

**АКАДЕМИЯ НАУК РЕСПУБЛИКИ УЗБЕКИСТАН
МИНИСТЕРСТВО ВЫСШЕГО И СРЕДНЕГО
СПЕЦИАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ
РЕСПУБЛИКИ УЗБЕКИСТАН**

Наманганский инженерно-педагогический институт
Институт механики и сейсмостойкости сооружений
им.М.Т. Уразбаева

На правах рукописи

БАХОДИРОВ Азизбек Абдулазизович

**ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ МЕТОДА
ОПРЕДЕЛЕНИЯ УПРУГИХ, ПЛАСТИЧЕСКИХ И ВЯЗКИХ
ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТОВ НА ОСНОВЕ
КВАЗИСТАТИЧЕСКИХ ЭКСПЕРИМЕНТОВ**

01.02.07-Механика сыпучих тел, грунтов и горных пород

ДИССЕРТАЦИЯ

на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научные консультанты:
д.ф.-м.н., проф. Султанов К.С.
д.т.н. Салямова К.Д.

Наманган-Ташкент-2005

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	
1. АНАЛИЗ СУЩЕСТВУЮЩИХ МЕТОДОВ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ И МЕХАНИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТОВ	
1.1. Методы определения физико-механических характеристик грунтов	
1.2. Методы определения статических характеристик грунтов ..	
1.3. Методы определения динамических характеристик грунтов	
1.4. Основные принципы квазистатического метода определения механических характеристик грунтов	
Выводы по главе	
2. РЕЗУЛЬТАТЫ КВАЗИСТАТИЧЕСКИХ ОПЫТОВ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ ДИАГРАММЫ СЖАТИЯ ЛЕССОВЫХ ГРУНТОВ	
2.1. Принцип работы и конструктивная схема установки динамических нагрузений, используемой для построения диаграммы сжимаемости грунтов в лабораторных условиях	
2.2. Тарировочные характеристики измерительных датчиков, используемых на установке динамических нагрузений . . .	

2.3. Некоторые результаты опытов, полученных на установке динамических нагрузений

Выводы по главе

3. ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ КВАЗИСТАТИЧНОСТИ ЭКСПЕРИМЕНТОВ, НА ОСНОВЕ КОТОРЫХ ОПРЕДЕЛЯЮТСЯ МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТОВ

3.1. Основные уравнения деформирования грунта при его динамическом сжатии на установке динамических нагрузений

3.2. Метод и алгоритм решения задачи о динамическом сжатии грунта на установке динамических нагрузений

3.3. Результаты расчетов параметров волн и закономерности деформирования лессовых грунтов размещенных в установку динамических нагрузений

3.4. Обоснование квазистатичности процесса деформирования грунта на установке динамических нагрузений

Выводы по главе

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ МЕХАНИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ЛЕССОВЫХ ГРУНТОВ НА ОСНОВЕ ПРЕДЛОЖЕННОЙ

МЕТОДИКИ

4.1. Приближенные значения механических характеристик
лессовых грунтов

4.2. Методика определения значения параметра вязкости грунта
и основы автоматизированного метода определения
механических характеристик грунта

4.3. Уточненные значения упругих, пластических и вязких
характеристик лессовых грунтов

Выводы по главе

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

ВВЕДЕНИЕ

Решения многих практических задач строительства различных объектов, зданий и сооружений, нефтегазоразведки, сейсмологии, взрыва требуют знания механических характеристик грунтов.

В настоящее время увеличение объема строительных работ, так или иначе непосредственно связанных с грунтом, определяют **актуальность** вопросов, относящихся к достоверному определению механических характеристик грунтов.

Целью настоящей работы является теоретическое обоснование квазистатичности экспериментов, на основе результатов которых определяются механические характеристики грунтов. Определение упругих, пластических и вязких характеристик грунтов с использованием результатов экспериментов по статическому и динамическому сжатию грунтов.

В настоящее время известно достаточно много методов по определению механических характеристик грунтов, на которых подробно остановимся в первой главе работы. Но сначала отметим те механические характеристики грунтов, которые подлежат определению в данном исследовании. Согласно классификации [1-7] характеристики грунтов подразделяются на физические и механические. Разделение свойств грунтов на две группы связано с природой возникновения этих характеристик. При этом физическими характеристиками или свойствами названы характеристики грунтов, которые являются независимыми. То есть имеются ввиду общие характеристики грунтов, такие как удельный вес, плотность, влажность, объемный вес, пористость и т.д., которые непосредственно не связаны с внешними воздействиями и как бы являются независимыми от уравнений состояния грунтов. Или их можно назвать первоначальными, исходными свойствами грунтов. В работах [1-7] эти свойства грунтов названы физическими свойствами грунтов. Имеются также характеристики грунтов, которые связаны с каким-либо уравнением состояния грунтов, или такая связь заранее подразумевается. К этим характеристикам грунтов относятся модуль упругости (в некоторых случаях он называется модулем деформации), коэффициент вязкости, предел пластичности и т.д. Эти характеристики грунтов в [1-7] названы механическими характеристиками грунтов.

Однако в большинстве случаев, например [7-38], свойства грунтов разделяются на физико-механические и механические. Здесь к физико-механическим свойствам отнесены такие свойства грунтов, как плотность, влажность, удельный вес, объемный вес скелета, пористость и коэффициент пористости, предел пластичности, число пластичности и т.д. К механическим свойствам отнесены модуль упругости, коэффициент вязкости, коэффициенты внутреннего трения,

коэффициенты дилатансии и т.д.

Согласно [7-38] первая группа характеристик грунтов, то есть физико-механические характеристики грунтов, определяются достаточно простыми методами в лабораторных условиях. Определение второй группы характеристик, то есть механических характеристик грунтов является более сложной задачей. Механические характеристики грунтов могут быть определены как в лабораторных условиях, так и в натуральных условиях с использованием различных датчиков, приборов и аппаратуры.

В настоящей работе, согласно [7-38], первую группу характеристик грунтов, то есть независимых характеристик грунтов, именуем физико-механическими характеристиками грунтов, так как к чисто физическим свойствам грунтов также относятся электромагнитные, гравитационные, капиллярные и другие свойства грунтов. В этом смысле, с точки зрения механики грунтов, нас интересуют только физико-механические свойства или характеристики грунтов.

В работах [1-7] достаточно подробно приведено описание методов определения физико-механических свойств грунтов. Физико-механические свойства грунтов, согласно этим методам, достаточно достоверно определяются в лабораторных условиях.

Что касается определения механических характеристик грунтов, здесь дело обстоит более сложно. Это связано с испытанием или нагружением грунтов в лабораторных или в натуральных условиях. То есть для определения механических характеристик грунтов необходимо построить экспериментальные зависимости между механическими параметрами грунтов.

Основным параметром, характеризующим механическое состояние грунтов, является их напряженно-деформированное состояние. Следовательно, необходимо построить опытные зависимости между соответствующими компонентами напряжений и деформаций. Далее, опираясь на эти зависимости, определяются те или иные механические характеристики грунтов.

Из-за сложности построения зависимостей между напряжением и деформацией для грунтов в настоящее время отсутствует единая методика их построения. Кроме этого, существует достаточно большое многообразие и разновидности грунтов. Это, в свою очередь, еще больше осложняет систематическое определение механических свойств грунтов. Известно, что грунты бывают в различных состояниях, то есть в ненарушенных и нарушенных, по отношению к своей структуре. Механические свойства для ненарушенных и нарушенных структур грунтов также существенно отличаются. Механические свойства грунтов также во многом зависят от их влажности, пористости, плотности, температуры и т.д. Значения последних параметров сами имеют большой разброс для грунтов в зависимости от других условий.

Из приведенных выше рассуждений видно, что достоверное определение механических характеристик грунтов является сложной задачей, и в настоящее время она далека от своего окончательного решения. Однако, в любом случае, определение механических характеристик грунтов связано с достоверностью полученных опытных зависимостей между напряжением и деформацией и методикой их обработки. В настоящей работе основное внимание обращено именно на эти вопросы и проблемы достоверного определения механических характеристик грунтов.

Таким образом, основные механические свойства грунтов определяются следующими зависимостями :

а) зависимость между шаровой частью тензора напряжений и шаровой частью тензора деформаций, то есть законом сжимаемости или соотношением между давлением в грунте и объемной деформацией;

б) зависимость между девиатором тензора напряжений и девиатором тензора деформаций, то есть законом формоизменения или соотношением между касательными напряжениями в грунте и сдвиговой деформацией (иногда здесь используется зависимость между девиатором скоростей деформаций);

в) условием пластичности, то есть условием перехода грунта от упругого в пластическое состояние.

Указанные три зависимости, характеризующие механическое состояние грунтов, описываются теми или иными математическими соотношениями. Физические постоянные или величины, которые входят в данные соотношения, и являются механическими характеристиками грунтов.

В настоящее время из этих трех зависимостей наиболее малоисследованной, но вызывающей наибольший интерес, является первая зависимость или закон сжимаемости грунтов. Данная работа посвящена определению таких механических характеристик грунтов, которые входят в законы изменения объема грунтов.

В случаях, когда зависимость между нормальным напряжением (давлением) и объемной или осевой деформацией линейна, тогда механическая характеристика грунта определяется модулем упругости. Однако, как показывают результаты опытов [5,7,24-30,39-45], линейная зависимость между напряжением и деформацией для грунтов может существовать при очень слабых нагрузках, в пределах 0,1–0,3 МПа. В случаях нагрузок, превышающих этот предел, грунт переходит уже в пластическое состояние. Даже ниже этого предела грунт не всегда остается чисто Гуковской средой, то есть он обладает вязкими свойствами. Уравнения состояния грунта здесь отличаются от закона Гука и описываются вязкоупругими соотношениями.

Кроме этого, благодаря сложности структуры грунта, определяемой наличием в нем пор, воздуха, воды, минеральных частиц, твердого скелета и т.д., уравнения состояния грунта существенно

зависят от скорости нагружения [39-45]. Законы сжатия грунта различаются при статических и динамических нагрузках. На растяжение грунт практически не работает.

Все эти обстоятельства осложняют полное определение механических характеристик всех разновидностей грунтов. Этими же обстоятельствами обусловлена разработка различных методов определения механических характеристик грунтов на различных установках.

В настоящее время большинство опытов по определению механических характеристик грунтов проведены с песчаными грунтами [1-7,24-45]. Единичные опыты проведены с лессовыми грунтами и суглинками. В то же время необходимо отметить, что лессовые грунты очень широко распространены на большей части Земли. Достаточно сказать, что лессовые грунты составляют основную территорию Узбекистана, Таджикистана, Туркмении, Киргизстана, Казахстана, юга России, Украины. Кроме этого, лессовые грунты широко распространены в государствах Ближнего Востока: Сирии, Иране, Ливане, Иордании, Саудовской Аравии, Ираке, и т.д. Большие регионы Китая, США, Латинской Америки также состоят из лессовых грунтов. Карты распространения лессовых грунтов приведены в [1].

Исходя из этого, в работе основное внимание уделено определению механических характеристик именно лессовых грунтов, поскольку этот вид грунта в настоящее время наиболее мало изучен, а его механические характеристики недостаточно определены. Осмысленные существующие методы определения механических характеристик, в данном исследовании рассматриваются с точки зрения достоверности нового усовершенствованного метода определения механических характеристик грунтов. Рассматриваемый метод отличается от существующих высокой точностью и большей достоверностью.

Работа состоит из введения, четырех глав, заключения и списка использованной литературы, а также приложения.

Во введении приведен краткий обзор работ, посвященных определению механических характеристик грунтов, и некоторые классификации параметров, определяющих физико-механические и механические свойства грунтов.

В первой главе излагается анализ существующих методов определения физико-механических и механических свойств грунтов. И на основе этого сопоставительного анализа рассмотрена методика, отличающаяся от существующих высокой точностью и достоверностью.

Вторая глава посвящена описанию установки динамических нагружений (УДН-150), с помощью которой получают экспериментальные данные по сжатию грунтов. Рассмотрены некоторые результаты опытов, полученные другими авторами, по одноосному статическому и динамическому сжатию образцов лессовых грунтов в лабораторных условиях на установке динамических нагружений.

Третья глава работы посвящена разработке теоретических основ рассматриваемого метода определения механических характеристик грунтов. Поставлена задача, адекватная постановке экспериментов по одноосному сжатию образцов грунтов в лабораторных условиях. Используя более общую упруговязкопластическую модель грунта, предложенную Г.М. Ляховым, теоретическая задача решается на компьютере численно. Приведены результаты численных решений, полученных на ПЭВМ, и их анализ. На основе анализа численных результатов обосновывается квазистатичность экспериментов на установке динамических нагружений.

В четвертой главе на основе имеющихся результатов экспериментов определены механические характеристики лессовых грунтов. Определенные значения механических характеристик лессовых грунтов сопоставлены с известными ранее значениями этих параметров. Далее сформулированы некоторые сравнительные оценки механических характеристик лессовых грунтов.

В заключении приведены основные выводы, вытекающие из проведенных исследований по определению механических характеристик грунтов.

Научной новизной работы являются:

Теоретическое обоснование точности и достоверности результатов экспериментов по определению механических характеристик грунтов в лабораторных условиях на установке динамических нагружений;

Уточненный метод определения механических характеристик грунтов, основанный на сопоставлении результатов опытов и решении теоретической задачи адекватной постановки эксперимента;

Определение упругих, пластических и вязких характеристик лессовых грунтов при динамических и статических нагружениях на основе предлагаемого уточненного метода определения механических характеристик грунтов.

Достоверность предлагаемого метода и полученных результатов обоснованы корректной постановкой теоретической задачи, а также сопоставлением результатов теоретических исследований с результатами экспериментов полученными другими авторами.

Практическая ценность работы состоит в определении механических характеристик лессовых грунтов, в пределах рассматриваемой модели грунта, в полном объеме, которые можно использовать при расчетах, проектировании и строительстве различных объектов.

Основное содержание работы опубликовано в работах [123-127].

1. АНАЛИЗ СУЩЕСТВУЮЩИХ МЕТОДОВ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ И МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ

1.1. Методы определения физико-механических характеристик грунтов.

Как описано в [1], грунты образовались в результате разрушения горных пород. Горные породы не сохраняют своего первоначального состояния, а постоянно изменяются, подвергаясь разрыхлению, размыванию, переносу водой и воздушными течениями. Процессы изменения горных пород под влиянием механического и химического действия носят название выветривания. Продукты выветривания составляют основную массу грунтов. При производстве работ в грунтах необходимо учитывать непрерывные изменения, происходящие в верхнем слое земной коры. Всякое вскрытие грунтов нарушает состояние их естественного равновесия. Механическое разрушение верхних слоев земной коры вызывается, главным образом, изменением температуры, влажности и т.д. Механическое выветривание разрушает породу на более мелкие частицы, не нарушая ее минералогического состава. При химическом выветривании, происходящем между отдельными минералами и обусловленном, в основном, деятельностью воды, горная порода распадается на мельчайшие частицы. В результате этих выветриваний горных пород получаются различные грунты с примесью различных минералов, например, кварца, слюды, окиси железа и т.д. Как видно из вышеприведенных данных, физико-механические свойства грунтов тесно связаны с их происхождением.

Кроме этого, грунты разделяются на элювиальные, делювиальные и аллювиальные. Элювиальными называются грунты, если они образованы из продуктов выветривания, оставшихся на месте. Делювиальными называются грунты, образованные вследствие движения продуктов выветривания дождевыми и снеговыми водами в основном на склонах. Аллювиальными называются грунты, которые образовались в результате переноса продуктов выветривания потоками речных вод на большие расстояния.

По минеральному составу и по их фракционным размерам грунты разделяются на следующие наименования: гальки, гравий, песок, супесь, суглинок, глина, лессы и лессовидные грунты.

Независимо от происхождения, минерального и фракционного состава основными характеристиками, определяющими физико-механические свойства грунтов согласно [3], по системе СИ являются:

γ_s - удельный вес скелета (твердых частиц) грунта;

γ - удельный вес природного грунта;

W - влажность грунта;

n - пористость грунта;
 e - коэффициент пористости грунта;
 I_w - коэффициент водонасыщенности грунта;
 I_p - число пластичности грунта;
 ρ - плотность грунта;
 I_D - индекс плотности грунта;
 I_L - индекс текучести грунта.

В нормативных документах СНиП по значениям I_D - индекса плотности и I_L - индекса текучести грунта, характеризующих консистенцию, грунты разделяются на IV категории. Эти категории составляются по классификационным показателям грунтов. Они применяются, чтобы предусмотреть, в самых общих чертах, поведение грунтов при возведении на них сооружений и выбрать нормативные давления на грунтовые основания и для определения предварительных размеров фундаментов и т.д.

В [1–7] подробно описаны методы определения вышеперечисленных физико-механических свойств грунтов. Несмотря на это, для полноты представления обо всех характеристиках грунтов, ниже приведем краткое описание и обзор этих методов.

Удельный вес скелета (твердых частиц) грунта. «Удельный вес» - это вес твердого вещества в единице объема материала или отношение веса частиц грунта к их объему. Для определения удельного веса скелета грунта наиболее распространенными являются два метода: пикнометрический и метод гидростатического взвешивания. Пикнометрический метод заключается в определении веса объема воды, соответствующего объему взятых частиц грунта. Для определения удельного веса (скелета грунта) поступают следующим образом. Пикнометры (специальная колба), емкостью 20-100 см³, тарируются и взвешиваются пустыми и заполненными, до отмеченной метки, дистиллированной водой. По разности между весом пикнометра с водой и пустого определяется его объем. Затем в пикнометр засыпается грунт из пробы в количестве 15-20 г, подсушенный в сушильном шкафу до постоянного веса при температуре 105 °С. Затем в пикнометр наливается немного воды и содержимое пикнометра кипятится на небольшом пламени горелки или в песочной бане в течении 30-60 минут. Кипячение необходимо для удаления из грунта пузырьков воздуха. После кипячения уровень воды в пикнометре доводится до отмеченной метки дистиллированной воды. Пикнометр вместе с водой и грунтом опять взвешивается при температуре 20° С (при комнатной температуре).

Удельный вес скелета грунта вычисляется по формуле:

$$\gamma_s = \frac{P}{P_1 + P - P_z} \quad (1.1)$$

где P - вес высушенного грунта; P_1 - вес пикнометра с водой; P_z - вес пикнометра с водой и грунтом.

Определение пикнометрическим методом удельного веса скелета грунта производят в лабораторных условиях. Необходимо одновременно определить γ_s сразу в нескольких пикнометрах. Допустимое расхождение между параллельными определениями 0,02.

Метод гидростатического взвешивания более трудоемкий, но более точный. Он особенно рекомендуется для плотных грунтов, которые имеют малую пористость, так как при измерении удельного веса скелета грунта этим методом ошибка опыта равна ± 0.001 , при пикнометрическом же методе ± 0.02 . Гидростатический метод основан на определении потери веса тела в жидкости. Из-за трудоемкости данный метод редко применяется. С данным методом подробно можно ознакомиться в [4].

