методов с областью их применения. Общие рекомендации по процедуре проведения испытаний волновыми методами представлены в [85]. Проблема этих двух документов заключается в их неактуальности на сегодняшний день, потому что в них не отражены современные высокопроизводительные волновые методы, а также нюансы и оптимальные параметры каждого конкретного метода. Кроме того, данные документы не включены ни в перечень «обязательных» нормативных документов согласно [71], ни в перечень «рекомендуемых» нормативных документов согласно [70].

Также, кроме всего вышеназванного, в отечественной практике имеется набор эмпирических корреляционных зависимостей, позволяющих перейти от фазовых скоростей объемных волн к физико-механическим характеристикам грунтов. Согласно методическим рекомендациям [1], с использованием неразрушающих волновых методов можно получить: модуль деформации E ; удельное сцепление c ; угол внутреннего трения φ ; удельный вес грунтового слоя γ ;

удельный вес сухого грунта $\gamma_{ск}$; пористость n и коэффициент пористости e ; влажность W и ряд других характеристик. Также стоит отметить, что если определены скорости объемных волн V_s и V_p (или скорость поверхностной волны V_R и скорость продольной волны V_p), то можно качественно оценить тип грунта по отношению этих скоростей из формулы (1.27). В методических рекомендациях [1] приведена таблица 4 качественного определения типа песчаных и глинистых грунтов по отношению скоростей объемных волн.

Согласно этим рекомендациям, при выборе корреляционных зависимостей для оценки характеристик, необходимо отдавать предпочтение наиболее простым зависимостям с наименьшим числом входных параметров, наиболее влияющих на определяемую характеристику, и с обязательным разделением на несвязные и связные (в зависимости от типа района) типы грунта. При этом подавляющее большинство требует в качестве входного аргумента скорость продольной волны. Все эмпирические зависимости определены для частных случаев грунтов и в определенных интервалах значений функций, что накладывает ограничения на их применимости. Анализ этих зависимостей также показывает преобладание формул, входным параметром которых является динамический модуль упругости $E_{0,дин}$ (или скорость продольной волны V_p). В качестве примера можно привести корреляционные зависимости для оценки удельного сцепления c и угла внутреннего трения φ с наибольшим коэффициентом корреляции из методических рекомендаций [1]:

$$c = 3,8 \cdot 10^{-4} G_{0,дин} + 0,0087, \text{ МПа}, \quad 0,010 \leq c \leq 0,147; \quad R = 0,82 \quad (1.31)$$

$$\varphi = 45,6 - 7,95 \frac{V_p}{V_s}, \text{ град}, \quad 11 \leq \varphi \leq 35; \quad R = 0,92 \quad (1.32)$$

где $G_{0,дин}$ – динамический модуль сдвига, МПа;

V_p, V_s – скорости продольной и поперечной волн соответственно, м/с.

Приведенные в качестве примера зависимости (1.31) и (1.32) предназначены для «песчано-глинистых» грунтов естественной влажности и привязаны к территориальным районам Урала и Западной Сибири, поэтому может

потребоваться их актуализация и, возможно, поиск иных зависимостей более широкого круга применимости.

Кроме того, в методических рекомендациях [2] приведены некоторые эмпирические зависимости для определения физико-механических характеристик связных грунтов, а в рекомендациях [84] для волновых методов приводятся эмпирические зависимости определения физико-механических характеристик мерзлых дисперсных грунтов. Также некоторые из представленных в этих документах зависимостей приведены и в нормативных документах по инженерным изысканиям [95; 96].

В работе [183] приводится приближенная зависимость между модулем деформации и динамическим модулем сдвига при очень малых деформациях:

$$E = 0,8G_{0,дин} \quad (1.33)$$

Зависимость (1.33) была предложена по результатам статического зондирования сейсмоконусом, при котором волновой анализ грунтовой толщи выполняется по разрушающему методу вертикального сейсмического профилирования (ВСП). Применимость этой зависимости для неразрушающих методов анализа поверхностных волн требует дополнительной проверки.

Стоит отметить, что в работе [186] по результатам обработки сейсмических измерений P - и SV - волн были определены две зависимости для некоторого структурного коэффициента a_2 , первая из которых связывает этот коэффициент с модулями сдвига и объемного сжатия (формула (1.34)), а вторая зависимость является полиномом 4-ой степени и связывает a_2 с пористостью (формула (1.35)):

$$a_2 = 1,3134 + 0,11733 \cdot K / G \quad (1.34)$$

$$a_2 = 18,315 - 0,98193n + 0,01872n^2 - 0,00011824n^3 \quad (1.35)$$

где K – модуль объемного сжатия, МПа;

G – модуль сдвига, МПа;

n – пористость.

Данный структурный коэффициент согласно [27] используется в рамках теории Био (Biot) для описания распространения продольных волн в качестве

одного из параметров структуры грунтового массива. В рамках настоящей работы этот структурный коэффициент может представлять интерес только как связующий параметр между упругими модулями и пористостью грунта по результатам работы [186].

В зарубежной литературе [125; 141; 166; 168] приводятся несколько эмпирических зависимостей для оценки удельного веса водонасыщенного грунтового слоя с использованием скорости поперечной волны, представленных ниже.

$$\gamma_{\text{sat}} = 8,32 \cdot \lg(V_s) - 1,61 \cdot \lg(z) \quad (1.36)$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 4,17 \cdot \ln(V_{sn}) - 4,03 \quad (1.37)$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 11,27 (V_{sn})^{0,147} (I_p)^{-0,096} \quad (1.38)$$

где z – глубина подошвы слоя, м;

V_s – скорость поперечной волны, м/с;

V_{sn} – скорость поперечной волны, м/с, нормализованная по бытовому давлению на отметке испытаний;

I_p – число пластичности, д. ед.

Нормализованная по бытовому давлению скорость поперечной волны определяется по следующей, предложенной в [126], формуле:

$$V_{sn} = V_s \left(\frac{p_{\text{быт}}}{p_{\text{атм}}} \right)^n \quad (1.39)$$

где $p_{\text{быт}}$ – бытовое давление на отметке испытаний, кПа;

$p_{\text{атм}}$ – атмосферное давление, приблизительно 100 кПа;

n – эмпирическая константа, зависящая от условий на площадке испытаний, для песка принимается равной 0,25 согласно [126].

Зависимость (1.36) была получена на основе анализа большой базы данных результатов испытаний сейсмическим пьезоконусом различных грунтов, расположенных на территориях США, Канады, Мексики, Великобритании, Швеции, Норвегии, Италии [141]. В базе данных собраны результаты испытаний

водонасыщенных песчаных и глинистых грунтов, также представлено несколько крупнообломочных и скальных грунтов. База данных приведена в работе [141]. Эффективное применение зависимости (1.36) на территории РФ рассмотрено в работе [5]. Необходимо отметить, что зависимость (1.36), предложенная в [166], и зависимость (1.37), предложенная в [165], определялись по данным испытаний статическим зондированием пьезоконусом разрушающим методом ВСП.

Для неводонасыщенных грунтов оценку удельного веса можно осуществить по существующим корреляционным зависимостям, приведенным в методических рекомендациях [1].

Помимо всего вышесказанного, многими отечественными и зарубежными авторами отмечается недостаточное внимание исследователей к вопросу затухания объемных и поверхностных волн и учету демпфирующих свойств грунтовой среды в волновых методах [37; 103; 110; 190].

В связи с вышесказанным в работе поставлена задача разработки метода оперативной оценки модуля деформации песчаных и глинистых грунтов, сопоставимого с испытаниями штампом, по результатам многоканального анализа поверхностных волн.

1.6. Модельная кривая деформирования и численное моделирование при предварительном геотехническом прогнозе

Штамповый модуль деформации, с которым сопоставляется оцениваемый модуль деформации по результатам анализа поверхностных волн, согласно [31] при допущении о первых четырех точках графиков нагрузка-осадка будет применим при разных диапазонах нагружения в зависимости от типа грунта. Для оценки диапазона нагрузок можно построить модельную (или теоретическую) кривую деформирования грунта при различных нагрузках на основе существующих моделей грунтов, например гиперболической модели, предложенной в [159] и

лежащей в основе известной модели упрочняющегося грунта [143]. При этом такая кривая может быть сопоставима с результатами трехосных испытаний в пределах применения принципа линейной деформируемости при небольших давлениях и может быть полезна при численном моделировании [73; 76; 87; 160]. В связи с этим в работе поставлена задача разработки метода построения модельной кривой деформирования песчаных и глинистых грунтов по результатам многоканального анализа поверхностных волн.

Применение численного моделирования в комбинации с методами анализа поверхностных волн позволит значительно снизить трудозатраты на этапе предварительных геотехнических прогнозов, а также выполнить уточнение оцениваемых характеристик грунтов путем моделирования полевых испытаний, в частности испытаний штампами. В связи с этим в работе поставлена задача численного моделирования полевых испытаний штампом с использованием модельной кривой деформирования.

Выводы по Главе 1

1. Задачей настоящего исследования является оценка достоверности сведений о напластовании грунтов, получаемых современными неразрушающими методами анализа поверхностных волн, наиболее оптимальным из которых является метод многоканального анализа поверхностных волн.

2. Задачей исследования является разработка неразрушающего метода оперативной оценки модуля деформации песчаных и глинистых грунтов Пермского края для предварительных расчетов оснований и фундаментов путем установления зависимостей между общими и упругими характеристиками деформирования по результатам полевых испытаний штампами и многоканальным анализом поверхностных волн.

3. Прямая связь между упругими и общими характеристиками деформирования, а также возможность оценки по результатам волнового анализа прочностных характеристик грунтов, позволяет построить модельную кривую деформирования песчаных и глинистых грунтов Пермского края по результатам многоканального анализа поверхностных волн для предварительных расчетов оснований и фундаментов, что выделено в качестве задачи исследования.

4. Задачей настоящего исследования является численное моделирование напряженно-деформированного состояния песчаных и глинистых грунтов при полевых испытаниях штампом с использованием модельной кривой деформирования.

5. В современных нормативных документах отсутствуют рекомендации для оценки модуля деформации песчаных и глинистых грунтов через скорость поверхностной волны. Задачей исследования является разработка практических рекомендаций для оценки модуля деформации песчаных и глинистых грунтов Пермского края и построения модельной кривой деформирования песчаных и глинистых грунтов Пермского края по результатам многоканального анализа поверхностных волн для предварительных расчетов оснований и фундаментов.

ГЛАВА 2. ПОЛЕВЫЕ И ЛАБОРАТОРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ

Данные для сопоставления упругих и общих характеристик деформирования были получены автором при выполнении полевых и лабораторных исследований грунтов. Полученные результаты опубликованы в статьях [5; 7; 8; 128; 129].

2.1. Полевые испытания штампами

Полевые исследования грунтов оснований штампами проводились на четырех площадках г. Перми и Пермского края с различными грунтовыми условиями:

1. Площадка № 1. Основание фундаментной плиты промышленного сооружения, г. Губаха, Пермский край; геологическая колонка представлена на Рисунке А.1.

2. Площадка № 2. Свободная от застройки территория бывшего предприятия по адресу г. Пермь, ул. Яблочкова, 26; геологическая колонка представлена на Рисунке А.2.

3. Площадка № 3. Основание фундаментной плиты под жилое здание по адресу г. Пермь, ул. Екатерининская, 177а (ул. Грузинская, 15); геологические колонки точек 1 и 2 представлены на Рисунках А.3 и А.4.

4. Площадка № 4. Свободная от застройки территория лесного массива испытательного полигона кафедры СПГ ПНИПУ; геологическая колонка представлена на Рисунке А.5.

На вышеуказанных площадках были проведены полевые испытания методом многоканального анализа поверхностных волн (МАПВ). Кроме того, для некоторых площадок имелись результаты инженерно-геологических изысканий.

Часть данных имеющихся изысканий была использована для последующего анализа результатов, а именно: физические характеристики грунтов и результаты испытаний штампами на площадках № 1 и 3. На остальных площадках были выполнены недостающие работы по определению физических характеристик грунтов в лабораторных условиях и испытания штампами.

Перечень исследованных грунтов (буква «П» в шифре грунтов обозначает полевые условия исследования) согласно [14; 32]:

– П.Нас – насыпь из песка мелкого однородного, плотного, маловлажного, коэффициент уплотнения $K_y = 0,96$ (площадка № 1);

– П.Гл – глина тугопластичная, полутвердая (площадка № 2);

– П.Суп – супесь серо-коричневая, песчанистая, текучая, с прослойками и линзами мощностью до 3-5 см песка мелкого, серого, водонасыщенного и суглинка коричневого, текучепластичного (площадка № 3 точка 1);

– П.Сугл – суглинок темно-серый, тяжелый, пылеватый, текучепластичный с включениями до 15% хорошо разложившегося органического вещества черного цвета (площадка № 3 точка 2);

– П.Пес – песок мелкий, средней плотности, маловлажный, бурового цвета (площадка № 4).

Определение физических характеристик изученных грунтов производилось в лабораторных условиях по [35]. Основные использованные методы: определение влажности грунта методом высушивания до постоянной массы; определение влажности грунта на границе текучести методом балансирного конуса и определение влажности грунта на границе раскатывания для связных грунтов; определение плотности грунта методом взвешивания в воде для связных грунтов; определение плотности грунта методом режущего кольца для несвязных грунтов; определение плотности частиц грунта пикнометрическим методом. После этого рассчитывались деривативные характеристики. Результаты физических параметров исследованных грунтов представлены в сводной Таблице 2.1.

Таблица 2.1 – Сводная таблица физических характеристик исследованных грунтов

Грунт	W , д. ед.	W_L , д. ед.	W_P , д. ед.	I_P , д. ед.	I_L , д. ед.	ρ , г/см ³	ρ_s , г/см ³	ρ_d , г/см ³	e , д. ед.	S_r , д. ед.
П.Нас	0,07	–	–	–	–	1,82	2,62	1,70	0,54	0,34
П.Гл	0,13	0,33	0,07	0,26	0,23	2,12	2,70	1,88	0,44	0,80
П.Суп	0,24	0,24	0,18	0,06	0,93	2,02	2,70	1,63	0,65	0,99
П.Сугл	0,30	0,35	0,19	0,16	0,69	1,88	2,64	1,45	0,82	0,96
П.Пес	0,10	–	–	–	–	1,63	2,51	1,48	0,69	0,36

Примечание: W – природная влажность; W_L – влажность на границе текучести; W_P – влажность на границе раскатывания; I_P – число пластичности; I_L – показатель текучести; ρ – плотность; ρ_s – плотность частиц грунта; ρ_d – плотность сухого грунта; e – коэффициент пористости; S_r – степень водонасыщения

Испытания грунтов штампами проводились согласно [31, разд. 5]. Испытания выполнялись круглыми штампами с плоской подошвой площадью 600 см², 2500 см² и 5000 см². Вертикальная нагрузка прикладывалась ступенями. Ступени приняты по [31], значения в Таблице 2.2. Согласно п. 5.5.1 [31] нагружение штампов велось до появления приращений осадки на текущей ступени нагружения, превышающих приращения на предыдущей в 2 или более раза.

Для площадки 1 результаты испытаний штампами предоставлены ЦТИМС «МИКС» ПНИПУ [41; 42]. Для площадки 3 результаты испытаний штампами предоставлены ОАО «ВерхнекамТИСИЗ». На площадках 2 [106] и 4 испытания проводились штамповой установкой ШВ60 (Рисунок А.6), состоящей из следующих основных элементов: штамп с плоской подошвой площадью 600 см², нагрузочная пневмосистема с модулем автоматической регулировки давления, портативный компьютер, упорная рама, анкерная система, доборные элементы. В качестве анкерной системы восприятия реактивных усилий были использованы фундаментные блоки ФБС 24-6-6 (Рисунок А.6). Для каждой точки выполнялись одно рекогносцировочное и одно основное испытания штампом. Расхождение результатов рекогносцировочного и основного испытаний не превышало 15 %.

Результаты основных испытаний штампами представлены в Таблице 2.3 и Таблице 2.4. Графики зависимостей нагрузки P от осадки S приведены на Рисунке А.7. Обработка результатов испытаний производилась согласно [31]. Расчет

модуля деформации проводился по стандартной формуле (1.4), принятые значения начального (бытового) давления P_0 для каждой площадки приведены в Таблице 2.2. Для последующего сравнения результатов испытаний расчет модулей деформации производился для двух интервалов нагрузок: стандартный интервал нагрузок для первых четырех точек графиков $S = f(P)$ по [31]; общий для всех площадок интервал 50–125 кПа. Расчет модулей деформации для первого случая представлен в Таблице 2.5, для второго – в Таблице 2.6.

Таблица 2.2 – Ступени приращения вертикальной нагрузки на штампы

Грунт	Площадь штампа, см ²	Начальное давление, P_0 , кПа	Величина ступени, кПа
П.Нас	2500	100	50
П.Гл	600	50	50
П.Суп	5000	50	25
П.Сугл	5000	50	25
П.Пес	600	50	50

Таблица 2.3 – Результаты испытаний штампами на площадках № 1 и 2

P , кПа	Площадка № 1; штамп 2500 см ² ; П.Нас		Площадка № 2; штамп 600 см ² ; П.Гл	
	ΔS , мм	S , мм	ΔS , мм	S , мм
0	0,00	0,00	0,00	0,00
50	0,54	0,54	0,35	0,35
100	0,85	1,39	1,80	2,15
150	0,79	2,18	1,90	4,05
200	0,85	3,03	1,55	5,60
250	0,87	3,90	1,92	7,52
300	0,78	4,68	-	-
350	0,82	5,51	-	-
400	0,87	6,37	-	-

Примечание: P – Удельная нагрузка на штамп; ΔS – приращение осадки за ступень; S – суммарная осадка штампа

Таблица 2.4 – Результаты испытаний штампами на площадках № 3 и 4

P , кПа	Площадка № 3; точка 1; штамп 5000 см ² ; П.Суп		Площадка № 3; точка 2; штамп 5000 см ² ; П.Сугл		Площадка № 4; штамп 600 см ² ; П.Пес	
	ΔS , мм	S , мм	ΔS , мм	S , мм	ΔS , мм	S , мм
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25	0,72	0,72	2,35	2,35	–	–
50	1,00	1,72	2,71	5,06	0,26	0,26
75	1,12	2,84	2,56	7,62	–	–
100	1,47	4,31	2,75	10,37	0,73	0,99
125	1,77	6,08	2,89	13,26	–	–
150	2,05	8,13	5,90	19,16	0,70	1,69
175	4,15	12,28	–	–	–	–
200	–	–	–	–	0,82	2,51
250	–	–	–	–	0,73	3,24
300	–	–	–	–	0,90	4,14
350	–	–	–	–	0,91	5,05

Примечание: P – Удельная нагрузка на штамп; ΔS – приращение осадки за ступень; S – суммарная осадка штампа

Таблица 2.5 – Результаты расчета модуля деформации по [31]

Грунт	УГВ, м	$h_{шт}$, м	A , см ²	D , см	K_1	K_p	ν	P_4 , кПа (S_4 , см)	P_1 , кПа (S_1 , см)	E , МПа
П.Нас	5,00	0,00	2500	56,4	0,79	1,00	0,30	250 (0,390)	100 (0,139)	24,2
П.Гл	3,00	0,10	600	27,6	0,79	1,00	0,25	200 (0,560)	50 (0,035)	5,8
П.Суп	1,60	1,60	5000	79,8	0,79	1,00	0,40	125 (0,608)	50 (0,172)	9,1
П.Сугл	1,90	2,40	5000	79,8	0,79	1,00	0,35	125 (1,326)	50 (0,506)	5,1
П.Пес	5,00	0,10	600	27,6	0,79	1,00	0,30	200 (0,251)	50 (0,026)	13,2

Примечания: 1. Коэффициент условий работы K_p принят равным 1,00 при испытаниях грунтов в шурфах, котлованах, скважинах согласно п. 5.5.2 [31];

2. $h_{шт}$ – глубина установки штампа; A – площадь штампа; D – диаметр штампа; K_1 – коэффициент формы штампа; ν – коэффициент относительной поперечной деформации; P_4 , S_4 – давление и соответствующая ему осадка штампа в четвертой точке графика «нагрузка-осадка»; P_1 , S_1 – давление и соответствующая ему осадка штампа в первой точке графика «нагрузка-осадка»; E – модуль деформации грунта

Таблица 2.6 – Результаты расчета модуля деформации в интервале 50–125 кПа

Грунт	УГВ, м	$h_{шт}$, м	A , см ²	D , см	K_1	K_p	ν	P_4 , кПа (S_4 , см)	P_1 , кПа (S_1 , см)	E , МПа
П.Нас	5,00	0,00	2500	56,4	0,79	1,00	0,30	125 (0,182)	50 (0,054)	23,8
П.Гл	3,00	0,10	600	27,6	0,79	1,00	0,25	125 (0,338)	50 (0,035)	5,1
П.Суп	1,60	1,60	5000	79,8	0,79	1,00	0,40	125 (0,608)	50 (0,172)	9,1
П.Сугл	1,90	2,40	5000	79,8	0,79	1,00	0,35	125 (1,326)	50 (0,506)	5,1
П.Пес	5,00	0,10	600	27,6	0,79	1,00	0,30	125 (0,141)	50 (0,026)	13,0

Примечания: 1. Коэффициент условий работы K_p принят равным 1,00 при испытаниях грунтов в шурфах, котлованах, скважинах согласно п. 5.5.2 [31];

2. $h_{шт}$ – глубина установки штампа; A – площадь штампа; D – диаметр штампа; K_1 – коэффициент формы штампа; ν – коэффициент относительной поперечной деформации; P_4 , S_4 – давление и соответствующая ему осадка штампа в четвертой точке графика «нагрузка-осадка»; P_1 , S_1 – давление и соответствующая ему осадка штампа в первой точке графика «нагрузка-осадка»; E – модуль деформации грунта

2.2. Полевые испытания методом МАПВ

Волновые испытания на площадках № 1–4 (Рисунки 2.1, А.8) проводились методом многоканального анализа поверхностных волн (МАПВ). Для проведения испытаний была использована система ТЕЛСС-3 в составе: сейсморазведочный проводной интерфейс для связи с портативным компьютером; сейсмоприемники колебаний – вертикальные геофоны частотой 10 Гц, 24 шт.; сейсмокосы на 4 геофона – 7 шт.; телеметрические модули для передачи сигнала с приемников на интерфейс, 6 шт.; источник импульса – кувалда массой 4,5 кг с металлической плитой основания. Триггер осуществлялся по замыканию кувалды и плиты основания. Сигнал от триггера на начало записи передавался на интерфейс по

соединительному кабелю. На каждом пункте возбуждения перед началом записи выполнялся тест сейсмических кос и полный тест сейсмостанции.

При проведении экспериментов на всех площадках испытаний принята фланговая система наблюдения ZZ с выносом 10 м по активной схеме проведения работ [21]. Было использовано две схемы расстановки системы наблюдения (Рисунки 2.1, А.8): схема с длиной приемной линии 46 м с шагом приемников 2 м на просторных площадках; схема с длиной приемной линии 11,5 м с шагом приемников 0,5 м на стесненных площадках. Длина приемной линии соответствует максимальной измеряемой длине волны, шаг приемников – минимальной длине волны. Максимальная и минимальная глубины исследований равны половине максимальной и минимальной длин волн соответственно. Центры приемных линий располагались максимально близко к точкам проведения испытаний штампами. Параметры записи волнового сигнала подбирались по рекомендациям [178] и по рекогносцировочным наблюдениям непосредственно на площадке испытаний. Повторных измерений на каждой точке по 3 шт.: два основных и одно рекогносцировочное. Шумовые помехи и искажения устранялись за счет повторения записи в каждом измерении на каждой точке от 5 до 8 раз. Итоговые параметры систем наблюдения представлены в Таблице 2.7.

Таблица 2.7 – Параметры системы наблюдения на площадках испытаний

Грунт	Длина приемной линии, D , м	Вынос источника, X , м	Шаг приемников, dx , м	Период дискретизации, dt , мс	Длина записи, отсчет	Накопления ударов
П.Нас	11,5	2,5	0,5	0,5	2048	5–8
П.Гл	46,0	10,0	2,0	0,5	2048	5–8
П.Суп	11,5	2,5	0,5	0,5	2048	5–8
П.Сугл	11,5	2,5	0,5	0,5	2048	5–8
П.Пес	11,5	2,5	0,5	0,5	2048	5–8

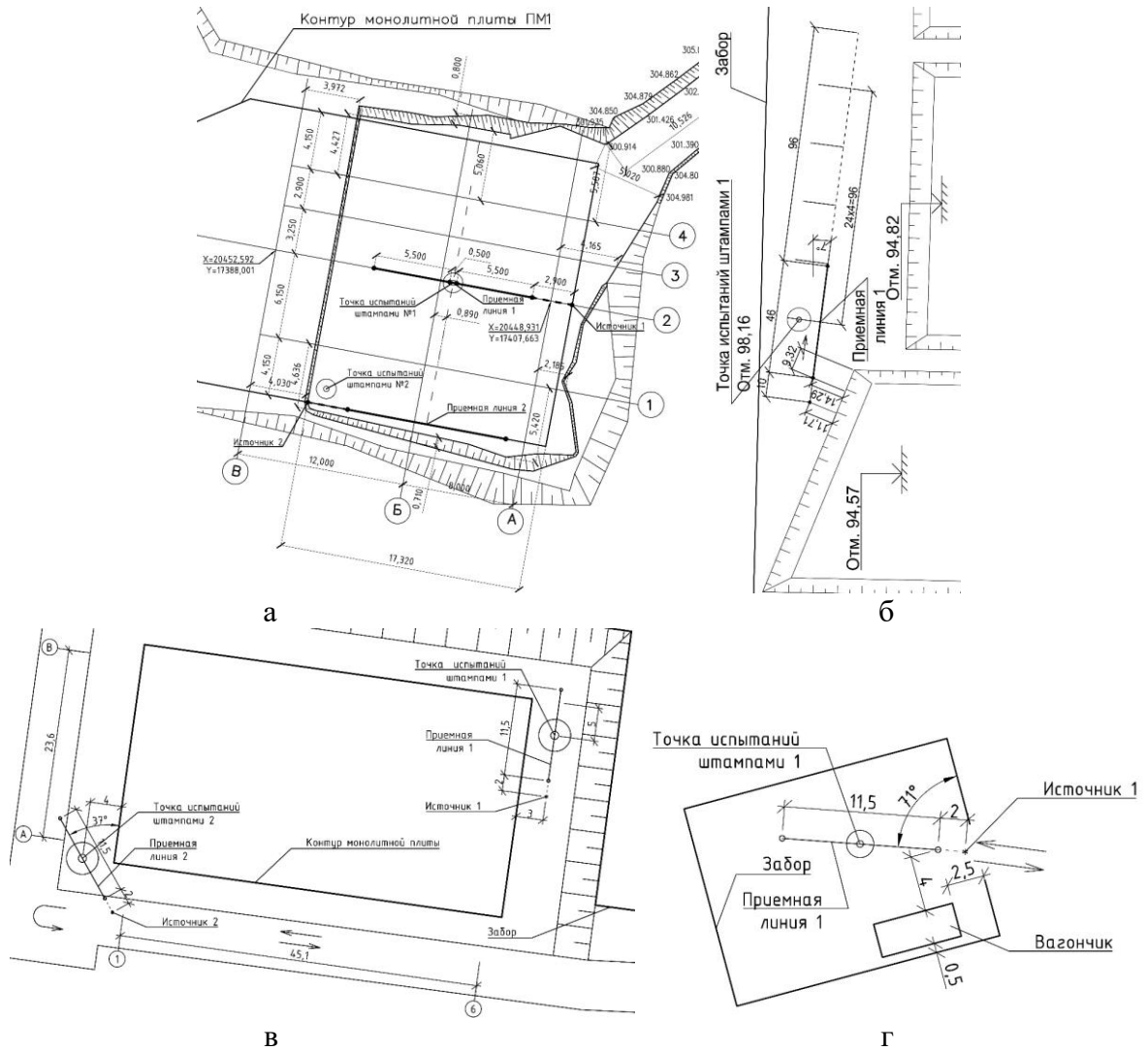


Рисунок 2.1 – Схемы расположения систем наблюдения при проведении волновых испытаний:
 а – площадка № 1; б – площадка № 2; в – площадка № 3; г – площадка № 4

Обработка экспериментальных данных выполнялась в программном комплексе «RadExPro 2014 Starter» в полуавтоматическом режиме. Полученные волновые разрезы сравнивались с геологическими колонками площадок испытаний (Рисунки А.9 и А.10). Оцененные и реальные мощности грунтовых слоев приведены в Таблице 2.8. Слои малой мощности (около 0,5 м и менее), выделенные на колонке, объединены в один слой. Часть границ геологических колонок, попавшая в «слепые зоны» сверху и снизу, не была отмечена на волновых разрезах. Это связано с ограничениями минимальной и максимальной длин регистрируемых поверхностных волн [177]. Это ограничение устраняется повторными замерами с разными шагами расстановки приемников в системе наблюдения.

Границы слоев волновых разрезов получились достаточно близки к данным по геологическим колонкам. Погрешность оценки границ слоев грунта по результатам МАПВ (Таблица 2.8) на глубине до 5 м в большинстве случаев не превышает 20 % от мощности слоев, за исключением площадки 2. Большое расхождение границ для площадки 2 может быть связано с тем, что середина расстановки системы наблюдения располагалась в нескольких метрах от точки установки штампа. По результатам сравнения геологических разрезов с результатами МАПВ можно сделать вывод о достаточной достоверности получаемой картины напластования грунтов при оперативной предварительной оценке оснований.

Таблица 2.8 – Сравнение мощностей слоев по результатам МАПВ с геологическими колонками

№ площадки	Разрез по	Мощность слоя, м			
		Слой 1	Слой 2	Слой 3	Слой 4
1	МАПВ	1,5	2,25	2	-
	Колонка	1,4	-	-	-
2	МАПВ	2,1	2,6	1,8	5,5
	Колонка	0,5+1,5=2,1	3	1	2,5
3 точка 1	МАПВ	1,5	0,6+1,4=2,0	-	-
	Колонка	1,4+0,2=1,6	1,4	-	-
3 точка 2	МАПВ	1,5+0,6=2,1	1,4	2,25	-
	Колонка	2,1	0,3+0,7+0,6=1,6	-	-
4	МАПВ	1	1,4	1,6	-
	Колонка	0,1+0,9=1,0	1,5	1,7	-

В диссертации рассматриваются песчаные и глинистые грунты Пермского края, для которых динамический коэффициент Пуассона в неводонасыщенном состоянии изменяется в диапазоне 0,22–0,44, в водонасыщенном состоянии – 0,47–0,49 согласно таблицам [92, Прил. Г]. Принято значение 0,49, которое соответствует наименьшим значениям скорости волны сдвига и модуля

деформации, что может рассматриваться как запас для наиболее неблагоприятного сочетания при предварительных оперативных расчетах оснований и фундаментов на предпроектном этапе. В связи с этим принято соотношение между скоростью поверхностной волны и скоростью поперечной волны для динамического коэффициента Пуассона 0,49: $V_R = 0,954 V_s$.

Для грунтов, испытанных штампами, по результатам волнового анализа рассчитывался динамический модуль сдвига $G_{0,дин}$ (Таблица 2.9, Рисунок 2.2) по предлагаемой формуле (2.1) [77] для последующего сравнительного анализа результатов волновой съемки и испытаний штампами.

$$G_{0,дин} = 1,1 \cdot 10^{-6} \rho V_R^2, \text{ МПа} \quad (2.1)$$

где ρ – плотность по данным изысканий, кг/м^3 ;

V_R – скорость поверхностной волны, м/с.

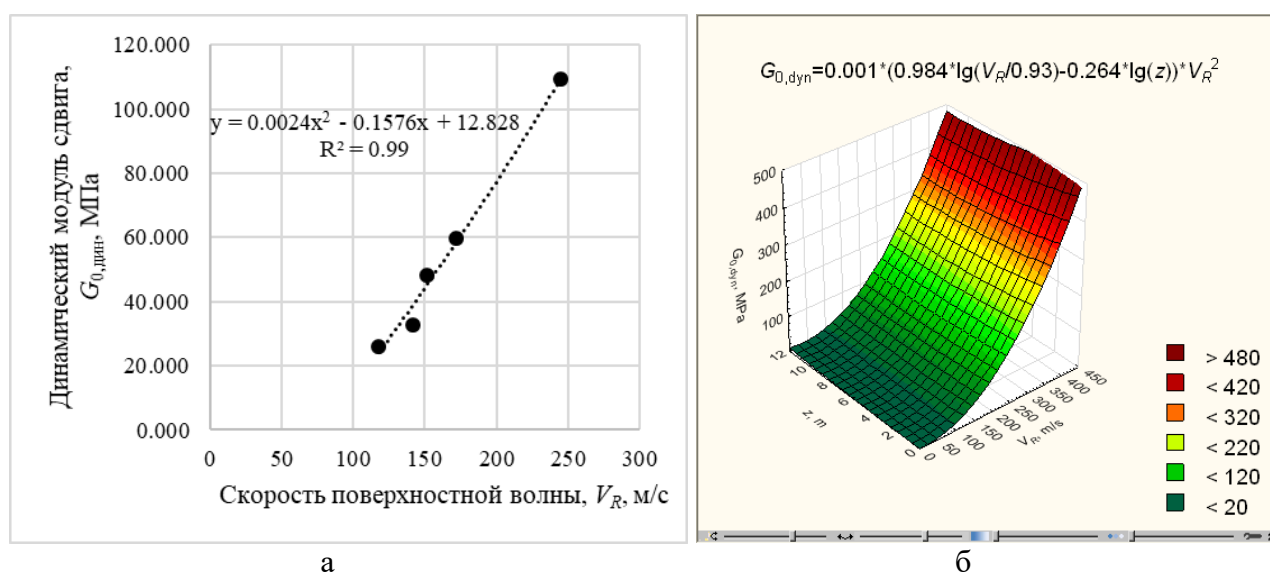


Рисунок 2.2 – Результаты определения динамического модуля сдвига $G_{0,дин}$: а – по результатам МАПВ в зависимости от скорости поверхностной волны V_R ; б – по формулам (2.1) и (1.36) в зависимости от скорости поверхностной волны и глубины

Таблица 2.9 – Средние результаты волнового анализа для исследуемых грунтов

Грунт	Скорость поверхностной волны, V_R , м/с	Плотность по данным изысканий, ρ , кг/м ³	Динамический модуль сдвига, $G_{0,дин}$, МПа
П.Нас	235	1820	111,7
П.Гл	145	2120	48,2
П.Суп	165	2020	60,0
П.Сугл	115	1880	26,4
П.Пес	135	1630	32,0

Стоит отметить, что плотность (удельный вес) в формуле (2.1) может быть также оценена только по результатам МАПВ, как было установлено по результатам литературного обзора в параграфе 1.5. В связи с этим для рассматриваемых водонасыщенных грунтов предлагается формула (2.2) [77] для скорости поверхностной волны на основе известной формулы (1.36).

$$\gamma = 0,7 \ln \left(\frac{V_R^{5,16}}{z} \right) + 0,17, \text{ кН/м}^3 \quad (2.2)$$

где V_R – скорость поверхностной волны, м/с;

z – глубина подошвы слоя грунта, м.

2.3. Определение переходного коэффициента между результатами испытаний штампами и МАПВ

Для корректного сравнения результатов испытаний штампами между собой и с результатами МАПВ за истинное значение модуля деформации принимался модуль E_{5000} , определенный для штампа площадью 5000 см². Для штампа площадью 600 см² модуль деформации E_{600} приводился к модулю деформации E_{5000} с помощью поправочного коэффициента В. М. Чижевского [58]:

$$E_{5000} = mE_{600} \quad (2.3)$$

где E_{600} – модуль деформации для штампа площадью 600 см²;

m – поправочный коэффициент В. М. Чижевского, зависящий от коэффициента пористости e грунта [58, табл. 3].

Для штампов иной площади также по предложению проф. Лушникова [58] поправочный коэффициент Чижевского рассчитывался по формуле из [92, Прил. Д]:

$$m = \left(\frac{A_{5000}}{A_i} \right)^{n/2} \quad (2.4)$$

где A_{5000} – площадь штампа 5000 см²;

A_i – площадь штампа i см²;

n – параметр приведения по [92, Прил. Д], для глинистых грунтов $n = 0,15–0,3$; для песчаных грунтов $n = 0,25–0,5$. Минимальные или максимальные значения из условий $\sigma_{z,p} = 0,5\sigma_{z,g}$ или $\sigma_{z,p} = 0,2\sigma_{z,g}$ соответственно (п. 11.6.2 [92]).

Рассчитанные переходные коэффициенты m и определенные модули деформации E_{5000} и E'_{5000} для двух вышеописанных в параграфе 2.1 случаев приведены в Таблице 2.10.

Таблица 2.10 – Определение коэффициента m по формуле (2.4) и расчетных модулей деформации

Грунт	γ_{lab} , кН/м ³	E_i , МПа	E'_i , МПа	n	A_i , см ²	m	E_{5000} , МПа	E'_{5000} , МПа
П.Пес	15,974	13,2	13,0	0,25	600	1,303	17,2	16,9
П.Нас	17,836	24,2	23,8	0,25	2500	1,091	26,4	26,0
П.Сугл	18,424	5,1	5,1	0,15	5000	1,000	5,1	5,1
П.Суп	19,796	9,1	9,1	0,15	5000	1,000	9,1	9,1
П.Гл	20,776	5,8	5,1	0,15	600	1,172	6,8	6,0

Примечание: γ_{lab} – удельный вес по лабораторным испытаниям; E_i – модуль деформации по [31]; E'_i – модуль деформации в интервале 0,050–0,125 МПа; n – параметр приведения; A_i – площадь штампа; m – поправочный коэффициент по формуле (2.4); E_{5000} – расчетный модуль деформации по [31]; E'_{5000} – расчетный модуль деформации в интервале 0,050–0,125 МПа

Анализ полученных результатов производился с целью установления зависимости между упругими характеристиками, определенными волновым методом, и характеристиками линейно аппроксимированной (далее по тексту – линейной) деформации, определенными по результатам испытаний штампами. Предполагаем, что параметры упругой и линейной деформации, а именно динамический модуль сдвига $G_{0,дин}$ и модуль деформации E_{5000} , связаны между собой через переходный коэффициент k_G , выражаемый для двух вышеописанных случаев зависимостями (2.5), (2.6):

$$k_G = \frac{E_{5000}}{G_{0,дин}} \quad (2.5)$$

$$k'_G = \frac{E'_{5000}}{G_{0,дин}} \quad (2.6)$$

где E_{5000} – модуль деформации для штампа площадью 5000 см², определенный для интервала нагружения, описанного в [31], МПа;

E'_{5000} – модуль деформации для штампа площадью 5000 см² в интервале нагружения 50–125 кПа, МПа;

$G_{0,дин}$ – динамический модуль сдвига по формуле (2.1), МПа.

Результаты определения значений переходного коэффициента k_G приведены в Таблице 2.11. В процессе анализа значений коэффициента k_G установлена его зависимость от удельного веса грунта γ . Изменение удельного веса грунта от 16,0 кН/м³ до 20,8 кН/м³ приводит к уменьшению величины k_G с 0,538 до 0,141 [8] по зависимости, изображенной на Рисунке 2.3а. Установленная зависимость достаточно близко (коэффициент детерминации $R^2 = 0,99$) описывается полиномиальным уравнением третьей степени, которые были получены автоматически с помощью функции «линия тренда» в MS Excel (Рисунок 2.3а) [8]:

$$k_G = -0,004186\gamma^3 + 0,255565\gamma^2 - 5,210825\gamma + 35,624901; R^2 = 0,99 \quad (2.7)$$

где γ – удельный вес грунта, кН/м³;

k_G – переходный коэффициент от динамического модуля сдвига, рассчитанного по результатам МАПВ, к модулю деформации по формуле (2.5);

R^2 – коэффициент детерминации.

Таблица 2.11 – Зависимости переходного коэффициента k_G от удельного веса грунта для модуля деформации по [31], и для модуля деформации в интервале нагрузок 50–125 кПа

Грунт	γ_{lab} , кН/м ³	$G_{0,дин}$, МПа	E_{5000} , МПа	E'_{5000} , МПа	k_G , по формуле (2.5)	k'_G , по формуле (2.6)
П.Пес	15,974	32,0	17,2	16,9	0,538	0,529
П.Нас	17,836	111,7	26,4	26,0	0,236	0,233
П.Сугл	18,424	26,4	5,1	5,1	0,193	0,193
П.Суп	19,796	60,0	9,1	9,1	0,152	0,152
П.Гл	20,776	48,2	6,8	6,0	0,141	0,124

Примечание: γ_{lab} – удельный вес по лабораторным испытаниям; $G_{0,дин}$ – динамический модуль сдвига; E_{5000} – расчетный модуль деформации по [31]; E'_{5000} – расчетный модуль деформации в интервале нагрузок 50–125 кПа

Во втором случае, когда модуль деформации определен для общего интервала нагружения 50–125 кПа, также прослеживается четкая тенденция снижения величины переходного коэффициента k'_G при увеличении значения удельного веса грунта по зависимости (2.8) (Рисунок 2.3б) [8], полученной автоматически с помощью функции «линия тренда» в MS Excel, коэффициент детерминации $R^2 = 0,99$:

$$k'_G = -0,005444\gamma^3 + 0,322701\gamma^2 - 6,397751\gamma + 42,573421; R^2 = 0,99 \quad (2.8)$$

где γ – удельный вес грунта, кН/м³;

k'_G – переходный коэффициент от динамического модуля сдвига, рассчитанного по результатам МАПВ, к модулю деформации по формуле (2.6);

R^2 – коэффициент детерминации.