Удельный вес грунта равен отношению веса грунта, включая вес воды в его порах, к занимаемому этим грунтом объему, включая поры. Удельный вес грунта определяется достаточно просто - взвешиванием, используя точные весы, вес грунта в известном объеме по формуле:

$$\gamma = \frac{P_o}{V} \quad (1.2)$$

где P_o - общий вес грунта; V - объем грунта.

Удельный вес, который в прежних системах измерений еще называют объемным весом, целесообразно определить с использованием монолитов грунта естественной структуры, взятых из шурфов при полевых исследованиях грунтов.

Далее, покрытые парафином поверхности грунта очищают и взвешивают образец грунта вместе с цилиндром. Зная вес пустого цилиндра, вычисляют вес грунта в цилиндре, а затем, определив высоту и диаметр образца грунта в цилиндре, вычисляют объем грунта. Разделив вес образца грунта на его объем, по формуле (1.2), получают удельный вес грунта γ .

Плотность грунта при известном удельном весе грунта определяется по формуле:

$$\rho = \gamma / g \quad (1.3)$$

где ρ - плотность грунта; g - ускорение свободного падения. В системе СИ плотность, также как и масса, является не производной, а основной величиной.

Влажность грунта определяется с применением стеклянных или алюминиевых стаканчиков. Проба грунта, взятая из шурфа или из образца грунта естественной структуры, помещается в стаканчик, закрывается крышкой и взвешивается на точных весах. Далее стаканчик с пробой грунта ставится в сушильный шкаф, в открытом виде, и высушивается при температуре 105°C до постоянного веса. После высушивания и охлаждения производят

взвешивание грунта вместе со стаканчиком, опять в закрытом виде. Влажность грунта затем вычисляется по формуле:

$$W = \frac{P_C - P_t}{P_t - P_k} \quad (1.4)$$

где P_C - вес сырого грунта со стаканчиком; P_t - вес сухого грунта со стаканчиком; P_k - вес стаканчика.

Пористость грунта, выраженная в процентах от взятого объема пробы грунта, определяется по соотношению удельного веса скелета грунта и удельного веса грунта по формуле:

$$n = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma_s} \cdot 100\% \quad (1.5)$$

Коэффициентом пористости грунта называется отношение, выраженное формулой:

$$e = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d} \quad (1.6)$$

где γ_s - удельный вес скелета (твердых частиц) грунта, γ_d - удельный вес сухого грунта, который определяется, с использованием значения параметров, полученных для определения влажности, по формуле:

$$\gamma_d = \frac{P_t - P_k}{V} \quad (1.7)$$

Коэффициентом водонасыщенности грунта, называемым еще индексом водонасыщенности, называется отношение природной влажности W грунта к его полной влагоемкости W_{max} , соответствующей полному заполнению пор водой, то есть:

$$I_w = \frac{W}{W_{max}} \quad (1.8)$$

Полная влагоемкость грунта- W_{max} определяется по формуле:

$$W_{max} = \frac{1}{\gamma} - \frac{1}{\gamma_s} \quad (1.9)$$

Индекс плотности грунта - I_D , который характеризует разрыхленность грунта, определяется по формуле:

$$I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (1.10)$$

где e - коэффициент пористости грунта, определяемый по (1.6); e_{max} - коэффициент пористости грунта в самом его рыхлом состоянии, определяемый для максимально разрыхленной пробы грунта (при этом в (1.6) значение γ_d берется для этого разрыхленного грунта); e_{min} - коэффициент пористости грунта в самом его полном состоянии (при этом в (1.6) значение γ_d берется для полного грунта).

Уплотненность грунтов определяется их консистенцией, под

которой понимают густоту и, в известной мере, вязкость грунтов, обуславливающей способность их сопротивляться пластическому изменению формы. Густота и вязкость грунтов зависят от количественного соотношения твердых частиц и воды в единице объема грунта, а также от сил взаимодействия между частицами грунта. Показателем консистенции грунта является индекс текучести грунта.

Индекс текучести грунта I_L определяется по значениям границы текучести W_L и границы пластичности W_P , по влажности грунта.

Для определения границы пластичности W_P , берется образец грунта естественной структуры и из него делается шарик. Если образец грунта находится в полусухом состоянии, то предварительно его увлажняют. Затем шарик из грунта раскатывается в проволку на гладком листе бумаги. Когда диаметр проволки доходит до 3 мм, грунт снова скатывается в шарик и затем снова раскатывается в проволку. Эту операцию продолжают до тех пор, пока грунт не начнет крошиться, и проволки больше не образуется. Кусочки раскрошившегося грунта собирают в стаканчик и определяют его влажность W_P , что составляет границу пластичности грунта по весовой влажности.

Граница текучести по влажности определяется проще всего на приборе В.В.Охотина, который представляет собой свободнодвигающиеся на четырех направляющих штативах (стержнях) чашки и массивное основание, на котором закреплены эти четыре стержня. Для этого увлажненный грунт, просеянный через сито в 1 мм и смешанный с водой, с таким же количеством, в пластичном состоянии помещается в чашку прибора и разравнивается. Толщина слоя грунта при этом должна быть 1 см. После разравнивания, грунт ножом делится на две равные части так, чтобы по всей длине дно чашки было видно, и одна часть от другой отстояла внизу на 0,5 мм. Затем чашка вставляется в прибор, поднимается по направляющим, ей дают свободно падать с высоты 1 м. Должно получиться, после удара чашки об основание, сливание частей грунта. Если после трех ударов (падений) не получилось стекания грунта в его нижней части, то к грунту в чашке прибавляют 5-6 капель воды из бюретки, грунт тщательно перемешивают, разравнивают и т.д. и снова испытывают на стекание. Если стекание наступает после третьего удара, из грунта берут пробу в стаканчик и определяют его влажность. Эта влажность и есть граница текучести W_L по влажности. Для повышения точности значений W_L , опыты по их определению необходимо повторять многократно до установления их постоянного значения.

По значениям предела пластичности W_P и предела текучести W_L , индекс текучести грунта определяется по формуле:

$$I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} \quad (1.11)$$

Число пластичности грунта I_p определяется по формуле:

$$I_p = W_L - W_p \quad (1.12)$$

Таким образом, здесь приведены краткие методы определения основных физико-механических характеристик грунтов. Более подробно методы определения других физических характеристик грунтов приведены в [1-4]. Теперь переходим к обсуждению методов по определению механических характеристик грунтов. Простейшими механическими характеристиками являются статические характеристики грунтов.

Показателями статической сжимаемости грунтов являются компрессионные кривые, которые являются зависимостями между влажностью, давлением и коэффициентом пористости. Для установления этих показателей сжимаемости грунта производят испытания его на уплотнение под нагрузкой на компрессионных приборах. На основе полученных компрессионных кривых определяются коэффициенты сжимаемости грунтов.

1.2. Методы определения статических характеристик грунтов.

С точки зрения физических свойств грунтов, статическое состояние является таким состоянием, при котором грунт имеет постоянную влажность, постоянную пористость, и отсутствует в грунте всякое движение [1]. С точки зрения же механики, статическое состояние - это такое состояние грунтов, при котором грунт деформируется под статическими нагрузками, то есть скорость деформирования грунта приближается к нулю. Здесь, когда говорим о статических характеристиках грунтов, подразумеваем последнее обстоятельство, то есть состояние грунта под статическими нагрузками.

Очевидно, что напряженно-деформированное состояние грунтов существенно зависит от его физико-механических свойств. Эта зависимость также связана с пористостью и влажностью грунта. Таким образом, все физико-механические характеристики грунтов, так или иначе, влияют на механические характеристики грунтов. Однако влияние этих физико-механических характеристик грунтов на их механические свойства, в основном, можно свести к влиянию на эти свойства влажности и пористости грунта. Влияние пористости и влажности грунта на их механические свойства определяется зависимостями пористости и влажности от давления в грунте. Эти кривые, то есть зависимости между пористостью и давлением, а так же влажностью и давлением, называются компрессионными кривыми и получают экспериментально на компрессионных приборах (одеметрах) в лабораторных условиях. В одомере происходит сжатие слоя грунта равномерно распределенной нагрузкой без возможности его

бокового расширения. При этом никаких других сил, кроме внешней нагрузки, на поверхность грунта не должно действовать.

Компрессионные кривые $e(P)$ и $W(P)$ являются важнейшими характеристиками статической сжимаемости грунтов. Эти кривые характеризуют изменение пористости и влажности грунта при увеличении и уменьшении статического давления на грунт. Методы построения компрессионных кривых подробно описаны в [1-3]. Здесь кратко опишем один из них.

Наиболее общим методом построения компрессионных кривых является метод определения коэффициента пористости грунта по осадкам образцов грунта при уплотнении их в компрессионном приборе. Нагрузку на поверхность грунта в компрессионном приборе прикладывают отдельными возрастающими ступенями (например, 0,005; 0,010; 0,025; 0,05; 0,1; 0,2; 0,4 МПа). Коэффициент пористости грунта на любых ступенях нагрузки определяется по формуле:

$$e_i = e_o - (1 + e_o) \frac{S_i}{h} \quad (1.13)$$

где e_i - коэффициент пористости грунта при любой ступени нагрузки; e_o - начальный коэффициент пористости грунта; S_i - полный осадок образца грунта при данной нагрузке P_i , измеряемый в начале загрузки; h - начальная высота образца грунта.

Используя опытные значения P_i и e_i , строится компрессионная кривая $e(P)$ при ступенчатом нагружении (уплотнении) и разгрузении (разуплотнении) грунта. В ряде случаев (при оценке деформируемости просадочных грунтов), в качестве характеристики статической сжимаемости грунтов применяется модуль осадки, предложенный Н.Н.Масловым [19]:

$$\varepsilon = \frac{S_i}{h} \quad (1.14)$$

который характеризует относительную деформацию грунта при данном давлении и выражается в промиллях (мм/м).

В случае построения компрессионных кривых в полулогарифмических координатах, получим зависимость между пористостью и давлением, следующей зависимостью:

$$e_i = e_o - C_c \ln(P_i / P_o) \quad (1.15)$$

где P_o - начальное давление, соответствующее структурной прочности грунта.

В (1.15) коэффициент C_c - называется коэффициентом компрессии грунта и определяется тангенсом угла наклона полулогарифмической линии (1.15) к оси давлений.

Для линейного участка компрессионной кривой, то есть при небольших диапазонах изменения давления, зависимость между пористостью и давлением можно выразить через соотношение:

$$e_i - e_2 = m_o (P_2 - P_1) \quad (1.16)$$

где m_o - коэффициент статической сжимаемости грунта.

Уравнение (1.16) имеет особое значение в таких областях механики грунтов, как консолидация грунтов, гидроемкость грунтов и т.д.

Для грунтов существует связь между пористостью и влажностью в следующем виде:

$$e = \frac{W - W_p}{g} \quad (1.17)$$

Используя выражение (1.17), из кривых $e(P)$ можно получить кривые $W(P)$.

Таким образом, основными характеристиками статической сжимаемости грунтов являются модуль осадки грунта ε_p , коэффициент компрессии и набухания C_c , и коэффициент сжимаемости грунта m_o . Значения этих параметров, как уже отмечено выше, определяются в лабораторных условиях по результатам опытов.

Естественно предположить, что законы сжимаемости грунтов существенно зависят от скорости приложения нагрузки, то есть от динамических нагрузок. Однако, в настоящее время, динамические компрессионные кривые не существуют. Как будет показано далее, построение закономерностей динамического сжатия грунтов, даже при постоянных значениях влажности, является существенно трудоемкой задачей современной механики грунтов.

Следующим основным свойством грунтов при статических нагружениях, является сопротивление грунта к сдвигающим усилиям и его составляющим: трение - зависящее от давления, и сцепление от давления. Величина коэффициента внутреннего трения входит в расчет устойчивости грунта при взаимодействии горизонтальных сил, в расчеты сопротивления грунтов вертикальной нагрузке, глубины заложения фундаментов и пр. Поэтому понятия о коэффициенте внутреннего трения грунтов и методах его определения являются существенно важными в механике грунтов.

Коэффициент внутреннего трения является показателем сопротивления грунтов сдвигающим усилиям. Опыты по определению сопротивления грунтов сдвигающим усилиям проводятся в стандартных сдвиговых установках, например, ВСВ-25. Методика проведения опытов подробно изложена в [1-3, 19, 20, 46]. Кратко, она состоит в следующем. Грунт, заключенный в жесткий цилиндр, подвергается сжимающей нагрузке и, когда наступит равновесие внешней нагрузки и внутренних сил, то есть когда прекратится осадка грунта от действия внешней нагрузки, производят срезы грунта по грунту.

Опыты на срезывание производят при различном нормальном давлении на грунт. Результаты опытов на сдвиг (срез) можно изобразить в виде зависимостей $\tau(\sigma_N)$, где τ - касательное напряжение, определяемое как

$$\tau = \frac{F}{S} \quad (1.18)$$

где F - сдвигающее усилие; S - площадь поперечного сечения образца грунта в цилиндре; σ_N - нормальное (сжимающее) напряжение (давление).

Зависимость $\tau(\sigma_N)$ для небольших давлений, то есть при $\sigma_n \leq 0,5$ МПа, будет прямой и выражается соотношением

$$\tau = C_o + f\sigma_N \quad (1.19)$$

где f - коэффициент внутреннего трения для грунта, определяемый тангенсом угла наклона линейной зависимости $\tau(\sigma_N)$ к оси σ_N .

Зависимость (1.19) носит известное название - закон Кулона-Амонтона. В (1.19) C_o - коэффициент сцепления, который в значительной степени зависит от структуры грунта.

Для нарушенной структуры, в случаях, когда $C_o=0$, закон Кулона (1.19) принимает простейший вид:

$$\tau = f\sigma_N \quad (1.20)$$

Таким образом, статическими характеристиками грунтов при сдвигающих усилиях являются коэффициент сцепления C_o и коэффициент внутреннего трения f . Уравнения (1.19) и (1.20) в механике грунтов являются одними из важнейших. Это уравнение составляет основу теории предельного напряженного состояния грунтов.

Для построения экспериментальных зависимостей $\tau(\sigma_N)$, обычно используют зависимости $\tau(u)$, полученные при постоянных σ_N . Экспериментальные исследования [46-75] зависимостей $\tau(u)$, где u - относительное смещение частиц при сдвиге (срезе), а также $\tau(\sigma_N)$ для самих грунтов и для сооружений, и грунтов на их контактных поверхностях, показывают, что эти зависимости достаточно сложные. Так как зависимости $\tau(u)$ и $\tau(\sigma_N)$ имеют важнейшие значения при расчетах на прочность подземных конструкций, находящихся в грунтовой среде, в научной литературе имеются многочисленные работы, посвященные исследованию этих зависимостей как для самих грунтов, так и для конструкций и грунтов [8-13, 46-75]. Эти исследования показывают, что зависимости $\tau(u)$ и $\tau(\sigma_N)$ являются линейными в ограниченных пределах. С увеличением деформации сдвига (среза), а также нормального напряжения, они изменяются нелинейным образом.

При этом, проявляются такие свойства грунтов, как пиковая прочность, дилатансия, хрупкие и вязкие разрушения и т.д. При этом, значение коэффициента трения f зависит от скорости сдвига. Ход кривых $\tau(u)$ и $\tau(\sigma_N)$ также существенно зависит от скорости приложения нагрузки, то есть они качественно разные при статических и динамических нагрузках.

Как видно из вышеприведенного небольшого анализа физико-механических и механических характеристик грунтов, эти характеристики достаточно чувствительны к различным факторам. Незначительные изменения таких факторов как влажность, скорость нагружения и т.д. существенно изменяют свойства грунтов. Это обстоятельство обуславливает методы определения этих характеристик, то есть эти методы должны быть достаточно простыми. Простые методы позволяют быстро определить механические свойства грунтов при изменении физико-механических характеристик в широком диапазоне.

Сопротивления грунтов сдвигу достаточно простыми методами исследованы в работах [46-75], при этом, механические характеристики грунтов при сдвиге определены по результатам опытов, и они систематизированы.

Кроме компрессионных кривых и закона Кулона, которые называем статическими характеристиками грунтов, важнейшими свойствами грунтов являются законы сжимаемости грунтов. Законы сжимаемости грунтов при статических и динамических нагружениях и методы их получения имеют также первостепенное значение в механике грунтов и горных пород.

1.3. Методы определения динамических характеристик грунтов.

Как уже отмечалось, физико-механические характеристики грунтов непосредственно не связаны с уравнениями состояния грунтов. Компрессионные кривые, а также зависимости, полученные при сдвиге (срезе) образцов грунтов, в известной мере, отражают состояние среды и эти зависимости могут быть включены в уравнение состояния грунта. Однако, компрессионные зависимости и зависимости, полученные при срезе, условно называли статическими, а характеристики грунта, при этом, статическими характеристиками, хотя эти характеристики вполне зависят от скорости приложения нагрузки, то есть они могут быть и динамическими. Это сделано для более четкого разделения механических характеристик грунтов. Далее под динамическими характеристиками грунтов понимаем характеристики грунтов, связанные с законом сжимаемости, то есть зависимость между давлением и объемной деформацией грунта при различных скоростях нагружения, в том числе, когда скорость нагружения или скорость деформирования стремится к нулю. Поэтому,

вышеприведенные разделения механических характеристик грунтов весьма условны.

Естественно, для определения динамических характеристик грунтов, в первую очередь нужны экспериментальные зависимости между давлением и объемной деформацией. Далее эти зависимости описываются какими-либо математическими соотношениями, то есть моделями среды. Постоянные коэффициенты или параметры этой модели, которые определяются на основании тех же результатов опытов, как раз и являются динамическими характеристиками данного грунта. Исходя из этой простейшей схемы, для определения динамических характеристик грунта, в первую очередь необходима экспериментальная зависимость между давлением и объемной деформацией. Для определения этой зависимости необходимо проведение экспериментов по объемному сжатию грунта.

Наиболее простым вариантом в этом случае является деформирование грунта при динамических нагружениях. В этом случае зависимость между давлением и объемной деформацией однозначно определяется зависимостью между осевым напряжением и деформацией.

Зависимость между напряжением и деформацией определяется в натуральных, полевых условиях, т.е. используется природное состояние грунтов, и в лабораторных условиях на образцах грунтов.

Лабораторные методы определения сжимаемости грунтов начали развиваться в конце XVIII и в начале XIX веков и получили очень широкое распространение. Первыми работами в этом направлении можно назвать знаменитые работы Кулона [77-79] и Морина [80]. По сравнению с полевыми, лабораторные исследования организационно просты, удобны и недороги. Это позволяет, в сравнительно короткое время, проводить исследование деформационных свойств грунтов в зависимости от различных факторов: состава грунта, его влажности, плотности, характера и величины напряженного состояния, скорости приложения нагрузки. В лабораторных условиях значительно проще, чем в полевых, проводить повторные эксперименты с сохранением всех условий опыта, что сильно повышает достоверность полученных результатов. Все это делает лабораторные методы исследования очень ценными. Однако, принципиальным недостатком лабораторных исследований является практическая трудность сохранения свойств грунтов естественного залегания в образце. Даже образец грунта ненарушенной структуры в результате его извлечения из массива, обработки, перевозки и т.д. существенно меняет свои свойства. Данные о сжимаемости грунтов, полученные в лаборатории, поэтому требуют проверки и коррекции путем сравнения с данными, полученными в натуральных условиях.

Поэтому одновременно с развитием лабораторных методов начали развиваться полевые, натурные методы определения сжимаемости грунтов.

К современным исследованиям свойств грунтов, полученных в лабораторных условиях, можно отнести фундаментальные работы [5, 7, 25, 26, 27, 39, 40, 76]. Полевые, натурные исследования проведены авторами работ [7,41-45]. Эти исследования, в основном, осуществлялись в условиях одноосного сжатия грунтов.

Одноосное сжатие может проводиться с возможностью или без возможности бокового расширения образца грунта. В первом случае имеет место простое продольное сжатие образца грунта как стержня. Зависимость между напряжением и деформацией определяется как зависимость между действующей нагрузкой и относительным сжатием (деформацией) образца грунта. Наклон касательной к начальному линейному участку этой зависимости определяет модуль Юнга E . В этом случае предполагается, что процесс деформирования грунта подчиняется закону Гука. Отношение относительного бокового расширения образца к относительному сжатию определяет коэффициент Пуассона μ . Отношение боковых напряжений к продольному осевому напряжению дает значение коэффициента бокового давления K для данного грунта. Коэффициент Пуассона и коэффициент бокового давления связаны соотношением [7]:

$$\mu = \frac{K}{K + 1} \quad (1.21)$$

Зависимости между давлением и объемной деформацией также можно получить испытанием образца грунта при всестороннем и трехосном сжатии грунта. При всестороннем гидростатическом сжатии образец грунта в тонкой резиновой оболочке помещается в герметический сосуд наполненный жидкостью. Повышение давления в жидкости осуществляется давлением поршня или подачей, с помощью пресса, дополнительной жидкости. Объемная деформация образца грунта может быть определена по величине осадки поршня или по объему жидкости, поступившей в прибор при повышении давления. По результатам опытов строится объемная диаграмма сжимаемости грунтов.

В приборах трехосного сжатия нормальные напряжения σ_{xx} , σ_{yy} , σ_{zz} прикладываются к граням кубического образца, могут изменяться независимо. Это позволяет исследовать сжимаемость грунта, как при гидростатическом давлении, так и при сложном напряженном состоянии, когда возможны различные комбинации значений нормальных составляющих и их изменений. Наиболее широко такие исследования для грунтов были проведены в работах [81-84]. Однако из-за сложности установки и приборов, трехосное сжатие образцов грунтов широкого распространения еще не получило.

Динамические эксперименты на трехосное сжатие образцов грунтов практически отсутствуют.

Испытания грунтов в полевых, натуральных условиях при скоростях деформирования, стремящихся к нулю, проводятся по методу пробных нагрузок штампом [7, 14, 17, 83, 85, 86]. В этих случаях через штамп на грунт передается нагрузка. Определяется осадка штампа и строится кривая зависимости величины осадки штампа от давления на грунт при нагрузке и разгрузке штампа.

Основной задачей испытаний грунта методом нагрузок штампом является определение, так называемого, модуля деформации, который входит в расчеты осадок сооружений. Модуль деформации определяется наклоном кривой зависимости осадки штампа от давления и имеет различное значение в разных интервалах давления. Однако этот наклон зависит не только от свойств грунта, но и от размеров и формы штампа, так как напряжение по подошве штампа не постоянно. Оно различно в разных точках подошвы штампа. В результате решения задачи теории упругости о распределении нормальных напряжений в грунте под подошвой жесткого штампа определенной формы и определенного размера получены формулы для вычисления модуля деформации E_{def} . Для штампа в форме круга модуль деформации определяется из соотношения [7]:

$$E_{def} = (1 - \mu^2) \frac{P_z}{zd}, \quad (1.22)$$

где P_z - вертикальная нагрузка на штамп, z - осадка штампа, d - диаметр штампа. Коэффициент Пуассона μ , предполагается известным. Если значения P_z и z находятся в пределах участка упругости, то формула (1.22) определяет модуль упругости грунта E .

Главным недостатком метода является несоответствие истинного распределения напряжений и деформаций под штампом, рассчитанному по теории линейно-деформированной среды [87]. Отмечается также недостаточная для этих опытов продолжительность времени выдерживания нагрузки после каждого загрузения [88]. Недостатки метода могут быть одной из причин большого расхождения в данных, полученных разными авторами при сопоставлении полевых и лабораторных исследований сжимаемости грунтов [87, 88, 90]. В последние годы стал развиваться технически значительно более простой метод определения модуля деформации грунта в полевых условиях - прессиометрический метод [85, 91, 92]. Метод заключается в том, что к стенкам скважины в массиве грунта прикладывается равномерное симметричное радиальное давление. Давление осуществляется с помощью прибора, представляющего собой трубчатый корпус, окруженный резиновой оболочкой, герметически зажатой на торцах. В пространство между корпусом и оболочкой нагнетается жидкость или воздух, распирающие стенки скважины. Определяя давление

и перемещение стенок скважины, можно определить модуль деформации грунта. Прессиометрический метод, кроме простоты, имеет перед методом нагрузки штампом то преимущество, что он позволяет исследовать грунт до глубины 15 м, и это не предел [91].

Таким образом, описанные выше методы, в основном предназначены для определения механических характеристик грунтов при скоростях деформирования близких к нулю. С помощью этих методов получены многочисленные результаты, обзор которых можно найти в работе [7].

Основные методы экспериментального исследования свойств грунтов при скоростях деформирования, существенно отличающихся от нуля, то есть при динамических нагрузках, можно разделить на четыре группы:

1. Вибрационные методы;
2. Сейсмические методы;
3. Методы, основанные на регистрации ударных волн;
4. Методы прямого измерения напряжений, деформаций и смещений в грунтах;

Первые две группы методов позволяют определить только модуль упругости грунта при динамическом воздействии. Вторые две группы определяют диаграмму сжимаемости грунта.

Используя эти методы, можно определить некоторые механические характеристики грунтов как в лабораторных, так и в полевых, натуральных условиях. Кратко остановимся на сущности этих методов.

Вибрационные методы [7,93,94], проводимые в лабораторных условиях, основаны на определении частот собственных продольных колебаний образца грунта. Собственные колебания образца возбуждаются ударом. С помощью пьезоэлемента или индукционной катушки колебания образца передаются на осциллограф. Образец укрепляется на жестком основании, а сверху образца ставится груз для понижения частоты колебаний. Рассматривая продольные колебания образца, как упругие колебания стержня, закрепленного одним концом и нагруженного грузом на другом конце, можно определить модуль упругости грунта по формуле [94]:

$$E = \frac{4\pi^2 f_c^2 h^2 \rho}{\beta g} \quad (1.23)$$

где f_c - частота собственных продольных колебаний образца грунта; h - высота образца; ρ - плотность образца; g - ускорение силы тяжести; β - коэффициент, зависящий от отношения веса образца к весу груза.

Модуль упругости образца грунта также может быть определен с помощью ультразвуковой аппаратуры, предназначенной для измерения скорости распространения и затухания ультразвуковых волн в материалах [95,96].

В полевых условиях вибрационные колебания возбуждаются ударом или вибратором [7]. Исследование частот вертикальных колебаний таких систем, как массивных фундаментов, опытных блоков, штампов, установленных на грунт, позволяет определить важные для расчета фундаментов под машины с динамической нагрузкой параметры обобщенные коэффициенты упругого равномерного и неравномерного сжатия C_z и C_e (коэффициенты пропорциональности между давлением и упругой осадкой грунта). В свою очередь, результаты решения задач теории упругости о распределении напряжений под подошвой жесткого штампа связывают коэффициенты C_z и C_e простыми соотношениями с модулями упругости, из которых модули упругости и могут быть определены [7].

Этот метод требует сложного тяжелого - оборудования, и применение его с целью получения модулей упругости грунта не оправдано.

Сейсмические методы определения модуля упругости грунта E и коэффициента Пуассона μ основаны на известных из теории упругости соотношениях между модулями E , μ , плотностью ρ и скоростями распространения продольных V_P и поперечных V_S упругих волн в безграничной однородной среде [76, 97]:

$$V_P = \sqrt{\frac{E(1-\mu)}{\rho(1+\mu)(1-2\mu)}}; \quad V_S = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\mu)}}. \quad (1.24)$$

Вместо скорости поперечных волн может быть измерена скорость поверхностных волн Релея V_R , связанная со скоростями V_P и V_S определенным соотношением [98].

При лабораторных исследованиях скорости распространения волн определяются в диапазоне ультразвуковых частот порядка 20-200 кГц [95,96,98,99]. При лабораторных исследованиях существенным является вопрос о соотношении размеров образца и длины волны, то есть о том, распространяется ли волна в образце как в массиве, как в стержне или как в пластине (формулы для выражения скоростей волн через E , μ , и ρ во всех трех случаях различны). Этот вопрос достаточно полно исследован экспериментально в работе [100].

При полевых исследованиях скорости упругих волн обычно определяют на частотах 25-100 Гц. Но в некоторых случаях, также как и в лаборатории, в породах естественного залегания скорости определяют в диапазоне ультразвуковых частот, например, при ультразвуковом каротаже [101] и при определении скоростей на малых базах (например, в горных выработках) [102].

Определение скоростей распространения волн в слоях земной коры, в том числе и в верхнем грунтовом слое, является одной из главных задач сейсмической разведки [76]. В сейсморазведочной литературе подробно описаны способы определения скоростей

продольных, поперечных и поверхностных волн при профильных наблюдениях на дневной поверхности и при каротаже скважин [101]. Эти способы основаны на разных расстояниях от источника прямых, преломленных и обменных волн, возбуждаемых взрывом или ударом [103, 104]. По результатам наблюдений строят годографы, которые являются исходным материалом для определения скоростей распространения волн.

Однако, обычно сейсморазведочные опыты ставят с использованием только одного типа волны, Поэтому, как правило воспользоваться данными сейсморазведки для определения модулей E и μ не представляется возможным.

Методы, основанные на регистрации ударных волн,

основаны на известных соотношениях на фронте ударной волны, вытекающих из законов сохранения массы и количества движения [5, 42, 43]:

$$\rho_0(D - u_0) = \rho_1(D - u_1) , \quad \rho_0 D u_1 = P_1 - P_0 \quad (1.25)$$

где ρ_0 , u_0 , P_0 - начальная плотность, скорость частиц и давление грунта; ρ_1 , u_1 , P_1 - плотность, скорость частиц и давление на фронте ударной волны; D - скорость фронта ударной волны,

Если грунт до прихода ударной волны находился в покое, то $u_0 = 0$, $P_1 - P_0$ есть напряжение, создаваемое ударной волной в направлении ее распространения σ_{xx} (направление оси x перпендикулярно к фронту волны). Тогда формула (1.25) примет вид:

$$\rho_0 D = \rho_1(D - u_1) , \quad \rho_0 D u_1 = \sigma_{xx} \quad (1.26)$$

Эти соотношения справедливы для плоских, сферических и цилиндрических волн. При известной начальной плотности грунта ρ_0 , определяя любые два параметра из четырех неизвестных (D , u_1 , ρ_1 , σ_{xx}), можно определить остальные два по формулам (1.26) и построить зависимость между напряжением σ_{xx} и объемной деформацией грунта Θ :

$$\Theta = \frac{\rho_0 - \rho_1}{\rho_1} = \frac{\sigma_{xx}}{\rho_0 D^2} \quad (1.27)$$

Однако методы ударных волн имеют существенные недостатки: они не могут быть применены для определения диаграммы разгрузки, а в области нагрузки дают возможность получить только часть диаграммы сжатия, соответствующую области существования ударных волн.

Лабораторные методы определения диаграммы сжимаемости грунтов с помощью ударных волн не получили большого распространения. В известных работах [5, 39, 40] приведены результаты лабораторных опытов с использованием метода ударных волн.

Полевой метод определения диаграммы напряжения-деформации по ударным волнам был развит и широко применен в работах [29, 42, 43].

В этих работах измерялись главные напряжения в грунте σ_{xx} , σ_{yy} , σ_{zz} и скорость фронта ударной волны. Иногда измерялась дополнительно скорость частиц грунта.

Напряжения в грунте создавались взрывом зарядов тротила или других ВВ (взрывчатое вещество) весом 0,2-200 кг. При взрыве заглубленного заряда в грунте распространяется сферическая или (в случае заряда удлиненной формы) цилиндрическая волна, направления главных напряжений которой известны.

Однако, надо отметить, что малые значения нижних пределов величин σ_{xx} и Θ вызывают сомнения в правильности интерпретации волны в грунте, как ударной, при всех нагрузках, осуществляемых в опытах. Это является еще одним недостатком данного метода.

Методы прямого измерения напряжений и деформаций в грунтах заключаются в непосредственном измерении напряжений и деформаций или скоростей деформации, возникающих в грунте при динамическом воздействии на него, как функции времени. Принципиальным преимуществом прямого измерения напряжений и деформаций перед другими динамическими методами является то, что он позволяет получить диаграмму сжимаемости грунта при любых нагрузках и дает не только нагрузочную ветвь кривой, но и диаграмму разгрузки. Возможности прямого метода ограничиваются лишь техническими возможностями создания нагрузок определенной интенсивности и приборов для их регистрации.

В полевых условиях прямой метод получения динамической диаграммы применялся в работах [7,11,24,28,29,41-45]. При этом, опыты проводились, в основном, при одноосном сжатии грунтов с применением различных зарядов ВВ. На основе полученных динамических диаграмм сжатия грунта определялись механические характеристики различных грунтов [11,24,41-45].

Недостатком применения прямого метода в полевых условиях, главным образом, является практическая невозможность многократного повторения одинаковых по всем параметрам опытов. Это обстоятельство снижает достоверность полученных результатов опытных данных и не допускает применения к этим результатам статистических методов обработки.

В настоящее время прямой метод измерения σ и ε получил широкое распространение в лабораторных исследованиях [5,25-27,39]. Лабораторные установки для определения динамической зависимости напряжения от деформации, по существу, представляют собой компрессионный прибор для одномерного сжатия без возможности бокового расширения. Основные различия в установках, применяемых разными авторами, заключаются в различных способах возбуждения кратковременных нагрузений в образце грунта и способах измерения напряжений и деформаций. В

большинстве случаев динамическое напряжение образца грунта осуществляется с помощью удара непосредственно по образцу или через поршень. Сила и скорость удара меняются при изменении высоты падения ударяющегося груза или давления воздуха в ударной трубе. Чаще всего при конструировании лабораторных установок предусматривается возможность воздействия нагрузки при широком диапазоне скоростей деформирования.

С помощью прямого метода в лабораторных условиях исследуется процесс динамического деформирования грунта в зависимости от его свойств (плотности, структуры, состава, влажности) и от характера прикладываемой нагрузки.

Несмотря на отмеченные выше недостатки, в настоящее время лабораторные исследования механических свойств грунтов являются самыми достоверными и распространенными. В лабораторных экспериментах становятся возможными исследования механических свойств грунтов в более полном объеме, так как можно варьировать диапазон параметров опытов.

Таким образом, вышеприведенный краткий анализ методов определения динамических характеристик грунтов показывает, что наиболее доступным и целесообразным среди них является прямой метод (метод прямого измерения напряжений и деформаций), осуществляемый в лабораторных условиях. Дальнейшим важным этапом при определении механических характеристик грунтов является обработка полученных результатов опытов и определение на их основе конкретных значений этих характеристик для конкретного грунта.

1.4. Основные принципы квазистатического метода определения механических характеристик грунтов.

К настоящему времени накоплен большой экспериментальный материал (в основном лабораторный) по динамическому сжатию грунтов [5, 7, 24-31, 39-104, 120-122].

Большинство опытных данных относится к определению модуля упругости и диаграммы сжатия грунта, полученных при динамическом и статическом нагружении. При этом, еще раз отметим, что под статическим подразумевается очень медленное нагружение в течение большого, но конечного времени (скорость деформации хотя и мала, но не равна нулю). Диаграмма сжатия грунта, полученная при скорости нагружения близкой к нулю, называется статической диаграммой или кривой статического сжатия грунтов. Под динамической диаграммой подразумевается диаграмма, полученная при кратковременных нагрузках, скорость деформации при которых обычно на несколько порядков превышает скорость деформации при статическом нагружении.

Всеми авторами отмечается уменьшение сжимаемости грунта при

переходе от статического нагружения к динамическому и, соответственно, увеличение модуля упругости (модуля сжатия). Однако количественные значения модуля сжатия сильно меняются в зависимости от типа грунта и его состояния (влажности, нарушенности структуры и т.д.). Большинство авторов отмечают не очень сильное различие между статической и динамической диаграммами для песчаных грунтов [63]. Для суглинков, лесса и лессовидных грунтов разница в сжимаемости при динамических и статических нагрузках достигает двух, четырех и более разов [24-27, 41-45]. Зависимость диаграммы сжатия от скорости деформирования, авторами указанных работ, позволяет делать вывод, что существуют предельные значения скоростей деформации, после которых увеличение скорости деформирования уже не приводит к изменению диаграммы напряжение-деформация. Для лесса предельное значение скорости деформации близко к значению $25-50 \text{ сек}^{-1}$ [24-27, 41-45].

Обзор работ по влиянию скорости деформирования на сжимаемость грунтов показывает, что поведение грунтов (особенно пластичных, каковыми являются лессовые грунты) при статическом и динамическом нагружениях существенно различается. Сжимаемость грунта при динамическом воздействии может быть в несколько раз меньше, чем при статическом. Зависимость диаграммы сжатия от скорости деформирования в механике грунтов охарактеризована как вязкие свойства среды.

Таким образом, существующие результаты экспериментальных исследований сжимаемости грунтов при различных скоростях деформирования показывают, что основными механическими характеристиками являются: модуль динамического сжатия E_D при скорости деформирования, стремящейся к бесконечности; модуль статического сжатия E_S при скорости деформирования, стремящейся к нулю; модуль разгрузки E_R ; коэффициент вязкости η , который характеризует степень зависимости диаграммы сжатия от скорости деформирования, или этот же коэффициент является показателем диссипативных свойств (внутреннего трения) грунта. Эти четыре параметра являются минимальными механическими характеристиками грунтов, которые необходимо определить по результатам опытов.

Обзор экспериментальных методов определения закона сжимаемости позволяет заключить, что в настоящее время отсутствуют полные, достоверно определенные значения этих характеристик, особенно для лессовых грунтов. Особенно для области малых и средних значений нагрузок проблема определения динамических характеристик грунтов не решена. Для решения многих задач механики грунтов и строительства эта область нагрузок, как область перехода из упругой зоны в неупругую, представляет наибольший интерес.