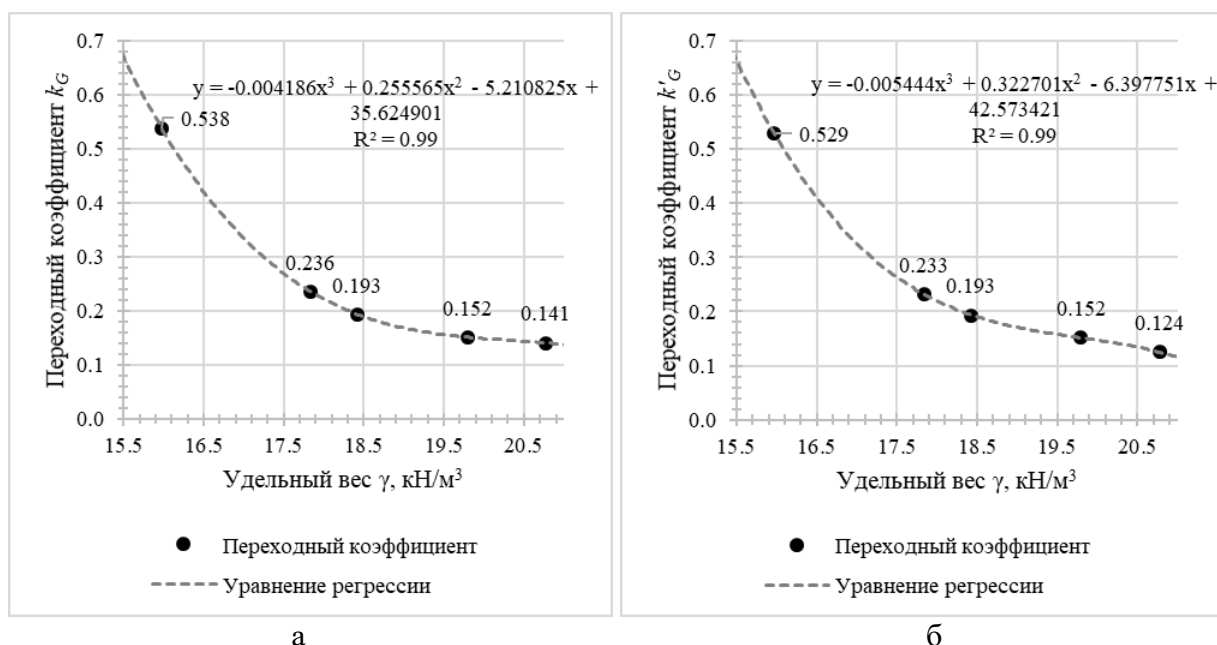


Рисунок 2.3 – Зависимость переходного коэффициента k_G от удельного веса грунта: (а) для модуля деформации определенного по [31], формула (2.7), коэффициент детерминации $R^2 = 0,99$; (б) для модуля деформации в интервале нагрузок 50–125 кПа, формула (2.8), коэффициент детерминации $R^2 = 0,99$

Зависимости (2.7) и (2.8) за счет высокого порядка полиномов чувствительны к количеству значащих цифр. Округление уже до четвертой цифры после запятой приводит к большой погрешности расчета переходного коэффициента, поэтому применение зависимостей (2.7) и (2.8) затруднительно для оперативных расчетов. Эти зависимости необходимо использовать для расчетов с помощью электронных таблиц и компьютерных программ, в которые они будут вводиться один раз при их составлении.

Результаты, представленные на Рисунке 2.3, можно аппроксимировать методом скоростных уравнений первого порядка [150]. Метод скоростных уравнений первого порядка [150] можно применять для описания механических процессов в геотехнике, как было показано в работе [150] на примере компрессионной кривой. Метод основан на утверждении, что скорость приближения к конечному состоянию пропорциональна расстоянию до данного состояния:

$$-\frac{dD}{dt} = mD \quad (2.9)$$

где D – расстояние до точки конечного состояния;
 $-dD/dt$ – скорость процесса, знак «минус» свидетельствует о замедлении процесса при его приближении к конечному состоянию;
 t – время или другая независимая переменная;
 m – скоростной коэффициент пропорциональности.

Графический смысл метода скоростных уравнений первого порядка на примере компрессионной кривой проиллюстрирован на Рисунке 2.4а. Компрессионная кривая при увеличении давления приближается к некоторому предельному значению коэффициента пористости – конечному состоянию. Чем ближе произвольно принятая точка e_1 к конечному состоянию e_{ult} (расстояние $D = e_1 - e_{ult}$ уменьшается), тем процесс уплотнения пропорционально медленней согласно уравнению (2.9).

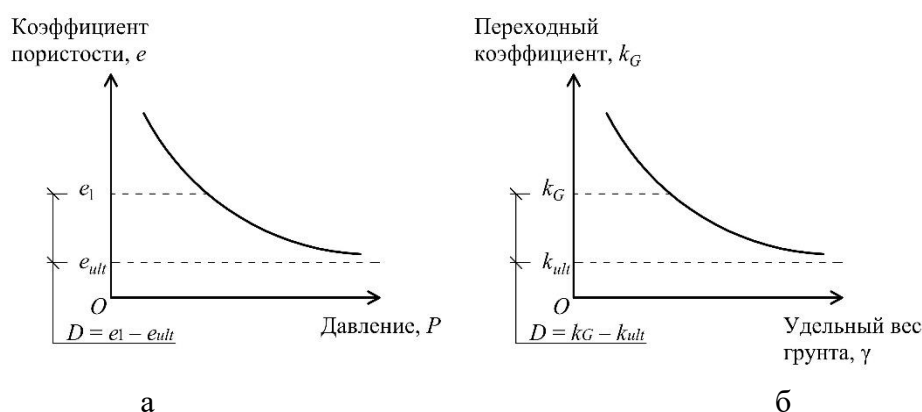


Рисунок 2.4 – Графический смысл метода скоростных уравнений первого порядка: а – на примере компрессионной кривой [150]; б – для переходного коэффициента k_G

В связи с подобием компрессионной кривой по методу скоростных уравнений первого порядка [150] и кривой изменения переходного коэффициента k_G от удельного веса грунта, переформулируем дифференциальное уравнение (2.9) для переходного коэффициента k_G :

$$-\frac{d(k_G - k_{ult})}{d\gamma} = m(k_G - k_{ult}) \quad (2.10)$$

где k_{ult} – точка конечного состояния, к которой стремится величина переходного коэффициента k_G при увеличении удельного веса грунта γ .

Решением дифференциального уравнения (2.10) будет следующее уравнение:

$$\ln(k_G - k_{ult}) = -m\gamma + C \quad (2.11)$$

где C – константа интегрирования.

После преобразования (2.11) примет вид:

$$k_G = k_{ult} + \exp(-m\gamma + C) \quad (2.12)$$

Пример ручного подбора коэффициентов аппроксимации по формуле (2.12) приведен в Приложении Г. Для более точного подбора коэффициентов по формуле (2.12) аппроксимация производилась с автоматическим подбором коэффициентов k_{ult} , m и C в программном комплексе «STATISTICA». Полученные результаты приведены в виде формул (2.13) и (2.14) и на Рисунке 2.5.

$$k_G = 0,12 + \exp(-0,68\gamma + 10) \quad (2.13)$$

$$k'_G = 0,11 + \exp(-0,61\gamma + 8,86) \quad (2.14)$$

Полученные формулы (2.13) и (2.14) имеют более простой вид при той же точности, по сравнению с зависимостями (2.7) и (2.8), и могут быть рекомендованы для оперативных расчетов.

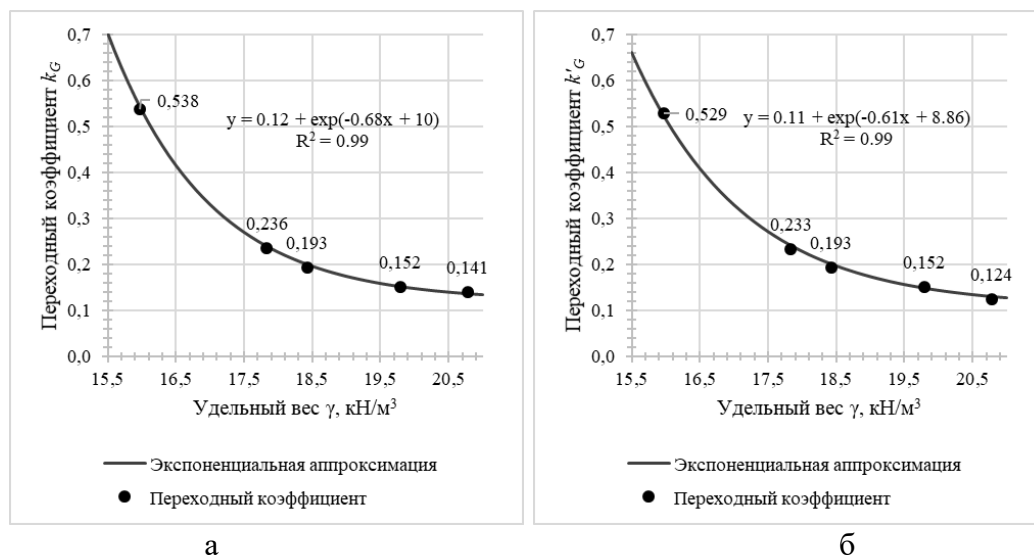


Рисунок 2.5 – Зависимость переходного коэффициента k_G от удельного веса грунта: а – для модуля деформации, определенного по [31], формула (2.13), коэффициент детерминации $R^2 = 0,99$; б – для модуля деформации в интервале нагрузок 50–125 кПа, формула (2.14), коэффициент детерминации $R^2 = 0,99$

Таким образом, в процессе анализа результатов полевых исследований штампами и методом МАПВ получены зависимости переходного коэффициента k_G от динамического модуля сдвига $G_{0,дин}$, рассчитанного по результатам полевых испытаний неразрушающим методом МАПВ, к модулю деформации E , определенному по результатам полевых испытаний штампом, в зависимости от удельного веса грунта γ . Изменение удельного веса грунта от 16,0 кН/м³ до 20,8 кН/м³ приводит к уменьшению величины k_G с 0,538 до 0,141 [8].

На основе анализа результатов выполненных полевых исследований предлагается простая формула оперативной оценки модуля деформации песчаных и глинистых грунтов по результатам волнового анализа методом МАПВ по формуле (2.15):

$$E = k_G G_{0,дин} \quad (2.15)$$

где k_G – переходный коэффициент от динамического модуля сдвига по результатам волновых испытаний к модулю деформации по [31], рассчитываемый по формуле (2.13);

$G_{0,дин}$ – динамический модуль сдвига, рассчитанный по результатам волновой съемки методом МАПВ по формуле (2.1), МПа.

Удельный вес, по которому рассчитывается переходный коэффициент k_G , может быть оценен только по результатам МАПВ с помощью предложенной формулы (2.2).

Предложенный метод проанализирован для дополнительных шести имеющихся результатов испытаний МАПВ и инженерно-геологических изысканий (Таблицы Б.4, Б.5) [3; 72; 107; 122]. Отклонение переходного коэффициента не превышает 31 % со средним значением 15 %.

Предложенный метод в целях накопления информации также дополнительно проанализирован для результатов пятнадцати полевых испытаний штампом связных и несвязных грунтов, предоставленных ООО «Новосибирский инженерный центр». Результаты обработки предоставленных данных приведены в Приложении Б (Таблицы Б.1–Б.3). Анализ полученных результатов показал

хорошую степень оценки модуля деформации. Относительная погрешность не превысила 23 %.

Дополнительные двадцать одно значение переходного коэффициента добавлены на график $k_G = f(\gamma)$ на Рисунке 2.6. Предложенная формула (2.13) демонстрирует хорошую сходимость для проанализированных грунтов, $R^2 = 0,84$.

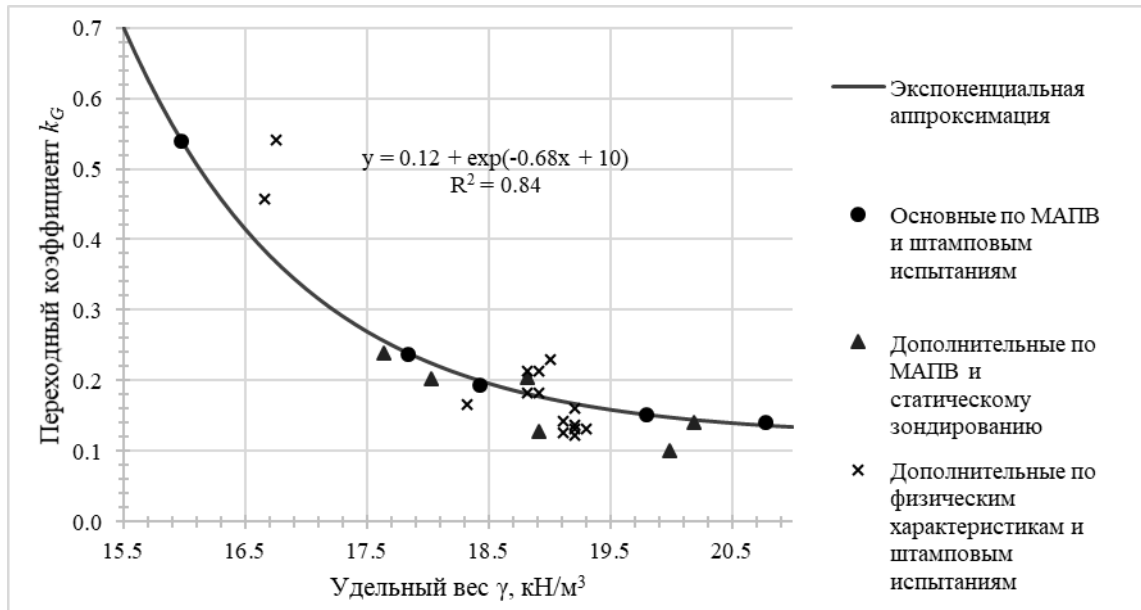


Рисунок 2.6 – Зависимость переходного коэффициента k_G от удельного веса грунта γ для пяти основных и двадцати одного дополнительного грунтов (см. Приложение Б)

В дополнении стоит отметить, что теоретически при известном удельном весе и глубине подошвы слоя грунта с помощью обратного расчета по формуле (2.2) можно оценить скорость поверхностной волны и, соответственно, динамический модуль сдвига. Это дает возможность экспресс-оценки модуля деформации для образцов грунта, испытанных в лаборатории для определения физических характеристик. Данный вопрос требует дополнительного изучения и может быть выделен как отдельное направление будущих исследований.

2.4. Лабораторные испытания на трехосное сжатие

Лабораторные испытания на трехосное сжатие выполнялись с целью выбора и уточнения формы кривой деформирования при разработке алгоритма построения модельной кривой деформирования в следующей Главе 3. Для планирования трехосных испытаний предварительно анализировались результаты трехосных испытаний связных грунтов, предоставленные ООО «НПП «Геотек» и ЦТИМС «МИКС» ПНИПУ. Затем выполнялись испытания на трехосное сжатие образцов связных и несвязных грунтов с заданными параметрами в камере типа А.

Лабораторные испытания грунтов на трехосное сжатие выполнялись на установке трехосного сжатия производства ООО «НПП Геотек» (г. Пенза) ГТ 2.0.9, панель управления давлением ГТ 2.0.11 со статическим и кинематическим режимами нагружения, максимальная нагрузка 1 т (10 кН) (Рисунок А.11). Испытания проводились в камере трехосного сжатия типа А ГТ 2.3.8 (Рисунок А.12). Данные испытаний обрабатывались с помощью программного автоматического измерительно-вычислительного комплекса «АСИС».

Испытанию подвергались образцы песчаного и глинистого грунтов с заданными параметрами в водонасыщенном состоянии. Предварительно формировались образцы с заданной плотностью сухого грунта и небольшой влажностью (Таблица 2.12), а непосредственно водонасыщение осуществлялось в камере трехосного сжатия. Результаты трехосных испытаний опубликованы в работе [130].

Таблица 2.12 – Средние характеристики подготавливаемых образцов

Характеристики	Песчаный образец	Глинистый образец
Предварительная заданная плотность, ρ , г/см ³	1,85	1,83
Плотность частиц, ρ_s , г/см ³	2,66	2,74
Плотность сухого грунта, ρ_d , г/см ³	1,68	1,65
Коэффициент пористости, e , д. ед.	0,58	0,66
Коэффициент водонасыщения, S_r , д. ед.	0,46	0,57
Влажность на границе текучести, W_L , д. ед.	–	0,39
Влажность на границе раскатывания, W_p , д. ед.	–	0,11
Число пластичности, I_p , д. ед.	–	0,28
Показатель текучести, I_L , д. ед.	–	0,00
Предварительная заданная влажность, W , д. ед.	0,10	0,11
Объем образца, V , см ³	196,35	196,35

Образцы формировались в металлической обойме с послойным уплотнением и увлажнением согласно [33]. Сформированный образец выдавливался из обоймы с помощью специального устройства и устанавливался в камеру трехосного сжатия (Рисунок 2.7). Образцы глинистого грунта формировались при заданной влажности, равной влажности на границе раскатывания (Таблица 2.12), послойным трамбованием согласно [33, Прил. В]. Образцы песчаного грунта перед установкой на основание камеры предварительно стабилизировались при отрицательной температуре в течение 1 ч для сохранения формы после извлечения из металлической обоймы. Процедура краткосрочной стабилизации на свойства образцов практически не повлияла, что было установлено при проверочном формировании образца на основании камеры по процедуре, предписанной [29].

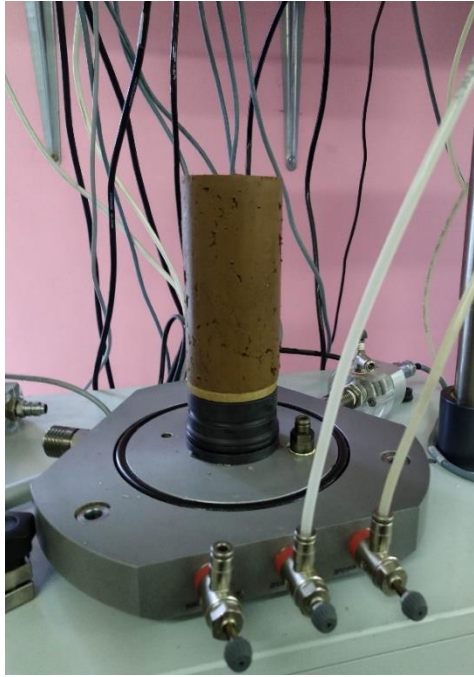


Рисунок 2.7 – Сформированный образец глинистого грунта

Для восстановления предполагаемого природного состояния исследуемых грунтов реконсолидация подготовленных образцов производилась по методу восстановления фазового состояния (ВФС) согласно [29, прил. Е] в камере трехосного сжатия. Метод ВФС используется «для восстановления природной плотности и двухфазового состояния» водонасыщенных в природных условиях грунтов [29, прил. Е]. Предварительно производилось полное водонасыщение образцов в камере трехосного сжатия при небольшом боковом давлении 10–15 кПа. Водонасыщение образцов осуществлялось процедурой попеременного создания/сброса вакуума с выдержкой каждого этапа в течение 1 ч до полного водонасыщения образца. После реконсолидации методом ВФС характеристики грунтов соответствовали принятому природному состоянию. Параметры полученных водонасыщенных образцов представлены в Таблице 2.13. Итоговое наименование испытываемых грунтов по [32] (буква «Л» в шифре грунта обозначает лабораторные условия исследования):

- Л.Пес – песок мелкий, водонасыщенный, плотный;
- Л.Гл.1 – глина тяжелая, тугопластичная.

Таблица 2.13 – Средние характеристики полностью водонасыщенных образцов после реконсолидации методом ВФС

Характеристики	Л.Пес	Л.Гл.1
Плотность, ρ , г/см ³	2,05	2,05
Плотность частиц, ρ_s , г/см ³	2,66	2,74
Плотность сухого грунта, ρ_d , г/см ³	1,68	1,65
Коэффициент пористости, e , д. ед.	0,58	0,66
Коэффициент водонасыщения, S_r , д. ед.	1,00	1,00
Влажность на границе текучести, W_L , д. ед.	–	0,39
Влажность на границе раскатывания, W_P , д. ед.	–	0,11
Число пластичности, I_P , д. ед.	–	0,28
Показатель текучести, I_L , д. ед.	–	0,47
Заданная влажность, W , д. ед.	0,219	0,241
Объем образца, V , см ³	196,35	196,35

Плотность полностью водонасыщенных образцов грунта ρ_{sat} рассчитывалась по следующей формуле [62]:

$$\rho_{sat} = \rho_s(1 - n) + \rho_w n, \text{ г/см}^3 \quad (2.16)$$

где ρ_s – плотность твердых частиц грунта, г/см³;

n – пористость, д.ед.;

$\rho_w = 1,0$ – плотность воды, г/см³.

Метод ВФС осуществлялся в автоматическом режиме в программном комплексе «АСИС» согласно [29, прил. Е]. В связи с необходимостью определения характеристик деформируемости, испытания проводились по консолидированно-дренированной схеме (КД). Ступени приложения бокового давления и период условной стабилизации конечной ступени бокового давления назначались в соответствии с п. 5.3.6.11 [29], принятые величины ступеней и времени представлены в Таблице 2.14.

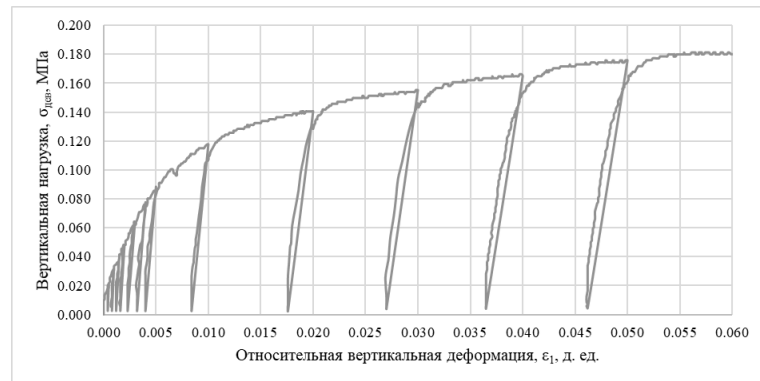
Таблица 2.14 – Параметры испытаний

Характеристики	Л.Пес	Л.Гл.1
Бытовое вертикальное давление, σ_1 , кПа	30	30
Боковое давление в камере, σ_3 , кПа		
Степень бокового давления, кПа		
Время уплотнения ступени по методу ВФС, мин	5	30
Период условной стабилизации конечной ступени бокового давления, ч	0,5	18
Время 100%-ой консолидации, t_{100} , ч	–	24
Скорость нагружения/разгружения, мм/мин	0,001	
Этапы разгрузки по деформации, %	0,05; 0,10; 0,15; 0,20; 0,30; 0,40; 0,50; 1,00; 2,00; 3,00; 4,00; 5,00	
Размеры образцов, $h \times d$, мм \times мм	100 \times 50	

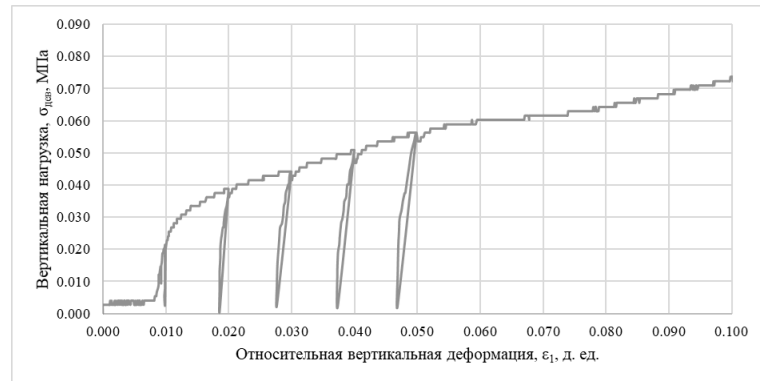
Стабилизация образца на этапе консолидации контролировалась в автоматическом режиме программным комплексом «АСИС». Время 100 %-ной консолидации Л.Гл.1 определено согласно [29, прил. К] по графику изменения объемной деформации от логарифма по времени (Рисунок А.13) и составило $t_{100} = 24$ ч (Таблица 2.14).

В связи с тем, что полевые испытания для нормально уплотненных грунтов проводились на небольшой глубине, для трехосных испытаний была принята «чувствительная» модель при малых боковых давлениях (Таблица 2.14). В целях сокращения сроков проведения испытаний принимался кинематический режим нагружения. Скорость нагружения образца Л.Гл.1 определялась по формуле (Е.1) документа [29, прил. Е]. Время достижения 50 %-ной консолидации определено по графику консолидации (Рисунок А.13) и составило $t_{50} = 266$ мин. В условиях двустороннего дренирования рассчитанная скорость составила $v = 0,00165$ мм/мин. Для создания «чувствительной» модели принималась наименьшая возможная для прибора скорость нагружения 0,001 мм/мин (Таблица 2.14) для обоих типов образцов. Испытания производились до разрушения образца или до максимальной относительной деформация образца 0,15 согласно п. 5.3.6.13 [29]. При обработке результатов испытаний согласно п. 5.3.7.2 [29] также для относительной

вертикальной деформации более 2 % вводилась поправка на изменение площади поперечного сечения образца. Всего для каждого грунта выполнялось по два основных повторения и одно рекогносцировочное испытание (итого три повторения). Полученные по результатам испытаний кривые деформирования представлены на Рисунке 2.8. Результаты повторных испытаний идентичны. Разброс результатов не превышает 10%.



а



б

Рисунок 2.8 – Результаты трехосных испытаний в камере типа А: а – Л.Пес; б – Л.Гл.1

Как видно на Рисунке 2.8б, глинистый образец в камере типа А в начале кривой имеет нелинейный участок, что связано с условиями испытаний. Испытания проводились в условиях всестороннего равномерного сжатия на начальном этапе испытаний, т. е. без учета коэффициента бокового давления в состоянии покоя, что обусловлено конструкцией камеры, в результате между штоком и образцом образовывался зазор. Кроме того, этот участок объясняют «особенностями нагружения прижимного устройства при неидеальной форме и состоянии граней образца, а также наличием приоткрытых в породе трещин» [101]

и пор – начальных структурных дефектов. В связи с этим аппроксимация экспериментальных кривых по данным трехосных испытаний проводилась после небольшого начального участка кривой деформирования (Рисунок 2.8б), соответствующего устранению зазора.

В целях накопления информации в рамках работы был выполнен анализ результатов трехосных испытаний связных грунтов в камере типа А, предоставленных ООО «НПП «Геотек» и ЦТИМС «МИКС» ПНИПУ [106]. Результаты трехосных испытаний опубликованы в работе [130]. Исследованию подвергались следующие виды связных грунтов (буква «Л» в шифре грунта обозначает лабораторные условия исследования):

- Л.Гл.2 – глина полутвердая, легкая пылеватая;
- Л.Сугл.1 – суглинок мягкопластичный;
- Л.Сугл.2 – суглинок мягкопластичный;
- Л.Суп – супесь пластичная, песчанистая.

Кривые деформирования по предоставленным результатам лабораторных испытаний связных грунтов на трехосное сжатие представлены на Рисунке А.14. Физические характеристики связных грунтов представлены в Таблице 2.15.

Таблица 2.15 – Физические характеристики грунтов, для которых имеются данные трехосных испытаний

Грунт	z , м	W , д. ед.	W_L , д. ед.	W_P , д. ед.	I_P , д. ед.	I_L , д. ед.	ρ , г/см ³	ρ_s , г/см ³	ρ_d , г/см ³	e , д. ед.	S_r , д. ед.
Л.Гл.2	6,5	0,25	0,40	0,22	0,18	0,15	1,98	2,73	1,59	0,72	0,94
Л.Сугл.1	2,5	0,22	0,27	0,11	0,16	0,69	1,79	2,54	1,47	0,73	0,77
Л.Сугл.2	4,5	0,23	0,27	0,12	0,15	0,73	1,85	2,54	1,50	0,69	0,84
Л.Суп	3,9	0,24	0,26	0,23	0,03	0,33	1,97	2,58	1,59	0,62	0,99

Примечание: z – глубина отбора образцов; W – природная влажность; W_L – влажность на границе текучести; W_P – влажность на границе раскатывания; I_P – число пластичности; I_L – показатель текучести; ρ – плотность; ρ_s – плотность частиц грунта; ρ_d – плотность сухого грунта; e – коэффициент пористости; S_r – степень водонасыщения

В большинстве испытаний связных грунтов присутствовал начальный участок кривой деформирования (Рисунок 2.9), подобно испытанию глинистого образца заданной плотности и влажности в камере типа А на Рисунке 2.8б. Испытания для предоставленных образцов связных грунтов также проводились в камере типа А по консолидированно-дренированной схеме в условиях всестороннего равномерного сжатия на начальном этапе испытаний. В связи с этим аппроксимация предоставленных результатов испытаний производилась аналогично выполненным трехосным испытаниям для грунтов Л.Пес и Л.Гл.1 после небольшого начального участка кривой $\sigma_{\text{дев}} = f(\epsilon_1)$, соответствующего устранению зазора между штоком и образцом.

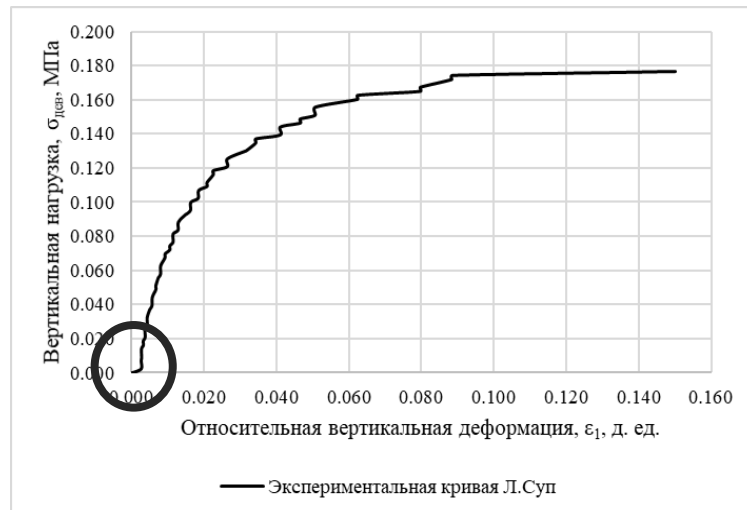


Рисунок 2.9 – Начальный участок на примере кривой испытания Л.Суп

Выводы по Главе 2

1. Многоканальный анализ поверхностных волн позволяет в короткие сроки и с минимальными затратами установить границы слоев грунтового разреза. Расхождения по сравнению с результатами инженерно-геологических изысканий не превышают 20 % от мощности слоев.

2. По результатам МАПВ предложена формула (2.2) для оценки удельного веса грунта по скорости поверхностных волн на основе существующей (1.36) для скорости поперечных волн.

3. Получена зависимость (2.15) и предложен неразрушающий метод оценки модуля деформации, сопоставимого с результатами штамповых испытаний, по динамическому модулю сдвига, оцениваемому по скорости поверхностных волн по предложенной формуле (2.1). Оценка выполняется через переходный коэффициент в зависимости от удельного веса грунта по формуле (2.13), коэффициент детерминации $R^2 = 0,84$ (см. Рисунок 2.6).

4. Удельный вес, по которому рассчитывается переходный коэффициент k_G , может быть оценен только по результатам МАПВ с помощью предложенной формулы (2.2). Это дает возможность оценивать модуль деформации по предложенному методу только по результатам МАПВ без определения удельного веса в лабораторных условиях.

ГЛАВА 3. ПОСТРОЕНИЕ МОДЕЛЬНОЙ КРИВОЙ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ГРУНТОВ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ МАПВ

Построение модельной кривой деформирования грунта по результатам многоканального анализа поверхностных волн позволит быстро и недорого оценить допустимые интервалы нагрузки и деформации при этих нагрузках при предварительной геотехнической оценке оснований. Кроме того, полученная кривая деформирования будет полезна при численном моделировании взаимодействия основания и сооружения. Разработанный в данной Главе метод построения модельной кривой также опубликован в статье [6] и защищен патентом на изобретение [78].

Кривые деформирования, получаемые по результатам лабораторных испытаний грунтов на трехосное сжатие, часто аппроксимируют с помощью различных моделей $\sigma_{\text{дев}} = f(\varepsilon_1)$. Наиболее распространенными моделями аппроксимации являются степенная и гиперболическая [19; 63; 64; 181].

Степенная модель представляет собой степенную функцию:

$$\sigma_{\text{дев}} = A\varepsilon_1^a \quad (3.1)$$

где $\sigma_{\text{дев}} = (\sigma_1 - \sigma_3)$ – девиаторное напряжение, МПа;

ε_1 – относительная вертикальная деформация образца, д. ед.;

A – коэффициент деформирования, МПа

a – коэффициент упрочнения.

Коэффициенты A и a в формуле (3.1) при аппроксимации кривой деформирования $\sigma_{\text{дев}} = f(\varepsilon_1)$ являются просто параметрами аппроксимации без физического смысла, т. е., к примеру, коэффициент A совсем не будет равным некоторому начальному значению модуля деформации или иного параметра.

Гиперболическая модель (3.2) (Рисунок 3.1) предложена в [159] и лежит в основе известной модели упрочняющегося грунта «Hardening Soil» (далее по тексту HS) [143], реализуемой в численных геотехнических программных комплексах.

$$\sigma_{\text{дев}} = \frac{\varepsilon_1}{\frac{1}{E_{\text{упр}}} + \frac{\varepsilon_1}{\sigma_{\text{дев,пр}}}} \quad (3.2)$$

где $E_{\text{упр}}$ – упругий модуль деформации (максимальное значение касательного модуля деформации $E_{\text{тан}}$ в начале кривой деформирования, см. Главу 1, параграфы 1.2 и 1.3), МПа, такой термин введен по аналогии с авторами работ [19; 111];

$\sigma_{\text{дев,пр}}$ – предельное девиаторное напряжение, МПа.

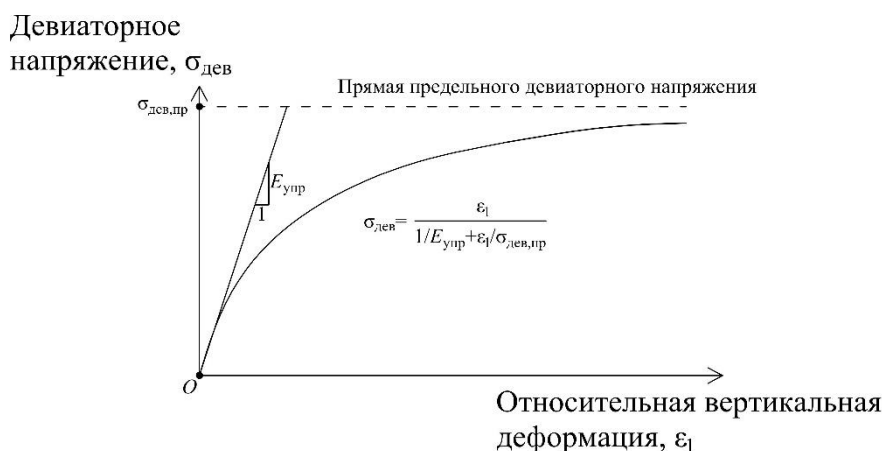


Рисунок 3.1 – Гиперболическая модель аппроксимации кривой деформирования трехосных испытаний по [159]

Аппроксимацию кривых деформирования грунтов можно эффективно выполнять с использованием иных моделей (экспоненциальной, логарифмической).

3.1. Аппроксимация кривой деформирования экспоненциальной зависимостью

Одним из подходов к аппроксимации кривых деформирования грунтов является применение метода скоростных уравнений первого порядка [150] для анализа результатов испытаний. Метод скоростных уравнений первого порядка можно применять для описания механических процессов в геотехнике, как было

показано в работе [150] на примере компрессионной кривой. Метод основан на положении о том, что скорость приближения процесса к конечному состоянию пропорциональна расстоянию до этого состояния:

$$-\frac{dD}{dt} = m_1 D \quad (3.3)$$

где D – расстояние до точки конечного состояния;

– dD / dt – скорость процесса, знак «минус» свидетельствует о замедлении процесса при его приближении к конечному состоянию;

t – время либо другая независимая переменная;

m_1 – скоростной коэффициент пропорциональности первого порядка.

Скоростное уравнение (3.3) основано на экспоненциальном законе изменения переменной величины D от независимой переменной t .

Примем за независимую переменную относительную вертикальную деформацию ε_1 . Используем метод скоростных уравнений первого порядка для описания скорости изменения касательного модуля деформации E_{tan} в зависимости от изменения относительной вертикальной деформации ε_1 (Рисунок 3.2). За конечное состояние примем предельное значение касательного модуля деформации $E_{tan} = 0$.

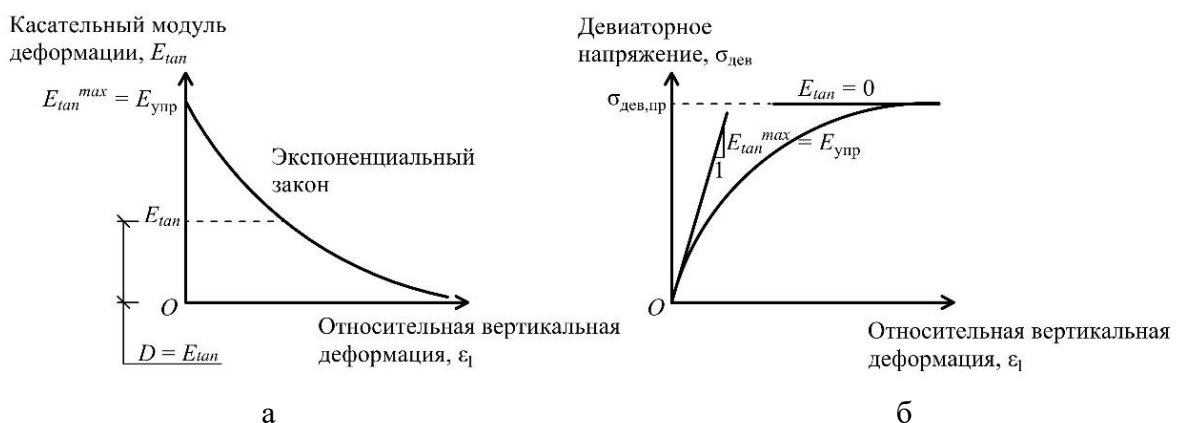


Рисунок 3.2 – К применению метода скоростных уравнений первого порядка: а – экспоненциальный закон изменения касательного модуля деформации от изменения относительной деформации; б – кривая деформирования

Тогда уравнение (3.3) примет вид:

$$-\frac{dE_{tan}}{d\varepsilon_1} = m_1 E_{tan} \quad (3.4)$$

Дифференциальное уравнение (3.4) описывает скорость приближения касательного модуля деформации к конечному состоянию ($E_{tan} = 0$) при увеличении относительной вертикальной деформации (Рисунок 3.2). Решением дифференциального уравнения (3.4) будет уравнение:

$$E_{tan} = C_1 \exp(-m_1 \varepsilon_1) \quad (3.5)$$

где C_1 – константа интегрирования;

\exp – основание натурального логарифма.

Найдем константу интегрирования C_1 из начального условия $E_{tan} = E_{tan}^{max} = E_{упр}$ при $\varepsilon_1 = 0$ (Рисунок 3.2):

$$E_{упр} = C_1 \quad (3.6)$$

Тогда уравнение (3.5) принимает вид:

$$E_{tan} = E_{упр} \exp(-m_1 \varepsilon_1) \quad (3.7)$$

Касательный модуль деформации является производной нормального напряжения σ ($\sigma = \sigma_{дев}$) по относительной вертикальной деформации ε_1 ($E_{tan} = d\sigma / d\varepsilon_1$) поэтому интегрируем уравнение (3.7) по $d\varepsilon_1$ и получаем уравнение аппроксимации для кривой деформирования $\sigma_{дев} = f(\varepsilon_1)$:

$$\sigma_{дев} = -\frac{1}{m_1} E_{упр} \exp(-m_1 \varepsilon_1) + C_2 \quad (3.8)$$

где C_2 – вторая константа интегрирования.

Найдем константу интегрирования C_2 из начального условия $\sigma_{дев} = 0$ при $\varepsilon_1 = 0$:

$$C_2 = \frac{1}{m_1} E_{упр} \quad (3.9)$$

Подставляем (3.9) в (3.8) и получаем преобразованное уравнение аппроксимации:

$$\sigma_{\text{дев}} = \frac{E_{\text{упр}}}{m_1} (1 - \exp(-m_1 \varepsilon_1)) \quad (3.10)$$

Примем:

$$\sigma_{\text{дев,пр}} = \frac{E_{\text{упр}}}{m_1} \quad (3.11)$$

Подставляем (3.11) в уравнение (3.10) и получаем уравнение аппроксимации кривой деформирования:

$$\sigma_{\text{дев}} = \sigma_{\text{дев,пр}} (1 - \exp(-m_1 \varepsilon_1)) \quad (3.12)$$

В уравнении (3.12) экспонента характеризует степень отклонения кривой деформирования от прямой предельного девиаторного напряжения.