В настоящее время для определения механических характеристик

грунтов, каким-либо экспериментальным способом, строится диаграмма сжатия грунта, далее непосредственно по этой диаграмме, с помощью несложных геометрических действий, определяются значения механических характеристик грунта. Например, на диаграмме сжатия проводится касательная к начальному участку, наклон которой дает модуль динамического или статического сжатия грунта. Аналогично определяется модуль разгрузки. Значение коэффициента вязкости также определяется достаточно приближенным способом [42]. Эти способы определения существенно неточные, приближенные, и соответственно, дают неточные значения механических характеристик грунтов.

Квазистатический метод определения механических характеристик грунтов отличается от существующих более высокой точностью и достоверностью [25,26,120]. Этот метод определения механических характеристик грунтов базируется на двух источниках: на результатах опыта и модели деформирования грунтов. Однако в отличие от традиционно существующих методов, как будет показано далее, в настоящей работе эти два источника используются в других, более осмысленных глубоких качествах.

На основе приведенного анализа методов получения диаграммы динамического сжатия грунтов, первая база получается проведением опытов в лабораторных условиях. Первая, экспериментальная база для определения механических характеристик грунтов, в принципе, может быть создана также полевыми, натурными, экспериментальными исследованиями. Здесь важна, главным образом, достоверность полученных экспериментальных диаграмм сжатия. Достоверность опытных данных определяется статистической обработкой результатов опытов, как случайных величин. Об этом отдельно будет сказано во второй главе работы. Здесь только отметим, что экспериментальная основа (первая база) предлагаемого метода должна гарантировать статистическую обработку опытных данных, то есть эти опытные данные должны быть результатами серийных, многократных экспериментов. Последнее обстоятельство обуславливает то, что первую базу метода, целесообразно создавать в лабораторных условиях.

Основу второй базы составляет уравнение состояния грунта, где главным требованием является адекватность выбранной модели процессу деформирования грунта в опытах. Так же как в других методах, в предлагаемой методике механические характеристики грунтов определяются на основе конкретной модели грунта. При этом, необходимо отметить, что механические характеристики грунтов определенные на основе одной модели, не всегда применимы к другим моделям. Поэтому правильный выбор модели грунта играет важную роль во всех методах по определению механических характеристик грунтов. Из вышеизложенного следует то, что вторая база метода неразрывно связана с первой базой, то есть постановкой эксперимента. Поэтому сначала необходимо выбрать методы экспериментального

получения диаграммы сжатия.

Для получения экспериментальных данных по деформированию грунтов при динамических и статических нагрузениях была разработана установка динамических нагрузений УДН-150 [25, 26]. В настоящее время УДН-150 является наиболее эффективной установкой для получения диаграммы сжатия грунтов при динамических и статических нагрузениях. Описание установки и принцип ее работы будут освещены в следующей главе. Здесь же отметим, что для создания первой базы квазистатического метода рекомендовано использовать УДН-150 [25,26,120].

Сущность квазистатического метода [120] заключается в том, что используя замкнутую систему уравнений движения грунта, подвергающегося испытанию на установке УДН-150, теоретическим путем из решения соответствующей задачи определяется зависимость $\sigma_1(\varepsilon_1)$, то есть диаграмма сжатия грунта.

Само понятие квазистатичности заключается в том, что на полученные экспериментальные диаграммы сжатия грунтов не должны влиять волновые процессы в образцах грунта при его динамическом сжатии. То есть, квазистатичность – это независимость диаграммы сжатия от волновых процессов в грунте.

При этом, сначала используются приближенные значения параметров уравнения состояния грунта (модели), определенные из результатов опытов традиционным путем. Далее, сопоставляя теоретические и экспериментальные диаграммы $\sigma_1(\varepsilon_1)$, корректируются значения параметров модели, то есть механические характеристики грунта. После нескольких приближений достигается достаточная и необходимая точность совпадения опытных и расчетных диаграмм $\sigma_1(\varepsilon_1)$.

Таким образом, квазистатический метод определения механических характеристик грунтов, основан на результатах опытов и на решении теоретической задачи, описывающей эксперимент. Повышенная точность квазистатического метода определяется тем, что он, в принципе, включает в себя известные традиционные методы определения механических характеристик грунтов, и на их основе определяются уточненные значения механических характеристик грунтов. Главным отличием рассматриваемого метода от существующих является то, что, в результате, механические характеристики грунтов определяются из решения системы уравнений движения грунта, адекватной процессу деформирования грунта в эксперименте. До настоящего времени механические характеристики грунтов определялись непосредственно из опытных результатов путем несложных геометрических операций.

Определение механических характеристик грунтов на основе решения уравнений движения и деформирования грунтов, безусловно,

повышает достоверность значений этих параметров, так как в этом случае рассматривается весь процесс деформирования грунта, а не отдельная, отвлеченная информация из этого процесса, например, диаграмма $\sigma_1(\varepsilon_1)$

Практическая реализация рассматриваемого метода осуществляется с использованием ЭВМ и автоматизацией всего процесса определения механических характеристик грунта.

Выводы по главе

1. Проведен сопоставительный анализ существующих методов определения физико-механических и механических характеристик грунтов.
2. На основе этого анализа методов определения механических характеристик грунтов установлено, что наиболее целесообразным методом является метод, основанный на экспериментальных зависимостях $\sigma(\varepsilon)$, полученных в лабораторных условиях.
3. Предложены пути реализации квазистатического метода определения механических характеристик грунтов, основанный на результате опытов и на теоретическом решении уравнений движения, адекватных процессу деформирования грунта в эксперименте.
4. Показаны преимущество и достоверность квазистатического метода определения механических характеристик грунтов перед существующими методами.
5. Отличие квазистатического метода заключается еще и в том, что вся операция компьютеризируется с автоматизацией всего процесса определения механических характеристик грунтов с заданной точностью.

2. РЕЗУЛЬТАТЫ КВАЗИСТАТИЧЕСКИХ ОПЫТОВ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ ДИАГРАММЫ СЖАТИЯ ЛЕССОВЫХ ГРУНТОВ

2.1. Принцип работы и конструктивная схема установки динамических нагрузений (УДН - 150), используемой для построения диаграммы сжимаемости грунтов в лабораторных условиях.

Рассматриваемый квазистатический метод определения механических характеристик грунтов основывается на результатах экспериментов по объемному сжатию грунтов. Однако, как отмечалось выше, точность значений механических характеристик грунтов непосредственно зависит от достоверности опытов. Достоверность опытных данных определяется многократным повторением одинаковых опытов, то есть статичностью результатов эксперимента. Говоря другими словами, результаты опытов должны быть оценены методами теории вероятности и математической статистики. Это обстоятельство предопределяет выбор лабораторных методов получения опытных данных. Однако, необходимо еще раз отметить, что лабораторные методы определения законов сжимаемости грунтов не свободны от определенных недостатков, приведенных выше. Несмотря на это, в настоящее время лабораторный метод получения диаграммы сжатия грунтов является одним из самых доступных и эффективных, а также экономически целесообразных методов. Исходя из этого обстоятельства, предлагаются лабораторные методы для получения законов сжимаемости грунтов, хотя зависимости напряжения от деформации, полученные в полевых, натуральных условиях при различных скоростях деформирования, с многократной повторностью, также имеют большую ценность, если во время проведения данных экспериментов не была нарушена естественная, природная структура грунтов. Последнее обстоятельство является наиболее важным, но достичь этого практически очень трудно. В результате, для грунтов нарушенных структур наиболее целесообразным является получение диаграммы сжатия в лабораторных условиях. Наиболее совершенной установкой для построения опытных диаграмм грунтов при различных скоростях деформирования является установка динамических нагрузений УДН-150, разработанная и созданная авторами работ [25, 26]. Установка УДН-150 включает в себя все преимущества ранее известных конструкций для получения опытных диаграмм сжатия грунтов.

Принципиальная схема установки УДН-150 [25, 26] приведена на рис.2.1. Она состоит из цилиндрического корпуса 1, на котором, в специальном кольце 2, размещается образец грунта. Кольцо имеет внутренний диаметр $D=150$ мм при высоте $h_0=30$ мм. Снизу образец опирается на плиту 3 нижнего поршня 4 гидравлической системы

предварительного сжатия. Верхний поршень 5, располагающийся в направляющем цилиндре 6, предназначен для передачи нагрузки на образец грунта. Направляющий цилиндр 6 соединен с корпусом 1 тремя клиновидными замками. В дно поршня 5, в центр и в края плиты нижнего поршня вмонтированы тензометрические датчики 7,8 для измерения больших главных напряжений $\sigma_1(t)$ в образце. В боковой поверхности кольца 2 размещаются тензодатчики 9 для измерения меньших главных напряжений $\sigma_2(t)$. Контактная поверхность этих датчиков имеет кривизну, равную кривизне кольца. Внутренний диаметр тензометрических датчиков $d=18$ мм, толщина чувствительных элементов (защемленной по контуру пластинки с наклеенным на нее тензосопротивлением) изменяется в пределах $\delta =1,5 - 4,0$ мм при максимально измеряемых напряжениях до 10-15 МПа.

С помощью тензометрического стакана, устанавливаемого на крышку поршня 10, измеряется также общая величина нагрузки, передаваемая на образец грунта.

Перемещение поршня 5 под действием приложенной нагрузки измеряется с помощью трех прогибомеров 11. Рабочей частью прогибомера является шток 12 с клиновидным наконечником 13, который при движении изгибает две консольные балочки 14 с наклеенными на них тензосопротивлениями.

Гидравлическая система предварительного поджатия образца предназначается для имитации давления вышележащих слоев грунта при испытаниях образцов грунта, взятых с некоторой глубины.

Установка УДН-150 с внутренним диаметром кольца 150 мм, куда размещается образец грунта, предназначена для измерения напряжений $\sigma_1(t)$ и $\sigma_2(t)$ в пределах от 0,01 до 10-15 МПа. Также имеется набор тензодатчиков 7,8 и 9 с различной толщиной чувствительных элементов для различных диапазонов напряжений. Заменой тензодатчиков 7,8 и 9 достигается измерение напряжений $\sigma_1(t)$ и $\sigma_2(t)$ в любом диапазоне интервала от 0 до 15 МПа. УДН-150 также работает при любых скоростях нагружения - от статических, когда скорость деформирования очень близка к нулю, до динамических, когда скорость нагружения близка к нескольким тысячам. Верхний предел скорости деформирования ограничивается в зависимости от разрешающих способностей тензодатчиков и аппаратуры, применяемой для фиксации показаний этих датчиков. Применяя сверхвысокочастотные полупроводниковые тензосопротивления и стержневые датчики, вместо мембранных, для измерения напряжений, а также электронные тензостанции на полупроводниках, можно добиться измерения напряжений и деформаций на установке УДН-150 и для больших скоростей деформирования.

Существуют варианты установки динамических нагружений с диаметрами кольца, куда размещается грунт, 100 и 200 мм, то есть

УДН-100 и УДН-200. УДН-100 и УДН-150 были изготовлены в Институте Проблем механики РАН. В 1980 году УДН-150 был приобретен Институтом механики и сейсмостойкости сооружений АН РУз, где в дальнейшем на основе конструкции УДН-150 был изготовлен УДН-200. В настоящее время в Институте механики и сейсмостойкости сооружений АН РУз функционируют и УДН-150 и УДН-200.

Увеличение диаметра грунтоприемной камеры (кольца) позволяет более точно измерять напряжения $\sigma_1(t)$ и $\sigma_2(t)$, благодаря образованию более однородного напряженного состояния в образце грунта. Это обстоятельство особенно важно для низких уровней напряжения. Однако, при увеличении диаметра грунтоприемного кольца установки возникают сложности в опытах при испытании образцов грунтов ненарушенной структуры. Сохранить ненарушенность естественной природной структуры грунта больших диаметров при толщине 30 мм достаточно трудно. Поэтому при нагружении грунтов ненарушенной структуры необходимо использовать установку с меньшим диаметром грунтоприемного кольца.

Толщина образца грунта, размещаемого в грунтоприемной камере установки, обусловлена тем, что процесс динамического сжатия образца грунта должен происходить квазистатически. На самом деле, при воздействии динамической нагрузки на образец грунта через верхний поршень установки, по грунту начинает распространяться продольная, плоская волна. Эта волна после достижения нижней плиты отражается от нее. Далее отраженная волна достигает верхнего поршня и, в свою очередь, отражается от него и т.д. В результате, в образце грунта возникает достаточно сложная волновая картина. Этот волновой процесс, естественно, влияет на напряженное состояние образца грунта. После прохождения некоторого времени нестационарный волновой процесс устанавливается и процесс динамического сжатия образца грунта будет происходить квазистатически, то есть как при статической нагрузке, но с большей, существенно отличной от нуля, скоростью деформирования. Время установления квазистатического режима сжатия грунта очень важно в опытах, так как оно влияет на результаты измерений значительно.

Очевидно, что чем меньше толщина образца грунта, тем быстрее наступает режим квазистатики при динамическом сжатии грунта.

Исходя из этого, в работах [25,26] исследованы условия квазистатичности процесса динамического сжатия грунта для установки УДН-150. При толщине образца грунта 30 мм, согласно исследованиям [25, 26], квазистатичность процесса определяется соотношением массы верхнего поршня к массе образца грунта. Чем больше масса верхнего поршня по сравнению с массой образца грунта, тем быстрее наступает режим квазистатичности в установке УДН-150. При этом, время динамического сжатия образца грунта в десятки, а иногда и в сотни раз превышает время установления (наступления) квазистатичности.

Авторами работ [25, 26] отмечается, что при выполненном соотношении масс верхнего поршня и образца грунта в установке УДН-150, квазистатический подход к анализу экспериментальных результатов является точным.

Условия квазистатичности процесса сжатия образца грунта в УДН-150 также более тщательно будут исследованы нами в следующем разделе данной работы.

Также отметим, что согласно результатам исследований [25, 26], время наступления квазистатического режима сжатия образца грунта зависит от вида действующей на грунт нагрузки. Чем больше время нарастания до максимума действующей нагрузки, тем меньше влияние на результаты измерений нестационарного процесса, возникающего в начале эксперимента. Это может быть достигнуто с помощью применения различных упругих прокладок, через которые будет прикладываться динамическая нагрузка на верхний поршень установки УДН-150.

Динамическая нагрузка, действующая на образец грунта, размещенного в УДН-150, создается сбрасыванием груза определенной массы. Груз сбрасывается с некоторой высоты по направляющим стержням.

На рис.2.2. приведено схематическое изображение работы установки УДН-150, функционирующей в Институте механики и сейсмостойкости сооружений АН РУз.

Установка УДН-150 жестко закреплена на бетонном фундаменте 2, заглубленном в грунтовое основание на 1м. Металлический груз 3, который собирается из цилиндрических железных брусков, сбрасывается с определенной высоты с помощью бомбосбрасывателя 4. Бомбосбрасыватель работает синхронно при подаче электрического сигнала, поступающего из осциллографа при включении системы. Груз после освобождения от троса 6 падает вниз по четырем направляющим стальным стержням 6, которые проходят через отверстия пластинок 7, удерживающих груз. Металлический груз падает на тензометрический стакан 8, который передает нагрузки через высокопрочный стальной шарик 9 на верхний поршень установки. Стальной шарик 9 обеспечивает централизацию удара груза. В необходимых случаях между стаканом и установкой могут быть использованы различные прокладки для изменения формы ударной нагрузки.

Направляющие стержни 6 жестко закреплены за верхнюю плиту 10 и за фундамент 2. Верхняя плита 10 установлена на четырех стойках-трубах 11. Вертикальность направления груза обеспечивается на верхней площадке 12 с помощью специальных приспособлений. Максимальная высота сбрасывания груза 8м.

После удара по УДН-150 груз 3 отскакивает от установки. Для устранения второго повторного удара созданы специальные приспособления, которые "ловят" груз после отскока от УДН-150.

Регулируя высоту сбрасывания груза, можно создавать динамическую нагрузку различной интенсивности и значения. Амплитуда нагрузки регулируется также весом груза. На верхнюю отметку груз поднимается с помощью троса 5 и лебедки вручную.

После удара, показания всех измерительных приборов и датчиков фиксировались с помощью осциллографов Н-115 и Н-117. Сигналы от датчиков в шлейфовые осциллографы Н-115 и Н-117 поступали через усилитель (тензостанцию) УТС-ВТ1-12/35 с несущей частотой 35 кГц. Гальванометры шлейфовых осциллографов подвергнуты проверке по заводской схеме с целью надежного определения их рабочей частоты. Показания всех датчиков записывались на фотобумагу с помощью указанных осциллографов.

При статическом нагружении грунта установка УДН-150 устанавливалась под пресс. При этом показания датчиков также записывались с помощью осциллографов, но в другом режиме.

Все измерительные тензометрические датчики перед опытами тщательно оттарировывались на специальных тарировочных установках с помощью различных приспособлений.

На установке УДН-150, по вышеописанной методике (рис.2.2) под руководством и при участии К.С.Султанова, была проведена серия опытов по динамическому и статическому сжатию образцов лессовых грунтов в диапазоне нагрузок $\sigma_{1\max}=0,4 - 0,5$ МПа. Результаты этих экспериментов автором этой работы взяты в качестве первой, экспериментальной базы для определения механических характеристик лессовых грунтов при низких (сейсмических) нагрузках с различными скоростями деформирования образцов грунтов.

2.2. Тарировочные характеристики измерительных датчиков, используемых на установке динамических нагружений.

Опыты на установке УДН-150 были проведены сотрудниками ИМСС АН РУз. Результаты этих экспериментов частично обработаны и использованы в работах [121, 122]. В настоящей работе проведена полная обработка некоторых результатов этих опытов. Перед началом опытов на УДН-150 все измерительные датчики, предназначенные для фиксирования изменений компонентов напряжения и деформации по времени, подвергались тарировке, то есть градуировались. Далее, во время серии опытов, через 7-10 нагружений проводились контрольные тарировки датчиков в целях проверки их тарировочных характеристик.

Основным требованием к тарировке датчиков является линейность их характеристик при воздействии нагрузок. Линейность характеристик датчиков, в основном, зависит от характеристики всего измерительного канала - от датчика (тензосопротивления) до осциллографа. Сюда входит цепь: чувствительный элемент (мембрана) – тензосопротивление усилитель гальванометр (осциллограф) и, естественно,

соединительные провода. В случае наличия какого-либо дефекта в этой цепи линейность характеристики канала, соответственно датчика, нарушается.

Кроме того, линейность характеристики измерительного канала зависит от тарировочных установок, приспособлений и т.д. Поэтому необходимо правильно подобрать тарировочные инструменты. Установка динамических нагрузений –(УДН-150) нами предлагается как основной инструмент для экспериментального определения напряженно–деформированного состояния грунтов в лабораторных условиях. Поэтому подробно остановимся на тарировочных характеристиках измерительных датчиков этой установки.

Кроме этого для достоверного получения экспериментальных результатов, существенное значение имеют методы тарировки измерительных датчиков.

Датчики для измерения напряжения для УДН-150 оттарировывались в масляной камере. Для этого специальный гидравлический, высокоточный пресс, предназначенный для проверки и градуировки манометров, был специально переоборудован. Это считается наиболее надежным способом тарировки датчиков напряжения [25, 26].

Для проведения тарировки датчиков напряжения, датчик помещается в масляную камеру. Затем вручную постепенно создается давление в масляной камере с помощью гидравлического насоса. Показание манометра, измеряющего давление в масляной камере, соответствует напряжению, действующему на чувствительный элемент (мембрану) датчика. При этом, измерительная цепь заранее подготавливается и включается в работу. С увеличением давления в масляной камере луч гальванометра в осциллографе начинает отклоняться от нулевой отметки. Зависимость давления в масляной камере от отклонения луча, измеренная в мм, дает тарировочную характеристику данного датчика напряжения. Тарировка каждого датчика повторялась 3-5 раза.

В табл.2.1 приведены условные обозначения датчиков, использованных в экспериментах на УДН-150. Здесь же указано место расположения этих датчиков согласно схемы на рис. 2.1. Приведены также значения тарировочных коэффициентов для каждого датчика K_T^σ и K_T^ϵ . Здесь K_T^σ - тарировочный коэффициент для датчика напряжения. Размерность этого коэффициента 10^5Па/мм , то есть $\text{кг/см}^2 \cdot \text{мм}$. Размерность K_T^ϵ датчика деформации $1/\text{мм}$. Здесь отметим, что в дальнейшем, после проведения эксперимента, полученные осциллограммы показаний этих датчиков, то есть отклонения луча осциллографа от нулевой линии в мм, умножаются на K_T^σ и K_T^ϵ , соответственно и получаем истинное значение напряжения в 10^5Па (кг/см^2)

и деформации в безразмерном виде.

Различные значения тарировочных коэффициентов в табл.2.1 соответствуют различным опытам. Значение тарировочных коэффициентов также регулируется коэффициентом усиления K_y . Значение коэффициента усиления устанавливается на тензостанции УТС ВТ-1-12/35. Установленные значения коэффициента усиления K_y , соответственно, фиксировались. Различные значения тарировочных коэффициентов в табл.2.1 связаны со значениями коэффициента усиления K_y в разных опытах. Характеристики самих датчиков, то есть измерительного канала, во всех опытах оставались постоянными.

Тарировочные характеристики датчика напряжения ДВ-9, установленного в центре верхнего поршня (рис.2.1), приведены на рис.2.3. Здесь P - давление (показание манометра) в маслянной камере, δ - отклонение луча осциллографа от нулевой линии. Из рис.2.3 видно, что тарировочная характеристика датчика напряжений ДВ-9 линейная. Цифры, указанные около кружков на рис. 2.3, соответствуют значениям тарировочных коэффициентов именно в этих точках. Эти цифры получены по формуле:

$$K_T^\sigma = P / \delta \quad (2.1)$$

При вычислении K_T^σ для точек (кружков), отмеченных на рис.2.3, значения P и δ в (2.1) брались как раз для этих точек (кружков). В общем, тарировочный коэффициент определяется тангенсом угла наклона линии на рис.2.3 по формуле:

$$K_T = \operatorname{tg} \alpha = P \delta \quad (2.2)$$

где α - угол между тарировочной прямой (линией) и осью абсцисс (δ). Значение тарировочного коэффициента для данного датчика $K_T^\sigma = 0,033$ кг/(см²мм). В случае значения коэффициента усиления $K_y=2$, значение $K_T^\sigma = 0,066$ кг/(см²мм), то есть первоначальное значение тарировочного коэффициента умножается на значение коэффициента усиления.

Тарировочные характеристики датчиков напряжения ДВ-9, ДП-5, ДН-14, ДН-19, ДК-1, ДК-5 приведены на рис. 2.3-2.8. Обозначения на рис. 2.8 такие же как на рис.2.3.

Из рис.2.3 – 2.8 видно, что тарировочные характеристики всех использованных в опытах датчиков напряжения линейные. Значения тарировочных коэффициентов для этих датчиков приведены в табл.2.1 и на рисунках.

Тарировочные характеристики датчиков деформации приведены на рис.2.9 - 2.11. Эти тарировочные характеристики получены с помощью специальных приспособлений, позволяющих измерять ход клиновидного штока (рис.2.1) датчика деформации, то есть абсолютное сжатие образца грунта. Ход штока измерялся с помощью микрометра (мессуры). Как видим, тарировочные характеристики всех трех датчиков деформации ДФ-1, ДФ-2, ДФ-3 линейные. Наклон этих линий к оси

абсцисс дает угол α . Тангенс этого угла - есть тарировочный коэффициент для перемещений и верхнего поршня относительно нижнего неподвижного поршня УДН-150. Это перемещение есть абсолютное сжатие образца грунта.

В опытах на УДН-150 фактически измеряется (фиксируется по времени) как раз значение этого перемещения. Чтобы найти деформацию образца грунта, полученные значения перемещения должны быть отнесены к первоначальной толщине образца грунта δ_0 .

Следовательно, u на рис.2.9 - 2.11 есть перемещение штока датчика, соответствующее перемещению верхнего поршня УДН-150 относительно нижнего поршня (рис.2.1).

Тарировочный коэффициент для датчика деформации ДФ-1 (рис.2.9), определяемый по формуле (2.2), равен $K_T^u = 0,08$ мм/мм. Значения тарировочного коэффициента деформации грунта вычисляются по формуле:

$$K_T^e = K_T^u / \delta_0 = u / \delta \delta_0 \quad (2.3)$$

где $\delta_0 = 30$ мм, первоначальная толщина образца грунта, размещенного в грунтоприемной камере УДН-150.

Аналогичным образом определены значения тарировочных коэффициентов для датчиков деформации ДФ-2 и ДФ-3 (рис.2.10 и 2.11). Значения этих коэффициентов приведены в табл.2.1 и на рис.2.10 и 2.11.

На рис.2.12 приведены тарировочные характеристики силового стакана, предназначенного для измерения напряжения удара на верхний поршень. Из рис.2.12 видно, что тарировочная характеристика силового стакана на начальном участке, до давления 2 МПа - нелинейная. Далее, при значениях давления от 2 до 20 МПа - линейная. Так как силовой стакан работает именно в диапазоне давлений от 2 до 20 МПа, нелинейным участком тарировочной характеристики этого датчика пренебрегаем. Тарировочные характеристики силового стакана определены с помощью механического пресса.

Таким образом, вышеприведенные тарировочные характеристики всех измерительных датчиков, полученных авторами эксперимента, показывают, что они в диапазоне изменения измеряемых величин являются линейными. Это подтверждает достоверность показаний этих датчиков. Недостатком методики тарировки датчиков, использованных на УДН-150, является их градуировка под статическими нагрузками. Однако, в настоящее время тарировка датчиков под динамическими нагрузками является существенно сложной технической задачей. Решение этой задачи является делом перспективы.

2.3. Некоторые результаты опытов, полученных на установке динамических нагружений.

Опыты на УДН-150 сотрудниками ИМСС под руководством профессора К.С.Султанова проводились с лессовыми грунтами нарушенной структуры. После тщательной тарировки измерительных датчиков они устанавливались на УДН-150. Далее образцы грунта размещались в грунтоприемной камере установки и тщательно, равномерно уплотнялись. Перед размещением образца грунта каждый раз измерялись и определялись удельная масса ρ_o , влажность W и грансостав грунта. В опытах эти характеристики грунтов были практически одинаковыми и имели следующие значения - $\rho_o=1500$ кг/м³, $W=14\%$. Грансостав грунта мелкозернистый с диаметром зерен 0,05 мм. Образцы грунта подвергались трехкратному нагружению. После третьего удара по образцу грунта, он заменялся новым образцом, и опыт повторялся. Повторность одинаковых опытов была тридцатикратной.

В результате серии экспериментов при одинаковых нагружениях было получено 120 записей осевых напряжений $\sigma_1(t)$. Осевые напряжения записывались четырьмя датчиками напряжения ДВ-9, ДП-5, ДН-14, ДН-19 тридцать раз, потому что было проведено тридцать опытов. Аналогично этому, общее количество записей осевых деформации $\varepsilon_1(t)$, произведенных тремя датчиками деформации ДФ-1, ДФ-2 и ДФ-3, при одинаковых нагружениях (ударах) равняется 90. Записи боковых напряжений $\sigma_2(t)$ по показаниям датчиков ДТ-1 и ДТ-5 при одинаковых нагружениях равны 60. Имеется также 30 записей изменения напряжения по времени, полученных по показаниям силового стакана.

Если учесть, что нагружение каждого образца грунта было трехкратным, то количество записей, соответственно, будет для $\sigma_1(t)$ - 360, для $\varepsilon_1(t)$ - 270, для $\sigma_2(t)$ 120 и для силового стакана - 90.

Естественно, обработка такого количества опытных данных - достаточно трудоемкая задача. Поэтому для определения механических свойств лессовых грунтов автором настоящей работы обрабатывались лишь результаты, проведенных другими авторами опытов по первому нагружению (первому удару) образцов грунта. Благодаря значительной пластической деформации грунта при первом, втором и третьем нагружении (ударах) этого же образца грунта значения осевых и боковых напряжений, а также осевых деформаций, были другими. Результаты опытов при повторных нагружениях грунтов могут быть использованы для других целей, поэтому они остались за рамками данной работы. Таким образом, в дальнейшем речь будет идти только о результатах опытов, полученных при первом нагружении (ударе) образцов лессовых грунтов нарушенной структуры. Здесь необходимо

особо отметить, что обработка результатов экспериментов были начаты автором работы [121,122]. Нами продолжены эти работы и они завершены до логического конца.

Полученные записи показаний датчиков (осциллограммы) оцифровывались с помощью цифровальной машины. Далее эти данные, то есть результаты оцифровки осциллограмм напряжений и деформаций, были введены в память ПЭВМ. Определение фактических значений напряжений σ_1 , σ_2 деформаций ε_1 производились на ПЭВМ умножением на соответствующие значения записей датчиков на осциллограмме. Значения тарировочных коэффициентов также устанавливались с помощью ПЭВМ. В дальнейшем в результате визуального взаимного сопоставления фактических зависимостей $\sigma_1(t)$ отобраны наиболее близкие друг другу 40 зависимостей $\sigma_1(t)$. Эти зависимости осевого напряжения σ_1 от времени t приведены на рис.2.13, 2.14. Таким образом, зависимости $\sigma_1(t)$, приведенные на рис.2.13, 2.14 и построенные на ЭВМ, достаточно близки. Разброс опытных данных, согласно значениям напряжений, приведенных на рис.2.13, 2.14, составляет 10-15%. Это вполне допустимо для опытов по динамическому нагружению образцов грунтов [25,26].

Из рис.2.13, 2.14 видно, что значение осевых напряжений сначала нарастает до максимума, а после достижения своих максимальных значений спадает. Время нарастания до максимума составляет 0,035-0,04 сек. Время спада равно 0,07-0,08 сек, отсюда следует, что интенсивность возрастания осевых напряжений больше, чем интенсивность их спада. В некоторых случаях в стадии возрастания напряжения разброс опытных данных небольшой, а в стадии спада в два раза больше. При сбрасывании груза весом 1050 Н на образец лессового грунта с высоты 10 см максимальное значение напряжений σ_1 достигает в среднем 0,4МПа, следовательно, скорость нагружения $d\sigma_1/dt = 10$ МПа/сек. В проведенных опытах разброс максимальных значений напряжений составляет - от 0,40 МПа до 0.48 МПа.

Скорость нагружения 10 МПа/сек или 100 кг/(см² сек) соответствует средним скоростям нагружения. Для увеличения скорости нагружения необходимо увеличить высоту сброса груза. В результате, это приводит к увеличению максимальных значений нагружения. В проведенных сериях экспериментов заранее планировалось исследование низких уровней напряжений, поэтому приходится ограничиваться полученными значениями скоростей нагружений.

Соответствующие изменениям напряжений $\sigma_1(t)$, приведенные на рис. 2.13, 2.14, изменения деформаций ε_1 (40 зависимости $\varepsilon_1(t)$) показаны на рис 2.15, 2.16. Осевые деформации ε_1 , также как осевые напряжения σ_1 , сначала нарастают до максимума, затем спадают. В

отличие от напряжений σ_1 деформации не уменьшаются до нуля. Они падают до определенного значения $\varepsilon_{\text{ост}}$ и на этом значении остаются постоянно. Значение $\varepsilon_{\text{ост}}$ называется остаточным значением деформации, оно характеризует пластические свойства лессового грунта. Значение $\varepsilon_{\text{ост}}$ в опытах равнялось 0,03-0,04. Значения остаточной деформации составляют 60% от максимального значения деформаций $\varepsilon_{1\text{max}}^{\text{cp}} = 0.058$. Достаточно высокий процент остаточных значений деформации, полученный в опытах, показывает, что образцы грунта, использованные в опытах, обладали высокими пластическими свойствами.

Максимальные значения деформации достигаются в опытах при $t=0,05$ сек. Разброс опытных данных на участке спада больше, чем на участке возрастания $\varepsilon_1(t)$. Это объясняется неравномерностью уплотнения грунта по всему объему, так как при уплотнении грунта перед опытом вручную невозможно достичь равномерного уплотнения по всему объему образца грунта. В результате, после снятия нагрузки, разгрузка грунта происходит в разных опытах по разному. Из-за неравномерности уплотнения упругие свойства грунтов по всему объему грунта проявляются неодинаково.

В отличие от напряжения σ_1 , деформации ε_1 достигают своего максимального значения с некоторым опозданием. Если максимальные значения напряжений достигаются при $t=0,03-0,04$ сек, то максимальные значения деформации достигались при $t=0,05$ сек. Скорость деформации в опытах равнялась 1сек^{-1} . Данное значение скорости деформирования грунта достаточно высокое, если учесть, что предельное значение скорости деформирования для лессовых грунтов, как уже отмечалось выше, равняется $d\varepsilon/dt = 15-30\text{сек}^{-1}$.

Сопоставление опытных зависимостей $\sigma_1(t)$ и $\varepsilon_1(t)$, приведенных на рис.2.13-2.16, показывает, что характерным для них является образование остаточных деформаций грунта и достижение максимальных значений напряжения и деформаций в разное время. Запоздывание по времени при достижении максимальных значений деформации было обнаружено и ранее в работах [42-45]. Образование остаточных (пластических) деформаций и достижение максимальных значений напряжений и деформаций в разное время являются самыми характерными свойствами лессовых грунтов.

Используя зависимости $\sigma_1(t)$ и $\varepsilon_1(t)$ и исключая из них время, построим диаграммы сжатия грунта $\sigma_1(\varepsilon_1)$ (рис.2.17, 2.18).

Из динамической диаграммы сжатия $\sigma_1(\varepsilon_1)$, приведенной на рис.2.17, 2.18, видно, что небольшой разброс опытных данных для $\sigma_1(t)$ и $\varepsilon_1(t)$ приводит к значительному расхождению зависимостей $\sigma_1(\varepsilon_1)$. Это обстоятельство еще раз подтверждает необходимость тщательного проведения опытов при получении опытных зависимостей $\sigma_1(t)$ и $\varepsilon_1(t)$.

Это обстоятельство еще раз подтверждает, что точные серийные значения зависимостей $\sigma_1(t)$ и $\varepsilon_1(t)$, по видимому, можно получить только в лабораторных условиях.

Для диаграмм динамического сжатия образцов лессовых грунтов, приведенных на рис.2.17, 2.18, характерным является достижение максимальных значений напряжений и деформаций в разное время и образование остаточных деформаций. Отмеченные выше свойства грунта в зависимостях $\sigma_1(\varepsilon_1)$ проявляются более ярко и наглядно. Запаздывания максимума деформаций, то есть достижение максимума деформации после достижения максимума напряжения, в работах [42, 43] объяснялось проявлением вязких свойств грунтов. Соответственно, был разработан закон деформирования грунта (модель), учитывающий эти свойства [42]. Далее, с учетом указанных свойств грунтов, были разработаны аналогичные уравнения состояния грунтов другими авторами [25,26].

Диаграммы сжатия грунтов, приведенные на рис.2.17, 2.18, вполне соответствуют закону упруговязкопластического деформирования грунта, предложенного Г.М.Ляховым [42].

Исходя из этого, механические свойства лессовых грунтов, как будет показано далее, определяются на основе упруговязкопластической модели Г.М.Ляхова.

На рис. 2.19, 2.20 приведены записи датчиков напряжений ДК-1 и ДК-5, установленных на кольце грунтоприемной камеры УДН-150. Эти датчики фиксировали изменения боковых напряжений в грунте.

Изменения боковых напряжений σ_2 по времени t качественно существенно не отличаются от зависимостей, а количественно они разные. Максимальные значения боковых напряжений достигаются при $t=0,04$ сек и равны 0,15-0,17 МПа. Следовательно, значение коэффициента бокового давления для данного образца лессового грунта равняется $K\sigma = \sigma_{2\max} / \sigma_{1\max} = 0.33-0.4$. Значение коэффициента бокового давления указывает также на высокую пластичность лессового грунта, использованного в опытах на УДН-150.

Таким образом, полученные опытные зависимости $\sigma_1(t)$, $\varepsilon_1(t)$, $\sigma_1(\varepsilon_1)$ и $\sigma_2(t)$ на УДН-150 при динамических нагружениях показывают, что лессовые грунты даже при низких уровнях напряжений, равных $\sigma_{1\max} \approx 0,4-0,5$ МПа, обладают вязкими и пластическими свойствами. Проявления этих свойств лессового грунта, естественно, зависят от влажности и плотности образцов грунта и нарушенности его первоначальной природной структуры. Влияние последних факторов остается за пределами наших исследований и является делом перспективы. В рамках полученных результатов экспериментов для рассматриваемого образца лессового грунта с достаточной уверенностью можно подтвердить, что закон деформирования $\sigma_1(\varepsilon_1)$ адекватно соответствует закону упруговязкопластической среды,

предложенному Г.М.Ляховым. В дальнейшем на основе этого закона определяем механические характеристики лессового грунта. Полученные опытные данные позволяют определить значение одной из механических характеристик грунта - коэффициента бокового давления K_σ . На основе опытных данных значение $K_\sigma = 0,33-0,4$. Для определения механических характеристик лессового грунта на основе модели Г.М.Ляхова необходимы опытные диаграммы статического сжатия грунта.

Статические эксперименты также проводились в лабораторных условиях на УДН - 150, для проведения которых установка подготавливается к работе также как и при динамических экспериментах. Здесь меняется только нагрузка, действующая на грунт. Нагрузка создавалась с помощью гидравлического пресса. Значение нагрузки контролировалось с помощью манометра в гидропрессе. Максимальная нагрузка, действующая на образец грунта, ограничивалась 0,5-0,6 МПа, исходя из результатов динамических опытов.

Показания всех датчиков УДН-150 при статических опытах также записывались на фотобумагу. Система измерительных приборов и аппаратура при статических экспериментах оставались такими же, как и при динамических опытах.