Если в уравнения (3.7) и (3.12) подставить $\varepsilon_1 = 1 / m_1$, то получим:

$$E_{\text{тан}} = E_{\text{упр}} \exp(-1) = 0,368 E_{\text{упр}} \quad (3.13)$$

$$\sigma_{\text{дев}} = \sigma_{\text{дев,пр}} (1 - \exp(-1)) = 0,632 \sigma_{\text{дев,пр}} \quad (3.14)$$

Получим соотношение секущего модуля деформации с упругим модулем деформации в точке $\varepsilon_1 = 1 / m_1$:

$$E = \frac{\sigma_{\text{дев}}}{\varepsilon_1} = \frac{0,632 \sigma_{\text{дев,пр}}}{\frac{1}{m_1}} = 0,632 E_{\text{упр}} \quad (3.15)$$

Тогда можно сделать вывод о том, что m_1 – скоростной коэффициент пропорциональности, обратная величина которого $1 / m_1$ равна относительной вертикальной деформации при которой достигается 63,2 % от максимальной прочности (согласно (3.14)) (Рисунок 3.3). Секущий модуль деформации E при $\varepsilon_1 = 1 / m_1$ составляет 63,2 % от упругого модуля деформации (согласно (3.13)), а касательный модуль деформации $E_{\text{тан}}$ составляет 36,8 % от упругого модуля деформации $E_{\text{упр}}$ (согласно(3.15)).

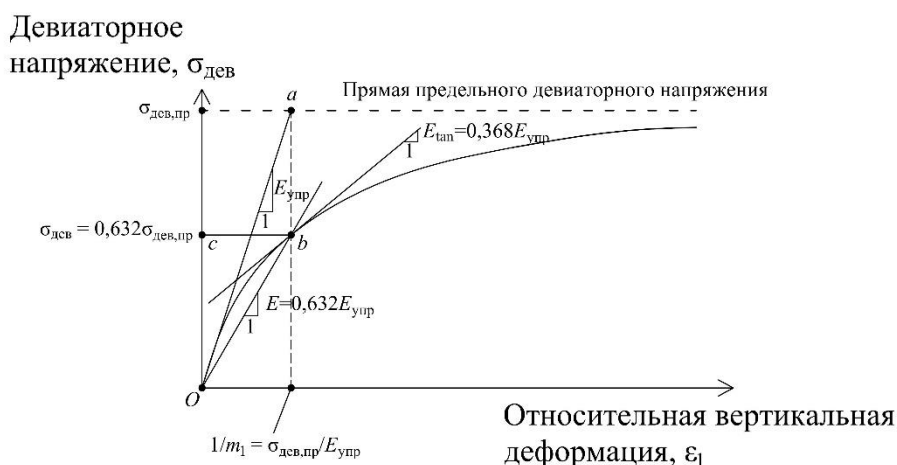


Рисунок 3.3 – Смысл скоростного коэффициента пропорциональности m_1

Таким образом в результате применения метода скоростных уравнений первого порядка получено уравнение аппроксимации (3.12) кривой деформирования $\sigma_{\text{дев}} = f(\varepsilon_1)$ из испытаний грунтов на трехосное сжатие. Результаты аппроксимации будут рассмотрены ниже.

3.2. Аппроксимация кривой деформирования логарифмической зависимостью

Метод скоростных уравнений также позволяет использовать уравнения более высоких порядков. В качестве эксперимента, для получения уравнения аппроксимации $\sigma_{\text{дев}} = f(\varepsilon_1)$ применим уравнение скоростное уравнение второго порядка для описания зависимости касательного модуля деформации $E_{\text{тан}}$ от относительной деформации ε_1 подобно методу скоростных уравнений первого порядка по [150]:

$$-\frac{dD}{dt} = m_2 D^2 \quad (3.16)$$

где m_2 – скоростной коэффициент пропорциональности второго порядка.

Тогда дифференциальное уравнение (3.4) принимает вид:

$$-\frac{dE_{tan}}{d\varepsilon_1} = m_2 E_{tan}^2 \quad (3.17)$$

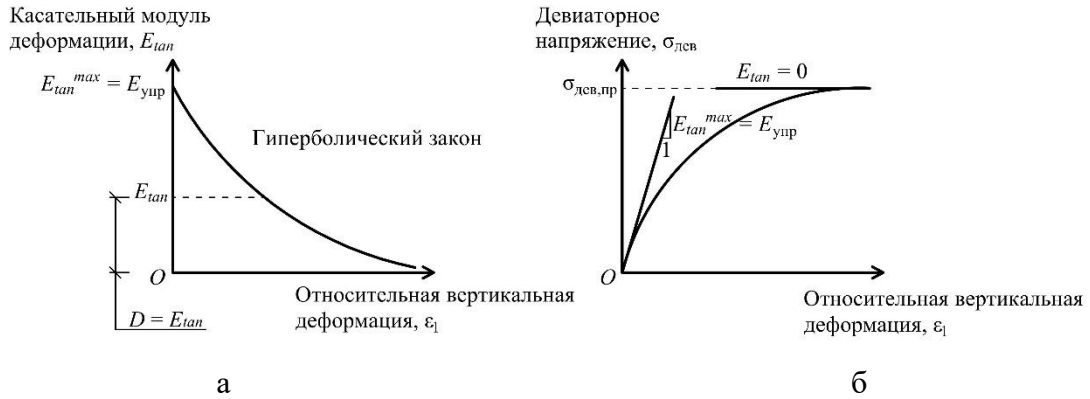


Рисунок 3.4 – К применению метода скоростных уравнений второго порядка: а – гиперболический закон изменения касательного модуля деформации от изменения относительной деформации; б – кривая деформирования

Решением дифференциального уравнения (3.17) будет:

$$E_{tan} = \frac{1}{C_1 + m_2 \varepsilon_1} \quad (3.18)$$

где C_1 – первая константа интегрирования.

В этом случае изменение касательного модуля деформации в зависимости от осевой деформации происходит по гиперболическому закону (Рисунок 3.4). Найдем константу интегрирования C_1 из начального условия $E_{tan} = E_{упр}$ при $\varepsilon_1 = 0$ (Рисунок 3.4):

$$E_{упр} = \frac{1}{C_1} \quad (3.19)$$

Тогда решение (3.18) принимает вид:

$$E_{tan} = \frac{1}{\frac{1}{E_{упр}} + m_2 \varepsilon_1} \quad (3.20)$$

Интегрируем (3.18) по $d\varepsilon_1$:

$$\sigma_{\text{дев}} = \frac{\ln\left(\frac{1}{E_{\text{упр}}} + m_2 \varepsilon_1\right)}{m_2} + C_2 \quad (3.21)$$

где C_2 – вторая константа интегрирования.

Найдем константу интегрирования C_2 из начального условия $\sigma_{\text{дев}} = 0$ при $\varepsilon_1 = 0$:

$$C_2 = -\frac{\ln\left(\frac{1}{E_{\text{упр}}}\right)}{m_2} = \frac{\ln(E_{\text{упр}})}{m_2} \quad (3.22)$$

Подставляем (3.22) в (3.21) и после преобразований получаем:

$$\sigma_{\text{дев}} = \frac{\ln(1 + m_2 E_{\text{упр}} \varepsilon_1)}{m_2} \quad (3.23)$$

Физический смысл скоростного коэффициента пропорциональности m_2 в данном случае не определен и оставлен лишь математическим параметром аппроксимации без какого-либо физического смысла.

Сравнение результатов аппроксимации по различным моделям рассмотрены в следующем параграфе.

3.3. Результаты аппроксимации кривых деформирования трехосных испытаний

Аппроксимация результатов трехосных испытаний выполнялась с использованием четырех моделей: степенной (3.1), гиперболической (3.2), экспоненциальной (3.12) и логарифмической (3.23). Параметры аппроксимации, подобранные автоматически с помощью программного комплекса «STATISTICA», приведены в Таблицах 3.1–3.4. Аппроксимация осуществлялась для результатов, полученных при трехосных испытаниях в камере типа А. Сравнение

экспериментальных и аппроксимированных кривых деформирования приведено на Рисунках А.15–А.20.

Таблица 3.1 – Параметры аппроксимации по степенной модели (3.1)

Грунт	Бытовое давление, $\sigma_{\text{быт}}$, МПа	Удельный вес, γ , кН/м ³	Коэффициент деформирования, A , МПа	Коэффициент упрочнения, a	Коэффициент детерминации, R^2
Л.Пес.А	0,030	19,696	0,434	0,298	0,97
Л.Гл.1.А	0,030	18,113	0,161	0,357	0,99
Л.Гл.2	0,150	19,404	2,480	0,742	0,99
Л.Сугл.1	0,045	17,542	0,212	0,343	0,99
Л.Сугл.2	0,082	18,130	0,669	0,480	0,99
Л.Суп	0,077	19,306	0,442	0,372	0,98

Таблица 3.2 – Параметры аппроксимации по гиперболической модели (3.2)

Грунт	Бытовое давление, $\sigma_{\text{быт}}$, МПа	Удельный вес, γ , кН/м ³	Упругий модуль деформации, $E_{\text{упр}}$, МПа	Предел прочности, $\sigma_{\text{дев,пр}}$, МПа	Коэффициент детерминации, R^2
Л.Пес.А	0,030	19,696	29,273	0,193	0,99
Л.Гл.1.А	0,030	18,113	3,421	0,089	0,92
Л.Гл.2	0,150	19,404	9,742	0,495	0,99
Л.Сугл.1	0,045	17,542	8,353	0,105	0,98
Л.Сугл.2	0,082	18,130	9,278	0,265	0,99
Л.Суп	0,077	19,306	14,786	0,189	0,99

Таблица 3.3 – Параметры аппроксимации по экспоненциальной модели (3.12)

Грунт	Бытовое давление, $\sigma_{\text{быт}}$, МПа	Удельный вес, γ , кН/м ³	Предел прочности, $\sigma_{\text{дев,пр}}$, МПа	Скоростной коэффициент, m_1	Коэффициент детерминации, R^2
Л.Пес.А	0,030	19,696	0,167	115,223	0,95
Л.Гл.1.А	0,030	18,113	0,075	31,248	0,85
Л.Гл.2	0,150	19,404	0,306	30,650	0,99
Л.Сугл.1	0,045	17,542	0,092	61,643	0,96
Л.Сугл.2	0,082	18,130	0,208	35,737	0,98
Л.Суп	0,077	19,306	0,158	71,010	0,98

Таблица 3.4 – Параметры аппроксимации по логарифмической модели (3.23)

Грунт	Бытовое давление, $\sigma_{\text{быт}}$, МПа	Удельный вес, γ , кН/м ³	Упругий модуль деформации, $E_{\text{упр}}$, МПа	Скоростной коэффициент, m_2	Коэффициент детерминации, R^2
Л.Пес.А	0,030	19,696	65,679	25,306	0,99
Л.Гл.1.А	0,030	18,113	6,877	50,955	0,96
Л.Гл.2	0,150	19,404	10,163	5,130	0,99
Л.Сугл.1	0,045	17,542	16,749	46,176	0,99
Л.Сугл.2	0,082	18,130	12,272	13,542	0,99
Л.Суп	0,077	19,306	24,082	22,493	0,99

Аппроксимация кривых деформирования по всем четырем моделям выполнена с достаточно высокой точностью. Полученный упругий модуль деформации $E_{\text{упр}}$ (максимальный касательный модуль деформации, см. условные обозначения) при аппроксимации не совпадает со статическим модулем упругости $E_{0,\text{ст}}$. Для степенной модели (3.1) отсутствует очевидная связь коэффициентов аппроксимации с параметрами деформирования, что делает эту модель непригодной для дальнейших задач исследования. В связи с отсутствием явной связи скоростного коэффициента аппроксимации m_2 для логарифмической модели (3.23) с параметрами деформирования также принято решение отказаться от использования этой модели. С учетом вышеизложенного, для дальнейшего анализа приняты гиперболическая (3.2) и экспоненциальная (3.12) модели.

3.4. Оценка параметров модельной кривой деформирования

Аппроксимация кривой деформирования грунта гиперболической (3.2) и экспоненциальной (3.12) моделями возможна при наличии двух параметров: упругого модуля деформации $E_{\text{упр}}$ и предельного девиаторного напряжения $\sigma_{\text{дев,пр}}$

(Рисунки 3.1 и 3.2). По результатам экспериментальных исследований (см. Главу 2) показано, что по результатам анализа поверхностных волн можно оценить модуль деформации, сопоставимый с модулем деформации по результатам штамповых испытаний $E_{шт}$ по предложенной формуле (2.15). Упругий модуль деформации $E_{упр}$ несколько превышает штамповый модуль деформации $E_{шт}$ и намного меньше динамического модуля упругости $E_{0,дин}$. Согласно Рисунку 3.3 и формуле (3.15) модуль деформации можно задать как долю от упругого модуля деформации $E_{упр}$, являющегося первым параметром аппроксимации, поэтому штамповый модуль деформации $E_{шт}$ определим как часть упругого модуля деформации $E_{упр}$ (т. е. $r = E_{шт} / E_{упр}$). Тогда упругий модуль деформации будет удовлетворять равенству:

$$E_{упр} = \frac{E_{шт}}{r} \quad (3.24)$$

Данные об исследовании отношения r штампового модуля деформации к упругому модулю деформации в отечественной литературе не найдены, поэтому этот вопрос требует дополнительных исследований. Предварительно величину r можно оценить по результатам испытаний штампом, приведенных в Главе 2. Расчет упругого модуля деформации выполнен по формуле (1.4) для первой степени нагружения штампа после приложения бытового давления, достаточно близкой к упругой стадии. Расчет отношения r сведен в Таблицу 3.5, из которой видно, что параметр r принимает значение из интервала 0,59–0,86. Параметр, от которого может зависеть отношение r , при проведении настоящих исследований не установлен, что может являться задачей последующих исследований. Из Таблицы 3.5 видно, что величина r в большинстве случаев близка к 0,65, поэтому предварительно для дальнейшего анализа принималось $r = 0,65$.

Таблица 3.5 – Оценка отношения штампового и упругого модулей деформации по данным испытаний штампом

Тип грунта	Диаметр штампа, D , см (в скобках – площадь штампа, A_i , см ²)	Коэффициент относительной поперечной деформации, ν	Давление начального упругого участка, P , кПа (в скобках – осадка при давлении P , S , см)	Упругий модуль деформации по (1.4) по [31], $E_{упр,i}$, МПа	Параметр приведения, n	Коэффициент поправки модуля деформации, m , по формуле (2.4)	Расчетный (5000 см ²) упругий модуль деформации, $E_{упр}$, МПа	Расчетный (5000 см ²) модуль деформации, $E_{лтг}$, МПа	Отношение штампового и упругого модулей деформации, $r = E_{лтг} / E_{упр}$
П.Нас	56,4 (2500)	0,30	50 (0,054)	37,5	0,25	1,091	40,9	26,4	0,65
П.Гл	27,6 (600)	0,25	100 (0,215)	9,5	0,15	1,172	11,1	6,8	0,61
П.Суп	79,8 (5000)	0,40	50 (0,172)	15,4	0,15	1,000	15,4	9,1	0,59
П.Сугл	79,8 (5000)	0,35	25 (0,235)	5,9	0,15	1,000	5,9	5,1	0,86
П.Пес	27,6 (600)	0,30	100 (0,099)	20,0	0,25	1,303	26,1	17,2	0,66

Теперь для построения кривой деформирования требуется оценить предельное девиаторное напряжение $\sigma_{дев,пр}$, которое может быть найдено по следующей зависимости, используемой в гиперболической модели HS [181]:

$$\sigma_{дев,пр} = \frac{1}{R_f} (c \operatorname{ctg} \varphi + \sigma_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}, \text{ кПа} \quad (3.25)$$

где R_f – критерий разрушения, является отношением девиаторного напряжения при разрушении образца к асимптоте предельного девиаторного напряжения; обычно задается в пределах 0,6–1 [143] и зачастую принимается равным 0,9 для гиперболической модели [181]; для экспоненциальной модели принят равным 1,0;

c – удельное сцепление, кПа;

φ – угол внутреннего трения, град;

σ_3 – боковое давление, кПа.

Боковое давление σ_3 может быть оценено по волновому разрезу по формуле:

$$\sigma_3 = K_0 \sigma_1 = K_0 \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i, \text{ кПа} \quad (3.26)$$

где n – количество слоев грунтового массива над точкой на исследуемой глубине;

h_i – высота i -го грунтового слоя, м;

γ_i – удельный вес i -го грунтового слоя, кН/м³, может быть оценен по формуле (1.36) [166];

K_0 – коэффициент бокового давления грунта в покое по известной формуле (3.27) [131]:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (3.27)$$

где φ – угол внутреннего трения грунта, град.

Удельное сцепление c и угол внутреннего трения φ также могут быть оценены по результатам многоканального анализа поверхностных волн. На основе нескольких корреляционных зависимостей с наибольшим коэффициентом корреляции R (формулы (1.31) и (1.32) из параграфа 1.5) из методических рекомендаций [1] предложены две зависимости для скорости поверхностной волны:

$$c = 4,2 \cdot 10^{-10} \rho V_R^2 + 0,0087, \text{ МПа}, \quad 0,010 \leq c \leq 0,147; \quad R = 0,82 \quad (3.28)$$

$$\varphi = 45,6 - 7,6 \frac{V_p}{V_R}, \text{ град}, \quad 11 \leq \varphi \leq 35; \quad R = 0,92 \quad (3.29)$$

где $G_{0,\text{дин}}$ – динамический модуль сдвига, МПа, по формуле (2.1);

V_R – скорость поверхностной волны, м/с, определяемая по результатам полевых исследований методом МАПВ;

V_p – скорость продольной волны, м/с, может быть определена по результатам полевых испытаний методом КМПВ или рассчитана по скорости поверхностной волны V_R и динамическому коэффициенту Пуассона $\nu_{\text{дин}}$ по формуле (3.30), который может быть оценен по [92, Прил. Г] при доступности данных о подвидах и наименованиях грунтов, слагающих разрез;

$$V_p = 1,05 \cdot V_R \cdot \sqrt{\frac{2(1 - \nu_{\text{дин}})}{1 - 2\nu_{\text{дин}}}} \quad (3.30)$$

Корреляционные зависимости (3.28) и (3.29) предназначены для песчано-глинистых грунтов естественной влажности и привязаны к территориальным районам Урала и Западной Сибири, поэтому может потребоваться их актуализация и, возможно, поиск иных зависимостей более широкого круга применимости. Этот вопрос может быть выделен как отдельное направление дальнейших исследований.

Далее выбирается предполагаемая модель кривой деформирования $\sigma_{\text{дев}} = f(\varepsilon_1)$ (Рисунок 3.5) и выполняется графическое построение.

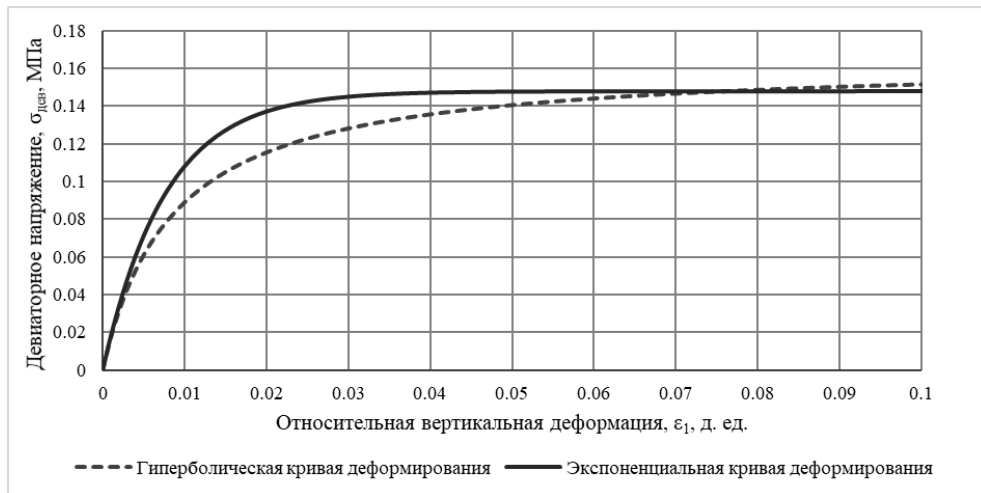


Рисунок 3.5 – Виды гиперболической и экспоненциальной модельных кривых деформирования

На модельной кривой деформирования можно отметить штамповый модуль деформации $E_{\text{шт}}$, т. к. согласно [18; 60] значения модуля деформации из трехосных испытаний близки к значениям штампового модуля деформации $E_{\text{шт}}$ при одинаковых боковых давлениях. Для этого необходимо найти относительную вертикальную деформацию и соответствующее напряжение.

Запишем выражения для нахождения секущего штампового модуля деформации $E_{\text{шт}}$ для экспоненциальной и гиперболической кривой на основе выражений (3.12) и (3.2) соответственно.

$$E_{\text{шт}} = \frac{\sigma_{\text{дев}}}{\varepsilon_1} = \frac{\sigma_{\text{дев,пр}}}{\varepsilon_1} (1 - \exp(-m_1 \varepsilon_1)) \quad (3.31)$$

$$E_{\text{шт}} = \frac{\sigma_{\text{дев}}}{\varepsilon_1} = \frac{1}{\frac{1}{E_{\text{упр}}} + \frac{\varepsilon_1}{\sigma_{\text{дев,пр}}}} \quad (3.32)$$

В силу принятого соотношения (3.11) из полученных уравнений вычислим величину r (полученное уравнение (3.33) для экспоненциальной модели, уравнение (3.34) для гиперболической модели):

$$\frac{E_{\text{шт}}}{E_{\text{упр}}} = r = \frac{1}{m_1 \varepsilon_1} (1 - \exp(-m_1 \varepsilon_1)) \quad (3.33)$$

$$\frac{E_{\text{шт}}}{E_{\text{упр}}} = r = \frac{1}{1 + m_1 \varepsilon_1} \quad (3.34)$$

Произведем замену $x = m_1 \varepsilon_1$, т. е. принимаем относительную деформацию для штампового модуля как долю x от отношения $1 / m_1$ (Рисунок 3.6) (полученное уравнение (3.35) для экспоненциальной модели, уравнение (3.36) для гиперболической модели):

$$r = \frac{1}{x} (1 - \exp(-x)) \quad (3.35)$$

$$r = \frac{1}{1 + x} \quad (3.36)$$

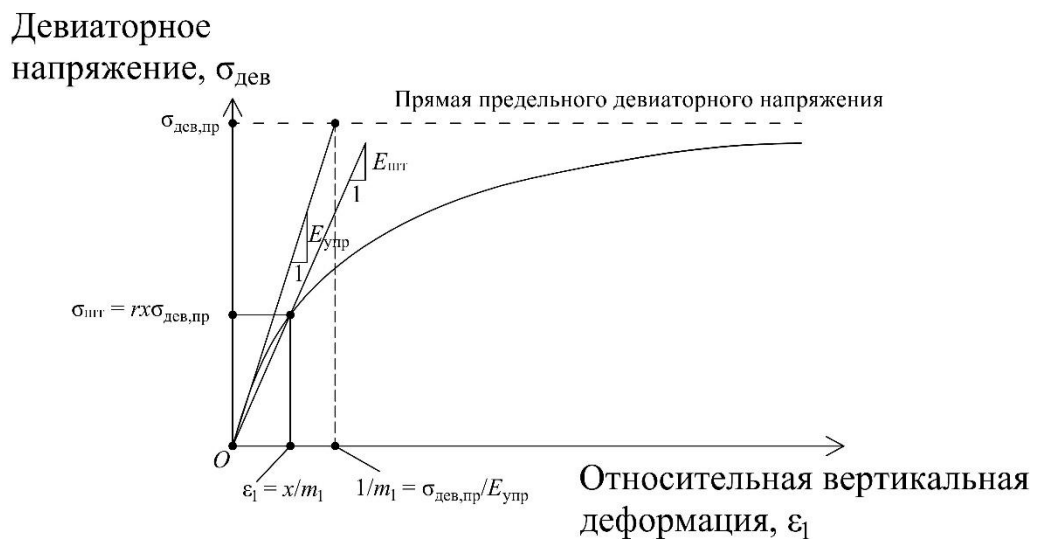


Рисунок 3.6 – Нахождение точки штампового модуля деформации на модельной кривой деформирования

Уравнение (3.35) для экспоненциальной модели является трансцендентным, поэтому корень данного уравнения записывается с помощью W -функции Ламберта, являющейся обратной функцией к функции $f(x) = x \exp(x)$ (решение получено с помощью автоматизированного веб-приложения [201]):

$$x = \frac{rW\left(-\frac{\exp(-1/r)}{r}\right) + 1}{r} \quad (3.37)$$

Для экспоненциальной модели при r из интервала 0,59–0,86 корень x принимает значения из интервала 0,310–1,168. При предварительно принятом $r = 0,65$ корень $x = 0,934$. Числовые решения уравнения (3.37) также получены с помощью автоматизированного веб-приложения [201].

Для гиперболической модели корень уравнения (3.36) алгебраически легко находится:

$$x = \frac{1-r}{r} \quad (3.38)$$

Тогда для гиперболической модели при r из интервала 0,59–0,86 корень x принимает значения из интервала 0,163–0,695. При предварительно принятом $r = 0,65$ корень $x = 0,538$.

Напряжение для штампового модуля деформации (Рисунок 3.6) может быть найдено по формуле:

$$\sigma_{\text{шт}} = E_{\text{шт}} \varepsilon_{\text{шт}} = E_{\text{шт}} x \frac{1}{m_1} = \frac{E_{\text{шт}}}{E_{\text{упр}}} x \sigma_{\text{дев,пр}} = r x \sigma_{\text{дев,пр}} \quad (3.39)$$

где r – отношение штампового и упругого модулей деформации;

x – параметр, принимаемый в зависимости от r по формулам (3.37) и (3.38) для экспоненциальной и гиперболической моделей соответственно;

$\sigma_{\text{дев,пр}}$ – предельное девиаторное напряжение.

Таким образом, по результатам МАПВ выполняется построение модельной кривой деформирования грунта, сопоставимой с результатами трехосных испытаний в пределах применения принципа линейной деформируемости, с

отмеченной точкой линейной аппроксимации модулем деформации, сопоставимым с модулем деформации по результатам штамповых испытаний.

Выводы по Главе 3

1. Для построения кривой деформирования наиболее подходят гиперболическая и экспоненциальная модели. Предложен порядок построения кривой деформирования грунта по гиперболической и экспоненциальной моделям. Для построения кривой деформирования необходимо рассчитать упругий модуль деформации $E_{упр}$ и предельное девиаторное напряжение $\sigma_{дев,пр}$.

2. Для оценки упругого модуля деформации $E_{упр}$ по величине штампового модуля деформации применяется коэффициент r отношения штампового $E_{шт}$ и упругого модулей деформации $E_{упр}$ (формула (3.24)), который лежит в интервале 0,59–0,86 и в большинстве случаев близок к значению 0,65.

3. Предельное девиаторное напряжение $\sigma_{дев,пр}$ может быть рассчитано по формуле (3.25) по бытовому давлению, удельному сцеплению и углу внутреннего трения. Удельное сцепление c и угол внутреннего трения φ могут быть оценены по результатам волновой съемки с использованием предложенных зависимостей (3.28) и (3.29). Эти формулы предложены на основе существующих корреляционных зависимостей для скоростей продольных и поперечных волн, предназначенных для песчано-глинистых грунтов естественной влажности и привязанных к территориальным районам Урала и Западной Сибири.

4. Построенная модельная кривая деформирования может использоваться для оценки диапазона нагружения для модуля деформации, предварительных геотехнических расчетов и численного моделирования напряженно-деформированного состояния грунтовых оснований.

ГЛАВА 4. ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ИСПЫТАНИЙ ШТАМПОМ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ МОДЕЛЬНОЙ КРИВОЙ ДЕФОРМИРОВАНИЯ

Численное моделирование позволяет отказаться от затратных и длительных полевых испытаний и при этом получать требуемые для инженерных расчетов параметры. В рамках настоящей работы было выполнено численное моделирование полевых испытаний грунтов штампом с помощью методики построения модельной кривой деформирования из Главы 3, позволившее получить только по физическим характеристикам грунтов численные значения штамповых модулей деформации E и сравнить их с полевыми значениями.

4.1. Параметры моделирования для грунтов из полевых испытаний

Эмпирические зависимости (2.7) и (2.13) были получены для штампа площадью 5000 см^2 , т. к. модуль деформации, определенный по результатам испытаний таким штампом, зачастую принимается за истинный (см. Главу 1), поэтому численные эксперименты также проводились для штампа указанной площади.

Для проведения численного моделирования был использован программный комплекс «Plaxis 2D». Геометрическая модель испытываемой площадки задавалась осесимметричная размерами $3,0 \times 3,0 \text{ м}$ (Рисунок 4.1а). Размеры приняты не менее величины глубины сжимаемой толщи H_c [13] согласно рекомендациям [91]. Полевые испытания штампами проводились на некоторой глубине, поэтому для учета бытового давления на исследуемые грунты вводилась вертикальная распределенная нагрузка по всей ширине геометрической модели. Условия закрепления стандартные. Сетка конечных элементов очень мелкая (Very fine) с

локальным уменьшением вдвое под плитой штампа и вдоль вертикальной оси симметрии модели (левая вертикальная граница) (Рисунок 4.1б).

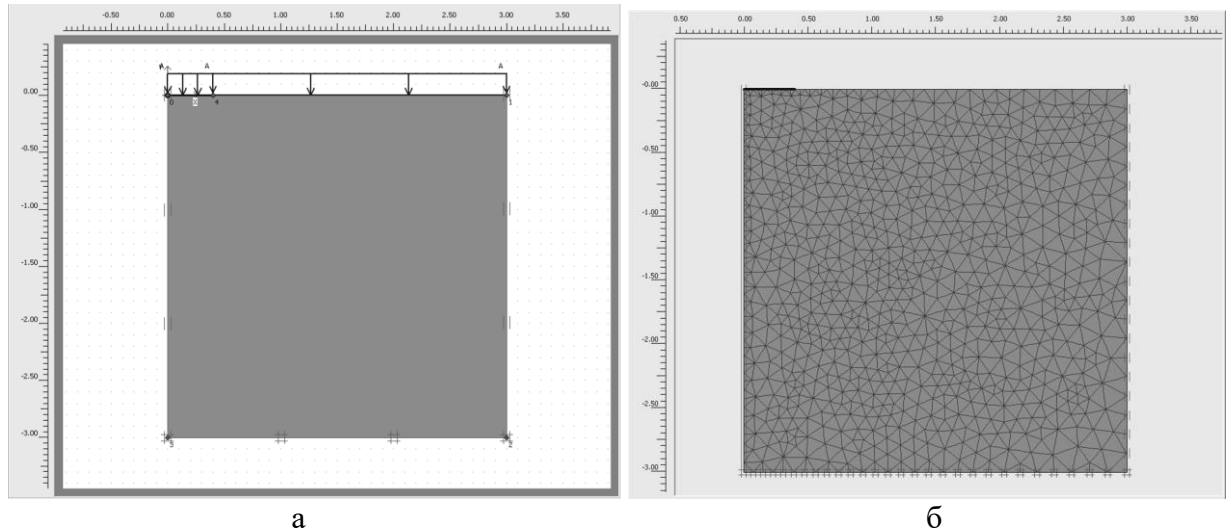


Рисунок 4.1 – Геометрическая модель (а) и сетка конечных элементов (б) при численном моделировании испытаний штампами в программном комплексе «Plaxis 2D»

Штамп моделировался с помощью плитного элемента. Жесткая плита штампа принималась приблизительно радиусом $R = 0,4$ м (диаметром $D = 0,8$ м). Параметры плитного элемента представлены в Таблице 4.1. Приблизительно принимались достаточно большие значения жесткостей для моделирования абсолютно жесткого несжимаемого тела плиты штампа.

Таблица 4.1 – Параметры модели плиты штампа

Параметр	Обозн.	Ед. изм.	Плита штампа 5000 см ²
Модель	–	–	Elastic
Продольная жесткость	EA	кН/м	10^{10}
Изгибная жесткость	EI	кНм ² /м	10^6
Толщина	d	м	0,035
Коэффициент Пуассона	ν	–	0,2

Грунты в естественном природном состоянии имеют характерный начальный участок малых деформаций (Рисунок А.14), поэтому для их моделирования использована модель упрочняющегося грунта с малыми деформациями (Hardening

Soil Small Strain, далее по тексту – HSSS) [152], позволяющая смоделировать такой участок. Модель упрочняющегося грунта достаточно универсальна и может применяться для всех видов песчаных и глинистых грунтов, в том числе слабых глинистых [67]. Кроме того, методика построения модельной кривой основана на экспоненциальной и гиперболической (лежит в основе моделей HS и HSSS) и позволяет оценить все необходимые входные параметры для модели упрочняющегося грунта с малыми деформациями. Поэтому при численном моделировании для всех грунтов принималась модель HSSS.

Параметры модели HSSS оценивались не по результатам полевого анализа поверхностных волн, а по физическим характеристикам грунтов, полученным в лабораторных условиях. Это демонстрирует возможность применения предложенной методики построения модельной кривой деформирования для грунтов, для которых определены только физические характеристики в лабораторных условиях (а именно коэффициент пористости e , глубина отбора образцов z , удельный вес грунта γ). Итоговые, оперативно оцененные, параметры моделей грунтов представлены в Таблице 4.2. Далее приводится описание процедуры оценки параметров модели HSSS.

Удельный вес полностью водонасыщенного грунта γ_{sat} рассчитывался по формуле (4.1) [62]:

$$\gamma_{sat} = \gamma_s(1 - n) + \gamma_w n, \text{ кН/м}^3 \quad (4.1)$$

где γ_s – удельный вес твердых частиц грунта, кН/м³;

n – пористость, д.ед.;

$\gamma_w = 9,81$ – удельный вес воды, кН/м³.

Таблица 4.2 – Параметры моделей грунтов при численных экспериментах

Параметр	Обозн.	Ед. изм.	П.Нас	П.Гл	П.Суп	П.Сугл	П.Пес
Модель грунта	–	–	HSSS	HSSS	HSSS	HSSS	HSSS
Тип материала	–	–	Дрен.	Дрен.	Дрен.	Дрен.	Дрен.
Удельный вес в природном состоянии	γ_{unsat}	кН/м ³	17,836	20,776	19,796	18,424	15,974
Удельный вес полностью водонасыщенный	γ_{sat}	кН/м ³	20,109	21,369	19,897	18,631	18,556
Коэффициент пористости	e_{init}	–	0,54	0,44	0,65	0,82	0,69
Модуль деформации секущий	E_{50}^{ref}	кН/м ²	13099	3818	7873	4558	12752
Модуль деформации одометрический	E_{oed}^{ref}	кН/м ²	13099	3818	7873	4558	12752
Модуль разгрузки	E_{ur}^{ref}	кН/м ²	65495	19093	39365	22790	63760
Степенной коэффициент	m	–	0,5	0,8	0,6	0,7	0,5
Удельное сцепление	c_{ref}	кН/м ²	24	8	21	5	6
Угол внутреннего трения	φ	град.	30	16	19	19	31
Угол дилатансии	ψ	град.	0	0	0	0	1
Динамический модуль сдвига	G_0^{ref}	кН/м ²	65449	32417	60853	27022	28688
Сдвиговая деформация при $G = 0,722 G_0^{ref}$	$\gamma_{0,7}$	–	1,77E-4	1,62E-4	1,98E-4	2,62E-4	1,07E-4
Коэффициент Пуассона при разгрузке	ν_{ur}	–	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Опорное давление	p_{ref}	кН/м ²	27	21	32	44	8
Начальный коэффициент бокового давления	K_0^{nc}	–	0,489	0,718	0,671	0,671	0,489
Критерий разрушения	R_f	–	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9

При оценке параметров модели HSSS одометрический модуль деформации принят равным секущему модулю деформации при 50 % прочности: $E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref}$, а модуль разгрузки принят равным $E_{ur}^{ref} = 5 E_{50}^{ref}$ согласно рекомендациям [62, 91].

Степенной коэффициент m модели HSSS (формула (4.2)) назначался по рекомендациям [149] и [181] в зависимости от типа грунта.

$$E_i = E_i^{ref} \left(\frac{c + \sigma_3 \cot \varphi}{c + p_{ref} \cot \varphi} \right)^m \quad (4.2)$$

где E_i – модуль деформации (секущий, одометрический или упругий) при боковом давлении σ_3 , кПа;

E_i^{ref} – модуль деформации (секущий, одометрический или упругий) при опорном давлении p_{ref} , кПа;

c – удельное сцепление, кПа;

φ – угол внутреннего трения, град.;

p_{ref} – опорное давление, кПа; при численных расчетах принималось равным вертикальному бытовому давлению $\sigma_{быт}$ на глубине испытаний штампами [67];

m – степенной коэффициент, зависит от характера компрессионной кривой; в отсутствии данных компрессионных испытаний может быть принят согласно [149] равным 0,5 для песка и 1,0 для глины; для супеси и суглинка принимались промежуточные значения.

Значения удельного сцепления c и угла внутреннего трения φ для некоторых результатов испытаний отсутствовали. Поэтому производилась их оценка по динамическим характеристикам по корреляционным зависимостям (3.28) и (3.29). Скорости волн определялись обратным расчетом по формулам (2.1) и (3.30).

Динамический модуль сдвига $G_{0,дин}$ оценивался по известной формуле (1.20) через коэффициент пористости e и среднее напряжение σ_m . Среднее напряжение рассчитывалось через удельный вес грунта γ , глубину z и коэффициент бокового давления грунта в покое K_0 с использованием формул (3.26) и (3.27). Сдвиговая деформация $\gamma_{0,7}$ при $G = 0,722 G_0^{ref}$ [188] рассчитывалась по формуле (4.3) [181].

$$\gamma_{0,7} = \frac{1}{9G_{0,дин}} \left[2c(1 + \cos(2\varphi)) + \sigma_1(1 + K_0)\sin(2\varphi) \right] \quad (4.3)$$

где $G_{0,дин}$ – начальный модуль сдвига, кПа;

c – удельное сцепление, кПа;

φ – угол внутреннего трения, град;

σ_1 – вертикальное давление, принято равным бытовому давлению, кПа;

K_0 – коэффициент бокового давления в покое, по формуле (3.27).

После задания геометрической модели и параметров моделирования производилась генерация начальных напряжений с помощью процедуры K_0 с использованием параметров по умолчанию. Уровень грунтовых вод задавался условно на уровне установки плиты штампа для полностью водонасыщенных грунтов (П.Суп, П.Сугл). Для не полностью водонасыщенных грунтов (П.Нас, П.Гл, П.Пес) уровень грунтовых вод не учитывался.

Нагружение модели осуществлялось пошагово. На первой ступени задавалось бытовое давление по всей ширине геометрической модели, соответствующее первой точке графика нагрузка-осадка по [31]. На последующих ступенях к плите штампа пошагово прикладывалась вертикальная нагрузка, назначенная в зависимости от типа грунта и коэффициента пористости. В конце четвертой ступени, соответствующей четвертой точке графика нагрузка-осадка по [31], испытание заканчивалось, рассчитывался модуль деформации по формуле (1.4). Ступени нагружения подбирались согласно [31].

4.2. Результаты численного моделирования

Полученные при численных экспериментах осадки штампа площадью 5000 см^2 и расчет модулей деформации по стандартной формуле (1.4) приведены в Таблице 4.3. Итоговое сравнение полевых и численных модулей деформации представлено в Таблице 4.4. Поля напряжений и деформаций приведены в Приложении В.

Таблица 4.3 – Расчет модуля деформации по результатам численных экспериментов

Грунт	ν	ΔP , кПа	D , см	K_1	K_p	P_1 , кПа	P_4 , кПа	S_1 , см	S_4 , см	E , МПа
П.Нас	0,30	50	80	0,79	1,00	27	177	0,15	0,73	14,9
П.Гл	0,40	50	80	0,79	1,00	21	171	0,26	4,31	2,0
П.Суп	0,35	25	80	0,79	1,00	32	107	0,19	0,68	8,5
П.Сугл	0,40	25	80	0,79	1,00	44	119	1,83	2,83	4,0
П.Пес	0,30	50	80	0,79	1,00	8	158	0,02	0,83	10,6

Примечания: 1. Коэффициент условий работы K_p принят равным 1,00 при испытаниях грунтов в шурфах, котлованах, скважинах согласно п. 5.5.2 [31];

2. ν – коэффициент относительной поперечной деформации; ΔP – степень приложения нагрузки; D – диаметр штампа; K_1 – коэффициент формы штампа; P_4 , S_4 – давление и соответствующая ему осадка штампа в четвертой точке графика «нагрузка-осадка»; P_1 , S_1 – давление и соответствующая ему осадка штампа в первой точке графика «нагрузка-осадка» (при бытовом давлении); E – модуль деформации грунта

Таблица 4.4 – Итоговое сравнение модулей деформации по численным испытаниям

Грунт	Модуль деформации полевой E , МПа	Модуль деформации по формуле (2.15) $E_{\text{оц}}$, МПа	Модуль деформации по численной оценке, $E_{\text{числ}}$, МПа
П.Нас	26,4	15,7	14,9
П.Гл	6,8	4,4	2,0
П.Суп	9,1	9,1	8,5
П.Сугл	5,1	5,4	4,0
П.Пес	17,2	15,7	10,6

Полученные в результате численного моделирования модули деформации (Таблица 4.4) не превышают оцененных значений по формуле (2.15) и реальных полевых значений. В случае грунта П.Сугл оцененный по формуле (2.15) модуль деформации превысил полевое значение, но численное моделирование позволило уточнить его значение, которое в результате стало меньше полевого. Оценка модуля деформации по результатам численного моделирования только по физическим характеристиками показала среднюю относительную погрешность

(расчет велся по формуле (Д.11)) 18 % по формуле (2.15) и 36 % по результатам моделирования при максимальной относительной погрешности 71 % (Таблица 4.4). Таким образом, метод оценки модуля деформации по результатам Главы 2 и метод построения модельной кривой деформирования по результатам Главы 3 позволяют проводить численное моделирование не только по результатам волнового анализа, но и по физическим характеристикам песчаных и глинистых грунтов, что позволяет уточнить оцениваемое значение модуля деформации.

Выводы по Главе 4

1. Значения модулей деформации при численном моделировании полевых испытаний штампом площадью 5000 см^2 с помощью модельной кривой деформирования не превысили значений модулей деформации из реальных полевых испытаний.

2. Оценка модуля деформации по результатам численного моделирования только по физическим характеристиками показала среднюю относительную погрешность 18 % по формуле (2.15) и 36 % по результатам моделирования при максимальной относительной погрешности 71 %.

3. Численное моделирование полевых испытаний штампом с использованием модельной кривой деформирования позволяет оценить значение модуля деформации E по физическим характеристикам грунта.

ГЛАВА 5. ПРАКТИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ

В настоящей главе изложены практические пошаговые рекомендации для оперативной оценки модуля деформации E и построения модельной кривой деформирования песчаных и глинистых грунтов Пермского края по результатам многоканального анализа поверхностных волн. Примеры расчета представлены в Приложении Г. Методы оценки модуля деформации грунта и построения модельной кривой деформирования по скорости поверхностной волны, полученной по результатам полевых испытаний неразрушающим методом МАПВ, признаны изобретениями [77] и [78].

Область применения практических рекомендаций: оперативная оценка модуля деформации и построение модельной кривой деформирования по результатам многоканального анализа поверхностных волн на этапе предпроектных работ могут выполняться для нормально уплотненных несвязных (пески) и связных (супеси, суглинки, глины) минеральных дисперсных грунтов ненарушенной структуры с удельным весом от 16,0 до 20,8 кН/м³, расположенных на территории Пермского края на глубине до 6,5 м вне криолитозоны при положительной температуре. Оцениваемый модуль деформации E будет сопоставим со штамповым модулем деформации $E_{шт}$ для штампа площадью 5000 см². Оцениваемый модуль деформации и модельная кривая деформирования применимы в пределах действия принципа линейной деформируемости при соответствующих давлениях.

Предложенные в рекомендациях формулы были составлены для соотношения скоростей поверхностной и сдвиговой волн $V_R = 0,954 V_s$, т. е. для значения динамического коэффициента Пуассона 0,49, которое соответствует водонасыщенному состоянию, что принято как запас для наиболее неблагоприятного сочетания при предварительных оперативных расчетах оснований и фундаментов на предпроектном этапе. Если динамический коэффициент Пуассона определен в процессе полевых исследований, то

предложенные формулы (2.1), (2.2), (3.28), (3.29) и (3.30) могут быть уточнены при определенном динамическом коэффициенте Пуассона для нового соотношения скоростей поверхностной и сдвиговой волн, которое необходимо найти из известного уравнения (1.30):

$$\left(\frac{V_R}{V_s}\right)^6 - 8\left(\frac{V_R}{V_s}\right)^4 + 8\left(\frac{V_R}{V_s}\right)^2 \cdot \left(\frac{2 - \nu_{\text{дин}}}{1 - \nu_{\text{дин}}}\right) - \frac{8}{1 - \nu_{\text{дин}}} = 0$$

Для оперативных расчетов вместо точного расчета соотношения скоростей по формуле (1.30) можно приблизительно определять по известной номограмме Кнопова-Коптева [1, рис. 4].

Для неводонасыщенных грунтов оценку удельного веса можно осуществить по существующим корреляционным зависимостям, приведенным в методических рекомендациях [1]. Необходимо уточнить новые зависимости для принятого соотношения скоростей поверхностной и сдвиговой волн.

Пример оперативной оценки модулей деформации и построения модельных кривых деформирования по результатам МАПВ для предварительного геотехнического расчета естественного основания по деформациям представлен в Приложении Г. В Приложении Г.5 приведен пример предварительного расчета основания по деформациям тремя подходами: 1. Модуль деформации определен по результатам испытаний штампом; 2. Модуль деформации оценен по результатам МАПВ; 3. Осадки рассчитаны по результатам численного моделирования с использованием метода построения модельной кривой деформирования. По итогам расчета оценены следующие осадки в соответствии с указанными случаями: 1. $s = 3,8$ см; 2. $s = 4,2$ см, относительная погрешность +11 % по сравнению с результатом испытаний штампом; 3. $s = 4,5$ см, относительная погрешность +18 % по сравнению с результатом испытаний штампом. Таким образом относительная погрешность предложенных методов для предварительного расчета оснований по деформациям не превышает 20 % по сравнению с результатами испытаний штампом, что свидетельствует в пользу применимости предложенных методов для оперативных предварительных расчетов оснований и фундаментов.

В приложении Д также приведено сравнение полевых значений модуля деформации со значениями, оцененными по предложенному методу и по существующим корреляционным зависимостям из [95, Прил. Г]. Сравнение выполнено для двадцати шести грунтов (5 основных из Главы 2 и 21 дополнительных из Приложения Б). Сравнение значений оцененного и полевого значений модуля деформации в Таблицах Д.1–Д.7 показывает среднюю относительную погрешность 20 % при максимальной 45 %. Как видно из Таблиц Д.1–Д.7, результаты сравнения свидетельствуют в пользу приемлемости использования МАПВ для оценки модуля деформации по предложенной формуле (2.15). Необходимо отметить, что зависимость (Д.1) дает неадекватно большие (на порядок больше) значения модуля деформации, причиной которых может быть опечатка при наборе формулы в первоисточнике, а зависимость (Д.6), подходящая для области применения рассмотренных грунтов (Урал), показывает завышенные значения модуля деформации во всех случаях.

5.1. Рекомендации для оперативной оценки модуля деформации песчаных и глинистых грунтов Пермского края по результатам МАПВ

1. По результатам испытаний грунтов неразрушающим методом МАПВ получают данные о распределении скоростей поверхностных волн V_R . При параллельной съемке методом КМПВ на той же расстановке получают данные о скоростях продольных волн V_p . Для качественной оценки типа песчаных и глинистых грунтов рекомендуется определять скорости продольных волн.

2. Рассчитывается удельный вес грунта по формуле (2.2):

$$\gamma = 0,7 \ln \left(\frac{V_R^{5,16}}{z} \right) + 0,17, \text{ кН/м}^3$$

где z – глубина подошвы слоя грунта, м;

V_R – скорость поверхностной волны, м/с.

3. Рассчитывается динамический модуль сдвига $G_{0,дин}$ по формуле (2.1):

$$G_{0,дин} = 1,1 \cdot 10^{-6} \rho V_R^2, \text{МПа}$$

где ρ – плотность грунтового слоя, кг/м³;

V_R – скорость поверхностной волны, м/с.

4. Рассчитывается переходный коэффициент k_G от динамического модуля сдвига $G_{0,дин}$ к модулю деформации E по формуле (2.13):

$$k_G = 0,12 + \exp(-0,68\gamma + 10); \quad R^2 = 0,84$$

где γ – удельный вес грунта в диапазоне от 16,0 до 20,8 кН/м³;

k_G – переходный коэффициент от динамического модуля сдвига, определенного методом МАПВ, к модулю деформации грунта по формуле (2.5):

$$k_G = \frac{E_{5000}}{G_{0,дин}}$$

E_{5000} – модуль деформации по результатам испытаний штампом площадью 5000 см², принято $E = E_{5000}$.

5. Оценивается модуль деформации по формуле (2.15):

$$E = k_G G_{0,дин}$$

5.2. Рекомендации для построения модельной кривой деформирования песчаных и глинистых грунтов Пермского края по результатам МАПВ

Построение модельной кривой деформирования по результатам МАПВ осуществляется после оценки модуля деформации по рекомендациям из предыдущего параграфа 5.1.

1. Производится оценка прочностных параметров грунта по зависимостям (3.28) и (3.29) (прим. автора – данные зависимости требуют актуализации и дополнительных исследований при их применении на территориях РФ, кроме территориальных районов Урала и Западной Сибири):

$$c = 4,2 \cdot 10^{-10} \rho V_R^2 + 0,0087, \text{ МПа}, \quad 0,010 \leq c \leq 0,147$$

$$\varphi = 45,6 - 7,6 \frac{V_p}{V_R}, \text{ град}, \quad 11 \leq \varphi \leq 35$$

где $G_{0,\text{дин}}$ – динамический модуль сдвига, МПа;

V_R – скорость поверхностной волны, м/с, определяемая по результатам полевых исследований методом МАПВ;

V_p – скорость продольной волны, м/с, определенная по результатам полевых испытаний методом КМПВ или рассчитанная по скорости поверхностной волны V_R и заданному динамическому коэффициенту Пуассона $\nu_{\text{дин}}$ по формуле (3.30), который может быть оценен по [92, Прил. Г] при доступности данных о подвидах и наименованиях грунтов, слагающих разрез;

$$V_p = 1,05 \cdot V_R \cdot \sqrt{\frac{2(1 - \nu_{\text{дин}})}{1 - 2\nu_{\text{дин}}}}$$

2. Выбирается предпочитаемая форма кривой деформирования $\sigma_{\text{дев}} = f(\varepsilon_1)$: гиперболическая или экспоненциальная (см. Рисунок 3.5). Гиперболическая модель преимущественно применима для неплотных связных грунтов, экспоненциальная модель – для несвязных и плотных связных грунтов.

3. Рассчитывается боковое давление σ_3 по волновому разрезу по (3.26):

$$\sigma_3 = K_0 \sigma_1 = K_0 \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i, \text{ кПа}$$

где n – количество слоев грунтового массива над точкой на исследуемой глубине, определяется по волновому разрезу;

h_i – высота i -го грунтового слоя, м;

γ_i – удельный вес i -го грунтового слоя, кН/м³;

K_0 – коэффициент бокового давления грунта в покое по формуле (3.27):

$$K_0 = 1 - \sin \varphi$$

где φ – угол внутреннего трения грунта, град.

4. Рассчитывается предельное девиаторное напряжение $\sigma_{\text{дев,пр}}$ по (3.25):

$$\sigma_{\text{дев,пр}} = \frac{1}{R_f} (c \operatorname{ctg}\varphi + \sigma_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}, \text{ кПа}$$

где R_f – критерий обрушения, принимается в пределах 0,75–1 и зачастую принимается равным 0,9 для гиперболической модели кривой деформирования или 1,0 для экспоненциальной кривой деформирования;

c – удельное сцепление, кПа;

φ – угол внутреннего трения, град;

σ_3 – боковое давление, кПа.

5. Задается отношение r штампового модуля деформации $E_{\text{шт}}$ к упругому модулю деформации $E_{\text{упр}}$ из интервала 0,59–0,86 (предварительно рекомендуется принимать значение 0,65) и при условии, что штамповый модуль деформации равен модулю деформации, оцененному по рекомендациям из параграфа 5.1 ($E_{\text{шт}} = E$), по предложенной формуле (3.24) рассчитывается упругий модуль деформации $E_{\text{упр}}$:

$$E_{\text{упр}} = \frac{E_{\text{шт}}}{r}$$

где $E_{\text{шт}}$ – штамповый модуль деформации для штампа площадью 5000 см², МПа, принимается равным модулю деформации E , оцененному по рекомендациям из параграфа 5.1;

$E_{\text{упр}}$ – упругий модуль деформации (максимальный касательный модуль деформации), МПа.

6. Осуществляется графическое построение модельной кривой деформирования по выбранной модели (гиперболической или экспоненциальной).

Гиперболическая модельная кривая строится по зависимости (3.2):

$$\sigma_{\text{дев}} = \frac{\varepsilon_1}{1 / E_{\text{упр}} + \varepsilon_1 / \sigma_{\text{дев,пр}}}$$

где $E_{\text{упр}}$ – упругий модуль деформации, МПа;

$\sigma_{\text{дев,пр}}$ – предельное девиаторное напряжение, МПа.

Экспоненциальная модельная кривая деформирования строится по зависимости (3.12):

$$\sigma_{\text{дев}} = \sigma_{\text{дев,пр}} (1 - \exp(-m_1 \varepsilon_1))$$

где $m_1 = E_{\text{упр}} / \sigma_{\text{дев,пр}}$ – скоростной коэффициент первого порядка, равный отношению упругого модуля деформации к предельному девиаторному напряжению.

7. На построенной кривой деформирования отмечается линейная аппроксимация штамповым модулем деформации $E_{\text{шт}}$ точкой с координатами $(\varepsilon_{\text{шт}}; \sigma_{\text{шт}})$. Напряжение и деформация, соответствующие данной точке (Рисунок 3.6):

$$\sigma_{\text{шт}} = r x \sigma_{\text{дев,пр}}; \quad \varepsilon_{\text{шт}} = x \frac{1}{m_1} = x \frac{\sigma_{\text{дев,пр}}}{E_{\text{упр}}}$$

где x – коэффициент, который может быть найден из уравнений (3.35) или (3.36) для экспоненциальной и гиперболической формы кривой соответственно при заданном параметре r :

$$r = \frac{1}{x} (1 - \exp(-x)); \quad r = \frac{1}{1+x}$$

При предварительно принятом параметре $r = 0,65$ корень $x = 0,934$ для экспоненциальной кривой или $x = 0,538$ для гиперболической кривой.

5.3. Техничко-экономическое сравнение МАПВ с традиционными методами

В данном параграфе выполнено технико-экономическое сравнение эффективности применения неразрушающего метода МАПВ как отдельно, так и в комбинации с методом КМПВ при предварительной оценке модуля деформации песчаных и глинистых грунтов по сравнению с традиционными разрушающими испытаниями штампом, статическим зондированием и испытаниями прессиомером. Для оценки взят глинистый грунт. Испытания штампом принимались для круглого плоского штампа площадью 600 см^2 на поверхности для одной точки. Бригада для проведения испытаний принималась из 2-х человек.

Испытания штампом и прессиомером условно принимались до нагрузки 0,5 МПа. Зондирование принималось до глубины 2,0 м.

Нормы времени в пересчете на бригаду из 2 человек принимались по сборнику [39]. В учет нормы времени принимались работы на одной точке по подготовке основания (для штамповых испытаний), монтажу анкерной системы (для штамповых испытаний и статического зондирования), монтажу оборудования, выполнению ударов на ПВ (для волновых испытаний), демонтажу оборудования, демонтажу анкерной системы. В общей трудоемкости также учитывалось примерное время непосредственно замеров.

Стоимость испытаний на одной точке в ценах II квартала 2020 г. рассчитывалась через базовые цены по состоянию на 01.01.2001 из справочника [97] и индекс изменения сметной стоимости, равный 4,45, согласно Письму Минстроя [69]. Продолжительность оценки модуля деформации по результатам испытаний для всех методов принималась одинаковой, поэтому в сравнительной таблице не отображена.

Таблица 5.1 – Технико-экономическое сравнение

Оценочный параметр	Обоснование	Испытание на одной точке бригадой из 2-х человек				
		Плоский штамп 600 см ² , нагрузка ступенями по 50 кПа до 500 кПа	Статическое зондирование установкой типа СП-59 на глубину 2 м	Испытание прессиомером давлением до 500 кПа в «быстром» режиме	МАПВ	МАПВ + КМПВ
Трудоемкость, чел.-ч	[39, с. 213, 214, 282], № 944–946, № 949, № 951 и № 953, № 1273 + реальные испытания	от 28,20	4,52	15,60	2,50	7,50
Стоимость, руб.	[97, Гл. 15 Табл. 45-А, 47, 54, Гл. 17 Табл. 61-3], + [69]	44 528	15 362	11 366	5 092	9 221

Как видно из Таблицы 5.1, применение метода МАПВ позволяет значительно снизить затраты при оценке модуля деформации при предварительных геотехнических расчетах по сравнению с: традиционными испытаниями штампами – 3-кратное снижение трудоемкости и 8-кратное снижение стоимости; испытанием прессиометром – 2-кратное снижение трудоемкости и стоимости; статическим зондированием – 2-кратное снижение трудоемкости и 3-кратное снижение стоимости. При этом с использованием предложенных в параграфах 5.1 и 5.2 подходов, по результатам МАПВ можно также оценить необходимые характеристики для численного моделирования при составлении предварительных геотехнических прогнозов.

Выводы по Главе 5

1. По результатам экспериментально-теоретических исследований сформулированы практические пошаговые рекомендации для оперативной оценки модуля деформации по результатам многоканального анализа поверхностных волн на этапе предпроектных работ для нормально уплотненных несвязных (пески) и связных (супеси, суглинки, глины) минеральных дисперсных грунтов ненарушенной структуры с удельным весом от 16,0 до 20,8 кН/м³, расположенных на территории Пермского края на глубине до 6,5 м вне криолитозоны при положительной температуре.

2. По результатам экспериментально-теоретических исследований сформулированы практические пошаговые рекомендации для построения модельной кривой деформирования по результатам многоканального анализа поверхностных волн на этапе предпроектных работ для нормально уплотненных несвязных (пески) и связных (супеси, суглинки, глины) минеральных дисперсных грунтов ненарушенной структуры с удельным весом от 16,0 до 20,8 кН/м³,

расположенных на территории Пермского края на глубине до 6,5 м вне криолитозоны при положительной температуре.

3. Преимущество предложенного подхода по сравнению с традиционным для предварительной геотехнической оценки площадки состоит в его простоте, минимальной стоимости и сроках выполнения работ. Многоканальный анализ поверхностных волн позволяет снизить трудоемкость до 3 раз и стоимость до 8 раз при оценке модуля деформации при предварительных геотехнических расчетах по сравнению с традиционными испытаниями.

4. Сравнение результатов предварительных расчетов осадок фундамента мелкого заложения по предложенным методам с традиционным определением модуля деформации по результатам испытаний штампом показало, что относительная погрешность предложенных методов для расчета оснований по деформациям не превышает 20 %. Это свидетельствует в пользу применимости предложенных методов для оперативных предварительных расчетов оснований и фундаментов.

5. Сравнение значений полевого E_{5000} и оцененного по формуле (2.15) $E_{\text{оц}}$ модулей деформации в Таблицах Д.1–Д.5 показывает среднюю относительную погрешность 20 % при максимальной 45 %.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

По результатам исследования можно сделать следующие выводы:

1. Многоканальный анализ поверхностных волн (МАПВ) является неразрушающим методом исследований грунтов, по результатам которого можно достаточно быстро оценить физико-механические характеристики несвязных (пески) и связных (супеси, суглинки, глины) минеральных дисперсных грунтов и обеспечить исходную информацию для выполнения предварительных расчетов оснований и фундаментов на этапе предпроектных работ. При выполнении работ методом МАПВ выполняются прямые измерения скорости поверхностных волн, что значительно упрощает интерпретацию результатов. Для выполнения работ методом МАПВ не требуется разрешение на проведение раскопок, обязательное для выполнения полевых изыскательских работ традиционными методами. Это делает МАПВ простым и доступным инструментом для инженера-геотехника.

2. По результатам МАПВ можно в короткие сроки оценить границы слоев грунтового разреза.

3. На основании сравнения результатов полевых испытаний штампом и МАПВ установлена зависимость между динамическим модулем сдвига $G_{0,дин}$ и модулем деформации E песчаных и глинистых грунтов Пермского края через переходный коэффициент k_G . Известные зависимости связывают динамический модуль сдвига $G_{0,дин}$ со скоростью волны сдвига V_S и плотностью ρ , а удельный вес грунта γ со скоростью волны сдвига V_S и/или глубиной. В диссертации на основе этих зависимостей предложены формулы, связывающие динамический модуль сдвига $G_{0,дин}$ и удельный вес γ со скоростью поверхностной волны V_R рэлеевского типа. Переходный коэффициент k_G от динамического модуля сдвига $G_{0,дин}$ к модулю деформации E грунта зависит от удельного веса грунта γ . Для оценки модуля деформации E песчаных и глинистых грунтов, сопоставимого с испытаниями штампом площадью 5000 см^2 , необходимы значения скорости поверхностных волн V_R и глубины, которые доступны по результатам МАПВ.

4. Предложена методика построения модельной кривой деформирования песчаных и глинистых грунтов Пермского края в пределах применения принципа линейной деформируемости. По результатам трехосных испытаний установлено, что форма экспериментальной кривой деформирования таких грунтов с высокой степенью сходимости может быть описана одной из четырех математических зависимостей: гиперболической, экспоненциальной, степенной, логарифмической. Поскольку коэффициенты степенной и логарифмической зависимостей не имеют физического смысла, для разработки приняты гиперболическая и экспоненциальная модели. Для построения кривой требуются модуль деформации E , угол внутреннего трения φ , удельное сцепление c и упругий модуль деформации $E_{упр}$, значения которых можно оценить по результатам МАПВ. Построенная кривая применяется для выполнения предварительных расчетов оснований и фундаментов аналитическим и численным методами.

5. Численное моделирование напряженно-деформированного состояния основания с использованием модельной кривой деформирования позволяет оценить значение модуля деформации E по физическим характеристикам песчаных и глинистых грунтов Пермского края. Численное моделирование с помощью модельной кривой деформирования может быть выполнено с использованием модели Мора-Кулона, моделей упрочняющегося грунта и упрочняющегося грунта с малыми деформациями, пользовательских моделей.

6. Разработаны практические рекомендации для предварительной оперативной оценки модуля деформации E и построения модельной кривой деформирования по результатам полевых испытаний методом МАПВ на этапе предпроектных работ для нормально уплотненных несвязных (пески) и связных (супеси, суглинки, глины) минеральных дисперсных грунтов ненарушенной структуры с удельным весом от 16,0 до 20,8 кН/м³, расположенных на территории Пермского края на глубине до 6,5 м вне криолитозоны при положительной температуре.

СПИСОК СОКРАЩЕНИЙ И УСЛОВНЫХ ОБОЗНАЧЕНИЙ

Песчаные и глинистые

грунты в настоящей работе данным термином обозначены несвязные (пески) и связные (супеси, суглинки, глины) минеральные дисперсные грунты вне криолитозоны при положительной температуре;

МОВ	метод отраженных волн;
ОСТ	общая средняя точка;
ОГТ	общая глубинная точка;
МПВ	метод преломленных волн;
КМПВ	корреляционный метод преломлённых волн;
САПВ	спектральный анализ поверхностных волн;
МАПВ	многоканальный анализ поверхностных волн;
ММАПВ	мультимодальный анализ поверхностных волн;
ПВ	пункт возбуждения;
ВСП	вертикальное сейсмическое профилирование;
HS	Hardening Soil, модель упрочняющегося грунта;
HSSS	Hardening Soil Small Strain, модель упрочняющегося грунта с малыми деформациями;
$G_{0,дин}$	динамический модуль сдвига при очень малых деформациях (менее 10^{-6});
$G_{0,ст}$	статический модуль сдвига при малых деформациях (менее 10^{-3});
$E_{0,дин}$	динамический модуль упругости при очень малых деформациях (менее 10^{-6});
$E_{0,ст}$	статический модуль упругости при малых деформациях (менее 10^{-3});
E	модуль деформации (секущий);

E_{tan}	касательный модуль деформации;
$E_{упр}$	упругий модуль деформации (максимальное значение касательного модуля деформации E_{tan} в начале кривой уплотнения), термин введен по аналогии с работами [19; 111];
$E_{штг}$	модуль деформации (секущий) по результатам полевых испытаний штампом;
$\nu_{дин}$	динамический (упругий) коэффициент Пуассона;
k_G	переходный коэффициент от динамического модуля сдвига $G_{0,дин}$ к модулю деформации E ;
$K_{дин/ст}$	коэффициент отношения динамического модуля упругости $E_{0,дин}$ к статическому модулю упругости $E_{0,ст}$;
$\sigma_{дев}$	девиаторное напряжение, равное разнице между максимальным и минимальным напряжениями $\sigma_1 - \sigma_3$.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Аникин, О. П. Методические рекомендации по определению состава, состояния и свойств грунтов сейсмоакустическими методами [Текст] / О. П. Аникин, Ю. В. Горшенин. – Москва : Ротапринт ЦНИИСа, 1985. – 65 с.
2. Аникин, О. П. Методические рекомендации по применению сейсмоакустических методов для изучения физико-механических свойств связных грунтов [Текст] / О. П. Аникин. – Москва : Ротапринт ЦНИИСа, 1976. – 69 с.
3. Антипов, В. В. Исследование верхней части разреза грунтовой толщи экспресс-методами волнового анализа [Текст] / В. В. Антипов, В. Г. Офрихтер, О. А. Шутова // Вестник МГСУ. – 2016. – № 12. – С. 44–60.
4. Антипов, В. В. Обзор возможностей современных неразрушающих методов сейсморазведки в области геотехники [Текст] / В. В. Антипов, В. Г. Офрихтер // Строительство и архитектура. – 2018. – Т. 6, № 1. – С. 14–18.
5. Антипов, В. В. Оперативная оценка напластования и удельного веса грунтов волновым методом [Текст] / В. В. Антипов, В. Г. Офрихтер // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. – 2019. – Т. 10, № 1. – С. 38–48.
6. Антипов, В. В. Оперативное построение модельной кривой деформирования по данным волнового анализа [Текст] / В. В. Антипов, В. Г. Офрихтер, Н. Н. Лихачева // Вестник гражданских инженеров. – 2020. – № 3 (80). – С. 101–107.
7. Антипов, В. В. Определение коэффициента перехода от модуля упругости к модулю деформации грунта [Текст] / В. В. Антипов, В. Г. Офрихтер // Материалы научно-технической конференции с иностранным участием «Нелинейная механика грунтов и численные методы расчетов в геотехнике и фундаментостроении», Воронеж, 6–8 ноября 2019 г. – Воронеж : Издательство ВГТУ, 2019. – С. 140–148.
8. Антипов, В. В. Развитие неразрушающих методов предварительной геотехнической оценки грунтовых оснований [Текст] / В. В. Антипов, В. Г. Офрихтер // Вестник МГСУ. – 2018. – Т. 13, № 12 (123). – С. 1448–1473.

9. Антипов, В. В. Современные неразрушающие методы изучения инженерно-геологического разреза [Текст] / В. В. Антипов, В. Г. Офрихтер // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. – 2016. – Т. 7, № 2. – С. 37–49.

10. Антипов, В. В. Современные неразрушающие методы исследования верхней части разреза / В. В. Антипов, В. Г. Офрихтер // Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении – Материалы международной научно-технической конференции «Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении», Новочеркасск, 29–31 мая 2018 г. – Новочеркасск : ООО «Лик», 2018. – С. 477–484.

11. Архангельский, И. В. Пути повышения качества исследований деформационных свойств грунтов [Текст] / И. В. Архангельский // Инженерная геология. – 2008. – № 2. – С. 58–64.

12. Баданин, А. Н. Обоснование первой критической нагрузки на зернистую среду супесчаного основания [Текст] / А. Н. Баданин, А. К. Бугров, А. В. Кротов // Инженерно-строительный журнал. – 2012. – Т. 35, № 9. – С. 29–34.

13. Беллендир, Е. Н. Аналитический способ определения величины сжимаемой толщи глинистых грунтов под подошвой фундаментов на естественном основании [Текст] / Е. Н. Беллендир, Д. Р. Шейнкман // Известия всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б. Е. Веденеева. – 2011. – Т. 261. – С. 3–24.

14. Беллендир, Е. Н. О классификации глинистых грунтов в российских и зарубежных стандартах [Текст] / Е. Н. Беллендир, А. Б. Каган, Т. Ю. Векшина // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2005. – № 1. – С. 17–21.

15. Болдырев, Г. Г. Влияние условий испытания на модуль деформации грунтов [Электронный ресурс] / Г. Г. Болдырев, А. В. Гордеев, Г. А. Новичков. – [Пенза] : [б. и.], 2008. – 9 с. – Режим доступа: http://geo-ingeo.narod.ru/olderfiles/1/G.G.Boldyrev_i_dr_Vliyanie_uslovii-58956.pdf, свободный (дата обращения 05.03.2020). – Загл. с экрана.

16. Болдырев, Г. Г. Методические вопросы определения модулей деформации дисперсных грунтов [Текст] / Г. Г. Болдырев, Д. Г. Скопинцев // Инженерные изыскания. – 2016. – № 10–11. – С. 24–37.

17. Болдырев, Г. Г. Определение деформационных характеристик грунтов различными лабораторными методами [Текст] / Г. Г. Болдырев, Д. В. Арефьев, А. В. Гордеев // Инженерные изыскания. – 2010. – № 8. – С. 16–23.

18. Болдырев, Г. Г. Опыт определения модуля деформации грунтов в полевых и лабораторных условиях [Электронный ресурс] / Г. Г. Болдырев, Г. А. Новичков. – Пенза : [б. и.], 2008. – 13 с. – Режим доступа: <http://npp-geotek.com/f/opytispytaniygruntovshtampami.pdf>, свободный (дата обращения 16.10.2013). – Загл. с экрана.

19. Болдырев, Г. Г. Часть 4. Интерпретация результатов лабораторных испытаний с целью определения деформационных характеристик грунтов / Г. Г. Болдырев, А. В. Мельников, Г. А. Новичков // Инженерные изыскания. – 2014. – № 5–6. – С. 98–105.

20. Бондарев, В. И. Изучение статического модуля деформации грунтов в естественном залегании методом сейсморазведки [Текст] / В. И. Бондарев, В. И. Агеев, В. Н. Шмаков // Полевые методы исследования грунтов: Материалы к совещанию, г. Рязань, 11–17 сентября 1969 г. – Москва : ПНИИИС, 1969. – С.171–174.

21. Бондарев, В. И. Сейсмический метод определения физико-механических свойств нескальных грунтов [Текст] / В. И. Бондарев. – Екатеринбург : УГГГА, 1997. – 218 с.

22. Возможности сейсмоакустических и ультразвуковых методов при контроле качества свайных фундаментов [Текст] / В. В. Капустин, А. А. Чуркин, И. Н. Лозовский, А. В. Кувалдин // Геотехника. – 2018. – Т. 10, № 5-6. – С. 62–71.

23. Воронков, О. К. Возможности сейсмоакустических методов при экспресс-оценке механических характеристик горной массы [Текст] / О. К. Воронков, Л. Ф. Ушакова, А. К. Бугров // Известия всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б. Е. Веденеева. – 2018. – Т. 288. – С. 46–54.

24. Воронков, О. К. Новые возможности сейсморазведки при изучении оползней [Текст] / О. К. Воронков, Л. Ф. Ушакова, А. М. Шейкин // Известия всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б. Е. Веденеева. – 2016. – Т. 281. – С. 40–50.

25. Воронков, О. К. Сводка динамических характеристик грунтов с учетом их состояния и интенсивности сейсмического воздействия [Текст] / О. К. Воронков // Известия всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б. Е. Веденеева. – 2009. – Т. 254. – С. 97–106.

26. Воронков, О. К. Статический и динамический коэффициенты пуассона скальных и дисперсных грунтов с учетом их состояния [Текст] / О. К. Воронков // Известия всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б. Е. Веденеева. – 2010. – Т. 258. – С. 76–86.

27. Городецкая, Н. С. Волны в пористо-упругих насыщенных жидкостью средах [Текст] / Н. С. Городецкая // Акустичний вісник. – 2007. – Т. 10, № 2. – С. 43–63.

28. Горяинов, Н. Н. Сейсмические методы в инженерной геологии [Текст] / Н. Н. Горяинов, Ф. М. Ляховицкий. – Москва : Недра, 1979. – 143 с.

29. ГОСТ 12248-2010. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости [Текст]: Межгос. стандарт. – Введ. 2012-01-01. – Москва : Стандартиформ, 2012. – 82 с.

30. ГОСТ 16504-81. Система государственных испытаний продукции. Испытания и контроль качества продукции. Основные термины и определения [Текст]: Межгос. стандарт. – Введ. 1982-01-01. – Москва : Стандартиформ, 2011. – 24 с.

31. ГОСТ 20276-2012. Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости [Текст]: Межгос. стандарт. – Введ. 2013-07-01. Москва : Стандартиформ, 2013. – 50 с.

32. ГОСТ 25100-2011. Грунты. Классификация [Текст]: Межгос. стандарт. – Введ. 2013-01-01. – Москва : Стандартиформ, 2018. – 42 с.

33. ГОСТ 30416-2012. Грунты. Лабораторные испытания. Общие положения [Текст]: Межгос. стандарт. – Введ. 2013-07-01. – Москва : Стандартиформ, 2018. – 15 с.

34. ГОСТ 30672-2012. Грунты. Полевые испытания. Общие положения [Текст]: Межгос. стандарт. – Введ. 2013-07-01. – Москва : Стандартиформ, 2013. – 12 с.

35. ГОСТ 5180-2015. Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик [Текст]: Межгос. стандарт. – Введ. 2016-04-01. – Москва : Стандартиформ, 2016. – 23 с.

36. ГОСТ Р 56353-2015. Грунты. Методы лабораторного определения динамических свойств дисперсных грунтов [Текст]: Национальный стандарт. – Введ. 2015-06-01. – Москва : Стандартиформ, 2015. – 35 с.

37. Денисов, М. С. Принцип взаимности и связи амплитуды акустической волны с геометрическим расхождением [Текст] / М. С. Денисов // Геофизика. – 2007. – № 6. – С. 3–7.

38. Дорошенко, С. П. Определение коэффициента Пуассона грунта на основе численного моделирования лабораторных испытаний [Текст] / С. П. Дорошенко, Ю. В. Саенко, А. Л. Невзоров // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. – 2016. – Т. 7, № 2. – С. 60–68.

39. Единые нормы времени и расценки на изыскательские работы. Часть II. Инженерно-геологические изыскания [Текст] Госстрой СССР, Госкомтруд СССР, ВЦСПС. – Москва : Стройиздат, 1983. – 440 с.

40. Еникеев, И. Г. Сравнительный анализ классической методики проведения полевых сейсморазведочных работ и методики slip-sweep [Текст] / И. Г. Еникеев, В. А. Ленский // Журнал научных публикаций аспирантов и докторантов. – 2015. – № 4. – С. 162–167.

41. Заключение № 1/18 по результатам трех штамповых испытаний на объекте: «Производство карбамида. Башня приллирования. Помещение вентиляторов башни приллирования» [Текст] : отчет о НИР (заключ.) ; рук. А. Б. Пономарев ; исполн. А. В. Захаров [и др.]. – Пермь, 2018. – 31 с.

42. Заключение № 9/17 по результатам штамповых испытаний на объекте: «Реконструкция участков автомобильной дороги 1Р 242 Пермь-Екатеринбург. Реконструкция автомобильной дороги 1Р 242 Пермь-Екатеринбург на участке г. Перми-граница Свердловской области участок км 33+415 - км 74+400 в Пермском крае» [Текст] : отчет о НИР (заключ.) ; рук. А. Б. Пономарев ; исполн. А. В. Захаров [и др.]. – Пермь, 2017. – 15 с.

43. Зарипова, Е. А. Погрешности расчета скоростной модели по данным МПВ [Текст] / Е. А. Зарипова, О. А. Лундина // Геология в развивающемся мире : сб. науч. тр. (по материалам IX Междунар. науч.-практ. конф. студ., асп. и молодых ученых), в 2 т. – Пермь : Изд-во ПГНИУ, 2016. – Т. 1. – С. 285–288.

44. Ильина, Т. Д. Формирование советской школы разведочной геофизики (1917-1941 гг.) [Текст] / Т. Д. Ильина. – Москва : Наука, 1983. – 216 с.

45. Инженерно-геофизические изыскания для обоснования проекта МГЭС «ЧИБИТ» [Текст] / О. К. Воронков, Н. Н. Сигачева, Г. А. Моторин, Л. Ф. Ушакова, О. Ю. Сомонова // Известия всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б. Е. Веденеева. – 2013. – Т. 269. – С. 30–39.

46. Инженерно-геофизические исследования состояния левобережного примыкания бетонной плотины Волховской ГЭС [Текст] / П. В. Кондратенко, О. К. Воронков, А. М. Шейкин, А. В. Ганин, Л. Ф. Ушакова // Известия всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б. Е. Веденеева. – 2018. – Т. 288. – С. 37–45.

47. Инженерно-сейсмометрические наблюдения на Волжской и Камской ГЭС [Текст] / А. Ю. Егоров, А. А. Никифоров, Е. Я. Скоморовская, А. А. Храпков, И. У. Альберт // Известия всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б. Е. Веденеева. – 2017. – Т. 286. – С. 22–34.

48. Ишихара, К. Поведение грунтов при землетрясениях [Текст] / К. Ишихара; пер. с англ. под ред. А. Б. Фадеева, М. Б. Лисюка. – Санкт-Петербург : НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект», 2006. – 384 с. Перевод изд.: Ishihara, K. Soil Behavior in Earthquake Geotechnics / K. Ishihara. – Oxford : Clarendon Press, 1996.

49. Калугина, Ю. А. Расчетные модули деформации грунта согласно национальным стандартам России и Германии [Текст] / Ю. А. Калугина, Д. Кек, Я. А. Пронозин // Инженерно-строительный журнал. – Санкт-Петербург, 2017. – № 7 (75). – С. 139–149.

50. Кауфман, Б. Д. Оценка надежности гидротехнических сооружений при динамических воздействиях в условиях неполноты исходной информации [Текст] : дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.07 / Кауфман Борис Давидович. – Санкт-Петербург, 2015. – 228 с.

51. Каширский, В. И. Сравнительный анализ деформационных характеристик грунтов, получаемых лабораторными и полевыми методами [Текст] / В. И. Каширский // Геотехника. – 2014. – № 5-6. – С. 32–44.

52. Кнатько, В. М. Математические методы и планирование эксперимента в грунтоведении и инженерной геологии [Текст] / В. М. Кнатько [и др.]. – Ленинград : Ленинградский университет, 1988. – 112 с.

53. Корреляционный метод преломленных волн [Текст] / Г. А. Гамбурцев [и др.]. – Москва : Изд-во Академии Наук СССР, 1952. – 240 с.

54. Ли, В. О. Анализ эффективности 2D сейсморазведки методом ОГТ при изучении приповерхностной части разреза [Текст] / В. О. Ли, М. Л. Владов // Вестник Московского университета. Серия 4. Геология. – 2012. – №3. – 52–59.

55. Лушников, В. В. Анализ расчетов осадок в нелинейной стадии работы грунта [Текст] / В. В. Лушников, А. С. Ярдаков // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. – 2014. – № 2. – С. 44–55.

56. Лушников, В. В. Аналитические способы определения нелинейных деформаций [Текст] / В. В. Лушников // Материалы научно-технической конференции с иностранным участием «Нелинейная механика грунтов и численные методы расчетов в геотехнике и фундаментостроении», Воронеж, 6–8 ноября, 2019 г. – Воронеж : Издательство ВГТУ, 2019. – С. 41–48.

57. Лушников, В. В. Оценка характеристик деформируемости элювиальных грунтов по результатам измерений деформаций зданий [Текст] / В. В. Лушников // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2011. – № 3. – С. 16–22.
58. Лушников, В. В. Развитие прессиометрического метода испытаний грунтов в России [Текст] / В. В. Лушников // Геотехника. – 2014. – № 5-6. – С. 46–61.
59. Маловичко, Д. А. Изучение скоростей поперечных волн в верхней части разреза по поверхностным волнам [Текст] / Д. А. Маловичко // Горное эхо. – 2007. – № 1 (27). – С. 28–32.
60. Медков, Е. И. Практическое руководство к исследованию механических свойств грунтов с применением стабилометров типа М-2 [Текст] / Е. И. Медков. – Москва–Ленинград : Госэнергоиздат, 1959. – 183 с.
61. Мельников, Р. В. Калибровка параметров модели Hardening Soil по результатам лабораторных испытаний в программе SoilTest [Текст] / Р. В. Мельников, Р. Х. Сагитова // Академический вестник УралНИИПроект РААСН. – 2016. – № 3 (30). – С. 79–83.
62. Мельников, Р. В. Компрессионные испытания грунта как способ определения параметров модели Hardening Soil [Текст] / Р. В. Мельников // Академический вестник УралНИИПроект РААСН. – 2014. – № 4. – С. 90–94.
63. Месчан, С. Р. Экспериментальная реология глинистых грунтов [Текст] / С. Р. Месчан. – Москва : Недра, 1985. – 342 с.
64. Месчан, С. Р. Экспериментальное исследование зависимости между напряжениями и деформациями ползучести связных грунтов [Текст] / С. Р. Месчан // Доклады Академии наук Армянской ССР. – 1957. – Т. 24, № 2. – С. 61–66.
65. Метод преломленных волн [Текст] / А. М. Епинатьева [и др.]; под ред. А. М. Епинатьевой. – Москва : Недра, 1990. – 297 с.
66. Мешбей, В. И. Сейсморазведка методом общей глубинной точки [Текст] / В. И. Мешбей. – Москва : Недра, 1973. – 152 с.
67. Мирный, А. Ю. Механические модели грунтов hardening soil и soft soil – области применения [Электронный ресурс] / А. Ю. Мирный, А. З. Тер-мартirosян.

– Москва : Геоинфо, 2017. – 1 с. – Режим доступа: <https://www.geoinfo.ru/product/mirnyj-anatolij-yurevich/mekhanicheskie-modeli-gruntov-hardening-soil-i-soft-soil-oblasti-primeneniya-35132.shtml>, свободный (дата обращения 08.03.2020). – Загл. с экрана.

68. Никитин, В. Н. Основы инженерной сейсмологии [Текст] / В. Н. Никитин. – Москва : Изд-во МГУ, 1981. – 176 с.

69. Об индексах изменения сметной стоимости строительства в II квартале 2020 года [Электронный ресурс]: Письмо Минстроя России от 06.05.2020 № 17207-ИФ/09. – Режим доступа: <http://www.consultant.ru/cons/cgi/online.cgi?req=doc&base=LAW&n=352043&fld=134&dst=101013,0&rnd=0.8885671233511352#04277592037844413>, свободный (дата обращения 07.07.2020). – Загл. с экрана.

70. Об утверждении перечня документов в области стандартизации, в результате применения которых на добровольной основе обеспечивается соблюдение требований Федерального закона от 30 декабря 2009 г. № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» [Текст]: приказ Росстандарта от 17 апреля 2019 г. № 831 // Вестник ценообразования в Санкт-Петербурге. – 2019. – № 6. – С. 130–149.