Результаты записей датчиков осевых напряжений ДВ-9, ДП-5, ДН-14 и ДН-19 приведены на рис.2.21, 2.22, где показаны изменения осевых напряжений σ_1 по времени (40 зависимостей). Повторность статических опытов тридцатикратная, то есть такая же как при динамических опытах. Из 120 записей указанных датчиков, измеряющих осевые напряжения, отобраны 40 наиболее близких друг другу. Аналогичным образом отобраны 40 записей датчиков деформаций ДФ-1, ДФ-2, ДФ-3 и 40 записей датчиков боковых напряжений ДК-1 и ДК-5. Записи силовых стаканов, как при динамических, так и при статических опытах, из-за ненадобности не приведены. Они необходимы для обработки результатов опытов по методике, рассмотренной в [25,26].

Изменения осевых напряжений по времени при статических нагружениях (рис.2.21, 2.22) отличаются от аналогичных зависимостей при динамических нагружениях существенно большим временем нарастания до максимума, затем спада. Время нарастания до максимума при статических нагружениях составляет 12-13 сек, а время спада - 18-17 сек. Скорость нагружения, при этом, равняется 0,04-0,05 МПа/сек 0,4-0,5 кг/(см² сек). Эти значения соответствуют низким значениям скорости нагружения. Они, по сравнению с динамическими опытами, в 250 раз меньше.

Разброс статических результатов опытов, по сравнению с динамическими, небольшой 5-10%. При статических экспериментах удается лучше управлять процессом деформирования грунта, чем при,

динамических опытах, этим обстоятельством объясняется и меньший разброс в опытных данных.

Соответствующие зависимости осевых деформаций ε_1 от времени t приведены на рис.2.23, 2.24. Мы видим, что также как при динамических опытах, деформация сначала нарастает до максимума, затем спадает до постоянного остаточного значения. Интенсивность спада меньше, чем интенсивность нарастания деформаций. Остаточные значения деформации здесь также составляют 60% от максимального значения деформации. Разброс в значениях статических деформаций составляет 10-15% и он больше в стадии разгрузки, чем в стадии нагрузки.

Скорость деформирования $d\varepsilon/dt$ по результатам статических опытов, приведенных на рис.2.23, 2.24, составляет $0,01 \text{ сек}^{-1}$. Это значение в 100 раз меньше, чем значение скорости деформирования в динамических опытах. Максимальные значения деформации $\varepsilon_{1\text{max}} = 0,14$ в статических опытах достигаются при $t=15$ сек (рис.2.23, 2.24). Время достижения максимальных значений напряжения и деформации здесь также разное. При этом, время достижения максимума деформации больше, чем время достижения максимума напряжения, на 2-3 сек. Это соответствует тому, что максимальная деформация в статике в 2-3 раза больше, чем в динамике.

Диаграммы статического сжатия грунтов, построенные с использованием зависимостей $\sigma_1(t)$ и $\varepsilon_1(t)$ (рис.2.21, 2.24), приведены на рис.2.25, 2.26. Статические зависимости $\sigma_1(\varepsilon_1)$ также как динамические, характеризуются тем, что в них максимальные значения напряжения и деформаций не совпадают. Наблюдаются большие значения остаточных деформаций, характеризующие существенную пластичность грунта в опытах, большой разброс опытных данных, по сравнению с разбросом в зависимостях $\sigma_1(t)$ и $\varepsilon_1(t)$. Максимальные значения напряжения и деформации составляют отличие статических диаграмм от динамических и, следовательно, различные наклоны разгрузочной ветви диаграмм к оси деформаций. Разгрузки, как при статических, так и при динамических нагружениях, практически одинаковые. Из-за большого разброса опытных данных на участке разгрузки, затруднительно точно определить наклон разгрузочной ветви диаграммы к оси деформаций.

В целом, основные характеристики динамических диаграмм сжатия грунта при статических нагружениях сохраняются. Это несовпадение максимума напряжений с максимумом деформаций, значительные остаточные деформации, отличие наклонов разгрузочной ветви диаграммы от наклона нагрузочной ветви к оси деформаций. Все эти свойства деформирования грунта, как уже отмечалось выше, укладываются в рамки упруговязкопластической модели Г.М.Ляхова.

Изменение боковых напряжений по времени при статических

нагружениях приведены на рис.2.27, 2.28. Максимальные значения боковых напряжений по времени при статистических опытах равнялись 0,17-0,23МПа (рис.2.27, 2.28). Значение коэффициента бокового давления равняется $K_\sigma = 0,4$. Данное значение коэффициента бокового давления незначительно превышает значение коэффициента бокового давления, полученного при динамических опытах. Это объясняется большей возможностью проявления гидравлических свойств грунта при статических нагружениях. Трансформация тензора напряжения при статических нагружениях успевает проявляться в отличие от опытов при динамических нагружениях. Разброс опытных данных в зависимостях $\sigma_2(t)$ также составляет 5-10%.

Приведенные опытные зависимости $\sigma_1(t), \sigma_2(t), \varepsilon_1(t), \sigma_1(\varepsilon_1)$ при динамических и статических нагружениях позволяют обработать их методами математической статистики. Отметим, что повторность опытных данных существенно повышает достоверность полученных результатов экспериментов. Этому же способствует статистическая обработка результатов опытов, еще больше повышающая их достоверность.

Приведенные выше результаты опытов, полученные на УДН-150 при статических и динамических нагружениях, и их высокая повторность, позволяют применять методы математической статистики при их обработке.

Следуя [122] проведем результаты статистической обработке вышеприведенных результатов серийных экспериментов.

В сущности, она заключается в определении доверительных интервалов для опытных данных как случайных величин. Если опытные данные находятся внутри доверительных интервалов, то они достоверны, в противном случае они недостоверны.

Однако для определения доверительных интервалов для опытных данных необходимо знать закон распределения случайных величин. В качестве случайных величин здесь рассматриваются опытные значения напряжений и деформаций, приведенные на рис.2.13-2.28.

В большинстве случаев закон распределения опытных данных принимается нормальным. Хотя допущения о нормальном распределении случайных величин всегда необходимо проверять. Проверку допущения о нормальном распределении можно осуществить с помощью критерия Уилка-Шапиро [105,106].

Чтобы использовать критерий Уилка-Шапиро для случайной выборки объемом in , когда $in \leq 50$, с наблюдаемыми значениями $\sigma(1), \sigma(2), \dots, \sigma(in)$ поступаем следующим образом [105-107,122]:

1. Располагаем полученные наблюдения, таким образом, чтобы получить упорядоченную выборку значений $\sigma(1), \sigma(2), \dots, \sigma(in)$ где $\sigma(1) \leq \sigma(2) \leq \dots \leq \sigma(in)$.

2. Вычисляем значения S^2 по формуле:

$$S^2 = \sum_{i=1}^{in} (\sigma_i - \bar{\sigma})^2 = \sum_{i=1}^{in} \sigma_i^2 - \frac{(\sum_{i=1}^{in} \sigma_i)^2}{in}; \quad (2.4)$$

$$\text{где } \bar{\sigma} = \frac{1}{in} \sum_{i=1}^{in} \sigma_i$$

3. Если in (количество опытов или число выборок) четное число, принимаем $ik = in/2$; если in – нечетное число, принимаем $ik = (in - 1)/2$. Затем вычисляем значения b по формуле:

$$b = a_{in}(\sigma_{in} - \sigma_1) + a_{in-1}(\sigma_{in-1} - \sigma_2) + \dots + a_{in-i+1}(\sigma_{in-i+1} - \sigma_i) \quad (2.5)$$

где значения коэффициентов уравнения (2.5) a_{in-i+1} для $i=1, 2, \dots, ik$ берутся из соответствующей таблицы, приведенной в [105], соответственно, для $in=40$ (число выборок) в нашем случае.

Вычисляем значения критерия Уилка-Шапиро по формуле:

$$W_S = \frac{b^2}{S^2} \quad (2.6)$$

Из соответствующей таблицы [105] для $in=40$ подбираем значения W_{min} . Далее значение W_S сопоставляется со значением W_{min} и из этой же таблицы определяется значение α_n , то есть вероятность того, что распределение рассматриваемых случайных величин является нормальным.

5. Полученное значение α_n корректируется следующим образом. Вычисляется значение Z_S по формуле:

$$Z_S = \gamma_w + \eta_w \ln\left(\frac{W_S - \varepsilon_t}{1 - W_S}\right), \quad (2.7)$$

где значения коэффициентов γ_w, η_w и ε_t для $in = 40$ (для наших выборок) подбираются из соответствующей таблицы [105].

7. Согласно значениям Z_S по таблице, приведенной в [105], уточняются значения α_n . Если значение $\alpha_n \geq 0.5$, то вероятность того, что рассматриваемая выборка опытных данных подчиняется нормальному закону распределения, считается высокой.

Затем на основе допущения нормальности распределения случайных величин определяются значения доверительных интервалов, согласно методике [107].

В случае нормальности распределения случайных величин, доверительные интервалы определяются следующим образом.

8. Определяем оценки математического ожидания по формуле:

$$\bar{m} = \frac{\sum_{i=1}^{in} \sigma_i}{in} \quad (2.8)$$

9. Определяем оценки дисперсии по формуле:

$$\bar{D} = \frac{\sum_{i=1}^{in} (\sigma_i - \bar{m})}{in} \quad (2.9)$$

10. По соответствующей таблице [107] определяем значения коэффициента Стьюдента t_o , в зависимости от значения α_n - вероятности нормального распределения случайных величин и значения $in - 1$.

11. Определяем половину ширины доверительного интервала по формуле:

$$\varepsilon_\beta = t_\beta \sqrt{\bar{D} / in} \quad (2.10)$$

12. Определяем доверительный интервал для математического ожидания по формуле:

$$I_\beta = (\bar{m} - \varepsilon_\beta; \bar{m} + \varepsilon_\beta) \quad (2.11)$$

13. Аналогично определяем доверительный интервал для дисперсии по формуле:

$$I_D = \left(\frac{\bar{D}}{x_1^2}; \frac{\bar{D}}{x_2^2} \right), \quad (1.12)$$

где значения x_1^2 и x_2^2 берутся из соответствующей таблицы [107], в зависимости от значений коэффициентов $P_1=0.5 \alpha_D$ и $P_2=1-0.5 \alpha_D$ при $in-1$.

Границы доверительного интервала для дисперсии строятся от значения \bar{D} , а для математического ожидания - от значения \bar{m}

Таким образом, согласно вышеприведенной методике, описанной в [105-107,122] можно провести статистическую обработку результатов экспериментов, полученных на УДН-150. В формулах (2.4) -(2.12) место случайного значения напряжения σ в определенных случаях необходимо использовать значения $\sigma_1, \varepsilon_1, \sigma_2$ и так далее. Согласно приведенной методике и алгоритму, разработана программа статистической обработки опытных данных на алгоритмическом языке ФОРТРАН, которая реализована на ПЭВМ Р-4. Необходимо отметить, что для каждого момента времени в опытных зависимостях $\sigma_1(t), \varepsilon_1(t), \sigma_2(t)$ имеются 40 случайных величин (выборок). Таких моментов времени в нашем случае 50, то есть доверительные интервалы должны строиться 50 раз, для каждого момента времени отдельно. Статистическая обработка результатов многочисленных опытов, полученных на УДН-150, выполняется на ЭВМ по разработанной методике. Далее рассмотрим результаты статистической обработки результатов опытов.

Статистическая обработка результатов опытных данных, полученных, на УДН-150, проведена с использованием разработанной программы на основе вышеприведенной методики. Так как отобраны 40 кривых зависимостей $\sigma_1(t)$, $\varepsilon_1(t)$, $\sigma_2(t)$, то повторяемость опытных данных для каждого момента времени равна 40. Следовательно, количество выборок (случайных величин) для каждого момента времени также равно 40. Моментов времени, выбранных из записей осциллограмм по показаниям датчиков, 50.

Таким образом, имеем 50 выборок случайных чисел с 40 разовым повторением. Это достаточно хорошая выборка случайных чисел (опытных данных) для статической обработки.

По результатам статистической обработки опытных данных определялись вероятность нормального распределения опытных данных, математическое ожидание, дисперсия и доверительные интервалы, как для математического ожидания, так и для дисперсии.

Результаты расчетов показали, что вероятность допущения закона распределения опытных данных для всех выборок равнялась $\alpha_n=0,6-0,8$. Это достаточно высокая вероятность, которая дает основание полагать, что закон распределения опытных данных является нормальным.

Значение математического ожидания для выборок (среднеарифметическое значение опытных данных) и для рассмотренных моментов времени результатов динамических опытов, приведены на рис.2.29-2.31, а на рис.2.32-2.34 для результатов статических опытов.

На этих рисунках показаны доверительные интервалы для математического ожидания в виде вертикальных линий. Из рис.2.29-2.34 видно, что доверительные интервалы для математического ожидания довольно широкие. Это означает, что вероятность попадания опытных точек в случайный интервал измерения этого параметра высокая. Однако ширина доверительных интервалов для разных моментов времени разная. Этот интервал более широк при максимальных значениях напряжений и при остаточных значениях деформаций. Ширина доверительных интервалов для динамических и статических опытов примерно одинакова.

Результаты статистической обработки опытных данных, приведенных на рис.2.29-2.34, показывают, что опытные данные с большой достоверностью (вероятностью) попадают в доверительные интервалы. Это подтверждает высокую надежность экспериментальных исследований, полученных на УДН-150.

Используя осредненные значения (математическое ожидание) опытных данных, построим диаграмму динамического и статического сжатия лессового грунта, использованного на УДН-150. Эти диаграммы приведены на рис.2.35. Из рис.2.35 видно, что наклон кривых нагру-

жения к оси деформаций при динамическом и статическом нагружении различен. Начальные участки этих диаграмм нагружения аппроксимируем прямыми линиями. Они составляют динамическую- E_D и статическую- E_S модули сжатия грунта. Согласно рис.2.35, значение динамического модуля сжатия больше, чем значение статического модуля сжатия грунта примерно в 2,5 раза. Аналогично можно определить модули разгрузки лессового грунта при динамических и статических нагружениях. Аппроксимируя ветки зависимостей $\sigma_1(\varepsilon_1)$ при разгрузке прямыми линиями, получаем, что значения модуля разгрузки при динамике больше, чем при статике, примерно в 1,5 раза.

В целом, диаграммы сжатия лессового грунта, даже при низких значениях нагрузок, как в динамике, так и в статике, не линейны. Как уже отмечалось, максимальные значения напряжения не совпадают с максимальными значениями деформации, как при динамике, так и при статике. Модули динамического и статического сжатия значительно отличаются друг от друга. Модуль разгрузки не совпадает с модулем сжатия. Эти качественные характеристики закономерностей сжатия лессового грунта полностью совпадают с характеристиками упруго-вязко-пластической среды, модель которой разработана Г.М.Ляховым. Это дает основание для определения механических характеристик лессовых грунтов на основе модели грунта как упруго-вязко-пластической среды, предложенной Г.М.Ляховым. Результаты статистической обработки опытных данных, полученных на УДН-150, не противоречат тому утверждению, ранее принятому на основе совокупности результатов эксперимента.

Выводы по главе

1. Построены изменения напряжений и деформаций по времени, полученные экспериментально другими авторами при динамических и статических нагружениях образцов лессовых грунтов на УДН-150.
2. На основе известной методики статистической обработки опытных данных, составлена программа для ЭВМ и она реализована на ПЭВМ Р-4.
3. Проведена статистическая обработка результатов опытов на ЭВМ. Определена вероятность допущения нормальности закона распределения опытных данных как случайных величин. Определены доверительные интервалы (доверительные вероятности) для математического ожидания результатов эксперимента.
4. Полученная диаграмма сжатия лессового грунта показывает, что закономерности деформирования рассматриваемого грунта соответствуют упруго-вязкопластической модели среды, предложенной Г.М.Ляховым.

3. ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ КВАЗИСТАТИЧНОСТИ ЭКСПЕРИМЕНТОВ, НА ОСНОВЕ КОТОРЫХ ОПРЕДЕЛЯЮТСЯ МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТОВ.

3.1. Основные уравнения деформирования грунта при его динамическом сжатии на установке динамических нагрузений.

Согласно принципиальной схеме установки УДН-150 (рис.2.1) динамическое сжатие грунта в опытах осуществлялось движением верхнего поршня. Нижний поршень всегда оставался неподвижным. В случае необходимости предварительного сжатия грунта, движение нижнего поршня производится до опыта по динамическому нагружению. После предварительного сжатия грунта нижний поршень остается неподвижным. В опытах при сжатии грунта на УДН-150 всегда движется только верхний поршень.

Сжатие грунта на УДН-150 осуществляется по следующей схеме: на слой грунта, лежащего на жесткой неподвижной плоскости, действует динамическая нагрузка. Процесс деформирования грунта в установке одномерный, так как нагрузка равномерно действует по всей верхней плоскости слоя грунта.

Схематически это изображено в плоскости x, t на рис.3.1. Здесь x - пространственная координата, направленная по оси цилиндрического образца грунта в УДН-150, t - время. Из приведенных во второй главе настоящей работы результатов опытов следует, что датчик, расположенный в центре верхнего поршня ДВ-9, регистрирует изменение напряжения, меняющегося от нуля до максимума и далее опять до нуля, т.е. непрерывно. Изменение этого напряжения, действующего в направлении оси x , показано схематически на рис.3.1 в виде функции $\sigma = \sigma(t)$. Данная нагрузка действует на верхнюю плоскость слоя грунта, расположенного в грунтоприемной камере УДН-150, равномерно, из чего следует одномерность динамического, а также статического процесса сжатия грунта. Боковые стенки грунтоприемной камеры имеют достаточную гладкость, что позволяет принять силы трения между грунтом и боковой стенкой равным нулю. Исходя из этого силами трения грунта о боковую поверхность пренебрегаем.

Слой грунта толщиной 3 см расположен на расстоянии $0 - x_*$ (рис.3.1). На расстоянии $x = x_*$ находится верхняя плоскость нижнего, абсолютно жесткого, неподвижного поршня. Эту плоскость также можно считать неподвижной преградой.

По результатам опытов, приведенных выше, грунт считается упруговязкопластическим. Волновая картина, соответствующая этому случаю, изображена на рис.3.1.

При $t=0$ на слой грунта начинает действовать нагрузка $\sigma = \sigma(t)$. По невозмущенному грунту распространяется волна. Фронт этой волны

(рис.3.1) является границей областей 0,1 (0 - область покоя, 1 - область возмущения). Затем этот фронт отражается от нижнего неподвижного поршня и образует область 4. Под действием нагрузки $\sigma = \sigma(t)$ в грунте образуются пластические деформации. Следовательно, по грунту распространяется пластическая волна. Фронту пластической волны соответствует граница областей 1,2. Эта же граница является границей упругого и пластического деформирования грунта.