71. Об утверждении перечня национальных стандартов и сводов правил (частей таких стандартов и сводов правил), в результате применения которых на обязательной основе обеспечивается соблюдение требований Федерального закона «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» [Текст]: постановление Правительства РФ от 26 декабря 2014 г. № 1521 // Собрание законодательства. – 2015. – № 2. – Ст. 465.

72. Офрихтер, В. Г. Экспериментально-теоретическое обоснование геотехнического использования хранилищ твердых бытовых отходов в качестве оснований [Текст] : дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.02 / Офрихтер Вадим Григорьевич. – Пермь, 2015. – 385 с.

73. Панов, С. И. Верификация структурно-неоднородной расчетной модели грунта по результатам экспериментальных исследований [Текст] / С. И. Панов, А.

Б. Веселов // Известия всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б. Е. Веденеева. – 2018. – Т. 288. – С. 3–16.

74. Панов, С. И. Деформации глинистых грунтов при циклическом нагружении [Текст] / С. И. Панов, А. Л. Гольдин // Известия всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б. Е. Веденеева. – 2016. – Т. 280. – С. 79–86.

75. Панов, С. И. Экспериментальные исследования механических свойств моренных суглинков при трехосном нагружении [Текст] / С. И. Панов, А. Б. Веселов // Известия всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б. Е. Веденеева. – 2017. – Т. 284. – С. 48–58.

76. Парамонов, В. Н. Метод конечных элементов при решении нелинейных задач геотехники [Текст] / В. Н. Парамонов. – Санкт-Петербург : группа компаний «Геореконструкция», 2012. – 262 с.

77. Пат. 2704074 Российская Федерация, МПК Е 02 D 1/00. Способ оценки модуля деформации грунта / Офрихтер В. Г., Антипов В. В.; заявитель и патентообладатель Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Пермский национальный исследовательский политехнический университет». – № 2019103754 ; заявл. 2019.02.11 ; опубл. 2019.10.22, Бюл. № 30. – 12 с. : ил.

78. Пат. 2728739 Российская Федерация, МПК Е 02 D 1/02. Способ построения кривой деформирования грунта / Офрихтер В. Г., Антипов В. В.; заявитель и патентообладатель Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Пермский национальный исследовательский политехнический университет». – № 2020106566 ; заявл. 2020.02.11, опубл. 2020.07.30, Бюл. № 22. – 3 с.

79. Пат. SU 1717719 А1 СССР, МПК Е 02 D 1/00. Способ испытания грунтов винтовым штампом / Лебедев Е. В., Лушников В. В., Алехин А. Н. – № 4342582 ; заявл. 1987.10.15 ; опубл. 1992.03.07, Бюл. № 9. – 2 с.

80. Пат. SU 1731903 А1 СССР, МПК Е 02 D 1/00. Устройство для проведения прессиометрических испытаний грунта в скважине / Пылаев Е. Л., Зюзин А. И.,

Каюрин О. В., Лушников В. В. – № 4842934 ; заявл. 1990.05.31 ; опубл. 1992.05.07, Бюл. № 17. – 3 с. : ил.

81. Пат. SU 1784713 A1 СССР, МПК E 02 D 1/00. Устройство для проведения прессиометрических испытаний грунта в скважине / Пылаев Е. Л., Зюзин А. И., Каюрин О. В., Лушников В. В.; заявитель проектный и научно-исследовательский институт «Уральский ПРОМСТРОЙНИИПРОЕКТ». – № 4833495 ; заявл. 1990.06.05 ; опубл. 1992.12.30, Бюл. № 48. – 3 с. : 2 ил.

82. Пиоро, Е. В. Деформационные и акустические свойства глинистых грунтов по результатам лабораторных инженерно-геологических и ультразвуковых исследований [Текст] : дис. ... канд. геол.-минерал. наук : 25.00.08 / Пиоро Екатерина Владимировна. – Москва, 2014. – 220 с.

83. Применение неразрушающих методов определения механических характеристик грунта при численном моделировании динамических воздействий на существующее здание [Текст] / О. А. Шутова, А. Б. Пономарев, В. В. Антипов, В. Г. Офрихтер // Академический вестник УралНИИПроект РААСН. – 2017. – № 1 (32). – С. 74–78.

84. Рекомендации по определению физико-механических свойств мерзлых грунтов геофизическими методами [Текст] / Ю. Д. Зыков [и др.]. – Москва : Стройиздат, 1989. – 32 с.

85. РСН 66-87. Инженерные изыскания для строительства. Технические требования к производству геофизических работ. Сейсморазведка [Текст]: Республиканские строит. нормы. – Введ. 1988-01-01. – Москва : Госстрой РСФСР, 1987. – 54 с.

86. Савич, А. И. Исследование упругих и деформационных свойств горных пород сейсмоакустическими методами [Текст] / А. И. Савич, З. Г. Ященко; под ред. А. М. Епинатьевой. – Москва : Недра, 1979. – 214 с.

87. Саенко, Ю. В. Численное моделирование испытаний забивных свай статической нагрузкой [Текст] / Ю. В. Саенко, А. Л. Невзоров // Промышленное и гражданское строительство. – 2016. – №3. С. 55–59.

88. Сеницин, А. П. Практические методы расчета сооружений на сейсмические нагрузки [Текст] / А. П. Сеницын. – Москва : Стройиздат, 1967. – 145 с.

89. Современные и перспективные методы и средства неразрушающего контроля для обследования водоводов [Текст] / Ю. В. Шевченко, В. Б. Штильман, А. В. Шевченко, В. И. Шевченко // Известия всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б. Е. Веденеева. – 2015. – Т. 276. – С. 70–83.

90. СП 11-105-97. Инженерно-геологические изыскания для строительства. Часть VI. Правила производства геофизических исследований [Текст]. – Введ. 2004-07-01. – Москва : ФГУП «ПНИИС» Госстроя России, 2004. – 54 с.

91. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений (с Изменениями N 1, 2) (ред. от 24.01.2019) [Текст]. – Введ. 2017-06-17. – Москва : Минстрой России, 2016. – 226 с.

92. СП 23.13330.2018. Основания гидротехнических сооружений [Текст]. – Введ. 2019-02-14. – Москва : Минстрой России, 2018. – 123 с.

93. СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты [Текст]. – Введ. 2011-05-20. – Москва : Минрегион России, 2011. – 90 с.

94. СП 25.13330.2012. Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах [Текст]. – Введ. 2013-01-01. – Москва : Минрегион России, 2012. – 123 с.

95. СП 446.1325800.2019. Инженерно-геологические изыскания для строительства. Общие правила производства работ [Текст]. – Введ. 2019-12-06. – Москва : Стандартинформ, 2019. – 147 с.

96. СП 47.13330.2016. Инженерные изыскания для строительства. Основные положения [Текст]. – Введ. 2017-07-01. – Москва : Минстрой России, 2016. – 167 с.

97. Справочник базовых цен на инженерные изыскания для строительства. Инженерно-геологические и инженерно-экологические изыскания [Текст] / ПНИИС. – Москва : ПНИИС, 2008. – 230 с.

98. Справочник дорожных терминов [Текст]: справочник / Под ред. д-ра техн. наук проф. В. В. Ушакова. – Москва : ЗАО «Экон-информ», 2005. – 256 с.

99. Сравнение методов лабораторных и полевых испытаний грунтов [Текст] / Г. Г. Болдырев, А. В. Мельников, Е. В. Меркульев, Г. А. Новичков // Инженерные изыскания. – 2013. – № 14. – С. 28–46.

100. Старовойтов, А. В. Выделение пустот методом георадиолокации [Текст] / А. В. Старовойтов [и др.] // Инженерные изыскания. – 2013. – № 13. – С. 26–33.

101. Стефанов, Ю. П. Некоторые нелинейные эффекты поведения горных пород [Текст] / Ю. П. Стефанов // Физическая мезомеханика. – 2016. – № 6. – С. 54–61.

102. Строкова, Л. А. Калибровка параметров упругости упруго-пластической модели путем моделирования лабораторных испытаний [Текст] / Л. А. Строкова // Известия Томского политехнического университета. – 2009. – Т. 315, № 1. – С. 87–92.

103. Сысоев, А. П. Системный подход к решению проблемы учета неоднородности верхних частей разреза в методе отраженных волн [Текст] / А. П. Сысоев // Геофизика. – 2008. – № 3. – С. 18–21.

104. Телегин, А. Н. Основные требования к параметрам методики малоглубинных сейсморазведочных работ МОВ-ОГТ для решения инженерно-геологических задач [Текст] / А. Н. Телегин, А. С. Яковлев // Записки Горного института. – 2011. – Т. 189. – С. 72–75.

105. Тер-Мартirosян, З. Г. Механика грунтов [Текст] / З. Г. Тер-Мартirosян. – Москва : Издательство Ассоциации строительных вузов, 2005. – 488 с.

106. Технический отчет «Предпроектное обследование грунтов площадки по адресу: г. Пермь, ул. Яблочкова, 26» [Текст] : отчет о НИР (заключ.) ; рук. А. Б. Пономарев ; исполн. В. Г. Офрихтер [и др.]. – Пермь, 2017. – 229 с.

107. Технический отчет 100-49-ИГЛИ «Материалы инженерно-геологических изысканий на объекте: «Реконструкция автомобильной дороги 1Р 242 Пермь – Екатеринбург на участке г. Пермь – граница Свердловской области участок км 33+415 – км 47+400 в Пермском крае» [Текст] : отчет о НИР ; исполн. ООО «Центр Дорпроект». – Воронеж, 2011.

108. Тимошенко, С. П. Теория упругости [Текст] / С. П. Тимошенко, Дж. Гудьер; пер. с англ. под ред. Г. С. Шапиро. – Москва : Наука. Главная редакция физико-математической литературы, 1979. – Гл. 14. – С. 489–516.

109. Турчков, А. М. Метод отраженных волн в модификации общей глубинной точки в инженерной сейсморазведке [Текст] / А. М. Турчков // Технологии сейсморазведки. – 2013. – № 2. – С. 98–111.

110. Файзуллин, И. С. О преобладающем механизме затухания сейсмических волн в твердых горных породах [Текст] / И. С. Файзуллин, Т. С. Файзуллин // Геофизика. – 2008. – № 6. – С. 18–20.

111. Федоровский, В. Г. Прогноз осадок фундаментов мелкого заложения и выбор модели основания для расчета плит [Текст] / В. Г. Федоровский, С. Г. Безволев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2000. – № 4. – С. 276–284.

112. Федотов С. А., Федотов А.С. Обеспечение качества малоуглубинных сейсмических исследований [Текст] / С. А. Федотов, А. С. Федотов // Инженерные изыскания. – 2014. – № 11. – С. 53-57.

113. Фролова, Ю. В. Сравнительный анализ статического и динамического модулей упругости гранитов и гнейсов Алданского щита [Текст] / Ю. В. Фролова, Н. А. Патрушева // Сергеевские чтения. Инженерная геология и геоэкология. Фундаментальные проблемы и прикладные задачи : сб. науч. тр. – Москва : РУДН, 2015. – С. 100–105.

114. Цытович, Н. А. Механика грунтов [Текст] / Москва : Государственное издательство литературы по строительству, архитектуре и строительным материалам, 1963. – 638 с.

115. Череповский, А. В. Беспилотники и роботы в наземной сейсморазведке [Текст] / А. В. Череповский // Материалы науч.-практ. конф. «Сейсмические технологии-2017», г. Москва, 18-20 апреля 2017 г. – Москва : Полипресс, 2017. – С. 55–58.

116. Череповский, А. В. Наземная сейсморазведка нового технологического уровня [Текст] / А. В. Череповский // Геофизика. – 2014. – № 2. – С. 75–83.

117. Численное моделирование динамического воздействия от одиночного транспортного средства на существующее здание [Текст] / В. В. Антипов, В. Г. Офрихтер, А. Б. Пономарев, О. А. Шутова // Известия КГАСУ. – 2017. – № 3. – С. 131–138.

118. Ширанов, А. М. Физическое моделирование армированной песчаной подушки в основании фундамента [Текст] / А. М. Ширанов, А. Л. Невзоров // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. – 2018. – Т. 9, № 4. – С. 80–92.

119. Широков, В. Н. Расчет осадок оснований с учетом структурной прочности грунтов [Текст] / В. Н. Широков, А. К. Мурашев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1988. – № 5. – С. 21–23.

120. Шнеерсон, М. Б. Современные технологии возбуждения сейсмических волн [Текст] / М. Б. Шнеерсон, А. Л. Жуков // Приборы и системы разведочной геофизики. – 2013. – Т. 45, № 3. – С. 6–22.

121. Шутова, О. А. Анализ вибрационного воздействия автотранспорта на конструкции фундаментов жилых зданий [Текст] : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Шутова Ольга Александровна. – Пермь, 2018. – 177 с.

122. Шутова, О. А. Применение неразрушающих методов определения механических характеристик грунта при численном моделировании динамических воздействий на существующее здание [Текст] / О. А. Шутова, А. Б. Пономарев, В. В. Антипов, В. Г. Офрихтер // Академический вестник УралНИИпроект РААСН. – 2017. – № 1. – С. 74–78.

123. Alekhin, A. N. Method of determination of nonlinear soil model parameters from in-situ test data [Text] / A. N. Alekhin, V. I. Solomin, V. V. Lushnikov // Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development : proceedings of the XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ECSMGE 2015, Edinburgh, United Kingdomn Sept. 13– Sept. 17, 2015. – Scotland : ICE Publishing, 2015. – P. 2867–2872.

124. Alpan, I. The Geotechnical Properties of Soils [Text] / I. Alpan // Earth-Science Reviews. – 1970. – Iss. 6. – P. 5–49.

125. Anbazhagan, P. Correlation of densities with shear wave velocities and SPT N values [Text] / P Anbazhagan, A. Uday, S. S. R. Moustafa, N. S. N. Al-Arifi // Journal of Geophysics and Engineering. – 2016. – Vol. 13, is. 3. – P. 320–341.

126. Andrus, R. D. Liquefaction Resistance of Soils from Shear-Wave Velocity [Text] / R. D. Andrus, K. H. Stokoe II // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. – 2000. – Vol. 126, iss. 11. – P. 1015–1025.

127. Anomaly detection under roads by the Multi Modal Analysis of Surface Waves (MMASW) [Text] / M. Karray, M. H. Hussien, B. Paquet-Bouchard, Y. Elie // Proc. of the 69th annual Canadian Geotechnical Conference, GEOVANCOUVER2016, Vancouver, Canada, Oct. 02– Oct. 05, 2016. – Vancouver : Canadian Geotechnical Society, 2016. – 8 p.

128. Antipov, V. V. Correlation Between Wave Analysis Data and Data of Plate Load Tests in Various Soils [Text] / V. V. Antipov, V. G. Ofrikhter // Geotechnics Fundamentals and Applications in Construction: New Materials, Structures, Technologies and Calculations : proc. of the “International Conference on Geotechnics Fundamentals and Applications in Construction: New Materials, Structures, Technologies and Calculations”, GFAC 2019. – London : Taylor & Francis Group, 2019a. – P. 16–20.

129. Antipov, V. V. Field Estimation of Deformation Modulus of the Soils by Multichannel Analysis of Surface Waves [Text] / V. V. Antipov, V. G. Ofrikhter // Data in Brief. – 2019b. – Vol. 24. – 5 p.

130. Antipov, V. V. Transition factor between elastic and deformation moduli for dispersive soils [Text] / V. V. Antipov, V. G. Ofrikhter // Magazine of Civil Engineering. – 2020. – No. 99(7). – 9 p.

131. ASTM D 1195-09(2015). Standard Test Method for Repetitive Static Plate Load Tests of Soils and Flexible Pavement Components, for Use in Evaluation and Design of Airport and Highway Pavements [Text]: An American National Standard. – Adopted 2009-01-01. – [America] : ASTM, 2015. – 3 p.

132. Athanasopoulos, G. Effect of Soil Stiffness in the Attenuation of Rayleigh-Wave Motions from Field Measurements [Text] / G. Athanasopoulos, P. Pelekis, G. A.

Anagnostopoulos // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. – 2000. – Iss. 19. – P. 277–288.

133. Ben-Menahem, A. Seismic Waves and Sources [Text] / A. Ben-Menahem, S. J. Singh. – New York : Springer-Verlag New York, 1981. – 1108 p.

134. Benz, T. Small-Strain Stiffness in Geotechnical Analyses [Text] / T. Benz, R. Schwab, P. Vermeer // Bautechnik. – 2009. – Vol. 86, iss. S1. – P. 16–27.

135. Benz, T. Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences [Text] : Dissertation : Dr.-Ing. degree / T. Benz. – Stuttgart : Universität Stuttgart, 2007. – 209 p.

136. Biot, M. A. Theory of Propagation of Elastic Waves in a Fluid Saturated Porous Solid. I. Low-Frequency Range [Text] / M. A. Biot // The Journal of the Acoustical Society of America. – 1956. – Vol. 28, iss. 2. – P. 168–178.

137. Biot, M. A. Theory of Propagation of Elastic Waves in a Fluid Saturated Porous Solid. II. Higher Frequency Range [Text] / M. A. Biot // The Journal of the Acoustical Society of America. – 1956. – Vol. 28, iss. 2. – P. 179–191.

138. Brenner, R. P. Standard Test Method for Direct Shear Tests of Soils under Consolidation Drained (CD) Conditions [Text] / R. P. Brenner, Y. Garga, G. E. Blight // Blight, G. E. (eds). Mechanics of Residual Soils. – Rotterdam : Balkema, 1997. – P. 155–217.

139. Briaud, J.-L. Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated Soils [Text] / J.-L. Briaud. – New Jersey : John Wiley & Sons, Inc., 2013. – P. 408–410.

140. BS 1377-9:1990. Methods of Test for Soils for Civil Engineering Purposes – Part 9: In-situ Tests [Text]: British standard. – Adopted 1990-08-31. – [UK] : British Standards Institution, 2007. – 70 p.

141. Burns, S. E. Small- and high-strain soil properties using the seismic piezocone [Text] / S. E. Burns, P. W. Mayne // Transportation Research Record. – 1996. – No. 1548. – P. 81–88.

142. DIN 18134:2012-04. Soil – Testing Procedures and Testing Equipment – Plate Load Test [Text]: Deutsche norm. – Adopted 2012-01-01. – [Germany] : DIN Deutsches Institut für Normung V., 2012. – 24 p.

143. Duncan, J. M. Nonlinear Analysis of Stress in Soils [Text] / J. M. Duncan, Ch. Y. Chang // Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. – 1970. – Vol. 96, iss. 5. P. 1629–1653.

144. Dziewonski, A. A Technique for the Analysis of Transient Seismic Signals [Text] / A. Dziewonski, S. Bloch, M. Landisman // Bulletin of the Seismological Society of America. – 1969. – Vol. 59, iss. 1. – P. 427–444.

145. EN 1997-2:2007. Eurocode 7 – Geotechnical Design – Part 2: Ground Investigation and Testing [Text]: European standard. – Adopted 2006-06-12. – [S. 1.] : European Committee for Standardization, 2007. – 199 p.

146. EN 1998-1:2004. Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings [Text]: European standard. – Adopted 2004-04-23. – [UK] : British Standards Institution, 2005. – 232 p.

147. Foti, S. Multistation Methods for Geotechnical Characterization using Surface Waves [Text] : PhD thesis : PhD Degree in Geotechnical Engineering / S. Foti. – Turin : Politecnico di Torino, 2000. – 251 p.

148. Gabryś, K. The Evaluation of the Initial Shear Modulus of Selected Cohesive Soils [Text] / K. Gabryś, A. Szymański // Studia geotechnica et mechanica. – 2015. – Vol. 37, iss. 2. – P. 3–9.

149. Gouw, T. L. Common Mistakes on the Application of Plaxis 2D in Analyzing Excavation Problems [Text] / T. L. Gouw // International Journal of Applied Engineering Research. – 2014. – Vol. 9, iss. 21. – P. 8291–8311.

150. Handy, R. L. First-Order Rate Equations in Geotechnical Engineering [Text] // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. – 2002. – Vol. 128, iss. 5. – P. 416–425.

151. Hardin, B. O. Closure to vibration modulus of normally consolidated clays [Text] / B. O. Hardin, W. L. Black // Proceedings of ASCE: Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. – 1969. – Vol. 95, iss. SM6. – P. 1531–1537.

152. Hardin, B. O. Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves [Text] / B. O. Hardin, V. P. Drnevich // Proceedings of ASCE: Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. – 1972. – Vol. 98, iss. SM7. – P. 667–692.

153. Horizontal Resolution of Multichannel Analysis of Surface Waves [Text] / B. Mi [et al.] // Geophysics. – Tulsa, 2017. – Vol. 82, iss. 3. – P. EN51–EN66.

154. IBC 2006. International Building Code [Text]. – Adopted 2006-01-01. – [USA] : International Code Council, 2006. – 679 p.

155. In Situ Modulus Reduction Characteristics of Stabilized Pavement Foundations by Multichannel Analysis of Surface Waves and Falling Weight Deflectometer Tests [Text] / C. Li [et al.] // Construction and Building Materials. – [S. l.] : Elsevier, 2018. – Vol. 188. – P. 809–819.

156. Janbu, N. Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests [Text] / N. Janbu // Proceeding of European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ECSMFE), Wiesbaden 1. – 1963. – P. 19–25.

157. Jardine, R. J. Some practical applications of a nonlinear ground model [Text] / R. J. Jardine, D. M. Potts, H. D. St. John, W. W. Hight // Proceedings of 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Florence, Italy, 1991. – Florence : Balkema, 1991. – P. 223–228

158. Jones, R. B. In-Situ Measurement of the Dynamic Properties of Soil by Vibration Methods [Text] / R. B. Jones // Geotechnique. – [UK], 1958. – Vol. 8, iss. 1. – P. 1–21.

159. Kondner, R. L. Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils [Text] / R. L. Kondner // Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. – 1963. – Vol. 89, iss. 1. – P. 115–144.

160. Korshunov, A. Calibration of PLAXIS frozen/unfrozen soil model according to results of laboratory tests and in-situ monitoring [Text] / A. Korshunov, S. Churkin, A. Nevzorov // Transportation Soil Engineering in Cold Regions (A. Petriaev, A. Konon eds.), Vol. 2. Lecture Notes in Civil Engineering, Vol 50. : proc. of Transportation Soil Engineering in Cold Regions, TRANSOILCOLD 2019, St. Petersburg, Russia, May 20–May 23, 2019. – Singapore : Springer, 2019. – P. 105–120.

161. Lamb, H. On the Propagation of Tremors over the Surface of an Elastic Solid [Text] / H. Lamb // Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A, Containing Papers of a Mathematical or Physical Character. – 1904. – Vol. 203. – P. 1–42.

162. Levshin, A. Tutorial review of seismic surface waves' phenomenology [Text] / A. Levshin, M. P. Barmin, M. H. Ritzwoller // Journal of Seismology. 2018. – Vol. 22, iss. 2. – P. 519–537.

163. Louie, J. N. Faster, Better: Shear-Wave Velocity to 100 Meters Depth From Refraction Microtremor Arrays [Text] / J. N. Louie // Bulletin of the Seismological Society of America. – 2001. – Vol. 91, iss. 2. – P. 347–364.

164. Lu, Z. Imaging a Soil Fragipan Using a High-Frequency Multichannel Analysis of Surface Wave Method [Text] / Z. Lu, G. V. Wilson // Journal of Applied Geophysics. – 2017. – Vol. 143. – P. 1–8.

165. Mayne, P. W. In-situ test calibrations for evaluating soil parameters [Text] / P. W. Mayne // Characterization and Engineering Properties of Natural Soils (T. S. Tan, K. K. Phoon, D. W. Hought, S. Leroueil eds.) : proc. of the Second International Workshop on Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils, Singapore, Nov. 29–Dec 1, 2006. – London : Taylor & Francis Group, 2006. – P. 1601–1652.

166. Mayne, P. W. Stress-Strain-Strength-Flow Parameters from Enhanced In-Situ Tests & Case Histories [Text] / P. W. Mayne // Proc. of the International Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties, May 21–24, 2001. – Bali : Parahyangan Catholic University, 2001. – P. 27–48.

167. McMechan, G. A. Analysis of dispersive waves by wave field transformation [Text] / G. A. McMechan, M. J. Yedlin // Geophysics. – Tulsa, 1981. – Vol. 46, iss. 6. – P. 869–874.

168. Moon, S. W. Empirical Estimation of Soil Unit Weight and Undrained Shear Strength from Shear Wave Velocity Measurements [Text] / S. W. Moon, T. Ku // Proceedings of the 5th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterisation, ISC 2016, Volume 2 : proc. of the 5th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterisation, ISC 2016, Gold Coast, Australia,

Sep. 5– Sep. 9, 2016. – Gold Coast : Australian Geomechanics Society, 2016. – P. 1247–1252.

169. Multichannel analysis of surface waves (MASW) for offshore geotechnical investigations [Text] / T. McGrath [et al.] // Proceedings of the Fifth International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterisation (ISSMGE TC-102 – ISC'5). – Gold Coast : Australian Geomechanics Society, 2016. – P. 911–916.

170. Nazarian, S. In Situ Shear Wave Velocities from Spectral Analysis of Surface Waves [Text] / S. Nazarian, K. H. Stokoe // Proceedings of the 8th Conference on Earthquake Engineering. – San Francisco : [S. n.], 1984. – P. 31–38.

171. Nazarian, S. Use of Spectral Analysis of Surface Waves Method for Determination of Moduli and Thicknesses of Pavement Systems [Text] / S. Nazarian, K. H. Stokoe II, W. R. Hudson // Transp. Res. Rec. – 1983. – Vol. 930. – P. 38–45.

172. Nolet, G. Array Analysis of Seismic Surface Waves: Limits and Possibilities [Text] / G. Nolet, G. F. Panza // Pure and Applied Geophysics. – 1976. – Vol. 114. – P. 775–790.

173. Ofrikhter, V. G. Investigation of Municipal Solid Waste Massif by Method of Multichannel Analysis of Surface Waves [Text] / V. G. Ofrikhter, I. V. Ofrikhter // Proceedings of the 15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: Innovations in Environmental Geotechnics (TC215 Session). – [Japan] : Japanese Geotechnical Society, 2015. – Iss. 57.– P. 1956–1959.

174. Okada, H. The Microtremor Survey Method [Text] / H. Okada // Geophysical Monograph Series. – [USA] : Society of Exploration Geophysicists, 2003. – Iss. 12. – 135 p.

175. Pantelidis, L. Determining of the Soil Strength Characteristics through the Plate Bearing Test [Text] / L. Pantelidis // Foundation of Civil and Environmental Engineering. – 2008. – Iss. 11. – P. 55–65.

176. Park, C. B. Imaging Dispersion of MASW Data — Full vs. Selective Offset Scheme [Text] / C. B. Park // Journal of Environmental and Engineering Geophysics. – 2011. – Vol. 16, iss. 1. – P. 13–23.

177. Park, C. B. Multichannel Analysis of Surface Waves [Text] / C. B. Park, R. D. Miller, J. Xia // *Geophysics*. – Tulsa, 1999. – Vol. 64. – No. 3. – P. 800–808.

178. Park, C. B. Optimum MASW Survey – Revisit After a Decade of Use [Text] / C. B. Park, M. Carnevale // *Proceedings of GeoFlorida 2010: Advances in Analysis, modelling & Design*. – West Palm Beach : American Society of Civil Engineering, 2010. – P. 1303–1312.

179. Passive Remote Survey [Electronic resource] // Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW): site. – Access mode: <http://www.masw.com/PassiveRemote.html>, free (Reference date 01.01.2019). – Tit. from screen.

180. Pegah, E. Application of Near-Surface Seismic Refraction Tomography and Multichannel Analysis of Surface Waves for Geotechnical Site Characterization: A Case Study [Text] / E. Pegah, H. Liu // *Engineering Geology*. – [S. l.] : Elsevier, 2016. – Vol. 208. – P. 100–113.

181. Plaxis Material Models Manual 2019 [Electronic resource] / R. B. J. Brinkgreve (ed.) et al. – [S. l. : s. n.], 2019. – 256 p. – Access mode: https://www.plaxis.com/?plaxis_download=2D-3-Material-Models.pdf, free (Reference date 01.06.2019). – Tit. from screen.

182. Rayleigh, J. W. S. On Waves Propagated Along the Plane Surface of an Elastic Solid [Text] / J. W. S. Rayleigh // *Proceedings of the London Mathematical Society*. – 1885. – Vol. 17. – P. 4–11.

183. Robertson, P. K. CPT Interpretation – a Unified Approach [Text] / P. K. Robertson // *Canadian Geotechnical Journal*. – 2009. – Vol. 46, iss. 11. – P. 1337–1355.

184. Romanowicz, B. Inversion of Surface waves: A Review [Text] / B. Romanowicz // *International Handbook of Earthquake and Engineering Seismology, Volume 86A, Part A* (W. Lee, P. Jennings, C. Kisslinger, H. Kanamori, eds.). – San Diego : Elsevier Science Publishing Co Inc, 2002. P. 149–173.

185. Saenko, Yu. V. Deformation and strength characteristics of piling foundation soil [Text] / Yu. V. Saenko, A. L. Nevzorov // *Gornyi Zhurnal*. – 2015. – No. 5.

186. Salem, H. S. Determination of the Acoustic Coupling Factor of Biot's Theory of Elasticity, Using in situ Seismic Measurements [Text] / H. S. Salem // Energy Source. – 2001. – Vol. 23, iss. 10. – P. 917–936.

187. Santi, P. M. Improving Elastic Modulus Measurements for Rock Based on Geology [Text] / P. M. Santi, J. E. Holschen, R. W. Stephenson // Environmental & Engineering Geoscience. – 2000. – Vol. 6, iss. 4. – P. 333–336.

188. Santos, J. A. Shear modulus of soils under cyclic loading at small and medium strain level [Text] / J. A. Santos, A. G. Correia // Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, 30 January – 4 February 2000, 12WCEE 200. – Upper Hutt : New Zealand Society for Earthquake Engineering, 2000. – 8 p.

189. Schofield, N. B. CPT, DMT and MASW Allowing Economic Design of a Large Residential Project over Soft Soils [Text] / N. B. Schofield, R. W. Burke // Proceedings of the Fifth International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterisation (ISSMGE TC-102 – ISC'5). – Gold Coast : Australian Geomechanics Society, 2016. – P. 1039–1044.

190. Singh, Y. Phase Distortion and Time Shifts due to Seismic Attenuation and Application to Wellties [Text] / Y. Singh // First break. – [S. 1.] : European Association of Geoscientists and Engineers, 2008. – Vol. 26, iss. 2. – P. 8–15.

191. Soil Investigation Using Multichannel Analysis of Surface Wave (MASW) and Borehole [Text] / A. Madun [et al.] // ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences. – 2016. – Vol. 11, iss. 6. – P. 3759–3763.

192. Stokoe, K. H. Characterization of Geotechnical Sites by SASW Method [Text] / K. H. Stokoe, S. G. Wright, J. Bay, J. M. Roesset // Geophysical Characterization of Sites (R. D. Woods, ed.) : proc. of the ISSMFE Technical Committee #10. – Oxford : IBH, 1994. – P. 15–25.

193. Surface wave methods for near-surface site characterization [Text] / S. Foti [et al.]. – London : CRC Press, 2015. – 487 p.

194. Suto, K. Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW) for Investigation of Ground Competence: an Introduction in “Engineering Advances in Earthworks” [Text]

/ K. Suto // Proceedings of the Sydney Chapter 2007 Symposium. – [Australia] : Australian Geomechanics Society, 2007. – P. 71–81.

195. Szelwis, R. Shallow Shear-Wave Velocity Estimation from Multimodal Rayleigh Waves [Text] / R. Szelwis, A. Behle // Shear-Wave Exploration (S. Danbom and S. N. Domenico, eds.). – Tulsa : Society of Exploration Geophysica, 1987. – P. 214–226.

196. Taipodia, J. Impact of Strike Energy on the Resolution of Dispersion Image in Active MASW Survey [Text] / J. Taipodia, A. Dey // Proceedings of GeoShanghai 2018 International Conference: “Multi-Physics Processes in Soil Mechanics and Advances in Geotechnical Testing”. GSIC 2018. – [Germany] : Springer, 2018. – P. 419–427.

197. Tatsuoka, F. Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests [Text] / F. Tatsuoka, S. Shibuya // Rept. of the Institute of Industrial Science. – 1992. – Vol. 37, no. 1. – P. 851–879.

198. Tran, K. T. Two-Dimensional Inversion of Full Waveforms Using Simulated Annealing [Text] / K. T. Tran, D. R. Hiltunen // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. – [USA] : American Society of Civil Engineering, 2012. – Vol. 118, iss. 10. – P. 1529–1543.

199. Verruijt, A. Soil dynamics [Electronic resource] / A. Verruijt. – [S. l. : s. n.], 2009. – 427 p. – Access mode: https://www.researchgate.net/profile/Arnold_Verruijt/publication/258454882_An_Introduction_to_Soil_Dynamics/links/551a4e180cf2f51a6fea2fef/An-Introduction-to-Soil-Dynamics.pdf, free (Reference date 21.01.2019). – Tit. from screen.

200. Wichtmann, T. On the Correlation of “Static” and “Dynamic” Stiffness Moduli of Non-cohesive soils [Text] / T. Wichtmann, T. Triantafyllidis // Bautechnik. – 2009. – Vol. 86, iss. S1. – P. 28–39.

201. Wolfram|Alpha [Electronic resource] // WolframAlpha: site. – Access mode: <https://www.wolframalpha.com/>, free (Reference date 16.10.2019). – Tit. from screen.

Начата: 04.09.18
Окончена: 13.09.18

Отметка устья: 99,60 м
Общая глубина: 3,00 м

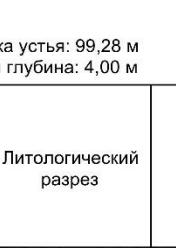
№ слоя п/п	Геологический индекс	Глубина залегания слоя, м		Мощность, м	Абс. отметка подошвы слоя, м	Литологический разрез	Глубина отбора проб грунта	Описание грунта	Сведения о воде		
		от	до						Появление воды, м	Установ. уровень, м	Глубина установки штампа, м (отм.)
1	tQ	0,00	1,40	1,40	98,20		2	Насыпной грунт: суглинок коричневый, от твердой до мягкопластичной консистенции, с включением строительного мусора, гравия, гальки, песка мелкого, серо-коричневого, малой и средней степени водонасыщения и линзами супеси коричневой, твердой и пластичной. Грунт слежавшийся, с давностью отсыпки около 5 лет.	1,6	1,6	1,6 (98,00) A=5000 см ²
2	aQ	1,40	1,60	0,20	98,00				04.09.18	13.09.18	
3	aQ	1,60	3,00	вск.	96,60				Суглинок коричневый, легкий песчаный, текучепластичный с прослоями супеси коричневой, пластичной и с прослоями песка мелкого, коричневого, влажного. Супесь, серо-коричневая, песчаная, текучая, с прослоями песка мелкого, серого, водонасыщенного, и суглинка коричневого, текучепластичного		

Рисунок А.3 – Геологическая колонка площадки № 3 в точке 1

Начата: 06.09.18
Окончена: 13.09.18

Отметка устья: 99,28 м
Общая глубина: 4,00 м

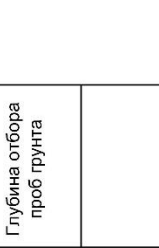
№ слоя п/п	Геологический индекс	Глубина залегания слоя, м		Мощность, м	Абс. отметка подошвы слоя, м	Литологический разрез	Глубина отбора проб грунта	Описание грунта	Сведения о воде			
		от	до						Появление воды, м	Установ. уровень, м	Глубина установки штампа, м (отм.)	
1	tQ	0,00	2,10	2,10	97,18		2	Насыпной грунт: до глубины 0,9 - песок мелкий, серый, плотный, малой степени водонасыщения, с глубины 0,9 м - суглинок коричневый, полутвердый и тугопластичный, с включениями строительного мусора. Грунт слежавшийся с давностью отсыпки около 5 лет.	3,1	06.09.18	1,9 (96,88) A=5000 см ²	
2	aQ	2,10	2,40	0,30	96,88							13.09.18
3	aQ	2,40	3,10	0,70	96,18							Суглинок темно-серый, легкий пылеватый, мягкопластичный.
4	aQ	3,10	3,70	0,60	95,58							Суглинок темно-серый, тяжелый пылеватый, текучепластичный.
5	aQ	3,70	4,00	вск.	95,28							Супесь, серо-коричневая, текучая, с прослоями песка мелкого, серого, водонасыщенного, и суглинка коричневого, текучепластичного Гравийный грунт: гравий и галька (60-70%) кварц-кремниевый состава, средней окатанности, размером до 3-5 см, заполнитель - песок мелкий, серовато-коричневый, средней плотности, водонасыщенный.