После достижения нагрузкой $\sigma = \sigma(t)$ максимума, образуется еще один фронт (граница областей 2,3)- фронт максимума напряжений в грунте. При $\sigma = \sigma(t) = 0$ по грунту распространяется фронт волны разряжения или разгрузки (граница областей 3,10). Указанные выше фронты, отражаясь от нижнего поршня ($x = x_*$) и от верхнего поршня, который расположен при $x = 0$, образуют множество областей 5, 6, 7, 11 - 21 и так далее.

Благодаря тому, что действующая на слой грунта нагрузка $\sigma = \sigma(t)$ непрерывная, данные фронты являются линиями слабого разрыва, то есть на этих фронтах параметры волн не имеют скачков (разрывов). Лишь первые производные параметров волн на этих фронтах могут иметь разрывы, поэтому они и называются линиями слабого разрыва. Это обстоятельство, как будет показано в дальнейшем, существенно облегчает решение теоретической задачи соответствующей динамическому сжатию слоя грунта на УДН-150.

На рис. 3.1 все фронты волн изображены прямыми линиями. Линейность фронтов волн, в основном, зависит от конкретного вида уравнения состояния грунта. В случае линейности или даже кусочно-линейности уравнения состояния грунта, по которой определяются механические характеристики грунтов, фронты волн остаются линейными (рис. 3.1). В противном же случае эти фронты - нелинейные. В случае нелинейности фронтов (рис. 3.1) задача динамического сжатия образца грунта на УДН-150 существенно осложняется. Поэтому волновая картина на рис. 3.1 и, следовательно, постановка задачи, соответствующей рассматриваемому случаю, непосредственно зависят от уравнения состояния или закона деформирования грунта, на основе которых определяются механические характеристики грунтов.

Во второй главе исследования было показано, что процесс динамического деформирования грунта в опытах, проводимых на УДН-150, является упруговязкопластическим. Исходя из этого, выбираем модель грунта адекватную этому процессу.

Согласно анализу уравнения состояния грунтов [27, 29, 30, 41 – 45] наиболее совершенным законом деформирования грунтов, учитывающим пластическое деформирование грунта и его вязкие свойства при изменении объема, является закон, предложенный Г.М.Ляховым. Рассмотрим данный закон применительно к процессу

деформирования лессовых грунтов на УДН-150, то есть определим механические характеристики лессового грунта на основе модели Г.М.Ляхова.

Модель упруговязкопластической среды, предложенная Г.М.Ляховым имеет следующий вид:

$$\begin{aligned} \frac{d\varepsilon}{dt} + \mu\varepsilon &= \frac{d\sigma}{E_D dt} + \mu \frac{\sigma}{E_S} \quad \text{при} \quad \frac{d\sigma}{dt} > 0, \quad \frac{d\varepsilon}{dt} > 0; \\ \frac{d\varepsilon}{dt} + \mu\varepsilon &= \frac{d\sigma}{E_R dt} + \mu\sigma \left(\frac{1}{E_S} - \frac{1}{E_D} + \frac{1}{E_R} \right) + \mu\sigma_m \left(\frac{1}{E_D} - \frac{1}{E_R} \right) \quad (3.1) \\ \text{при} \quad \frac{d\sigma}{dt} < 0, \quad \frac{d\varepsilon}{dt} > 0; \\ \frac{d\varepsilon}{dt} &= \frac{d\sigma}{E_R dt} \quad \text{при} \quad \frac{d\sigma}{dt} < 0, \quad \frac{d\varepsilon}{dt} < 0; \end{aligned}$$

где E_D - модуль динамического сжатия грунта, E_S - модуль статического сжатия грунта, E_R - модуль разгрузки, μ - параметр вязкости, который связан с коэффициентом вязкости соотношением

$$\mu = \frac{E_D E_S}{\eta(E_D - E_S)}, \quad (3.2)$$

где η - коэффициент вязкости грунта при изменении его объема, σ_m - максимальное напряжение в частице грунта.

В (3.1) напряжение σ и деформация ε соответствуют напряжениям σ_1 и деформациям ε_1 в опытах. Для упрощения записи (3.1) индексы опущены. Деформация ε , применительно к опытам на УДН-150, однозначно определяет изменение объема слоя грунта. По этому она может рассматриваться как объемная деформация, а σ - как давление. В этом случае $\sigma = -P$, где P - давление. Отсюда следует, что уравнение состояния грунта (3.1) - это закон изменения шаровой части тензора напряжения, то есть закон объемного деформирования грунта.

Из (3.1) видно, что в этом случае основными механическими характеристиками грунта являются E_D , E_S , E_R и μ или η . Значит, основной нашей задачей является достоверное определение значений этих характеристик грунта на основе результатов экспериментов, приведенных выше.

До настоящего времени значения перечисленных выше или других (на основе других уравнений состояния грунтов) механических характеристик грунтов определялись непосредственно по результатам опытов по показаниям диаграмм сжатия грунтов.

Однако, на рис.3.1 видно, что динамическое сжатие грунта на установках динамических нагрузений типа УДН-150 или других типов - процесс достаточно сложный, который сопровождается довольно сложной волновой картиной. На значения напряжения, а также деформации в различных точках образца грунта по оси x , влияют как

отраженные от нижнего и верхнего поршня волны, так и их наложения. В результате, мы можем получить не истинные значения механических характеристик грунта, а кажущиеся их значения, образованные в результате наложения падающих и отраженных волн.

Влияние волновых процессов на значения механических характеристик грунтов определяется квазистатичностью процесса деформирования грунта на УДН-150. Несмотря на оценку квазистатичности процесса деформирования грунта на УДН-150 [25,26], это условие нуждается в оценке исследования волнового процесса в образце грунта, находящегося под динамической нагрузкой на УДН-150. Кроме этого, именно сложность волнового процесса в грунте при его динамическом сжатии в лабораторных установках типа УДН-150 требует определения механических характеристик грунта по решению задачи, соответствующей постановке опыта, а не по диаграммам сжатия непосредственно.

Для определения механических характеристик грунтов из решения задач о динамическом сжатии грунта на УДН-150, необходимо решить уравнение движения грунта, которое имеет вид:

$$\rho_0 \frac{\partial v}{\partial t} - \frac{\partial \sigma}{\partial x} = 0, \quad \frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = 0; \quad (3.3)$$

где ρ_0 - начальная плотность грунта, v - скорость частиц грунта при сжатии.

Уравнение одномерного движения грунта в УДН-150 (3.3) последовательно замыкается уравнениями состояния грунта (3.1). В замкнутой системе уравнений (3.3), (3.1) неизвестными являются σ , ε и v , которые называются параметрами волн в грунте или параметрами напряженно-деформированного состояния грунта на УДН-150.

Для решения системы дифференциальных уравнений (3.3),(3.1) необходимы начальные и граничные условия. Начальные условия задачи являются нулевыми, так как до воздействия нагрузки грунт в УДН-150 покоится, то есть он считается невозмущенным.

Граничные условия задачи, соответствующие постановке эксперимента, следующие: при $x = 0$ на верхнюю плоскость слоя грунта в УДН-150 действует нагрузка $\sigma = \sigma(t)$ посредством движения верхнего поршня; при $x = x_*$ неподвижен нижний поршень, то есть $v = 0$, скорость частиц грунта на этой границе равна нулю.

Математическая формулировка граничных условий имеет следующий вид

$$\begin{aligned} \sigma &= \sigma(t) \text{ при } x=0, 0 < t < t_*; \\ \sigma &= 0 \text{ при } x=0, t > t_*; \\ v &= 0 \text{ при } x=x_* \end{aligned} \quad (3.4)$$

На фронте падающей волны выполняется условие:

$$\langle \sigma \rangle = 0, \langle \varepsilon \rangle = 0, \langle v \rangle = 0 \quad (3.5)$$

при $x = Ct$,

где C - скорость распространения продольных волн в грунте, σ , ε , v - скачки параметров волн.

В случае уравнений состояния (3.1) линия фронта $x = C t$ и линии всех других фронтов являются прямыми линиями. Это вытекает из линейности уравнений, составляющих закон деформирования грунта (3.1).

Таким образом, процесс динамического деформирования грунта, размещенного в УДН-150, описывается системой уравнений (3.1), (3.3). Волновая картина, соответствующая этому процессу, изображена на рис.3.1. Решив систему уравнений (3.3), (3.1) с граничными условиями (3.4), (3.5) и нулевыми начальными условиями, можем определить значения механических характеристик грунта как параметры уравнения состояния (3.1) и оценить их достоверность на основе теоретических исследований волнового процесса, происходящего при проведении экспериментов на УДН-150.

3.2. Метод и алгоритм решения задачи о динамическом сжатии грунта на установке динамических нагрузений.

Система уравнений (3.3), (3.1) - гиперболическая [42,43]. В настоящее время получить аналитическое решение этих уравнений не представляется возможным. Поэтому воспользуемся приближенными методами. Следуя [42,43], воспользуемся методом характеристик, так как гиперболическая система (3.3), (3.1) имеет действительные характеристики и характеристические соотношения на них.

В результате применения метода характеристик, дифференциальные уравнения в частных производных (3.3), (3.1) приводятся к обычным дифференциальным уравнениям. Применение конечно-разностного метода к обыкновенным дифференциальным уравнениям повышает точность их решения, чем при их применении к дифференциальным уравнениям в частных производных [42,43].

Последовательное замыкание уравнений (3.3) уравнениями закона деформирования грунта (3.1) приводит к трем системам уравнений.

Для большей ясности снова приводим эти уравнения:

$$\text{при } \frac{d\sigma}{dt} > 0, \quad \frac{d\varepsilon}{dt} > 0$$

$$\rho_0 \frac{\partial v}{\partial t} - \frac{\partial \sigma}{\partial x} = 0, \quad \frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = 0 \quad \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \mu \varepsilon = \frac{\partial \sigma}{E_D \partial t} + \mu \frac{\sigma}{E_S} \quad (3.6)$$

$$\text{при } \frac{d\sigma}{dt} < 0, \quad \frac{d\varepsilon}{dt} > 0$$

$$\rho_0 \frac{\partial v}{\partial t} - \frac{\partial \sigma}{\partial x} = 0, \quad \frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = 0 \quad (3.7)$$

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \mu \varepsilon = \frac{\partial \sigma}{E_D \partial t} + \mu \sigma \left(\frac{1}{E_S} - \frac{1}{E_D} - \frac{1}{E_R} \right) + \mu \sigma_m \left(\frac{1}{E_D} - \frac{1}{E_R} \right);$$

при $\frac{d\sigma}{dt} < 0$, $\frac{d\varepsilon}{dt} < 0$

$$\rho_0 \frac{\partial v}{\partial t} - \frac{\partial \sigma}{\partial x} = 0, \quad \frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = 0, \quad \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{\partial \sigma}{E_R \partial t} \quad (3.8)$$

Система уравнений (3.6) имеет следующие характеристические соотношения на характеристических линиях:

$$d\sigma - C \rho_0 dv = C^2 \rho_0 \mu \left(\varepsilon - \frac{\sigma}{E_S} \right) dt$$

вдоль линий $\frac{dx}{dt} = +C$;

$$d\sigma + C \rho_0 dv = C^2 \rho_0 \mu \left(\varepsilon - \frac{\sigma}{E_S} \right) dt \quad (3.9)$$

вдоль линий $\frac{dx}{dt} = -C$;

$$d\sigma - C \rho_0 dv = C^2 \rho_0 \mu \left(\varepsilon - \frac{\sigma}{E_S} \right) dt$$

вдоль линий $\frac{dx}{dt} = 0$.

Характеристические соотношения и характеристические линии системы (3.7) имеют вид

$$d\sigma - C_1 \rho_0 dv = C_1^2 \rho_0 \mu \left[\varepsilon - \sigma \left(\frac{1}{E_S} + \frac{1}{E_R} - \frac{1}{E_D} \right) - \sigma_m \left(\frac{1}{E_D} - \frac{1}{E_R} \right) \right] dt$$

вдоль линий $dx/dt = +C_1$

$$d\sigma + C_1 \rho_0 dv = C_1^2 \rho_0 \mu \left[\varepsilon - \sigma \left(\frac{1}{E_S} + \frac{1}{E_R} - \frac{1}{E_D} \right) - \sigma_m \left(\frac{1}{E_D} - \frac{1}{E_R} \right) \right] dt \quad (3.10)$$

вдоль линий $dx/dt = -C_1$;

$$d\sigma + C_1^2 \rho_0 d\varepsilon = C_1^2 \rho_0 \mu \left[\varepsilon - \sigma \left(\frac{1}{E_S} + \frac{1}{E_R} - \frac{1}{E_D} \right) - \sigma_m \left(\frac{1}{E_D} - \frac{1}{E_R} \right) \right] dt$$

вдоль линий $dx/dt = 0$;

Характеристические соотношения уравнений (3.8) имеют вид

$$\left. \begin{aligned} d\sigma - C_1 \rho_0 dv &= 0 & \text{вдоль линии } dx/dt &= +C_1; \\ d\sigma + C_1 \rho_0 dv &= 0 & \text{вдоль линии } dx/dt &= -C_1; \\ d\sigma - C_1^2 \rho_0 d\varepsilon &= 0 & \text{вдоль линии } dx/dt &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (3.11)$$

где $C_0 = \sqrt{E_D / \rho}$; $C_1 = \sqrt{E_R / \rho_0}$

Использование метода характеристик заменяет системы дифференциальных уравнений (3.6) - (3.8) системой (3.9)-(3.11).

Вывод уравнений характеристик и характеристических соотношений более подробно приведен в [42]. В [43] рассмотрено решение аналогичной задачи применительно к распространению и взаимодействию с преградой взрывных волн в грунтах. Рассматриваемая нами задача от [43] отличается другими граничными условиями, характером действующей на грунт нагрузки и целью поставленной задачи.

Решение системы уравнений (3.9) - (3.11) проведем на ЭВМ, применяя неявную конечно-разностную схему. Для этого необходимо перейти к безразмерным переменным и параметрам. Переход к безразмерным переменным уменьшает ошибки при численных расчетах, связанных с их накоплением при вычислениях с использованием больших чисел.

Переход к безразмерным переменным осуществляется по формулам:

$$\begin{aligned} t^0 &= \mu t, & x^0 &= \mu x / C_0, & \sigma_0 &= \sigma_0 / \sigma_{\max} \\ v^0 &= v / v_{\max}, & \varepsilon^0 &= \varepsilon / \varepsilon_{\max} \\ v_{\max} &= -\sigma_{\max} / C_0 \rho_0, & \varepsilon_{\max} &= \sigma_{\max} / E_D \end{aligned} \quad (3.12)$$

где σ_{\max} - максимальное значение нагрузки, действующей при $x=0$, то есть в верхней плоскости слоя грунта.

При безразмерных переменных основные уравнения имеют вид

$$\frac{\partial v^0}{\partial t^0} - \frac{\partial \sigma^0}{\partial x^0} = 0 \quad \frac{\partial v^0}{\partial x^0} - \frac{\partial \varepsilon^0}{\partial t^0} = 0 \quad (3.13)$$

Законы деформирования грунта (3.1) при новых переменных запишутся в виде. $\varepsilon^0 + \frac{d\varepsilon^0}{dt^0} = \frac{d\sigma^0}{dt^0} + \gamma\sigma^0$;

$$\varepsilon^0 + \frac{d\varepsilon^0}{dt^0} = \beta \frac{d\sigma^0}{dt^0} + \sigma^0(\gamma + \beta - 1) + \sigma_m^0(1 - \beta) ; \quad (3.14)$$

$$\frac{d\varepsilon^0}{dt^0} = \beta \frac{d\sigma^0}{dt^0} ; \quad \text{где } \gamma = E_D / E_S, \quad \beta = E_D / E_R .$$

Характеристические соотношения в безразмерном виде определяются следующими уравнениями:

При

$$\left. \begin{aligned} d\sigma^0 / dt^0 > 0, & \quad d\varepsilon^0 / dt^0 > 0 \\ d\sigma^0 + dv^0 &= (\varepsilon^0 - \gamma\sigma^0)dt^0 \text{ вдоль линии } dx^0 / dt^0 = -1 \\ d\sigma^0 + dv^0 &= (\varepsilon^0 - \gamma\sigma^0)dt^0 \text{ вдоль линии } dx^0 / dt^0 = 0 \end{aligned} \right\} \quad (3.15)$$

при

$$\left. \begin{aligned}
 & d\sigma^0 / dt^0 < 0, \quad d\varepsilon^0 / dt^0 > 0 \\
 & d \\
 & dx^0 / dt = -1 \\
 & d\sigma^0 + d\nu^0 = (\varepsilon^0 - \gamma\sigma^0)dt^0 \text{ вдоль линии } dx^0 / dt = 0 \\
 & d\sigma^0 / dt^0 < 0, \quad d\varepsilon^0 / dt^0 > 0 \\
 & d\sigma^0 + \frac{d\nu^0}{\sqrt{\beta}} = \frac{1}{\beta} [\varepsilon^0 - (\gamma + \beta - 1)\sigma^0 - (1 - \beta)\sigma_m^0] dt^0 \\
 & \text{вдоль линий } dx^0 / dt^0 = +\frac{1}{\sqrt{\beta}}; \\
 & d\sigma^0 - \frac{d\nu^0}{\sqrt{\beta}} = \frac{1}{\beta} [\varepsilon^0 - (\gamma + \beta - 1)\sigma^0 - (1 - \beta)\sigma_m^0] dt^0 \\
 & \text{вдоль линий } dx^0 / dt^0 = -\frac{1}{\sqrt{\beta}}; \\
 & d\sigma^0 - \frac{d\nu^0}{\beta} = \frac{1}{\beta} [\varepsilon^0 - (\gamma + \beta - 1)\sigma^0 - (1 - \beta)\sigma_m^0] dt^0 \\
 & \text{вдоль линий } dx / dt = 0;
 \end{aligned} \right\} \quad (3.16)$$

при

$$\left. \begin{aligned}
 & d\sigma^0 / dt^0 < 0, \quad d\varepsilon^0 / dt^0 < 0 \\
 & \sqrt{\beta}d\sigma^0 + d\nu^0 = 0 \\
 & \text{вдоль линий } dx^0 / dt^0 = +\frac{1}{\sqrt{\beta}}; \\
 & \sqrt{\beta}d\sigma^0 - d\nu^0 \text{ вдоль линий } dx^0 / dt^0 = -\frac{1}{\sqrt{\beta}}; \\
 & \beta d\sigma^0 - d\varepsilon^0 = 0 \text{ вдоль линий } dx^0 / dt^0 = 0.
 \end{aligned} \right\} \quad (3.17)$$

Из уравнений (3.15) - (3.17) видно, что области решения в плоскости X^0, t^0 имеют три семейства характеристических линий. В зависимости от области решения и условий наклон характеристических линий меняется, но они всегда остаются прямыми линиями.