Рисунок А.4 – Геологическая колонка площадки № 3 в точке 2

Начата: 01.07.14
Окончена: 2.07.14

Отметка устья: 143,00 м
Общая глубина: 6,00 м

№ слоя п/п	Геологический индекс	Глубина залегания слоя, м		Мощность, м	Абс. отметка подошвы слоя, м	Литологический разрез	Глубина отбора проб грунта	Описание грунта	Сведения о воде		Глубина установки штампа, м (отм.)
		от	до						Появление воды, м	Установ. уровень, м	
1		0,00	0,10	0,10	142,90			Слой почвенно-растительный			0,1
2	aQ	0,10	1,00	0,90	142,00			Песок бурый, мелкозернистый			(142,90)
3	aQ	1,00	2,50	1,50	140,50		2	Песок серый, мелкозернистый			A=600 см²
4	aQ	2,50	4,20	1,70	138,80		4	Песок бурый, мелкозернистый, с включениями гравия (менее 25%)			
5	aQ	4,20	5,50	вск. 1,30	137,50			Суглинок гравелистый			

Рисунок А.5 – Геологическая колонка площадки № 4



а



б

Рисунок А.6 – Штамповая установка ШВ60 на площадках № 2 (а) и 4 (б)

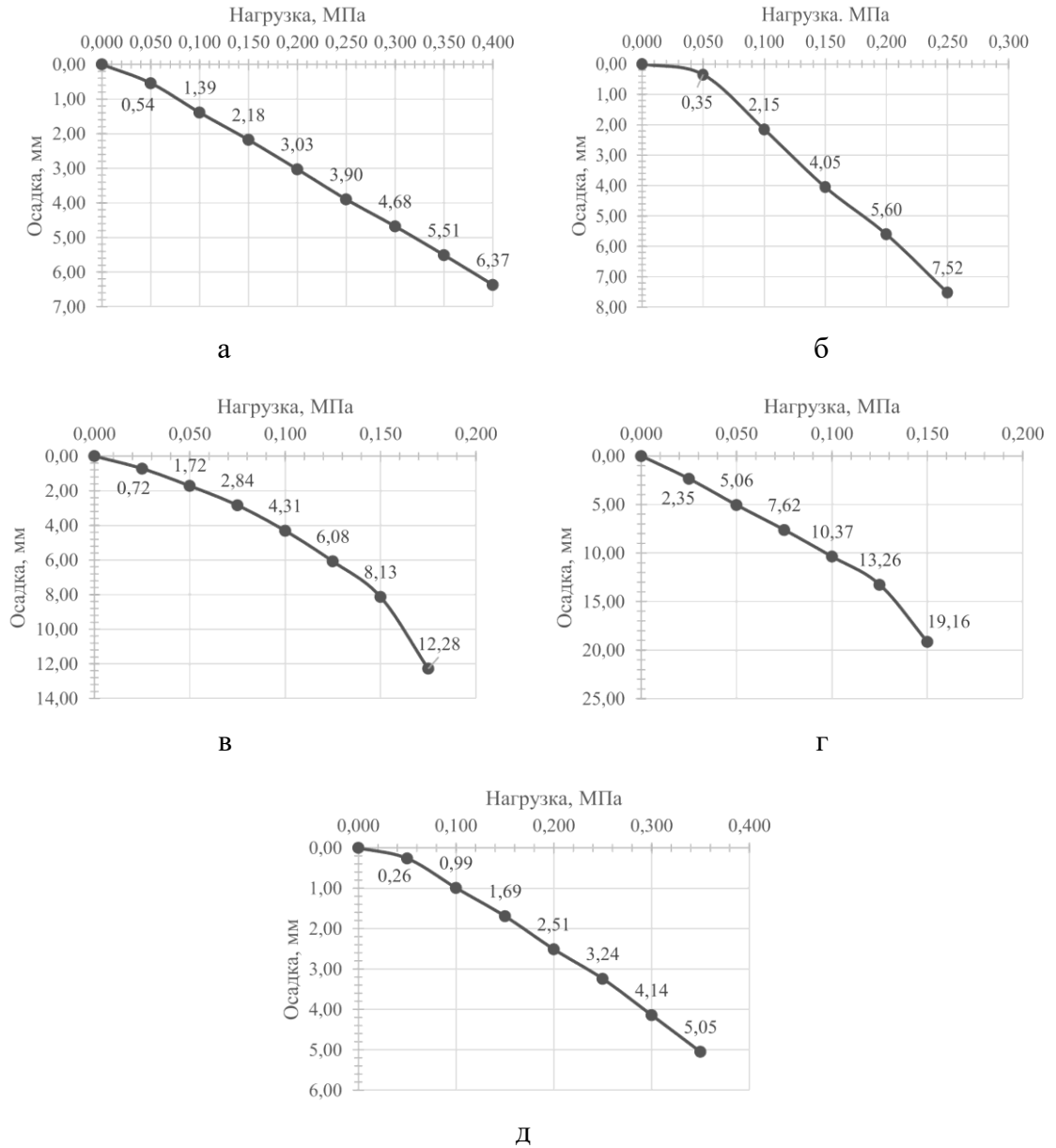


Рисунок А.7 – Графики нагрузка-осадка по результатам испытаний штампами: а – Площадка № 1, штамп 2500 см², насыпь песчаная; б – Площадка № 2, штамп 600 см², глина; в, г – Площадка № 3, штамп 5000 см², супесь и суглинок соответственно; д – Площадка № 4, штамп 600 см², песок



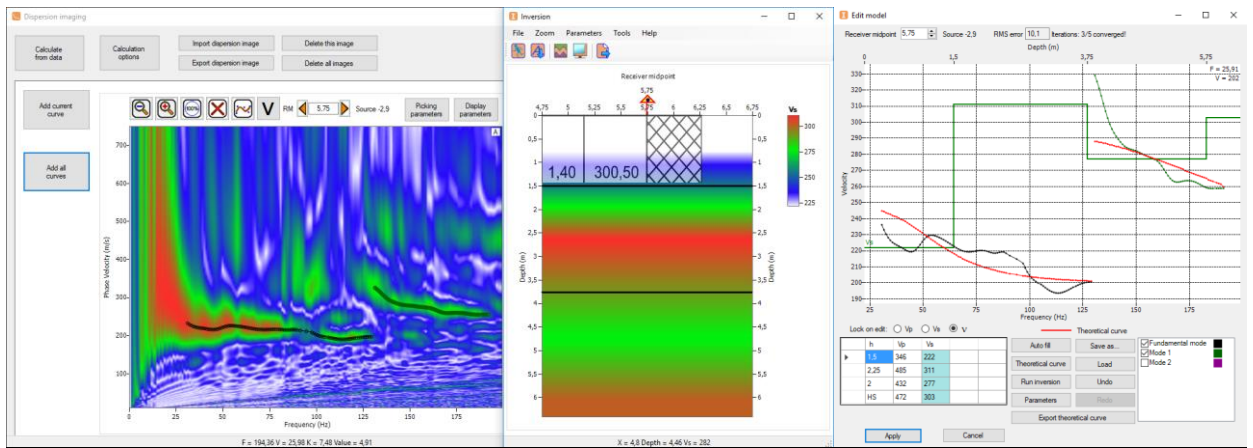
а



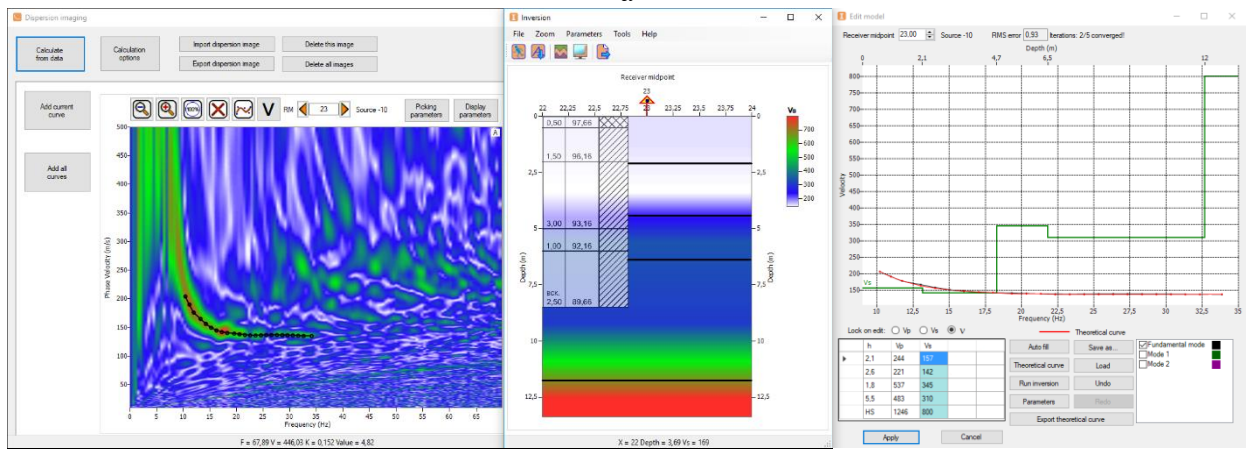
б

в

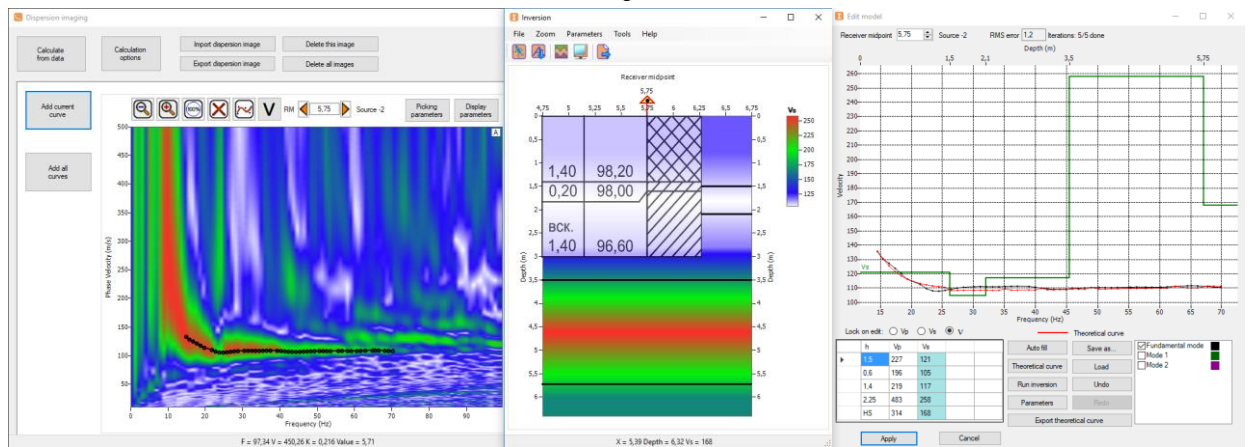
Рисунок А.8 – Проведение испытаний методом МАПВ на площадках № 3 точка 1 (а), 3 точка 2 (б) и 4 (в)



a

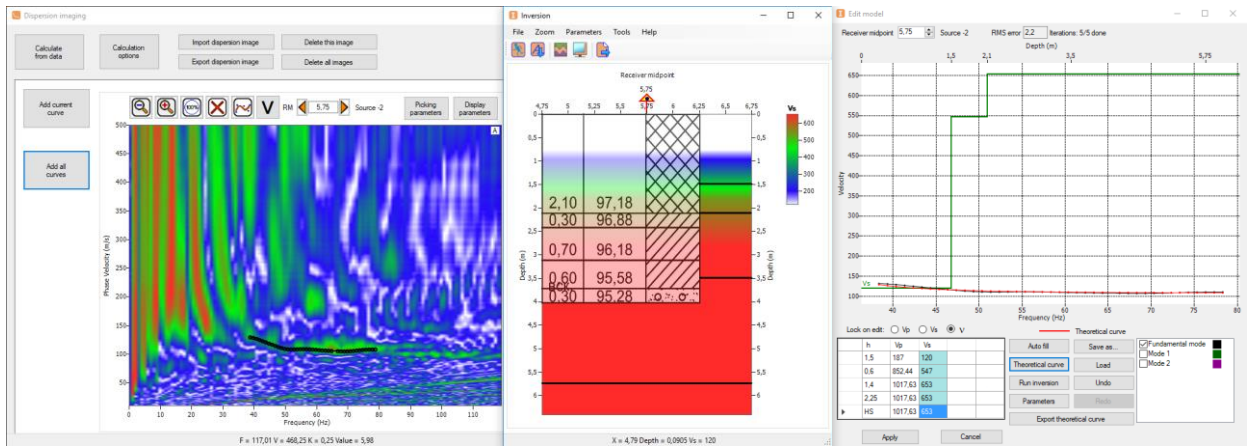


б

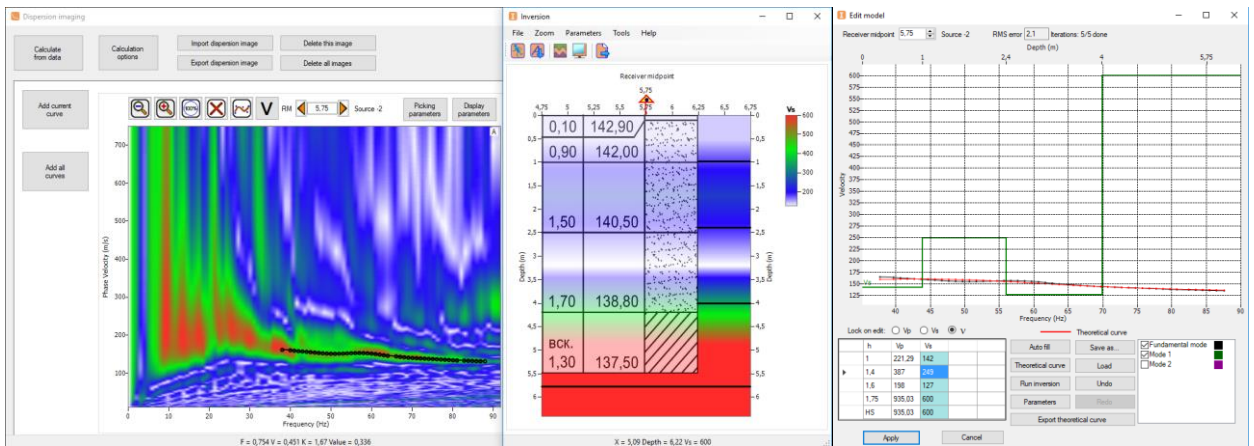


v

Рисунок А.9 – Дисперсионные кривые с разрезами: а – площадка № 1; б – площадка № 2; в – площадка № 3 точка 1



а



б

Рисунок А.10 – Дисперсионные кривые с разрезами: а – площадка № 3 точка 2; б – площадка № 4

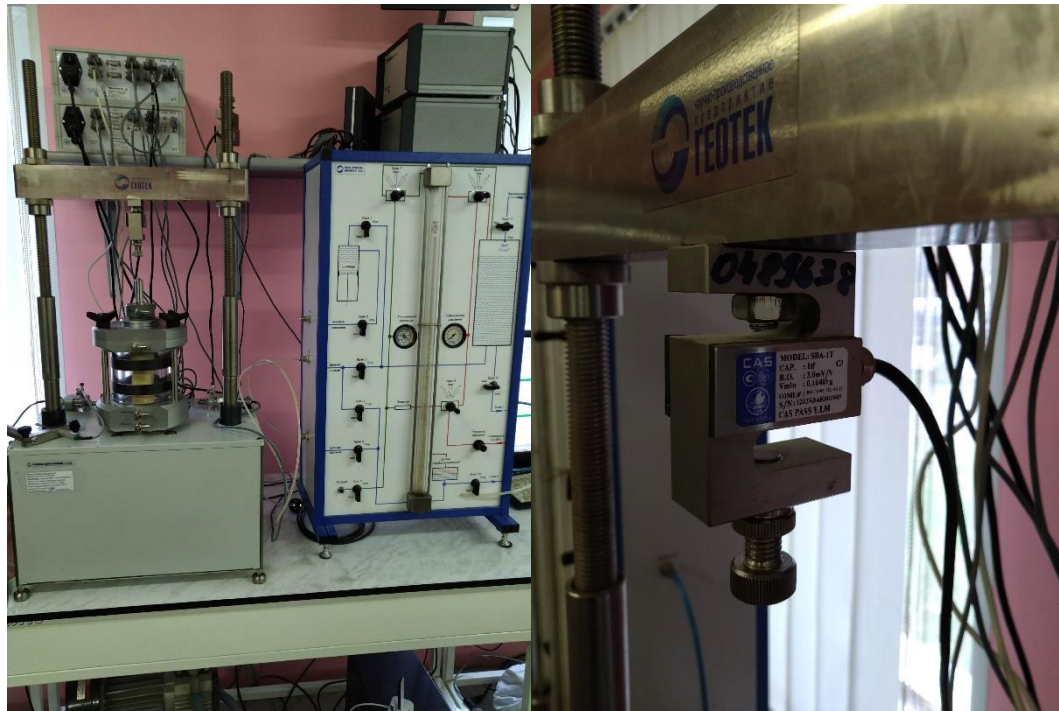


Рисунок А.11 – Установка трехосного сжатия производства ООО «НПП Геотек» (г. Пенза) ГТ 2.0.9, панель управления давлением ГТ 2.0.11 (а) со статическим и кинематическими режимами нагружения, максимальная нагрузка 1 т (10 кН) (б)

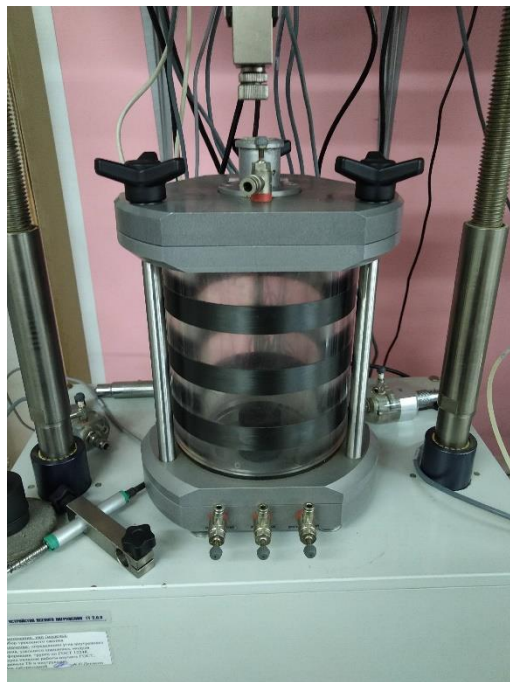


Рисунок А.12 – Камера трехосного сжатия типа А ГТ 2.3.8

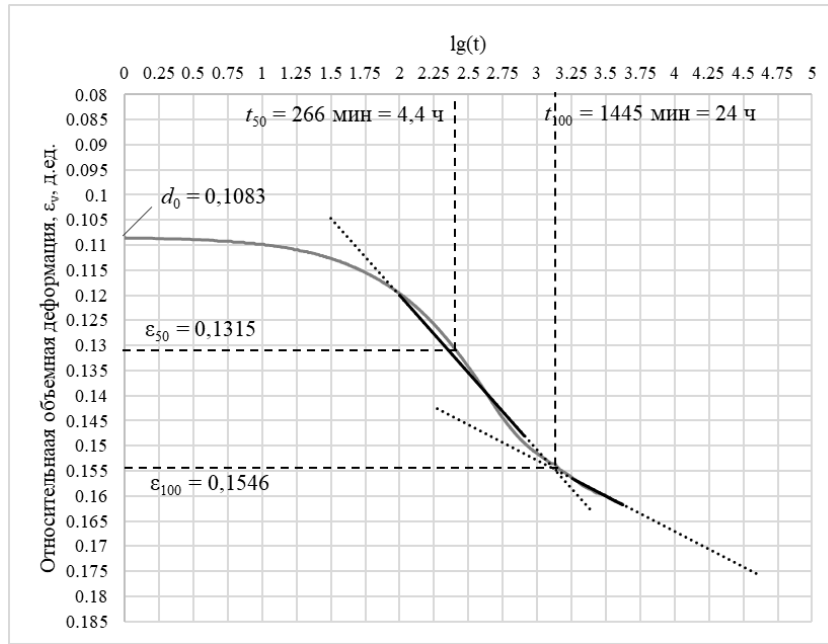


Рисунок А.13 – Кривая консолидации при трехосных испытаниях для Л.Гл.1

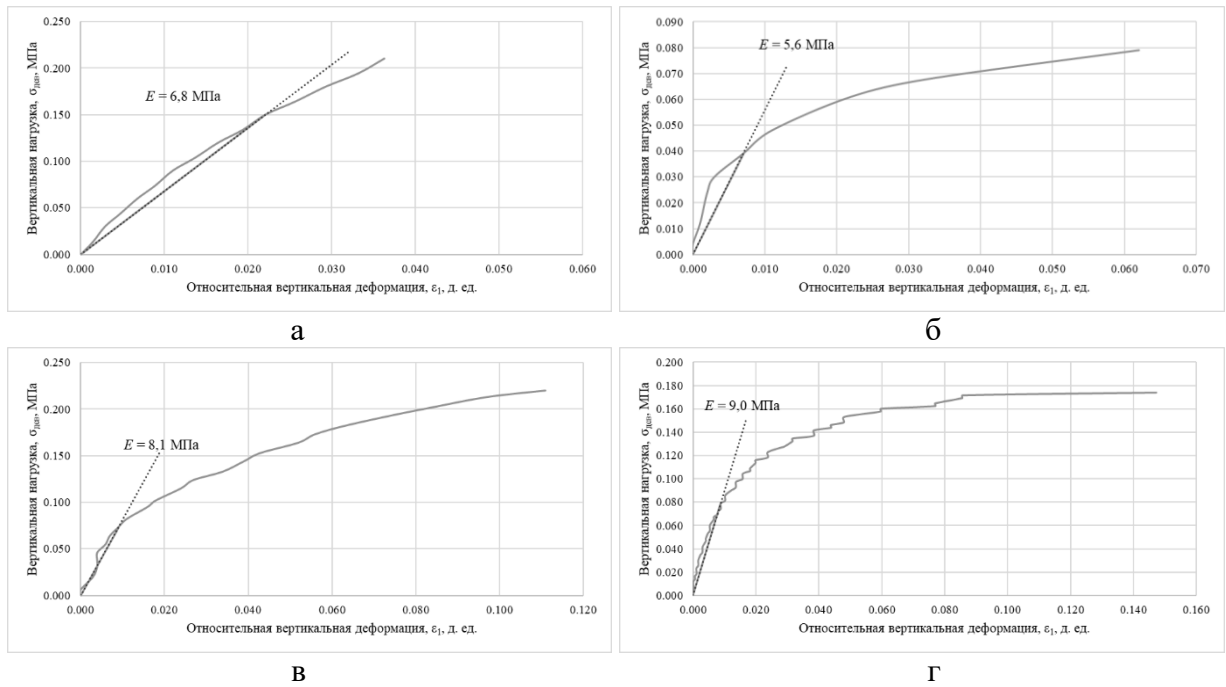


Рисунок А.14 – Кривые деформирования по предоставленным результатам испытаний связных грунтов на трехосное сжатие: а – Л.Гл.2; б – Л.Сугл.1; в – Л.Сугл.2; г – Л.Суп

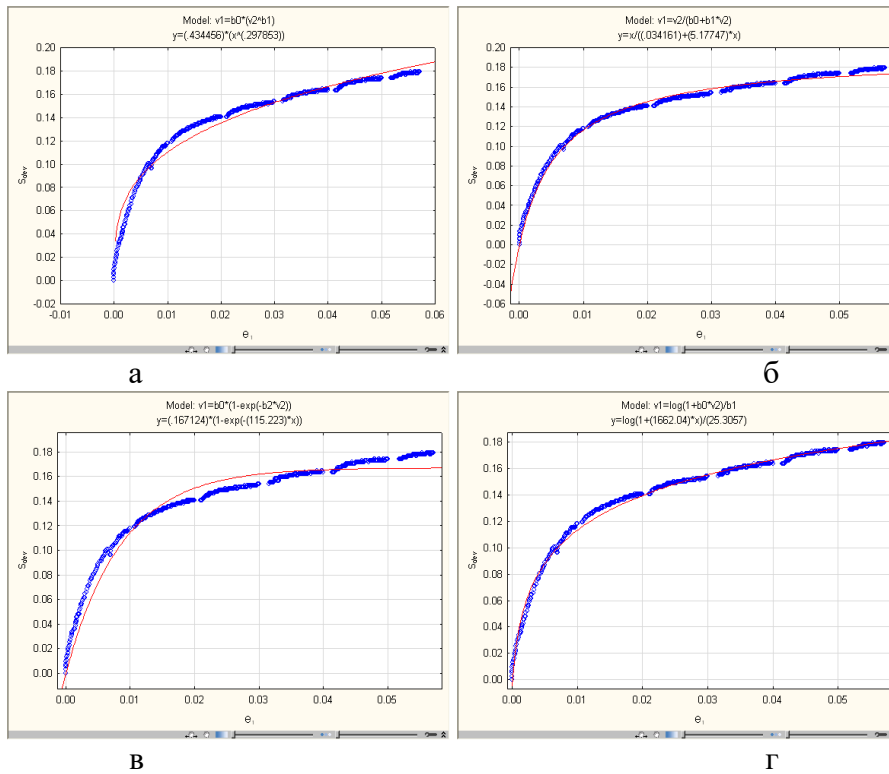


Рисунок А.15 – Аппроксимация испытаний Л.Пес на трехосное сжатие различными моделями: а – степенная; б – гиперболическая; в – экспоненциальная; г – логарифмическая; синим – экспериментальные данные; красным – аппроксимированные кривые

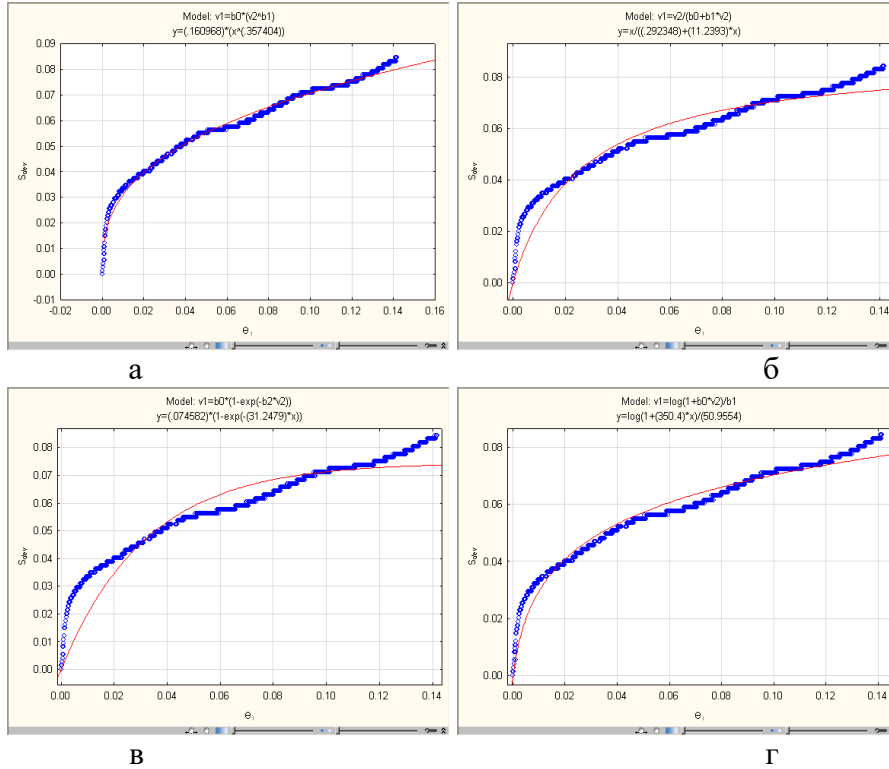


Рисунок А.16 – Аппроксимация испытаний Л.Гл.1 на трехосное сжатие различными моделями: а – степенная; б – гиперболическая; в – экспоненциальная; г – логарифмическая; синим – экспериментальные данные; красным – аппроксимированные кривые

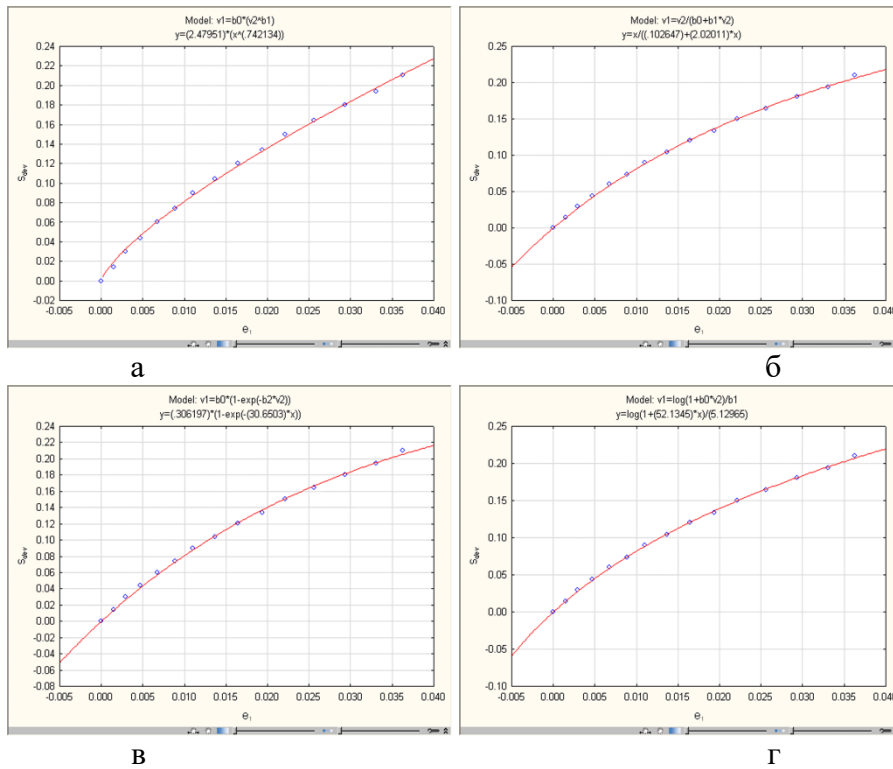


Рисунок А.17 – Аппроксимация испытаний Л.Гл.2 на трехосное сжатие различными моделями: а – степенная; б – гиперболическая; в – экспоненциальная; г – логарифмическая; синим – экспериментальные данные; красным – аппроксимированные кривые

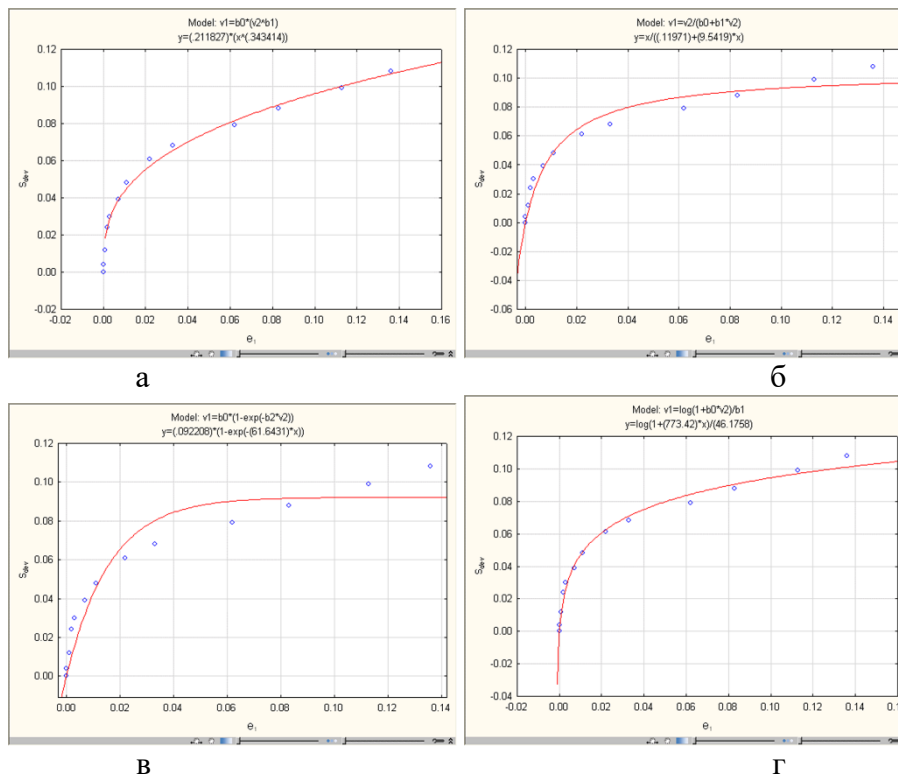


Рисунок А.18 – Аппроксимация испытаний Л.Сугл.1 на трехосное сжатие различными моделями: а – степенная; б – гиперболическая; в – экспоненциальная; г – логарифмическая; синим – экспериментальные данные; красным – аппроксимированные кривые

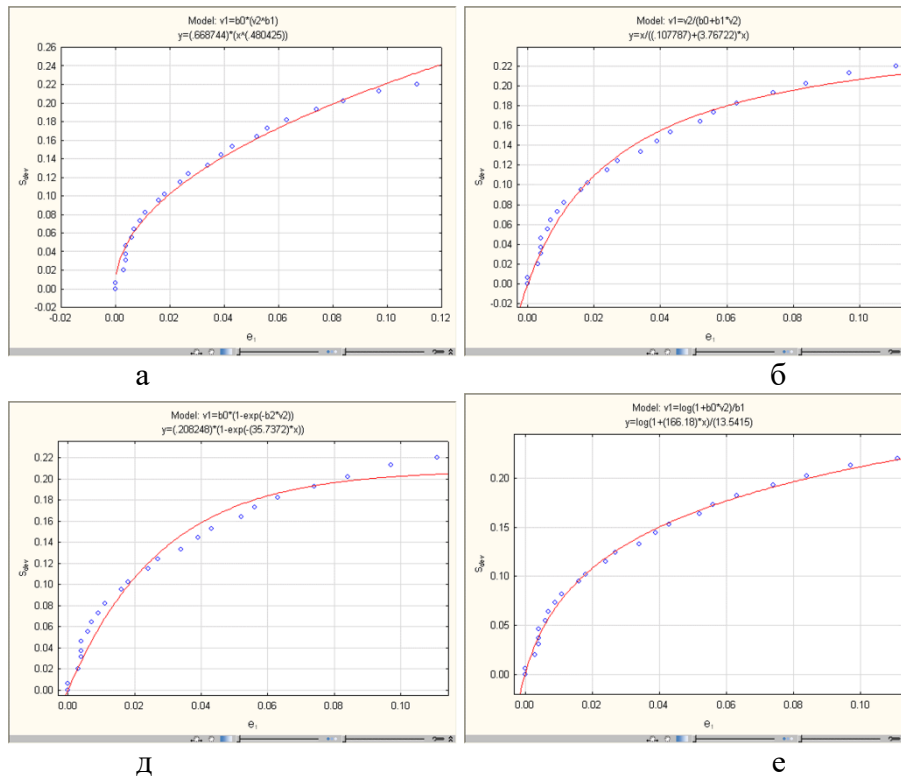


Рисунок А.19 – Аппроксимация испытаний Л.Сугл.2 на трехосное сжатие различными моделями: а – степенная; б – гиперболическая; в – экспоненциальная; г – логарифмическая; синим – экспериментальные данные; красным – аппроксимированные кривые

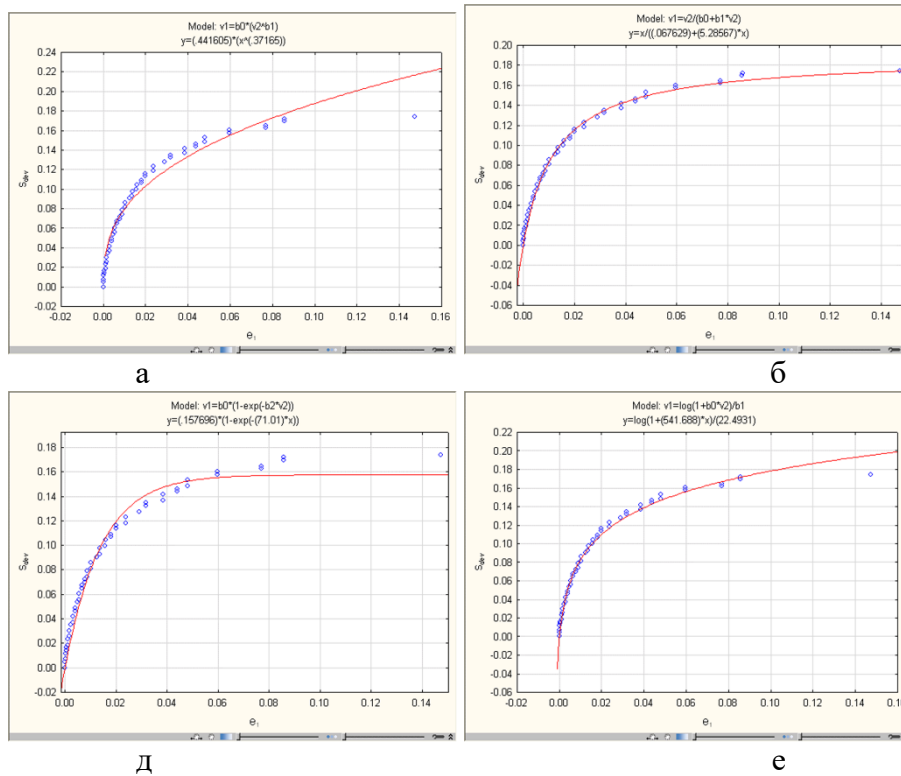


Рисунок А.20 – Аппроксимация испытаний Л.Суп на трехосное сжатие различными моделями: а – степенная; б – гиперболическая; в – экспоненциальная; г – логарифмическая; синим – экспериментальные данные; красным – аппроксимированные кривые

ПРИЛОЖЕНИЕ Б. ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ ИМЕЮЩИЕСЯ ИСПЫТАНИЯ

(обязательное)

Экспериментальные данные полевых испытаний плоским штампом площадью 600 см^2 предоставлены ООО «Новосибирский инженерный центр». В отсутствие возможности выполнения испытаний анализом поверхностных волн оценка модуля деформации выполнялась по предоставленным физическим характеристикам грунтов (Таблица Б.1) по формуле (1.20). Перечень грунтов предоставленных данных испытаний:

1. Суглинок тяжелый пылеватый текучепластичный;
2. Суглинок легкий пылеватый мягкопластичный;
3. Суглинок легкий пылеватый полутвердый;
4. Суглинок легкий пылеватый полутвердый;
5. Песок мелкий малой степени водонасыщения средней плотности;
6. Песок мелкий малой степени водонасыщения средней плотности;
7. Суглинок легкий пылеватый полутвердый незасоленный с прослоями тугопластичного;
8. Суглинок легкий пылеватый полутвердый незасоленный с прослоями тугопластичного;
9. Суглинок легкий пылеватый полутвердый незасоленный с прослоями тугопластичного;
10. Супесь песчанистая пластичная с включениями дресвы и щебня до 10 %;
11. Глина легкая пылеватая тугопластичная;
12. Глина легкая пылеватая тугопластичная;
13. Суглинок тяжелый пылеватый твердый слабонабухающий непросадочный незасоленный;
14. Суглинок тяжелый пылеватый полутвердый слабонабухающий непросадочный незасоленный;

15. Суглинок легкий пылеватый полутвердый слабонабухающий непросадочный незасоленный.

Результаты расчета модуля деформации по этим данным и оценки модуля деформации по предложенному в параграфе 2.4 методу приведены в Таблицах Б.2 и Б.3.

Таблица Б.1 – Таблица физических характеристик грунтов предоставленных данных

Грунт	W , д. ед.	W_L , д. ед.	W_P , д. ед.	I_P , д. ед.	I_L , д. ед.	ρ , г/см ³	ρ_s , г/см ³	ρ_d , г/см ³	e , д. ед.	S_r , д. ед.
1	0,33	0,33	0,19	0,14	1,00	1,92	2,72	1,44	0,88	1,00
2	0,25	0,29	0,19	0,10	0,60	1,97	2,72	1,58	0,73	0,94
3	0,18	0,26	0,18	0,08	0,00	1,92	2,72	1,63	0,67	0,73
4	0,21	0,30	0,19	0,11	0,18	1,95	2,72	1,61	0,69	0,83
5	0,04	-	-	-	-	1,70	2,69	1,63	0,65	0,17
6	0,07	-	-	-	-	1,71	2,69	1,64	0,64	0,29
7	0,20	0,27	0,18	0,09	0,22	1,96	2,72	1,63	0,67	0,82
8	0,21	0,27	0,19	0,08	0,25	1,93	2,72	1,60	0,71	0,81
9	0,20	0,27	0,18	0,09	0,22	1,96	2,72	1,63	0,67	0,82
10	0,20	0,24	0,17	0,07	0,43	1,95	2,72	1,60	0,70	0,78
11	0,29	0,40	0,19	0,21	0,48	1,94	2,73	1,50	0,82	0,97
12	0,26	0,38	0,19	0,19	0,37	1,96	2,72	1,56	0,75	0,94
13	0,17	0,33	0,19	0,14	<0	1,93	2,72	1,65	0,65	0,71
14	0,22	0,33	0,20	0,13	0,15	1,87	2,72	1,53	0,78	0,77
15	0,19	0,28	0,17	0,11	0,18	1,96	2,72	1,65	0,65	0,79

Примечание: W – природная влажность; W_L – влажность на границе текучести; W_P – влажность на границе раскатывания; I_P – число пластичности; I_L – показатель текучести; ρ – плотность; ρ_s – плотность частиц грунта; ρ_d – плотность сухого грунта; e – коэффициент пористости; S_r – степень водонасыщения

Таблица Б.2 – Расчет модуля деформации по предоставленным данным по [31]

Грунт	z , м	A , см ²	D , см	K_1	K_p	ν	P_1 , кПа	P_4 , кПа	S_1 , см	S_4 , см	E , МПа
1	2,2	600	27,6	0,79	1,00	0,35	44	119	0,026	0,238	6,8
2	2,2	600	27,6	0,79	1,00	0,35	55	114	0,124	0,303	6,3
3	1,5	600	27,6	0,79	1,00	0,35	54	125	0,052	0,202	9,1
4	2,5	600	27,6	0,79	1,00	0,35	52	132	0,059	0,285	6,8
5	3,0	600	27,6	0,79	1,00	0,30	72	143	0,039	0,098	23,9
6	4,5	600	27,6	0,79	1,00	0,30	113	341	0,017	0,107	35,2
7	1,9	600	27,6	0,79	1,00	0,35	31	100	0,056	0,263	6,4
8	1,8	600	27,6	0,79	1,00	0,35	34	102	0,028	0,189	8,1
9	1,5	600	27,6	0,79	1,00	0,35	25	162	0,021	0,469	5,9
10	2,5	600	27,6	0,79	1,00	0,35	54	125	0,022	0,202	7,6
11	1,2	600	27,6	0,79	1,00	0,42	26	128	0,052	0,313	7,0
12	2,0	600	27,6	0,79	1,00	0,42	42	121	0,107	0,368	5,4
13	2,0	600	27,6	0,79	1,00	0,35	54	125	0,053	0,179	10,8
14	4,0	600	27,6	0,79	1,00	0,35	103	198	0,052	0,240	9,7
15	5,0	600	27,6	0,79	1,00	0,35	111	253	0,092	0,301	13,0

Примечания: 1. Коэффициент условий работы K_p принят равным 1,00 при испытаниях грунтов в шурфах, котлованах, скважинах согласно п. 5.5.2 [31];

2. z – глубина установки штампа; ν – коэффициент относительной поперечной деформации; A – площадь штампа; D – диаметр штампа; K_1 – коэффициент формы штампа; P_4 , S_4 – давление и соответствующая ему осадка штампа в четвертой точке графика «нагрузка-осадка»; P_1 , S_1 – давление и соответствующая ему осадка штампа в первой точке графика «нагрузка-осадка» (при бытовом давлении); E – модуль деформации грунта

Таблица Б.3 – Расчет и сравнение модулей деформации

Грунт	E , МПа, по [31]	E_{5000} , МПа, по формуле (2.3)	$E_{оц}$, МПа, по формулам (2.15) и (1.20)
1	6,8	7,9	8,0
2	6,3	7,4	9,2
3	9,1	10,6	9,0
4	6,8	8,0	10,8
5	23,9	31,2	25,5
6	35,2	45,9	30,5
7	6,4	7,5	9,5
8	8,1	9,5	9,2
9	5,9	6,9	8,5
10	7,6	8,9	10,6
11	7,0	8,2	6,2
12	5,4	6,4	8,7
13	10,8	12,7	10,6
14	9,7	11,4	14,0
15	13,0	15,3	15,9

Примечания: 1. Средняя относительная погрешность между E_{5000} и $E_{оц}$ 23 %;

2. E – модуль деформации для штампа площадью 600 см²; E_{5000} – модуль деформации для штампа площадью 5000 см², пересчитанный по формуле (2.3); $E_{оц}$ – модуль деформации, оцененный по предложенной формуле (2.15)

Дополнительные результаты испытаний песчаных и глинистых грунтов (Таблицы Б.4, Б.5) методом МАПВ и статическим зондированием взяты из работ [3; 72; 107; 122]. Перечень грунтов имеющих результаты испытаний:

16. Суглинок буро-коричневый легкий пылеватый полутвердый, с редкими включениями гальки, гравия, песчаника, аргиллита до 5 %;

17. Суглинок коричневый тяжелый пылеватый тугопластичный с включением гравия до 40 %;

18. Суглинок серый легкий пылеватый мягкопластичный иловатый;

19. Суглинок коричневый легкий пылеватый полутвердый;

20. Глина серая легкая пылеватая полутвердая;

21. Глина легкая пылеватая полутвердая;

Таблица Б.4 – Таблица физических характеристик грунтов по имеющимся данным

Грунт	W , д. ед.	W_L , д. ед.	W_P , д. ед.	I_P , д. ед.	I_L , д. ед.	ρ , г/см ³	ρ_s , г/см ³	ρ_d , г/см ³	e , д. ед.	S_r , д. ед.
16	0,24	0,32	0,23	0,09	0,10	1,92	2,71	1,55	0,75	0,87
17	0,26	0,35	0,21	0,14	0,32	1,80	2,71	1,43	0,90	0,79
18	0,08	0,13	0,01	0,12	0,60	2,06	2,71	1,91	0,42	0,51
19	0,15	0,26	0,14	0,12	0,10	1,84	2,71	1,59	0,70	0,60
20	0,12	0,30	0,10	0,20	0,10	2,04	2,74	1,83	0,50	0,64
21	0,26	0,41	0,26	0,20	0,25	1,93	2,74	1,53	0,79	0,90

Примечание: W – природная влажность; W_L – влажность на границе текучести; W_P – влажность на границе раскатывания; I_P – число пластичности; I_L – показатель текучести; ρ – плотность; ρ_s – плотность частиц грунта; ρ_d – плотность сухого грунта; e – коэффициент пористости; S_r – степень водонасыщения

Таблица Б.5 – Результаты имеющихся испытаний МАПВ и инженерно-геологических изысканий

Грунт	γ , кН/м ³	z , м	V_R , м/с	$G_{0,дин}$, МПа	E , МПа	$k_G = E / G_{0,дин}$	k_G по (2.13)	отклонение k_G , %
16	18,835	5,0	180	68,4	14,0	0,205	0,181	+13
17	17,658	2,0	130	33,4	8,0	0,239	0,256	-7
18	20,209	3,0	125	35,4	5,0	0,141	0,144	-2
19	18,050	5,0	140	39,6	8,0	0,202	0,224	-10
20	20,012	6,0	275	169,5	17,2	0,101	0,147	-31
21	18,933	3,0	250	132,5	17,0	0,128	0,177	-28

Примечание: γ – удельный вес грунта; z – глубина; V_R – скорость поверхностной волны, определенная методом МАПВ; $G_{0,дин}$ – динамический модуль сдвига; E – модуль деформации, определенный по результатам статического зондирования; k_G – переходный коэффициент

ПРИЛОЖЕНИЕ В. ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ ИЛЛЮСТРАЦИИ К ГЛАВЕ 4
(обязательное)

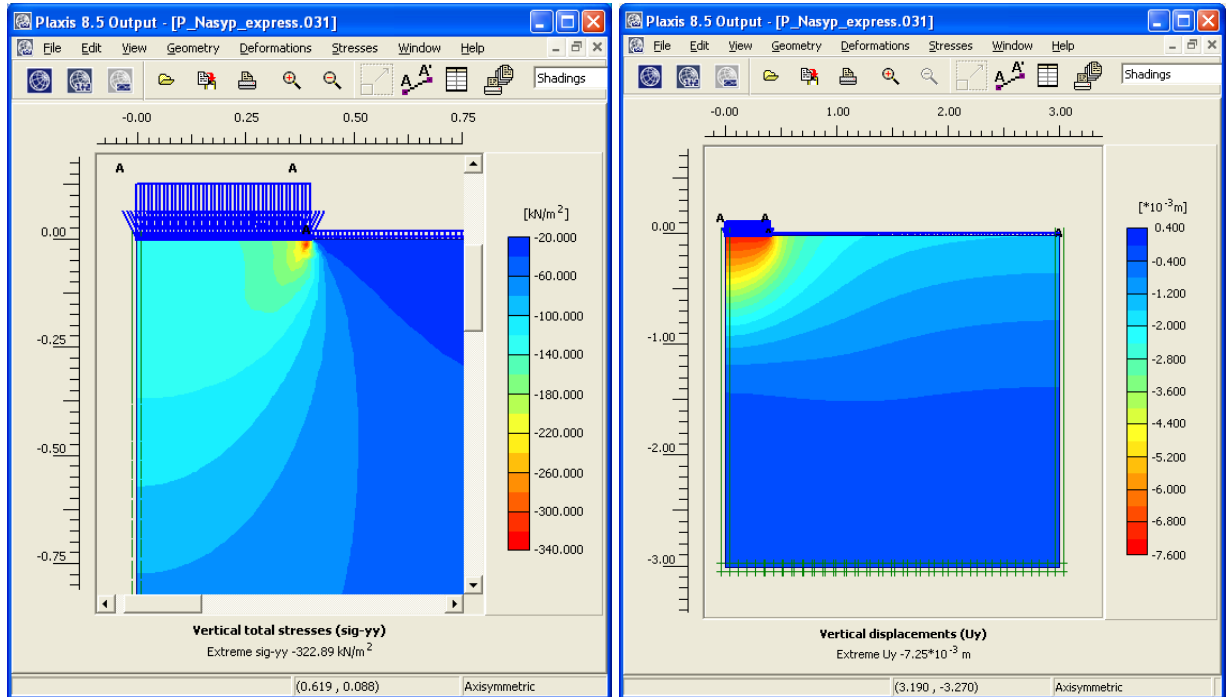


Рисунок В.1 – Поля нормальных напряжений (а) и деформаций (б). Грунт – П.Нас

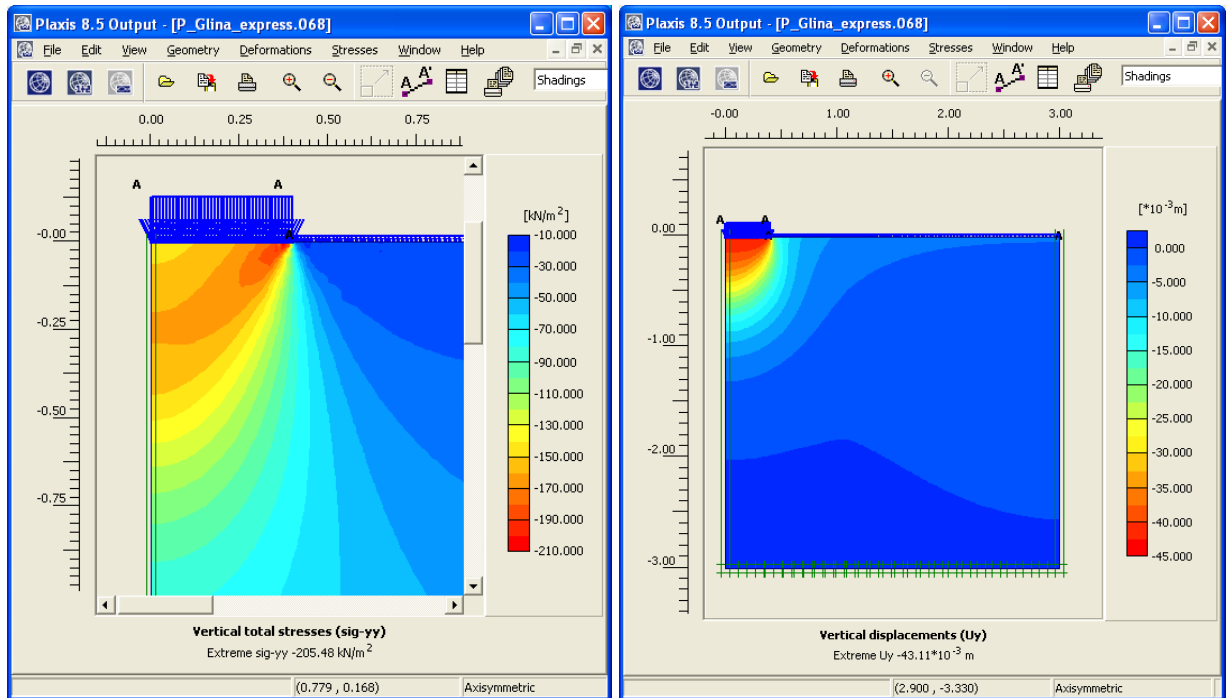
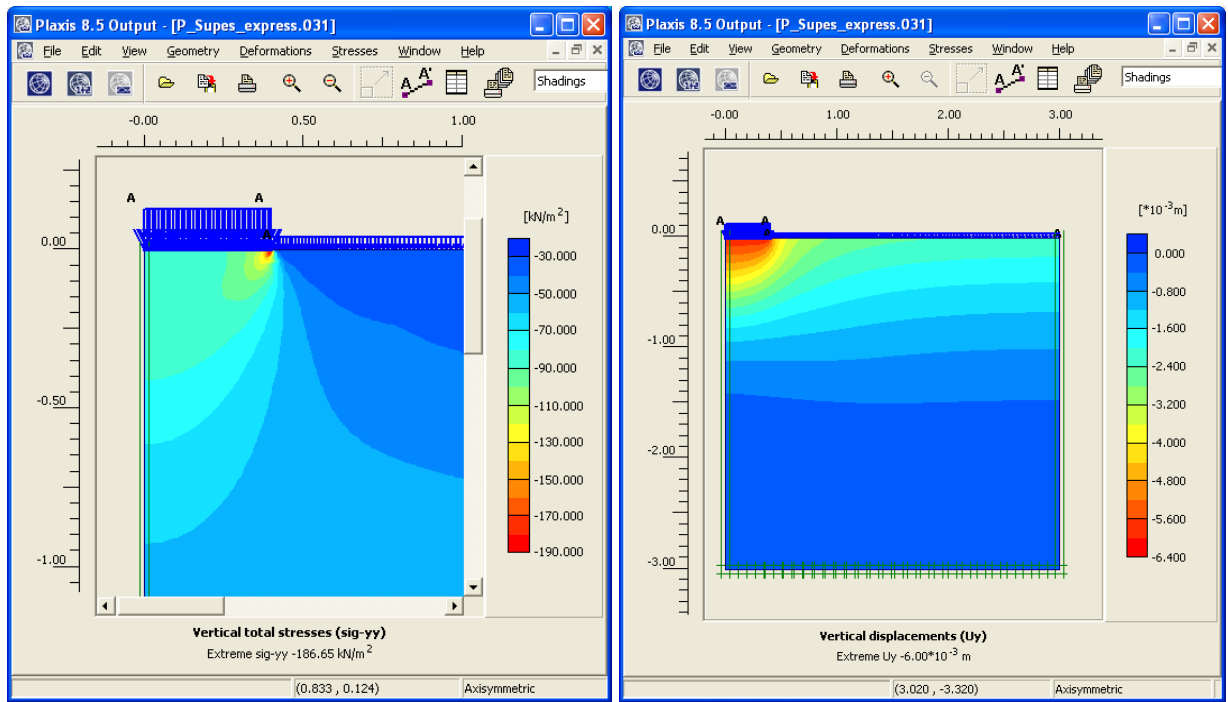


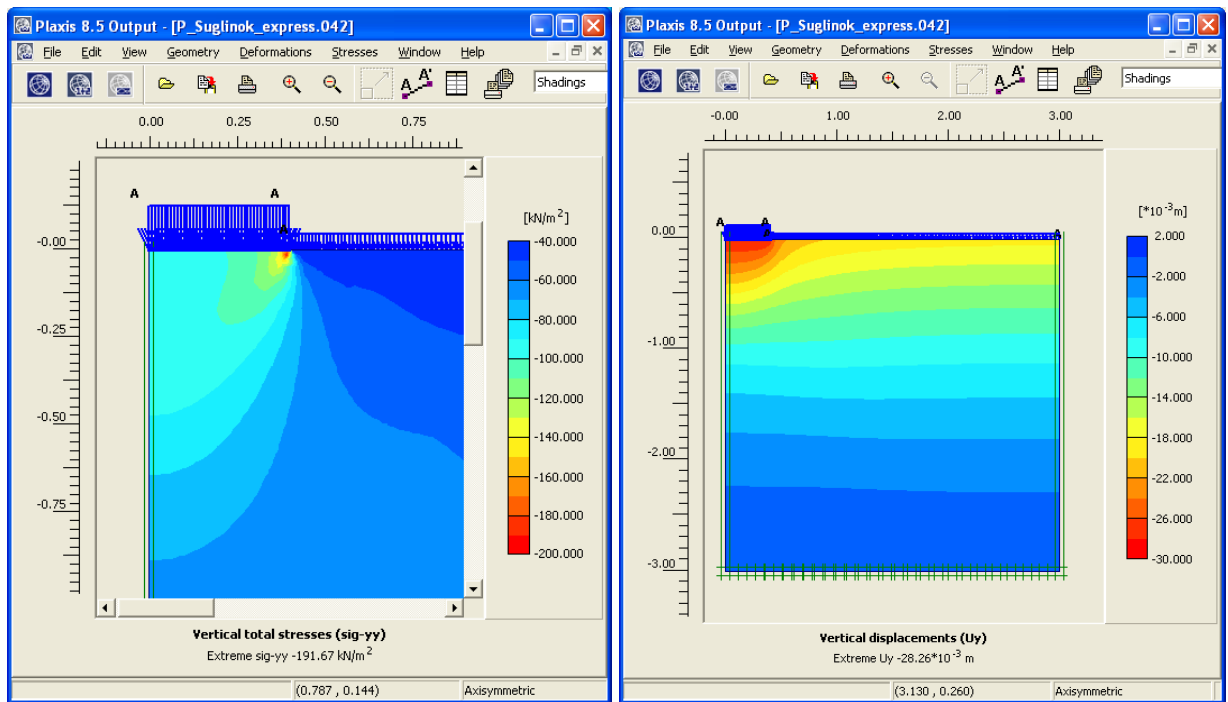
Рисунок В.2 – Поля нормальных напряжений (а) и деформаций (б). Грунт – П.Гл



а

б

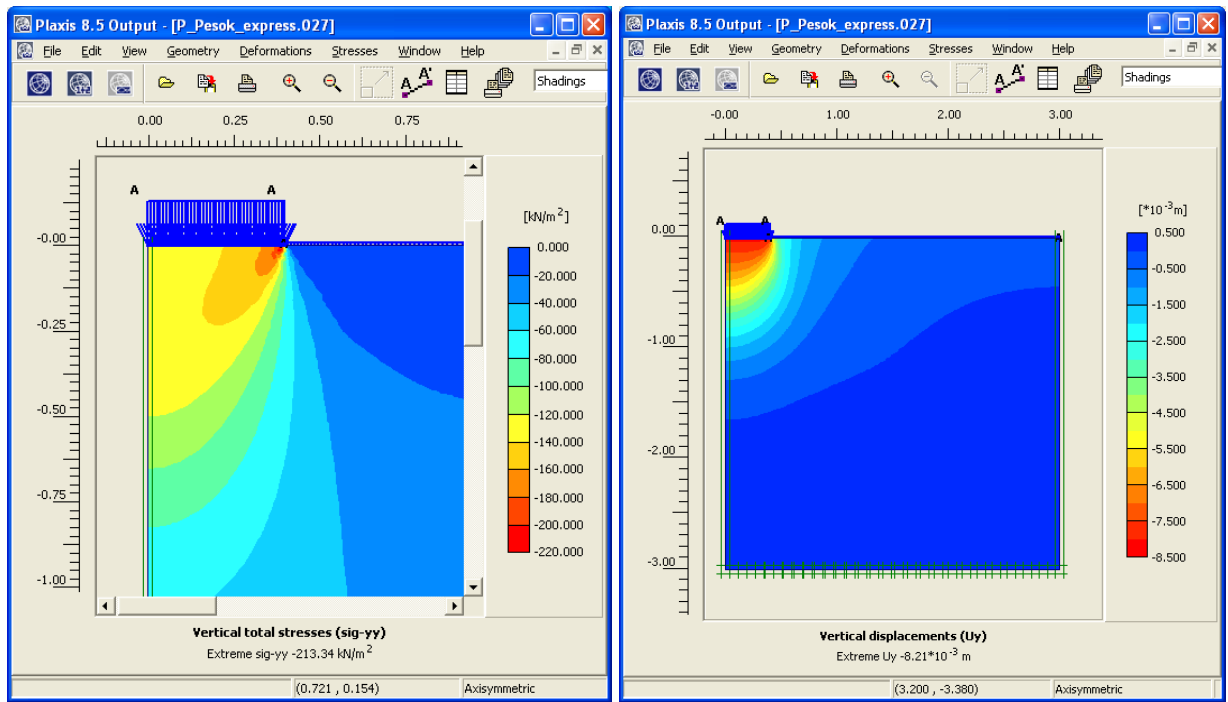
Рисунок В.3 – Поля нормальных напряжений (а) и деформаций (б). Грунт – П.Суп



а

б

Рисунок В.4 – Поля нормальных напряжений (а) и деформаций (б). Грунт – П.Сугл



а

б

Рисунок В.5 – Поля нормальных напряжений (а) и деформаций (б). Грунт – П.Пес

ПРИЛОЖЕНИЕ Г. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТОВ

(обязательное)

Г.1. Пример ручного подбора коэффициентов уравнения аппроксимации по методу скоростных уравнений первого порядка

Ручной подбор коэффициентов аппроксимации уравнения (2.12) выполнялся в программном комплексе «Microsoft Excel» для значений переходного коэффициента k_G по данным полевых испытаний из Таблицы 2.11. Подбор выполнялся для уравнения (2.11):

$$\ln(k_G - k_{ult}) = -m\gamma + C$$

В этом уравнении левая часть – нормализованное распределение расстояния до точки равновесия переходного коэффициента, правая часть – линейная аппроксимация этого распределения (Рисунок Г.1). Итерационный процесс осуществляется путем перебора значений коэффициента k_{ult} (Таблица Г.1) до полной линейной аппроксимации распределения значений $\ln(k_G - k_{ult})$ (Рисунок Г.1). Для заданной точности 10^{-3} оказалось достаточно 3-х итераций.

Таблица Г.1 – Итерационный процесс подбора коэффициента k_{ult}

Грунт	γ , кН/м ³	k_G	Итерация 1		Итерация 2		Итерация 3	
			k_{ult}	$\ln(k_G - k_{ult})$	k_G	$\ln(k_G - k_{ult})$	k_G	$\ln(k_G - k_{ult})$
П.Пес	15,974	0,525	0,140	-0,954	0,110	-0,879	0,125	-0,915
П.Нас	17,836	0,242	0,140	-2,283	0,110	-2,025	0,125	-2,146
П.Сугл	18,424	0,193	0,140	-2,933	0,110	-2,486	0,125	-2,684
П.Суп	19,796	0,152	0,140	-4,389	0,110	-3,160	0,125	-3,597
П.Гл	20,776	0,142	0,140	-6,292	0,110	-3,447	0,125	-4,083

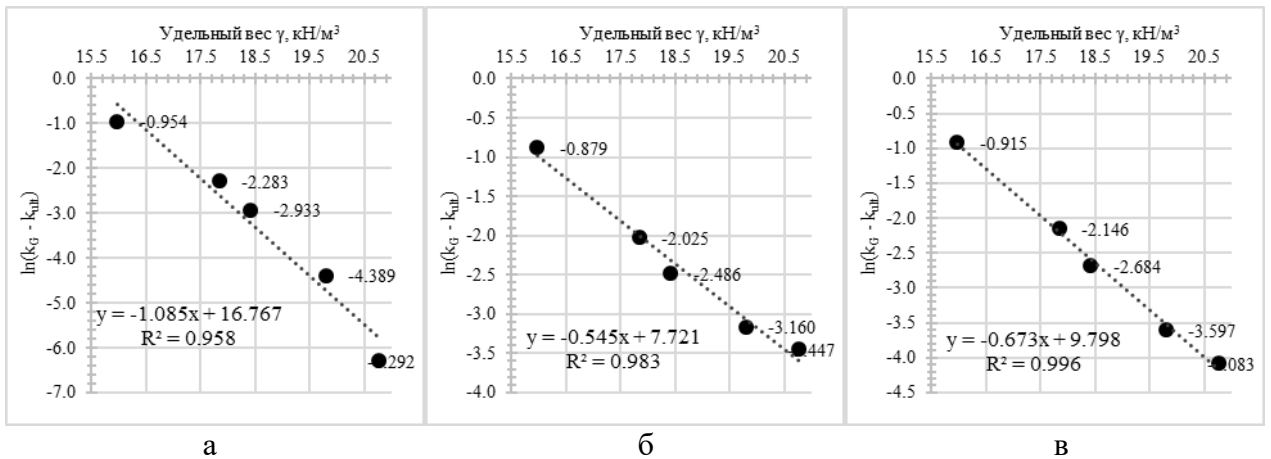


Рисунок Г.1 – Итерационный процесс подбора коэффициентов m и C при заданном коэффициенте k_{ult} : а – итерация 1; б – итерация 2; в – итерация 3

Итоговое уравнение аппроксимации с подобранными вручную коэффициентами имеет вид:

$$k_G = 0,12 + \exp(-0,67\gamma + 9,80)$$

Г.2. Пример расчета модуля деформации по результатам МАПВ

Расчеты по оценке модуля деформации приведены на примере результатов полевых испытаний супеси (П.Суп, см. Главу 2) методом МАПВ по рекомендациям в Главе 5. По результатам МАПВ получена скорость поверхностной волны $V_R = 165$ м/с на глубине $z = 3,0$ м, определение скорости продольной волны не производилось, грунт ниже УГВ.

1. Сначала оцениваем удельный вес грунта по формуле (2.2):

$$\gamma = 0,7 \ln \left(\frac{165^{5,16}}{3,0} \right) + 0,17 = 17,844 \text{ кН/м}^3$$

$$\rho = \gamma / g = 17,844 / 9,81 = 1,819 \text{ т/м}^3 = 1819 \text{ кг/м}^3$$

2. Рассчитываем динамический модуль сдвига по формуле (2.1):

$$G_{0,дин} = 1,1 \cdot 10^{-6} \cdot 1819 \cdot 165^2 = 54,5 \text{ МПа}$$

3. Рассчитываем переходный коэффициент k_G по формуле (2.13):

$$k_G = 0,12 + \exp(-0,68 \cdot 17,844 + 10) = 0,238$$

4. Оцениваем величину модуля деформации по формуле (2.15):

$$E = 0,238 \cdot 54,5 = 13,0 \text{ МПа}$$

Г.3. Пример построения модельной кривой деформирования по МАПВ

Пример построения модельной кривой деформирования приведен на примере результатов полевых испытаний супеси (П.Суп, см. Главу 2) методом МАПВ по рекомендациям в Главе 5. В предыдущем примере уже произведена оценка модуля деформации грунта. При исходных данных о скорости $V_R = 165 \text{ м/с}$ на глубине $z = 3,0 \text{ м}$ оценены удельный вес $\gamma = 17,844 \text{ кН/м}^3$, динамический модуль сдвига $G_{0,\text{дин}} = 54,5 \text{ МПа}$, и модуль деформации $E = 13 \text{ МПа}$.

1. Определение скорости продольной волны V_p не производилось, поэтому задаемся динамическим коэффициентом Пуассона $\nu_{\text{дин}} = 0,42$ по [92, Прил. Г] интерполяцией с использованием значения плотности и рассчитываем скорость продольной волны по формуле (3.30):

$$V_p = 1,05 \cdot 165 \cdot \sqrt{\frac{2(1 - 0,42)}{1 - 2 \cdot 0,42}} = 470 \text{ м/с}$$

2. Оцениваем прочностные параметры по формулам (3.28) и (3.29):

$$c = 4,2 \cdot 10^{-10} \cdot 1819 \cdot 165^2 + 0,0087 = 0,029 \text{ МПа} = 29 \text{ кПа}$$

$$\varphi = 45,6 - 7,4 \cdot \frac{470}{165} = 24^\circ$$

3. Оцениваем боковое давление на глубине $z = 3,0 \text{ м}$ (для примера слой исследуемого грунта принят на всю глубину) по формуле (3.26):

$$\sigma_3 = (1 - \sin 24^\circ) 17,844 \cdot 3,0 = 32 \text{ кПа}$$

4. Рассчитываем предельное девиаторное напряжение по формуле (3.25):

$$\sigma_{\text{дев,пр}} = \frac{1}{0,9} (29 \cdot \text{ctg}(24^\circ) + 32) \frac{2 \cdot \sin(24^\circ)}{1 - \sin(24^\circ)} = 149 \text{ кПа} = 0,149 \text{ МПа}$$

5. Задаемся отношением штампового модуля деформации $E_{\text{шт}}$ к упругому модулю деформации $E_{\text{упр}}$ равным $r = 0,65$. Тогда упругий модуль деформации по формуле (3.24) равен:

$$E_{\text{упр}} = \frac{13}{0,65} = 20 \text{ МПа}$$

6. Выбираем экспоненциальную форму модельной кривой деформирования. Тогда уравнение построения по формуле (3.12) имеет следующий вид:

$$\sigma_{\text{дев}} = 0,149 \cdot (1 - \exp(-134,228 \cdot \varepsilon_1))$$

$$\text{где } m_1 = E_{\text{упр}} / \sigma_{\text{дев,пр}} = 20 / 0,149 = 134,228.$$

7. На модельной кривой отмечаем точку линейной аппроксимации штамповым модулем деформации $E_{\text{шт}}$. Напряжение и деформация, соответствующие данной точке, согласно формуле (3.39) равны:

$$\sigma_{\text{шт}} = 0,65 \cdot 0,934 \cdot 0,149 = 0,090 \text{ МПа}; \quad \varepsilon_{\text{шт}} = 0,934 \cdot \frac{0,149}{20} = 0,007$$

где $x = 0,934$ при $r = 0,65$ для экспоненциальной кривой.

8. Итоговая модельная кривая деформирования с отмеченной точкой линейной аппроксимации приведена на Рисунке Г.2.

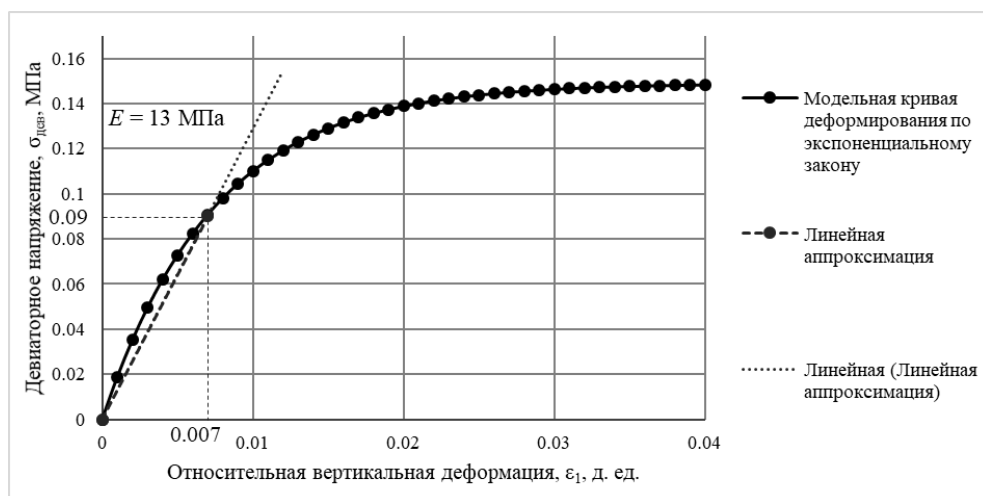


Рисунок Г.2 – Оперативно построенная модельная кривая деформирования

Г.4. Пример оценки механических характеристик для предварительного расчета основания по деформациям по результатам МАПВ

Представлен пример оценки механических характеристик для предварительного расчета основания по деформациям по результатам МАПВ для фундамента на естественном основании. Для примера предполагается возведение спортивного комплекса по адресу г. Пермь, ул. Петропавловская, 78. Здание II уровня ответственности, геотехническая категория 2, каркас металлический, здание бесподвальное.

По указанному адресу выполнены полевые испытания МАПВ, а также произведен отбор образцов из рекогносцировочной скважины, которые затем испытаны в лабораторных условиях для определения физических характеристик. Результаты МАПВ представлены в Таблице Г.2, физические характеристики по лабораторным испытаниям приведены в Таблице Г.3.

Таблица Г.2 – Результаты МАПВ

Грунт	Глубина подошвы слоя, z , м	Скорость поверхностной волны, V_R , м/с
ИГЭ-1	3,0	120
ИГЭ-2	7,0	270

Таблица Г.3 – Таблица физических характеристик грунтов по лабораторным испытаниям

Грунт	W , д. ед.	W_L , д. ед.	W_P , д. ед.	I_P , д. ед.	I_L , д. ед.	ρ , г/см ³	ρ_s , г/см ³	ρ_d , г/см ³	e , д. ед.	S_r , д. ед.
ИГЭ-1	0,15	0,21	0,09	0,12	0,50	1,91	2,71	1,66	0,63	0,64
ИГЭ-2	0,12	0,30	0,10	0,20	0,10	2,04	2,7	1,82	0,50	0,65

Примечание: W – природная влажность; W_L – влажность на границе текучести; W_P – влажность на границе раскатывания; I_P – число пластичности; I_L – показатель текучести; ρ – плотность; ρ_s – плотность частиц грунта; ρ_d – плотность сухого грунта; e – коэффициент пористости; S_r – степень водонасыщения

Итоговое наименование грунтов:

ИГЭ-1: Суглинок иловатый, влажный, мягкопластичный; глубина подошвы слоя $z_1 = 3,0$ м;

ИГЭ-2: Глина полутвердая, влажная; глубина подошвы слоя $z_2 = 7,0$ м.

Выполняем оценку модулей деформации по рекомендациям в Главе 5.

Удельный вес находим по плотности из Таблицы Г.3:

$$\gamma_1 = 9,81\rho_1 = 9,81 \cdot 1,91 = 18,737 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_2 = 9,81\rho_2 = 9,81 \cdot 2,04 = 20,012 \text{ кН/м}^3$$

Рассчитываем динамические модули сдвига по формуле (2.1):

$$G_{0,\text{дин}1} = 1,1 \cdot 10^{-6} \rho_1 V_{R1}^2 = 1,1 \cdot 10^{-6} \cdot 1910 \cdot 120^2 = 30 \text{ МПа}$$

$$G_{0,\text{дин}2} = 1,1 \cdot 10^{-6} \rho_2 V_{R2}^2 = 1,1 \cdot 10^{-6} \cdot 2040 \cdot 270^2 = 164 \text{ МПа}$$

Рассчитываем переходные коэффициенты k_G по формуле (2.13):

$$k_{G1} = 0,12 + \exp(-0,68 \cdot 18,737 + 10) = 0,185$$

$$k_{G2} = 0,12 + \exp(-0,68 \cdot 20,012 + 10) = 0,147$$

Оцениваем модули деформации по формуле (2.15):

$$E_1 = k_{G1} G_{0,\text{дин}1} = 0,185 \cdot 30 = 5,6 \text{ МПа}$$

$$E_2 = k_{G2} G_{0,\text{дин}2} = 0,147 \cdot 164 = 24,1 \text{ МПа}$$

Выполняем построение модельной кривой деформирования. Определение скорости продольной волны V_p не производилось, поэтому задаемся динамическими коэффициентами Пуассона $\nu_{\text{дин}1} = 0,41$ и $\nu_{\text{дин}2} = 0,45$ по [92, Прил. Г] интерполяцией с использованием значений плотностей и рассчитываем скорости продольных волн по формуле (3.30):

$$V_{p1} = 1,05 \cdot V_{R1} \cdot \sqrt{\frac{2(1 - \nu_{\text{дин}1})}{1 - 2\nu_{\text{дин}1}}} = 1,05 \cdot 120 \cdot \sqrt{\frac{2(1 - 0,41)}{1 - 2 \cdot 0,41}} = 320 \text{ м/с}$$

$$V_{p2} = 1,05 \cdot V_{R2} \cdot \sqrt{\frac{2(1 - \nu_{\text{дин}2})}{1 - 2\nu_{\text{дин}2}}} = 1,05 \cdot 270 \cdot \sqrt{\frac{2(1 - 0,45)}{1 - 2 \cdot 0,45}} = 940 \text{ м/с}$$

Оцениваем прочностные параметры по формулам (3.28) и (3.29):

$$c_1 = 4,2 \cdot 10^{-10} \rho_1 V_{R1}^2 + 0,0087 = 4,2 \cdot 10^{-10} \cdot 1910 \cdot 120^2 + 0,0087 = 0,020 \text{ МПа}$$

$$\varphi_1 = 45,6 - 7,6 \frac{V_{p1}}{V_{R1}} = 45,6 - 7,6 \cdot \frac{320}{120} = 25^\circ$$

$$c_2 = 4,2 \cdot 10^{-10} \rho_2 V_{R2}^2 + 0,0087 = 4,2 \cdot 10^{-10} \cdot 2040 \cdot 270^2 + 0,0087 = 0,071 \text{ МПа}$$

$$\varphi_2 = 45,6 - 7,6 \frac{V_{p2}}{V_{R2}} = 45,6 - 7,6 \cdot \frac{940}{270} = 19^\circ$$

Оцениваем значения боковых давлений по формуле (3.26):

$$\sigma_{3,1} = K_0 \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i = (1 - \sin 25^\circ) \cdot 18,737 \cdot 3 = 32 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{3,2} = K_0 \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i = (1 - \sin 19^\circ) \cdot (18,737 \cdot 3 + 20,012 \cdot 4) = 92 \text{ кПа}$$

Рассчитываем предельные девиаторные напряжения по формуле (3.25):

$$\sigma_{\text{дев,пр1}} = \frac{1}{R_f} (c_1 \operatorname{ctg} \varphi_1 + \sigma_{3,1}) \frac{2 \sin \varphi_1}{1 - \sin \varphi_1} = \frac{1}{0,9} (20 \cdot \operatorname{ctg}(25^\circ) + 32) \frac{2 \cdot \sin(25^\circ)}{1 - \sin(25^\circ)} = 122 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{\text{дев,пр2}} = \frac{1}{R_f} (c_2 \operatorname{ctg} \varphi_2 + \sigma_{3,2}) \frac{2 \sin \varphi_2}{1 - \sin \varphi_2} = \frac{1}{0,9} (71 \cdot \operatorname{ctg}(19^\circ) + 92) \frac{2 \cdot \sin(19^\circ)}{1 - \sin(19^\circ)} = 320 \text{ кПа}$$

Задаемся отношением штампового модуля деформации $E_{\text{шт}}$ к упругому модулю деформации $E_{\text{упр}}$ равным $r = 0,65$. Тогда упругие модули деформации по формуле (3.24) равны:

$$E_{\text{упр1}} = \frac{E_1}{r} = \frac{5,6}{0,65} = 8,6 \text{ МПа}$$

$$E_{\text{упр2}} = \frac{E_2}{r} = \frac{24,1}{0,65} = 37,1 \text{ МПа}$$

Выбираем гиперболическую форму модельной кривой деформирования.

Тогда уравнения построения по формуле (3.2) имеют следующий вид:

$$\sigma_{\text{дев1}} = \frac{\varepsilon_1}{1/8,6 + \varepsilon_1/0,122}$$

$$\sigma_{\text{дев2}} = \frac{\varepsilon_1}{1/37,1 + \varepsilon_1/0,320}$$

На модельных кривых отмечаем точки линейной аппроксимации модулем деформации E_i . Напряжения и деформации, согласно формуле (3.39) равны:

$$\sigma_{шт1} = rx\sigma_{дев,пр1} = 0,65 \cdot 0,538 \cdot 0,122 = 0,043 \text{ МПа}$$

$$\varepsilon_{шт1} = x \frac{\sigma_{дев,пр1}}{E_{упр1}} = 0,538 \cdot \frac{0,122}{8,6} = 0,0076$$

$$\sigma_{шт2} = rx\sigma_{дев,пр2} = 0,65 \cdot 0,538 \cdot 0,320 = 0,112 \text{ МПа}$$

$$\varepsilon_{шт2} = x \frac{\sigma_{дев,пр2}}{E_{упр2}} = 0,538 \cdot \frac{0,320}{37,1} = 0,0046$$

где $x = 0,538$ при $r = 0,65$ для гиперболической кривой.

Итоговые модельные кривые деформирования приведены на Рисунке Г.3.

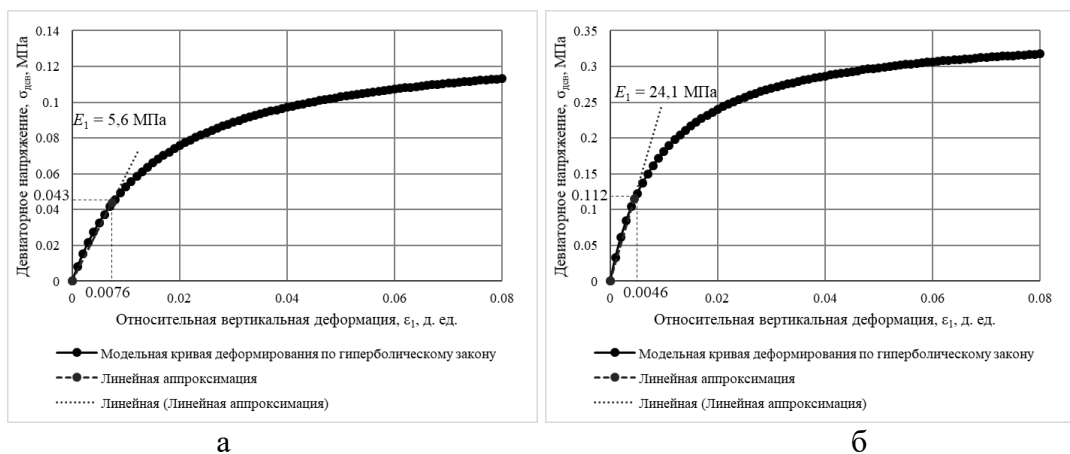


Рисунок Г.3 – Модельные кривые деформирования: а – ИГЭ-1; б – ИГЭ-2

Таблица Г.4 – Итоговые показатели, оцененные с помощью предложенных методик по результатам МАПВ

Грунт	z , м	V_R , м/с	V_p , м/с	γ , кН/м ³	E , МПа	c , кПа	φ , град
ИГЭ-1	3,0	120	320	18,737	5,6	20	25
ИГЭ-2	7,0	270	940	20,012	24,1	71	19

Примечание: z – глубина подошвы слоя; V_R – скорость поверхностной волны; V_p – скорость продольной волны; γ – удельный вес; E – модуль деформации; c – удельное сцепление; φ – угол внутреннего трения

Таким образом с помощью предложенных методик по результатам МАПВ оценены следующие показатели двух грунтовых слоев для предварительных геотехнических расчетов: глубина подошвы слоя z , скорости поверхностной V_R и

продольной V_p волн, удельный вес γ , модуль деформации E , удельное сцепление c , угол внутреннего трения φ . Дальнейший предварительный расчет основания по деформациям выполняется по стандартным требованиям [91, 93].

Г.5. Пример предварительного расчета основания по деформациям

Представлен пример предварительного расчета основания по деформациям тремя подходами:

1. Модуль деформации определен по результатам испытаний штампом;
2. Модуль деформации оценен по результатам МАПВ;
3. Осадки рассчитаны по результатам численного моделирования с использованием метода построения модельной кривой деформирования.

Предварительная оценка основания расчетом по деформациям выполнялась для отдельно стоящего фундамента мелкого заложения (ФМЗ) на естественном основании. Для примера предполагается возведение спортивного комплекса по адресу г. Пермь, ул. Петропавловская, 78. Здание II уровня ответственности, геотехническая категория 2, каркас металлический, здание бесподвальное. Предполагаемая нагрузка на обрез фундамента $N_{II} = 800$ кН. Нагружение центральное, момент отсутствует.

По указанному адресу выполнены полевые испытания штампом 5000 см^2 , МАПВ, произведен отбор образцов, которые затем испытаны в лабораторных условиях для определения физических характеристик. Напластование грунтов представлено в Таблице Г.5, физические характеристики по лабораторным испытаниям приведены в Таблице Г.6.

Таблица Г.5 – Напластование грунтов

Грунт	Глубина подошвы слоя, z , м	Скорость поверхностной волны по МАПВ, V_R , м/с	Модуль деформации для штампа 5000 см^2 , E , МПа
ИГЭ-1 (грунт 11, Таблица Б.2)	2,5	130	8,2
ИГЭ-2 (грунт 10, Таблица Б.2)	5,0	170	8,9

Таблица Г.6 – Физические характеристики грунтов

Грунт	W , д. ед.	W_L , д. ед.	W_P , д. ед.	I_P , д. ед.	I_L , д. ед.	ρ , г/см^3	ρ_s , г/см^3	ρ_d , г/см^3	e , д. ед.	S_r , д. ед.
ИГЭ-1	0,29	0,40	0,19	0,21	0,50	1,94	2,73	1,50	0,82	0,98
ИГЭ-2	0,20	0,27	0,18	0,09	0,22	1,96	2,72	1,63	0,67	0,82

Примечание: W – природная влажность; W_L – влажность на границе текучести; W_P – влажность на границе раскатывания; I_P – число пластичности; I_L – показатель текучести; ρ – плотность; ρ_s – плотность частиц грунта; ρ_d – плотность сухого грунта; e – коэффициент пористости; S_r – степень водонасыщения

Итоговое наименование грунтов:

ИГЭ-1: Глина легкая пылеватая с прослоями тяжелой тугопластичная; глубина подошвы слоя $z_1 = 2,5$ м;

ИГЭ-2: Супесь пластичная с включениями дресвы и щебня до 10 %; глубина подошвы $z_2 = 5,0$ м.

Нормативная и расчетная глубины сезонного промерзания согласно [91], здание отапливаемое без подвала с полами по грунту:

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t} = 0,23 \sqrt{47,6} = 1,6 \text{ м}$$

$$d_f = k_h d_{fn} = 0,5 \cdot 1,6 = 0,8 \text{ м}$$

По конструктивным особенностям и глубине промерзания предварительная глубина заложения принята $d_f = 1,5$ м. Тогда требуемая ширина квадратного фундамента по схеме условного фундамента:

$$b_f^{\text{тр}} = \sqrt{\frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{mi} d_f}} = \sqrt{\frac{800}{228 - 20 \cdot 1,5}} = 2,01 \text{ м}$$

где R_0 – предварительное расчетное сопротивление по [91, Таблица Б.3].

Предварительно принята сторона подошвы фундамента $b_f = 2,1$ м, площадь $A_f = 4,41$ м². Среднее давление под подошвой фундамента:

$$P_{\text{ср}} = \frac{N_{II}}{A_f} + \gamma_{\text{мг}} d_f = \frac{800}{4,41} + 20 \cdot 1,5 = 211 \text{ кПа} < R_0 = 228 \text{ кПа}$$

Расчетная схема ФМЗ представлена на Рисунке Г.4.

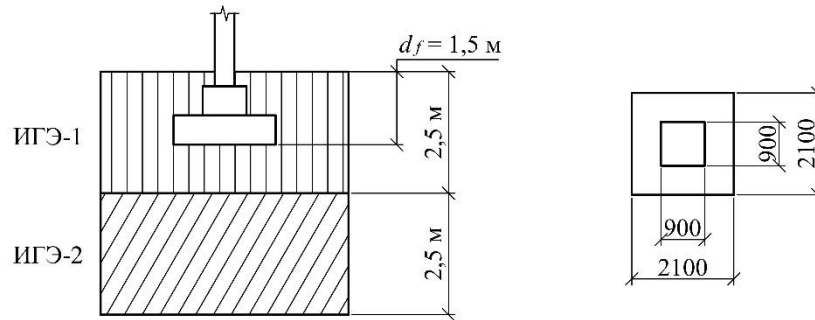


Рисунок Г.4 – К примеру расчета отдельно стоящего столбчатого ФМЗ под колонну

Первый подход, модуль деформации определен по результатам испытаний штампом (Таблица Г.5). Выполним предварительный расчет столбчатого ФМЗ по деформациям согласно [91] по расчётной схеме в виде линейно деформируемого полупространство с определением осадки методом послойного суммирования. Расчет осадки методом послойного суммирования согласно требованиям [91] сведен в Таблицу Г.7.

Осадка столбчатого ФМЗ по предварительным расчетам с шириной подошвы 2,1 м и глубиной 1,5 м не превышает предельного допустимого значения – $s = 3,8 \text{ см} < s_u = 15 \text{ см}$.

Таблица Г.7 – Расчет осадки ФМЗ методом послойного суммирования

h_i , м	z , м	$\xi = 2z/b_f$	α	σ_{zg} , кПа	σ_{zp} , кПа	$0,5\sigma_{zg}$, кПа	$\sigma_{z\gamma}$, кПа	E_i , МПа	s_i , см
0,00	0,00	0,000	1,000	28,547	211,000	14,274	28,547	8,2	0,0
0,50	0,50	0,476	0,953	38,063	201,083	19,032	27,205	8,2	1,1
0,50	1,00	0,952	0,783	47,579	165,213	23,790	22,352	8,2	0,9
0,50	1,50	1,429	0,586	57,193	123,646	28,597	16,729	8,9	0,6
0,50	2,00	1,905	0,430	66,807	90,730	33,404	12,275	8,9	0,5
0,50	2,50	2,381	0,320	76,421	67,520	38,211	9,135	8,9	0,3
0,50	3,00	2,857	0,243	86,034	51,273	43,017	6,937	8,9	0,2
0,50	3,50	3,333	0,189	95,648	39,879	47,824	5,395	8,9	0,2
								$s = \sum s_i$	3,8

Примечание: h_i – толщина i -го слоя; z – глубина от подошвы фундамента; b_f – ширина подошвы фундамента; ξ , α – коэффициенты по Таблице 5.8 [91]; σ_{zg} – вертикальное напряжение от собственного веса грунта на глубине z от подошвы по [91]; σ_{zp} – вертикальное напряжение от внешней нагрузки на глубине z от подошвы фундамента по [91]; $\sigma_{z\gamma}$ – вертикальное напряжение от собственного веса вынутаго грунта по [91]; E_i – модуль деформации; s_i – осадка выделенного слоя по [91]

Второй подход, модуль деформации оценен по результатам МАПВ.

Удельный вес взят по Таблице Г.6 физических характеристик по результатам отбора проб.

Рассчитываем динамический модуль сдвига по формуле (2.1):

$$G_{0,дин1} = 1,1 \cdot 10^{-6} \cdot 1940 \cdot 130^2 \approx 36,1 \text{ МПа}; \quad G_{0,дин2} = 1,1 \cdot 10^{-6} \cdot 1960 \cdot 170^2 \approx 62,3 \text{ МПа}$$

Рассчитываем переходный коэффициент k_G по формуле (2.13):

$$k_{G1} = 0,12 + \exp(-0,68 \cdot 19,031 + 10) = 0,173; \quad k_{G2} = 0,12 + \exp(-0,68 \cdot 19,228 + 10) = 0,166$$

Оцениваем величину модуля деформации по формуле (2.15):

$$E_1 = 0,173 \cdot 36,1 = 6,2 \text{ МПа}; \quad E_2 = 0,166 \cdot 62,3 = 10,4 \text{ МПа}$$

Расчет осадки методом послойного суммирования согласно требованиям [91] сведен в Таблицу Г.8.

Таблица Г.8 – Расчет осадки ФМЗ методом послойного суммирования

h_i , м	z , м	$\xi = 2z/b_f$	α	σ_{zg} , кПа	σ_{zp} , кПа	$0,5\sigma_{zg}$, кПа	$\sigma_{z\gamma}$, кПа	E_i , МПа	s_i , см
0,00	0,00	0,000	1,000	28,547	211,000	14,274	28,547	6,2	0,0
0,50	0,50	0,476	0,953	38,063	201,083	19,032	27,205	6,2	1,4
0,50	1,00	0,952	0,783	47,579	165,213	23,790	22,352	6,2	1,2
0,50	1,50	1,429	0,586	57,193	123,646	28,597	16,729	10,4	0,5
0,50	2,00	1,905	0,430	66,807	90,730	33,404	12,275	10,4	0,4
0,50	2,50	2,381	0,320	76,421	67,520	38,211	9,135	10,4	0,3
0,50	3,00	2,857	0,243	86,034	51,273	43,017	6,937	10,4	0,2
0,50	3,50	3,333	0,189	95,648	39,879	47,824	5,395	10,4	0,2
								$s = \sum s_i$	4,2

Примечание: h_i – толщина i -го слоя; z – глубина от подошвы фундамента; b_f – ширина подошвы фундамента; ξ , α – коэффициенты по Таблице 5.8 [91]; σ_{zg} – вертикальное напряжение от собственного веса грунта на глубине z от подошвы по [91]; σ_{zp} – вертикальное напряжение от внешней нагрузки на глубине z от подошвы фундамента по [91]; $\sigma_{z\gamma}$ – вертикальное напряжение от собственного веса вынутаго грунта по [91]; E_i – модуль деформации; s_i – осадка выделенного слоя по [91]

Осадка столбчатого ФМЗ по предварительным расчетам с шириной подошвы 2,1 м и глубиной 1,5 м не превышает предельного допустимого значения – $s = 4,2 \text{ см} < s_u = 15 \text{ см}$. Относительная погрешность по сравнению с результатами штамповых испытаний

$$\frac{4,2 - 3,8}{3,8} \cdot 100 = 10,53\% \approx 11\%$$

Третий подход, осадки рассчитаны по результатам численного моделирования с использованием метода построения модельной кривой деформирования. Модули деформации по МАПВ оценены в предыдущем случае, поэтому сразу выполняем построение модельных кривых деформирования. Определение скорости продольной волны V_p не производилось, поэтому задаемся динамическими коэффициентами Пуассона $\nu_{дин1} = 0,47$ и $\nu_{дин2} = 0,48$ по [92, Прил. Г] интерполяцией с использованием значений плотностей и рассчитываем скорости продольных волн по формуле (3.30):

$$V_{p1} = 1,05 \cdot 130 \cdot \sqrt{\frac{2(1-0,47)}{1-2 \cdot 0,47}} = 570 \text{ м/с}$$

$$V_{p2} = 1,05 \cdot 170 \cdot \sqrt{\frac{2(1-0,48)}{1-2 \cdot 0,48}} = 910 \text{ м/с}$$

Оцениваем прочностные параметры по формулам (3.28) и (3.29):

$$c_1 = 4,2 \cdot 10^{-10} \cdot 1940 \cdot 130^2 + 0,0087 = 0,022 \text{ МПа}$$

$$\varphi_1 = 45,6 - 7,6 \cdot \frac{570}{130} = 12^\circ$$

$$c_2 = 4,2 \cdot 10^{-10} \cdot 1960 \cdot 170^2 + 0,0087 = 0,032 \text{ МПа}$$

$$\varphi_2 = 45,6 - 7,6 \cdot \frac{910}{170} = 5^\circ$$

Оцениваем значения боковых давлений по формуле (3.26):

$$\sigma_{3,1} = (1 - \sin 12^\circ) \cdot 19,031 \cdot 2,5 = 37 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{3,2} = (1 - \sin 5^\circ) \cdot (19,031 \cdot 2,5 + 19,228 \cdot 2,5) = 87 \text{ кПа}$$

Рассчитываем предельные девиаторные напряжения по формуле (3.25):

$$\sigma_{\text{дев,пр1}} = \frac{1}{0,9} (22 \cdot \text{ctg}(12^\circ) + 37) \frac{2 \cdot \sin(12^\circ)}{1 - \sin(12^\circ)} = 84 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{\text{дев,пр2}} = \frac{1}{0,9} (32 \cdot \text{ctg}(5^\circ) + 87) \frac{2 \cdot \sin(5^\circ)}{1 - \sin(5^\circ)} = 97 \text{ кПа}$$

Задаемся отношением штампового модуля деформации $E_{\text{шт}}$ к упругому модулю деформации $E_{\text{упр}}$ равным $r = 0,65$. Тогда упругие модули деформации по формуле (3.24) равны:

$$E_{\text{упр1}} = \frac{6,2}{0,65} = 9,6 \text{ МПа}$$

$$E_{\text{упр2}} = \frac{10,4}{0,65} = 15,9 \text{ МПа}$$

Выбираем гиперболическую форму модельной кривой деформирования. Тогда уравнения построения по формуле (3.2) имеют следующий вид:

$$\sigma_{\text{дев1}} = \frac{\varepsilon_1}{1/9,6 + \varepsilon_1 / 0,084}$$

$$\sigma_{\text{дев2}} = \frac{\varepsilon_1}{1/15,9 + \varepsilon_1 / 0,097}$$

На модельных кривых отмечаем точки линейной аппроксимации модулем деформации E_i . Напряжения и деформации, согласно формуле (3.39) равны:

$$\sigma_{\text{шт1}} = 0,65 \cdot 0,538 \cdot 0,84 = 0,030 \text{ МПа} ; \varepsilon_{\text{шт1}} = 0,538 \cdot \frac{0,084}{9,6} = 0,0047$$

$$\sigma_{\text{шт2}} = 0,65 \cdot 0,538 \cdot 0,097 = 0,034 \text{ МПа} ; \varepsilon_{\text{шт2}} = 0,538 \cdot \frac{0,097}{15,9} = 0,0033$$

где $x = 0,538$ при $r = 0,65$ для гиперболической кривой.

Итоговые модельные кривые деформирования приведены на Рисунке Г.5.

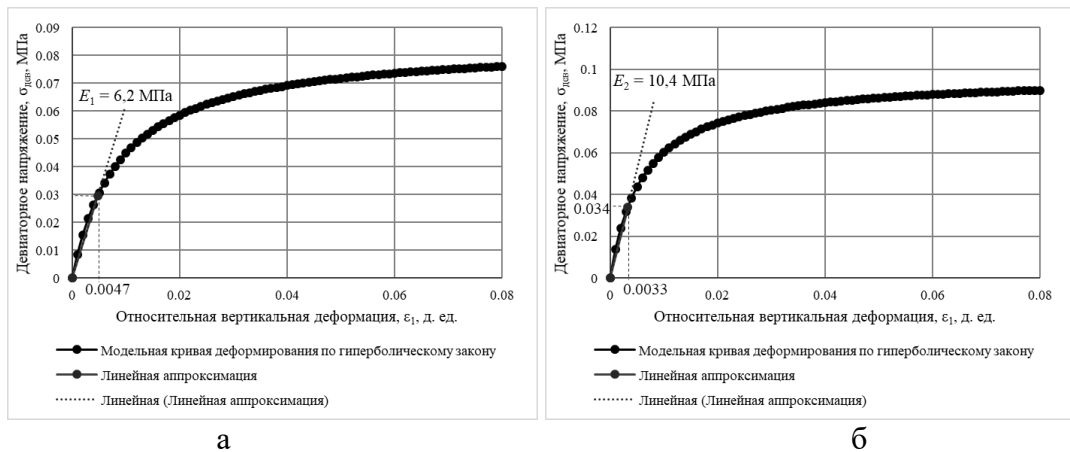


Рисунок Г.5 – Модельные кривые деформирования: а – ИГЭ-1; б – ИГЭ-2

Для проведения численного моделирования был использован программный комплекс «Plaxis 2D». Геометрическая модель испытываемой площадки задавалась плоская размерами $14,0 \times 3,5$ м (Рисунок Г.6). Верхняя граница модели назначена на принятой глубине заложения фундамента 1,5 м. Сверху приложено бытовое давление грунта выше отметки заложения фундамента. Фундамент моделируется плитным элементом, по которому распределена нагрузка от фундамента. Параметры плитного элемента представлены в Таблице Г.9. Условия закрепления

стандартные. Сетка конечных элементов очень мелкая (Very fine) с локальным уменьшением вдвое под плитой.

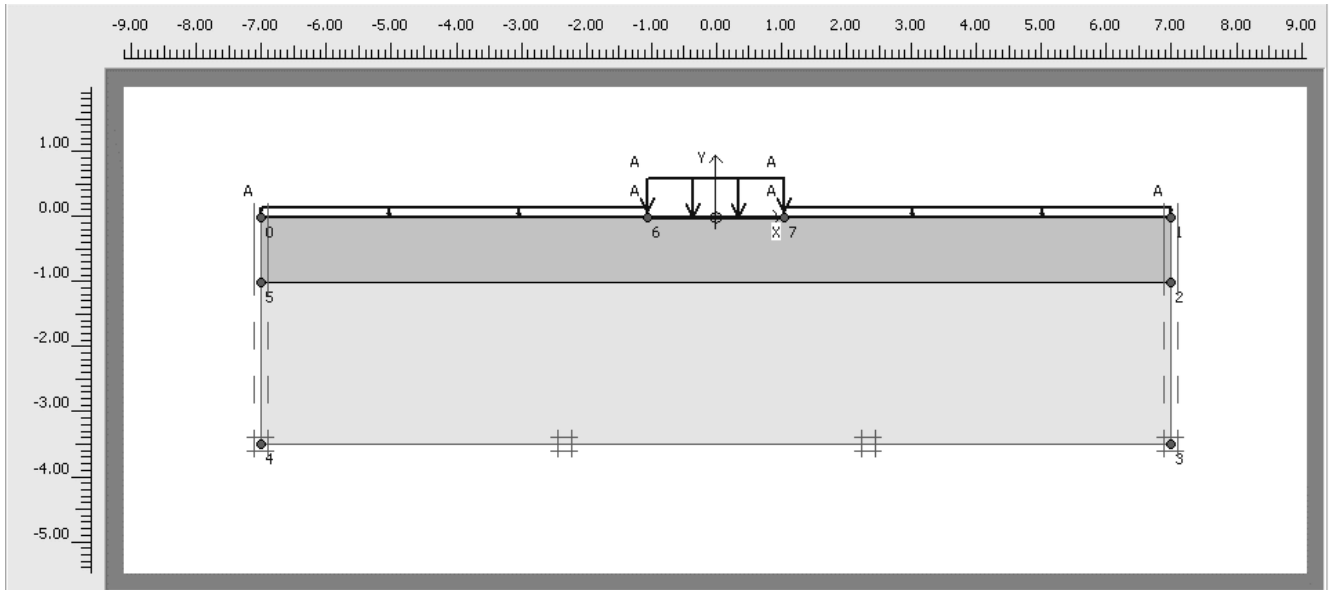


Рисунок Г.6 – Геометрическая модель при численном моделировании ФМЗ в программном комплексе «Plaxis 2D»

Таблица Г.9 – Параметры плиты, моделирующей жесткий фундамент

Параметр	Обозн.	Ед. изм.	Плита штампа 5000 см ²
Модель	–	–	Elastic
Продольная жесткость	EA	кН/м	10^{10}
Изгибная жесткость	EI	кНм ² /м	10^6
Толщина	d	м	0,035
Коэффициент Пуассона	ν	–	0,2

Для моделирования использована модель упрочняющегося грунта с малыми деформациями (Hardening Soil Small Strain, далее по тексту – HSSS). Параметры модели HSSS оценивались с применением разработанных методов оценки модуля деформации и построения модельной кривой деформирования. Итоговые оцененные параметры моделей грунтов представлены в Таблице Г.10. Удельный вес полностью водонасыщенного грунта γ_{sat} рассчитывался по формуле (4.1). При оценке параметров модели HSSS одометрический модуль деформации принят равным: $E_{oed}^{ref} = 1,9...2,5 E_{50}^{ref}$, а модуль разгрузки принят равным $E_{ur}^{ref} = 5 E_{50}^{ref}$

согласно рекомендациям [62, 91]. Степенной коэффициент m модели HSSS (формула (4.2)) назначался по рекомендациям [149] и [181] в зависимости от типа грунта. Сдвиговая деформация $\gamma_{0,7}$ при $G = 0,722 G_0^{ref}$ [188] рассчитывалась по формуле (4.3) [181].

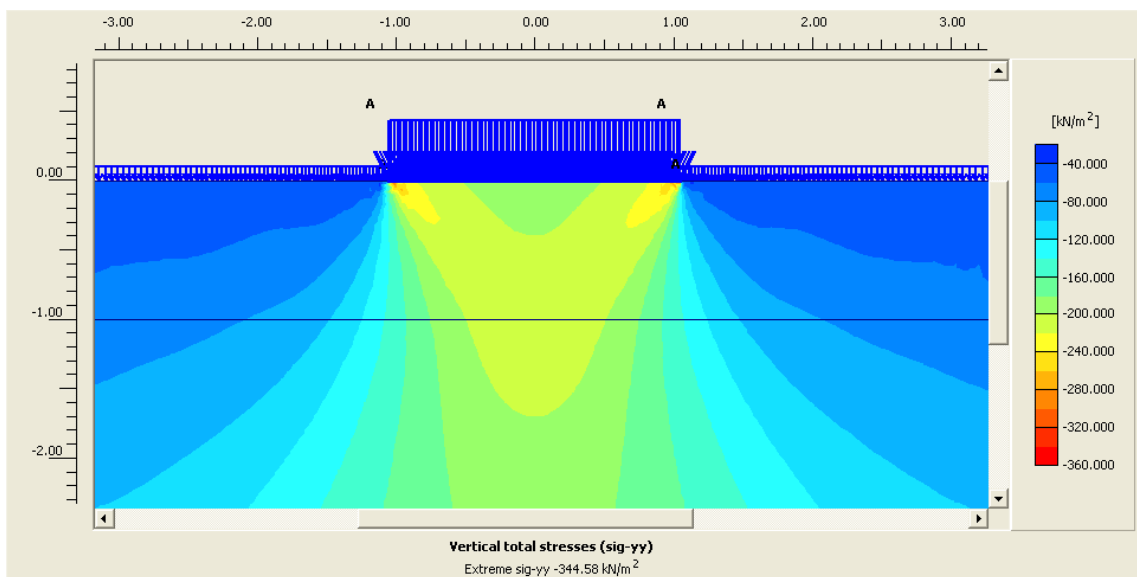
После задания геометрической модели и параметров моделирования производилась генерация начальных напряжений с помощью процедуры K_0 с использованием параметров по умолчанию. Нагружение модели осуществлялось пошагово. На первой ступени задавалось бытовое давление по всей ширине геометрической модели. На второй ступени прикладывалась нагрузка от фундамента к плите.

Таблица Г.10 – Параметры моделей грунтов при численных экспериментах

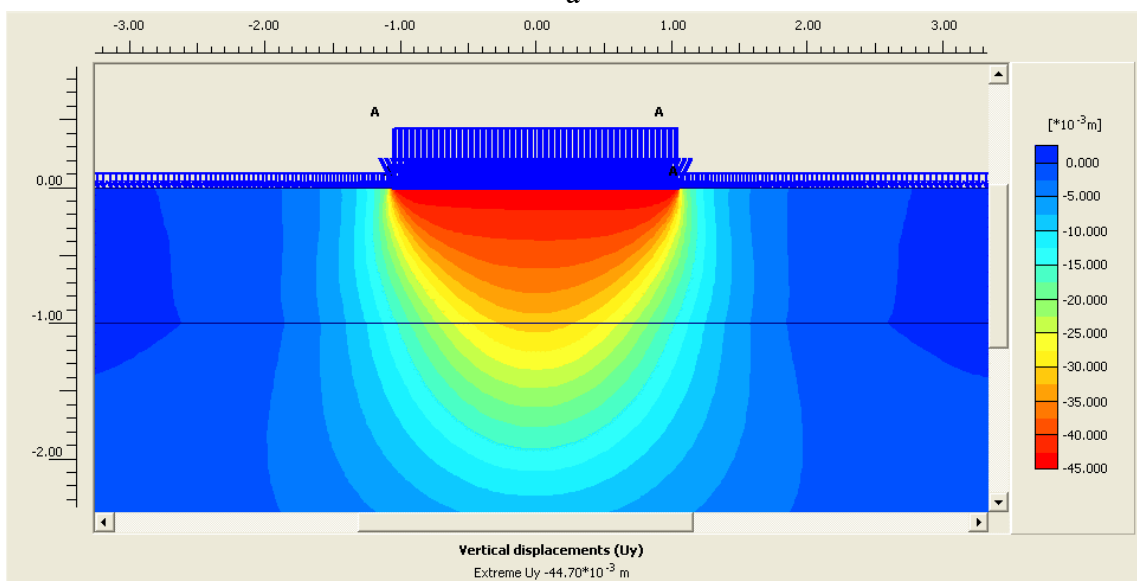
Параметр	Обозн.	Ед. изм.	ИГЭ-1	ИГЭ-2
Модель грунта	–	–	HSSS	HSSS
Тип материала	–	–	Дрен.	Дрен.
Удельный вес в природном состоянии	γ_{unsat}	кН/м ³	19,031	19,228
Удельный вес полностью водонасыщенный	γ_{sat}	кН/м ³	19,130	19,910
Коэффициент пористости	e_{init}	–	0,82	0,67
Модуль деформации секущий	E_{50}^{ref}	кН/м ²	4700	8000
Модуль деформации одометрический	E_{oed}^{ref}	кН/м ²	11750	15400
Модуль разгрузки	E_{ur}^{ref}	кН/м ²	23500	40000
Степенной коэффициент	m	–	1,0	0,7
Удельное сцепление	c_{ref}	кН/м ²	22	32
Угол внутреннего трения	φ	град.	12	5
Угол дилатансии	ψ	град.	0	0
Динамический модуль сдвига	G_0^{ref}	кН/м ²	36100	62300
Сдвиговая деформация при $G = 0,722 G_0^{ref}$	$\gamma_{0,7}$	–	3,73E-4	2,86E-4
Коэффициент Пуассона при разгрузке	ν_{ur}	–	0,2	0,2
Опорное давление	p_{ref}	кН/м ²	48	96

Полученные результаты оценки осадки фундамента приведены на Рисунке Г.7. Численное моделирование с применением разработанных методов оценки модуля деформации и построения модельной кривой деформирования показало осадку фундамента $s = 4,5 \text{ см} < s_u = 15 \text{ см}$. Относительная погрешность по сравнению с результатами штамповых испытаний

$$\frac{4,5 - 3,8}{3,8} \cdot 100 = 18,42\% \approx 18\%$$



а



б

Рисунок Г.7 – Поля нормальных напряжений (а) и деформаций (б) при предварительном расчете ФМЗ

Таким образом при предварительном расчете оценены следующие осадки:

1. $s = 3,8$ см, модуль деформации определен по результатам испытаний штампом;

2. $s = 4,2$ см, модуль деформации оценен по МАПВ, относительная погрешность 11 % по сравнению с результатами штамповых испытаний;

3. $s = 4,5$ см, выполнено численное моделирование с модельной кривой деформирования, относительная погрешность 18 % по сравнению с результатами штамповых испытаний.

**ПРИЛОЖЕНИЕ Д. СРАВНЕНИЕ С ИЗВЕСТНЫМИ
КОРРЕЛЯЦИОННЫМИ ЗАВИСИМОСТЯМИ**

(обязательное)

Песчано-глинистые грунты при природной влажности (прим. – наименование грунтов сохранено согласно первоисточнику [95, Прил. Г]):

$$E = 0,64E_{\delta} + 3,5 \quad (\text{Д.1})$$

Песчано-глинистые грунты выше УГВ [95, Прил. Г]:

$$E = 0,154V_s - 12 \quad (\text{Д.2})$$

Песчано-глинистые грунты ниже УГВ [95, Прил. Г]:

$$E = 0,1517V_s - 18,9 \quad (\text{Д.3})$$

$$E = 2,26 \cdot 10^{-4}V_s^2 + 4,2 \quad (\text{Д.4})$$

$$E = 2 + 0,03E_{\delta} + 10\nu + 0,1z \quad (\text{Д.5})$$

Глинистые грунты Урала [95, Прил. Г]:

$$E = 0,108E_{\delta} - 1,9 \quad (\text{Д.6})$$

Пески выше УГВ [95, Прил. Г]:

$$E = 0,0854E_{\delta} + 3 \quad (\text{Д.7})$$

$$E = 0,116E_{\delta} - 4,7 \quad (\text{Д.8})$$

$$E = 0,14V_p + 0,198V_s - 27 \quad (\text{Д.9})$$

$$E = 11 + 0,03E_{\delta} + 12\nu + 0,1z \quad (\text{Д.10})$$

В приведенных формулах:

E_{δ} – динамический модуль упругости, МПа;

V_p, V_s – скорости продольной и поперечной волн соответственно, м/с;

ν – коэффициент Пуассона;

z – глубина, м.

Таблица Д.1 – Сравнение модулей деформации, МПа, с оцененными значениями по предложенным и существующим корреляционным зависимостям для связных грунтов

Грунт	E_{5000} , Таблицы 2.11 и Б.3	$E_{оц.}$ (2.15)	E_5 , (Д.1)	E_6 , (Д.2)	E_7 , (Д.3)	E_8 , (Д.4)	E_9 , (Д.5)	E_{10} , (Д.6)
П.Гл	6,8	6,5	186,2	11,2	3,9	9,3	14,6	28,9
П.Суп	9,1	9,0	167,7	14,5	7,2	10,9	13,4	25,8
П.Сугл	5,1	5,2	103,5	6,2	-1,0	7,4	10,9	15,0
1	7,9	8,0	123,1	11,2	3,9	9,3	11,3	18,3
2	7,4	9,2	158,5	14,1	6,8	10,7	13,0	24,3
3	10,6	9,0	140,1	12,8	5,5	10,1	12,1	21,2
4	8,0	10,8	176,1	15,6	8,3	11,5	13,8	27,2
7	7,5	9,5	158,8	14,2	6,9	10,7	13,0	24,3
8	9,5	9,2	146,9	13,3	6,0	10,3	12,4	22,3
9	6,9	8,5	141,5	12,7	5,4	10,0	12,1	21,4
10	8,9	10,6	173,3	15,4	8,1	11,4	13,7	26,8
11	8,2	6,2	168,0	8,9	1,7	8,4	14,0	25,9
12	6,4	8,7	242,3	13,1	5,8	10,2	17,6	38,4
13	12,7	10,6	166,6	15,0	7,7	11,2	13,3	25,6
14	11,4	14,0	191,0	17,4	10,1	12,5	14,7	29,7
15	15,3	15,9	263,4	21,8	14,4	15,1	18,2	42,0

Примечание: 1. E_{5000} – модуль деформации по испытаниям штампом для площади 5000 см²; $E_{оц.}$ – оцененный модуль деформации по предложенному в Главе 2 методу; E_i – модули деформации, рассчитанные по существующим корреляционным зависимостям (Д.1)–(Д.6) из [95, Прил. Г];

2. Цветом выделены; светло-зеленые – полевые значения; оранжевым – по предложенным рекомендациям; темно-зеленым – достаточно близкая оценка по существующим корреляциям;

3. Грунты П.Гл, П.Суп, П.Сугл из Главы 2; грунты 1–4, 7–15 из Приложения Б

Таблица Д.2 – Сравнение модулей деформации, МПа, с оцененными значениями по предложенным и существующим корреляционным зависимостям для несвязных грунтов

Грунт	E_{5000} , Таблицы 2.11 и Б.3	$E_{оц}$, (2.15)	E_1 , (Д.7)	E_2 , (Д.8)	E_3 , (Д.9)	E_4 , (Д.10)
П.Нас	26,4	26,4	35,9	40,1	86,4	26,3
П.Пес	17,2	17,1	12,4	8,1	37,1	18,0
5	31,2	25,5	23,1	22,7	64,8	22,0
6	45,9	30,5	28,1	29,4	75,2	23,9

Примечания: 1. E_{5000} – модуль деформации по испытаниям штампом для площади 5000 см²; $E_{оц}$ – оцененный модуль деформации по предложенному в Главе 2 методу; E_i – модули деформации, рассчитанные по существующим корреляционным зависимостям (Д.7)–(Д.10) из [95, Прил. Г];

2. Цветом выделены: светло-зеленые – полевые значения; оранжевым – по предложенным рекомендациям; темно-зеленым – достаточно близкая оценка по существующим корреляциям;

3. Грунты П.Нас, П.Пес из Главы 2; грунты 5, 6 из Приложения Б

Таблица Д.3 – Сравнение модулей деформации, МПа, с оцененными значениями по предложенным и существующим корреляционным зависимостям для связных грунтов

Грунт	E_{5000} , Таблицы 2.11 и Б.3	$E_{оц}$, (2.15)	E_5 , (Д.1)	E_6 , (Д.2)	E_7 , (Д.3)	E_8 , (Д.4)	E_9 , (Д.5)	E_{10} , (Д.6)
16	14,0	12,3	201,0	17,1	9,7	12,2	15,3	31,4
17	8,0	9,9	100,1	9,0	1,8	8,4	10,2	14,4
18	5,0	5,1	105,7	8,2	1,0	8,1	10,6	15,3
19	8,0	8,8	118,0	10,6	3,4	9,1	11,4	17,4
20	17,2	24,9	823,1	32,4	24,8	23,0	45,2	136,4
21	17,0	23,4	644,3	28,4	20,9	19,7	36,5	106,2

Примечание: 1. E – модуль деформации по испытаниям статическим зондированием; $E_{оц}$ – оцененный модуль деформации по предложенному в Главе 2 методу; E_i – модули деформации, рассчитанные по существующим корреляционным зависимостям (Д.1)–(Д.6) из [95, Прил. Г];

2. Цветом выделены; светло-зеленые – полевые значения; оранжевым – по предложенным рекомендациям; темно-зеленым – достаточно близкая оценка по существующим корреляциям;

3. Грунты П.Гл, П.Суп, П.Сугл из Главы 2; грунты 1–4, 7–15 из Приложения Б

Расчет средней погрешности предложенного метода оценки модуля деформации по формуле (2.15) выполнен как среднее арифметическое (формула (2) ГОСТ 20522-2012) относительных погрешностей аппроксимации:

$$\bar{A} = \frac{\sum |y_i - y_x| / y_i}{n} \cdot 100\% \quad (\text{Д.11})$$

где $|y_i - y_x| / y_i$ – относительная погрешность для i -й величины;

y_i – фактическая (измеренная) величина согласно РМГ 29-2013, п. 5.27: полевой модуль деформации E_{5000} , МПа;

y_x – расчетная величина: оцененный модуль деформации $E'_{\text{оц}}$ по формуле (2.15), МПа;

n – количество величин: количество проанализированных грунтов.

Расчет средней погрешности сведен в Таблицы Д.4 и Д.5. В Таблице Д.4 оцененный модуль деформации $E'_{\text{оц}}$ взят из Таблицы 4.4 (Глава 4), расчет в которой велся только по физическим характеристикам грунтов. В Таблице Д.5 оценочный модуль деформации взят из Таблиц Д.1–Д.3 и 4.4 (Глава 4): 5 основных грунтов (Глава 2) взяты по результатам МАПВ; 15 предоставленных ООО «Новосибирский инженерный центр» результатов взяты по физическим характеристикам; 6 дополнительных имеющихся грунтов (Таблица Д.3) взяты по результатам МАПВ.

Таблица Д.4 – Расчет погрешности по оценке модуля деформации на основе Таблицы 4.4

Грунт	E_{5000} , МПа, Таблицы 2.11 и 4.4	$E'_{\text{оц}}$, МПа, Таблица 4.4	$ E_{5000} - E'_{\text{оц}} $	$ E_{5000} - E'_{\text{оц}} / E_{5000} \times 100\%$
П.Нас	26,4	15,7	10,7	40,5
П.Гл	6,8	4,4	2,4	35,3
П.Суп	9,1	9,1	0,0	0,0
П.Сугл	5,1	5,4	0,3	5,9
П.Пес	17,2	15,7	1,5	8,7
$n = 5$			$\bar{A} = \frac{\sum E_{5000} - E'_{\text{оц}} / E_{5000}}{n} \cdot 100\% =$	18,1 %

Таблица Д.5 – Расчет погрешности по предложенному методу оценки модуля деформации

Грунт	E_{5000} , Таблицы 2.11 и Б.3	$E_{оц}$, (2.15), Таблицы Б.3 и 4.4	$ E_{5000} - E_{оц} $	$ E_{5000} - E_{оц} / E_{5000} \times 100\%$
П.Нас	26,4	15,7	10,7	40,5
П.Гл	6,8	4,4	2,4	35,3
П.Суп	9,1	9,1	0,0	0,0
П.Сугл	5,1	5,4	0,3	5,9
П.Пес	17,2	15,7	1,5	8,7
1	7,9	8,0	0,1	1,3
2	7,4	9,2	1,8	24,3
3	10,6	9,0	1,6	15,1
4	8,0	10,8	2,8	35,0
5	31,2	25,5	5,7	18,3
6	45,9	30,5	15,4	33,6
7	7,5	9,5	2,0	26,7
8	9,5	9,2	0,3	3,2
9	6,9	8,5	1,6	23,2
10	8,9	10,6	1,7	19,1
11	8,2	6,2	2,0	24,4
12	6,4	8,7	2,3	35,9
13	12,7	10,6	2,1	16,5
14	11,4	14,0	2,6	22,8
15	15,3	15,9	0,6	3,9

Продолжение Таблицы Д.5

Грунт	E_{5000} , Таблицы 2.11 и Б.3	$E_{оц}$, (2.15), Таблица Б.3	$ E_{5000} - E_{оц} $	$ E_{5000} - E_{оц} / E_{5000} \times 100\%$
16	14,0	12,3	1,7	12,1
17	8,0	9,9	1,9	23,8
18	5,0	5,1	0,1	2,0
19	8,0	8,8	0,8	10,0
20	17,2	24,9	7,7	44,8
21	17,0	23,4	6,4	37,6
$n = 26$			$\bar{A} = \frac{\sum E_{5000} - E_{оц} }{n} \cdot 100\% =$	20,2 %

Сравнение значений E_{5000} и $E_{оц}$ показывает по Таблице Д.5 общую среднюю погрешность оценки модуля деформации по формуле (2.15) от полевого значения 20 % при максимальном значении 45 %.

Для характеристики вариации относительной погрешности оценки модуля деформации используем коэффициент изменчивости V (или коэффициент вариации согласно формуле (5) ГОСТ 20522-2012, или относительное стандартное отклонение) [52]:

$$V = \frac{S_u}{y_i^{cp}} \cdot 100\% \quad (\text{Д.12})$$

$$S_u = \sqrt{\frac{\sum (u_i - u^{cp})^2}{n-1}} \quad (\text{Д.13})$$

где S_u – стандартное отклонение остатков или абсолютной погрешности между фактическими и теоретическими значениями величины согласно формуле (4) ГОСТ 20522-2012;

y_i^{cp} – среднее арифметическое фактических величин: значений модуля деформации E_{5000} ;

$u_i = y_i - y_x$ – остаток или абсолютная погрешность, разность фактического и оцененного значений величины: разность полевого E_{5000} и оцененного $E_{\text{оц}}$ модулей деформации, МПа;

u^{cp} – среднее арифметическое остатков u_i ;

n – количество величин;

Расчет по формулам (Д.12) и (Д.13) сведен в Таблицы Д.6 и Д.7. В Таблице Д.6 оцененный модуль деформации $E'_{\text{оц}}$ взят из Таблицы 4.4 (Глава 4), расчет в которой велся только по физическим характеристикам грунтов. В Таблице Д.7 оценочный модуль деформации взят из Таблиц Д.1–Д.3 и 4.4 (Глава 4): 5 основных грунтов (Глава 2) взяты по результатам МАПВ; 15 предоставленных ООО «Новосибирский инженерный центр» результатов взяты по физическим характеристикам; 6 дополнительных имеющихся грунтов (Таблица Д.3) взяты по результатам МАПВ.

Таблица Д.6 – Расчет изменчивости оценки модуля деформации на основе Таблицы 4.4

Грунт	E_{5000} , МПа, Таблицы 2.11 и 4.4	$E'_{\text{оц}}$, МПа, Таблица 4.4	$u_i = E_{5000} - E_{\text{оц}} $	$(u_i - u^{cp})^2$
П.Нас	26,4	15,7	10,7	59,3
П.Гл	6,8	4,4	2,4	0,4
П.Суп	9,1	9,1	0,0	0,0
П.Сугл	5,1	5,4	0,3	7,3
П.Пес	17,2	15,7	1,5	2,3
$n = 5$	$y_i^{cp} = 12,9$		$u^{cp} = 3,0$	$S_u = \sqrt{\frac{\sum (u_i - u^{cp})^2}{n-1}} = 4,2$
				$V = 32,6 \%$

Таблица Д.7 – Расчет изменчивости оценки модуля деформации

Грунт	E_{5000} , Таблицы 2.11 и Б.3	$E_{оц}$, (2.15), Таблица Б.3	$u_i = E_{5000} - E_{оц} $	$(u_i - u^{cp})^2$
П.Нас	26,4	15,7	10,7	60,8
П.Гл	6,8	4,4	2,4	0,3
П.Суп	9,1	9,1	0,0	8,4
П.Сугл	5,1	5,4	0,3	6,8
П.Пес	17,2	15,7	1,5	2,0
1	7,9	8,0	0,1	7,8
2	7,4	9,2	1,8	1,2
3	10,6	9,0	1,6	1,7
4	8,0	10,8	2,8	0,0
5	31,2	25,5	5,7	7,8
6	45,9	30,5	15,4	156,3
7	7,5	9,5	2,0	0,8
8	9,5	9,2	0,3	6,8
9	6,9	8,5	1,6	1,7
10	8,9	10,6	1,7	1,4
11	8,2	6,2	2,0	0,8
12	6,4	8,7	2,3	0,4
13	12,7	10,6	2,1	0,6
14	11,4	14,0	2,6	0,1
15	15,3	15,9	0,6	5,3
16	14,0	12,3	1,7	1,4
17	8,0	9,9	1,9	1,0
18	5,0	5,1	0,1	7,8

Продолжение Таблицы Д.7

Грунт	E_{5000} , Таблицы 2.11 и Б.3	$E_{оц}$, (2.15), Таблица Б.3	$u_i = E_{5000} - E_{оц} $	$(u_i - u^{cp})^2$
19	8,0	8,8	0,8	4,4
20	17,2	24,9	7,7	23,0
21	17,0	23,4	6,4	12,3
$n = 26$	$y_i^{cp} = 12,8$		$u^{cp} = 2,9$	$S_u = \sqrt{\frac{\sum (u_i - u^{cp})^2}{n-1}} = 3,6$
				$V = 28,1 \%$

Расчет по формулам (Д.12) и (Д.13) в Таблице Д.7 показал коэффициент изменчивости 28 % для суммарного набора из 26 грунтов, что не превышает рекомендуемого значения 30 % согласно [52]. В данном случае коэффициент изменчивости характеризует относительное стандартное отклонение погрешности оценки модуля деформации по предложенной формуле (2.15).

Как видно из Таблиц Д.1–Д.7, результаты сравнения свидетельствуют в пользу приемлемости использования МАПВ для оценки модуля деформации по предложенной формуле (2.15). Необходимо отметить, что зависимость (Д.1) дает неадекватно большие (на порядок больше) значения модуля деформации, причиной которых может быть опечатка при наборе формулы в первоисточнике, а зависимость (Д.6), подходящая для области применения рассмотренных грунтов (Урал), показывает завышенные значения модуля деформации во всех случаях.

ПРИЛОЖЕНИЕ Е. СПРАВКИ О ВНЕДРЕНИИ

(обязательное)

Общество с ограниченной ответственностью
Верхнекамский трест
инженерно-строительных изысканий

ООО ВерхнекамТИСИЗ

ИНН 5904371199 КПП 590401001

Россия 614016, г. Пермь
ул. Куйбышева, 52
тел. +7 342 239-31-12,
факс +7 342 239-33-08

E-mail: mail@vktisiz.ru, vktisiz@lacos.org
www.vktisiz.ru

26.02.2020 г. № 8

**ВерхнекамТИСИЗ**

Справка
о внедрении результатов диссертационной работы
Антипова Вадима Валерьевича

Результаты диссертационной работы Антипова Вадима Валерьевича «Развитие предварительных геотехнических расчетов оснований с применением неразрушающих способов исследований верхней части разреза» используются ООО «ВерхнекамТИСИЗ» при предварительной геотехнической оценке площадок, на которых выполняются инженерно-геологические изыскания.

Применение решений, предложенных автором в составе диссертационной работы, позволяет предварительно оценить особенности геологического строения, оптимизировать планирование комплекса изыскательских работ и оценить физико-механические характеристики грунтов для предварительных геотехнических расчетов оснований.

Решение научной задачи установления связи между скоростью поверхностных волн и модулем деформации грунта, предложенное в диссертационной работе Антипова Вадима Валерьевича имеет значение для развития геотехники

Генеральный директор ООО «ВерхнекамТИСИЗ»

О. Л. Есюнин