Граничные условия при безразмерных переменных имеют вид:

$$\sigma^0 = \sigma(t) / \sigma_{\max} \text{ при } x^0 = 0, \quad 0 \leq t^0 \leq \mu t_*;$$

$$\begin{aligned}
\sigma^0 &= 0 \quad \text{при } x^0 = 0, t^0 > \mu t; \\
\sigma^0 &= 0 \quad \varepsilon^0 = 0, \nu^0 = 0 \quad \text{при } x^0 = t^0; \\
\nu^0 &= 0 \quad \text{при } x^0 = x_*^0
\end{aligned} \tag{3.18}$$

Отсутствие сильных разрывов на фронтах волн позволяет произвести расчеты на временных слоях (рис.3.2) методом "сквозного" счета, не учитывающего эти фронты в алгоритме. Что является главным преимуществом данной постановки задачи применительно к фронтам слабого разрыва.

В расчетной области в плоскости x^0, t^0 имеются четыре типа расчетных точек 1-4. Это точка 1 в сечении $x^0=0$, внутренняя точка 2, точка 3 на фронте волны, точка 4 на нижнем поршне УДН-150. Параметры волны в этих точках подлежат определению. Для этого уравнения (3.15) - (3.17) запишутся в разностном виде. Например, для точки 2 в случае уравнений (3.15) они имеют вид:

$$\left. \begin{aligned}
(\sigma_1^0 - \sigma_6^0) + (\nu_1^0 - \nu_6^0) &= 0.5[\varepsilon_1^0 + \varepsilon_6^0 - \gamma(\sigma_1^0 + \sigma_6^0)]\Delta t^0 \\
(\sigma_1^0 - \sigma_7^0) - (\nu_1^0 - \nu_7^0) &= 0.5[\varepsilon_1^0 + \varepsilon_7^0 - \gamma(\sigma_1^0 + \sigma_7^0)]\Delta t^0 \\
(\sigma_1^0 - \sigma_i^0) + (\nu_1^0 - \nu_i^0) &= 0.5[\varepsilon_1^0 + \varepsilon_i^0 - \gamma(\sigma_1^0 + \sigma_i^0)]\Delta t^0
\end{aligned} \right\} \tag{3.19}$$

Аналогично можно записать, используя граничные условия (3.18), разностные уравнения для точек 1,3,4 для остальных случаев. Значение параметров во временном слое j считаются известными, известные параметры в точках 5,6,7,8,10 определяются линейным интерполированием. Во временном слое $j+1$ значения параметров подлежат определению.

В слое $j+1$ параметры для прифронтной точки 9 также определяются интерполированием.

В расчетах на ЭВМ значения Δt^0 и Δx^0 задаются согласно условию Куранта. Для данной задачи оно имеет вид:

$$\frac{\Delta x^0}{\Delta t^0} > 1 \tag{3.20}$$

Кроме этого, необходимо соблюдать условие, чтобы характеристики не выходили за границы четырехугольной ячейки. В противном случае теряется устойчивость счета на ЭВМ.

Таким образом, решение системы уравнений (3.15)- (3.17) с граничными условиями (3.18) приводится к решению системы линейных алгебраических уравнений типа (3.19). В системе (3.19) неизвестными являются $\sigma_1^0, \varepsilon_1^0, \nu_1^0$.

Сначала уравнение (3.19) решается относительно этих неизвестных, то есть используется неявная схема расчета. Далее, используя эти решения и аналогичные решения для других типов точек,

составляется программа решения задачи.

На основе вышеизложенного алгоритма решения рассматриваемой задачи по схеме расчета, приведенной на рис.3.2, составлена программа решения задачи на алгоритмическом языке ФОРТРАН. Разработанная программа реализована на ПЭВМ Р-4. Устойчивость алгоритма решения задачи проверялась численным экспериментом с использованием различных значений Δt^o и Δx^o , а также исходных параметров задачи. Результаты численных экспериментов показали, что устойчивость расчетной схемы и алгоритма вполне обеспечиваются выполнением условия Куранта и условием невыхода характеристики за размер ячейки. Достоверность полученных численных результатов, как будет показано далее, подтверждается сопоставлением с результатами эксперимента.

3.3. Результаты расчетов параметров волн и закономерности деформирования лессовых грунтов размещенных в установке динамических нагрузений.

Закономерности распространения плоских волн в грунтах как упруговязкопластических средах теоретически исследованы в работах [108-111]. Решение теоретической задачи по вышеприведенной методике, в случае, когда уравнение состояния грунта является линейной вязкоупругой средой (стандартно-линейное тело), проводилось численно методом характеристик в [112-115]. В [116-118] рассмотрены задачи взаимодействия волн с движущейся недеформируемой преградой в вязкопластической среде - грунте. Взаимодействие волны с деформируемой преградой в вязкоупругой среде исследовано в [119].

Взаимодействие непрерывной волны сжатия с жесткой неподвижной преградой в упруговязкопластической среде в настоящее время не исследованы. Следовательно, решение рассматриваемой здесь задачи получено впервые.

Однако, рассматриваемая задача о взаимодействии плоской непрерывной волны сжатия с жесткой неподвижной преградой в упруговязкопластической среде - грунте, здесь исследуется применительно к УДН-150 в целях достоверного определения механических характеристик лессовых грунтов. Тем не менее, составленный алгоритм и программа решения задачи позволяют исследовать, на основе результатов численных решений, изменение параметров волн в грунте и закономерности деформирования грунта в рассматриваемой постановке задачи.

Основными параметрами (исходными данными) задачи для проведения расчетов являются:

-характеристики грунта - $\gamma = E_D / E_S$, $\beta = E_D / E_R$, ρ_o , C , μ ;

-характеристики нагрузки - σ_{\max} , t_* ;

-расстояния от начального сечения грунта до преграды - x_* .

Варианты для расчетов на ЭВМ при различных значениях этих параметров приведены в таблице 3.1. При этом, исходя из результатов опытов на УДН-150, значение максимальной нагрузки σ_{\max} для всех вариантов было принято 0,5 МПа. Начальная плотность грунта ρ_0 равнялась 1500 кг/м^3 , скорость распространения продольных волн $C = 100 \text{ м/с}$. Значения ρ_0 и C для варианта 6 были изменены: $\rho_0 = 2000 \text{ кг/м}^3$, $C = 1000 \text{ м/с}$. Вариант 6 соответствует упруго-пластическому грунту, где плотность грунта и, соответственно, скорость распространения продольной волны в грунте являются более значительными, чем в упруговязкопластических грунтах. Значения параметров задачи для расчетов на ЭВМ

Таблица 3.1

N Варианта	γ	β	x_*, M	t_*, C	μ, c^{-1}
1	2	0,5	2,83	0,1	100
2	4	0,5	2,83	0,1	100
3	2	0,5	0,283	0,1	100
4	2	0,5	0,03	0,1	100
5	4	0,5	0,03	0,1	100
6	1,05	0,5	0,03	0,1	1000
7	2	0,25	0,03	0,01	100
8	2	0,5	0,03	0,01	100
9	2	0,5	0,03	0,001	100

При выборе вариантов, приведенных в табл.3.1, учитывались возможные значения γ , β , x_* , t_* , μ в пределах постановки задачи.

Значение модуля динамического сжатия E определяется по формуле $E_D = C^2 \rho_0$, модуля статического сжатия - $E_S = E_D / \gamma$, а модуля разгрузки - $E_R = E_D / \beta$.

Численное решение задачи получено в безразмерном виде. Затем, используя соотношения (3.12), они переводились в размерные.

Рассмотрим результаты расчетов, полученных на ЭВМ.

На рис. 3.3. приведены изменения продольных напряжений σ по времени t для фиксированных сечений грунта для варианта 1 (табл.3.1). Кривые 1-7, соответственно, относятся к сечениям грунта при $x=0$; 0,283; 0,566; 1,1414; 1,1981; 2,547 и 2,83 м. При $x = x_* = 2,83$ м имеется неподвижная и недеформируемая преграда (нижний поршень УДН-150).

Таким образом, в теоретических расчетах имеется возможность произвольно расположить нижний поршень установки, что невозможно в опытах. В варианте 1 преграда (нижний поршень) специально отведена на расстояние $x_* = 2,83$ м, чтобы рассмотреть закономерности

изменения параметров волны в грунте в этом случае.

Необходимо отметить, что в расчетных теоретических зависимостях $\sigma(t)$, здесь и далее под напряжением σ нужно понимать давление P . Эта оговорка необходима, чтобы устранить недоразумение в знаках массовых скоростей грунта и т.д. В действительности $\sigma = -P$. На рисунках отрицательный знак перед σ опущен для упрощения.

На рис. 3.3, согласно условиям (3.4), на грунт при $x=0$ действует полупериод синусоидальной нагрузки (кривая 1). На расстоянии $x=2,83$ м находится нижний поршень установки (преграда). В этом варианте за время действия нагрузки $t_*=0,1$ сек волна 3,5 раза успевает пробежать до преграды и обратно. В результате наложения волн, отраженных от низшего и верхнего поршней (преград), наблюдаются различные значения напряжений на разных сечениях грунтового слоя. На преграде максимальное напряжение в 1,8 раза больше, чем в начальном сечении. Далее максимальное значение напряжения в сечениях грунтового слоя, начиная от начального, увеличивается. Время действия - уменьшается. Аналогичная картина наблюдается в зависимостях $\varepsilon(t)$ (рис.3.4). Здесь также максимальная деформация достигается на преграде. Значения остаточных деформаций в сечениях грунта - существенны. Кривые 1-7 относятся к тем же расстояниям, что и на рис.3.3.

Зависимости $\sigma(t)$ и $\varepsilon(t)$, приведенные на рис.3.3 и 3.4. показывают, что изменения напряжения и деформации в различных сечениях грунтового слоя при воздействии динамических нагрузок различны. Это обстоятельство необходимо учесть при проведении аналогичных экспериментов.

Изменение скорости (массовая скорость) по времени при тех же сечениях грунта для варианта 1 приведены на рис.3.5. Здесь максимум скоростей достигается в сечении $x=0$. В дальнейшем он уменьшается, и на преграде значения скоростей равны нулю (линия 7).

Изменение смещений грунта при различных сечениях слоя приведены на рис.3.6. Начальное сечение грунта под воздействием нагрузки получает значительные смещения (кривая 1). Последующие сечения грунта смещаются меньше (кривые 2-6), а на преграде смещение грунта, естественно, отсутствует (линия 7).

Из рис.3.3 - 3.5 видно, что волновые процессы в грунтовом слое при его достаточной толщине представляют собой сложную картину. При проведении аналогичных опытов по определению механических характеристик грунтов под воздействием динамической нагрузки необходимо учитывать возможности образования сложных волновых процессов в грунте.

Диаграммы сжатия для рассматриваемых сечений грунта (вариант 1) приведены на рис.3.7. Здесь наблюдается упругопластическое деформирование грунта во всех сечениях слоя. Однако, количественно эти зависимости $\sigma(\varepsilon)$ для различных сечений грунта разные. При тех

же значениях исходных данных, на которых проведены расчеты варианта 1, наблюдаются значительные остаточные деформации грунта. Максимальные значения напряжения незначительно отстают от максимальных значений деформации.

Результаты расчетов для варианта 2 при $\gamma=4$ приведены на рис.3.8 - 3.12. Из этих рисунков видно, что увеличение γ , соответствующее увеличению вязких свойств грунта, приводит к уменьшению максимальных значений напряжений (рис.3.8). Кривые 1-7 здесь относятся к тем же расстояниям, что и на рис.3.3.

Значения максимальных, так же как остаточных деформаций, с увеличением γ , увеличиваются (рис.3.9). Увеличение γ приводит к увеличению значений скорости частиц грунта (рис.3.10).

Соответственно увеличиваются значения перемещения грунта (рис.3.11).

При увеличении γ диаграммы сжатия $\sigma(\varepsilon)$ для рассматриваемых сечений грунта качественно не меняются, а количественно они другие (рис.3.12). В последнем случае значения максимальных напряжений меньше, значения остаточных деформаций больше, а отставания максимума деформаций от максимума напряжений увеличиваются. В количественном же отношении увеличение γ в два раза в рассматриваемых сечениях грунта приводит к уменьшению максимальных напряжений примерно в 1,1 раза, к увеличению максимальных деформаций и остаточных деформаций приблизительно в 2 раза, к увеличению скорости и смещений примерно в 1,5 раза.

В случае уменьшения расстояния от начального сечения до преграды в 10 раз (вариант 3) при $\gamma = 2$, $\beta=0,5$ в грунтовом слое наблюдается существенно другая волновая картина по сравнению с вариантами 1 и 2.

На рис.3.13 приведены изменения напряжения для сечений грунтового слоя при $x=0; 0,0283; 0,0566; 0,1414; 0,1981; 0,2547$ и $0,283$ м, соответственно, для кривых 1-7. Здесь $x^*=0,283$ м, то есть преграда находится на расстоянии $0,283$ м от начального сечения грунта. Из рис.3.13 видно, что в этом случае значения напряжения во всех сечениях грунтового слоя практически одинаковые (кривые 1-7). При уменьшении x^* , значения деформаций для всех сечений также сливаются в одну кривую (рис.3,14).

Изменение скорости частиц грунта для рассматриваемых сечений при уменьшении расстояния до преграды становится более сложным (рис.3.15). Здесь наблюдаются результаты многократных отражений волны от верхнего и нижнего поршней (преград). В этом случае волна за время действия нагрузки успевает 35 раз "пробежать" туда и обратно расстояние от начального сечения до преграды. Значение перемещений в этом случае существенно, оно примерно в 10 раз ниже, чем в вариантах 1 и 2 (рис.3.16). При воздействии одной и той же

динамической нагрузки уменьшение толщины слоя грунта приводит к уменьшению перемещений грунта, а деформации грунта, при этом, остаются практически неизменными. Диаграмма сжатия для варианта 3 приведена на рис. 3.17. Из рис.3.17 видно, что с уменьшением толщины слоя грунта зависимости $\sigma(\varepsilon)$ для всех сечений слоя становятся одинаковыми.

Результаты расчетов варианта 3 (рис. 3.13 - 3.17) показывают, что уже при толщине слоя грунта δ_o , равной 28,3 см, для данной динамической нагрузки условия квазистатичности сжатия грунта выполняются, то есть значения напряжений и деформаций для всех сечений грунта становятся одинаковыми. Однако это обстоятельство зависит не только от толщины слоя грунта, но и от параметров динамической нагрузки.

В целом, закономерности изменения параметров волны в грунте, как показывают результаты вышеприведенных численных решений, зависят от характеристик грунта, от толщины грунтового слоя и, естественно, от характеристик динамической нагрузки. Последнее особенно важно для обеспечения квазистатичности процесса деформирования грунта в экспериментах.

Рассмотрим исследование этого вопроса на примерах расчета вариантов 4-9 (таблица 3.1).

3.4. Обоснование квазистатичности процесса деформирования грунта на установке динамических нагружений.

Как показано выше, квазистатичность процесса динамического деформирования грунта на УДН-150 зависит от толщины слоя. При значительных толщинах слоя $\delta_o > 30$ см и времени действия нагрузки $t_* \leq 0,1$ сек можно считать, что квазистатичность процесса деформирования грунта не обеспечивается. Это означает, что значения напряжения и деформаций, фиксируемых различными датчиками, существенно будут отличаться между собой. Отнесение этих различий к разбросу опытных данных будет неверным и приведет к неправильным результатам при их статистической обработке. Поэтому очень важно исключить различия в зависимостях $\sigma(t)$ и $\varepsilon(t)$, связанные с влиянием волн, отраженных от нижнего поршня. В опытах необходимо полное совпадение зависимостей $\sigma(t)$ и $\varepsilon(t)$, фиксируемых датчиками, установленными над и под слоем грунта. Это обеспечивается, прежде всего, условием квазистатичности процесса динамического деформирования грунта. Говоря другими словами, при воздействии динамической нагрузки слой грунта деформируется почти статически, то есть во всех его точках значения напряжения и деформации будут одинаковыми. Такое динамическое деформирование грунта называется квазистатическим деформированием.

Толщина слоя грунта в экспериментах на УДН-150 равнялась $\delta = 3$ см. Исходя из этого, при выборе вариантов 3-9 (табл.3.1) x_* принят 0,03 м. На примере расчета варианта 4 рассмотрим изменение параметров волны в слое грунта толщиной 3 см и времени действия нагрузки $t_* = 0.1$ сек, что соответствует времени действия нагрузки в опытах на УДН-150 (глава 2).

В вариантах 4-3 изменения параметров волны рассмотрены в сечениях грунтового слоя $x = 0; 0,283; 0,566; 1,415; 1,981; 2,547$ и 3,0 см. Соответственно, на рисунках к этим расстояниям относятся кривые 1-7.

На рис.3.18 приведены зависимости $\sigma(t)$ для указанных выше сечений слоя грунта (вариант 4, табл.3.1). Из рис.3.18 видно, что при времени действия нагрузки $t_* = 0,1$ сек зависимости $\sigma(t)$ для всех сечений грунта абсолютно одинаковые. Это доказывает полную квазистатичность процесса деформирования грунта на УДН-150 при данной динамической нагрузке. В варианте 4 зависимости $\varepsilon(t)$ для рассматриваемых сечений слоя грунта также полностью совпадают (рис.3.19).

Изменения скорости частиц грунта совершенно различны для рассматриваемых сечений грунта (рис.3.20. кривые 1-7). За время действия нагрузки $t_* = 0,1$ сек (вариант 4) волна успевает "пробежать" слой грунта 333 раза. В результате многократных отражений волн от верхнего и нижнего поршня и наложений их друг на друга имеем сложную картину скоростей, приведенную на рис.3.20. Наблюдаемые здесь отрицательные значения скорости - результат появления волны разрежения, образованной вследствие отражения от свободной поверхности при $t > t_*$ в данной постановке задачи. В опытах на УДН-150 подобное обстоятельство невозможно, так как на верхней поверхности грунта все время действует верхний поршень. Однако это несовпадение в постановках теоретической задачи и эксперимента для наших целей несущественно. Так как появление отрицательных скоростей практически не влияет на напряженно - деформированное состояние грунта (рис.3.3 - 3.17) .

Перемещение частиц грунта в рассмотренных сечениях грунта также различны (рис.3.21). В этом случае максимальные перемещения верхнего поршня равнялись приблизительно 0,2 см. (кривая 1).

На рис.3.22 приведены зависимости $\sigma(\varepsilon)$ для рассматриваемых сечений грунта. Эти зависимости абсолютно одинаковы для всех сечений.

Увеличение значения γ при постоянстве остальных параметров (вариант 5), не влияет на зависимости $\sigma(t)$. Зависимости $\varepsilon(t)$ меняются количественно (рис.3.23). Увеличиваются максимальные и остаточные значения деформаций. Зависимости $v(t)$ становятся менее чувствительными к отраженным волнам. Максимальные значения скорости частиц грунта увеличиваются на порядок.

Изменения перемещений частиц грунта по времени приведены на рис.3.25. Они различны для рассматриваемых сечений грунта (кривые 1-7).

При увеличении γ диаграмма сжатия $\sigma(\varepsilon)$ остается одинаковой для всех сечений грунта (рис.3.26). Увеличение γ что соответствует увеличению вязких и пластических свойств среды, на квазистатичность процесса деформирования грунта на установке УДН-150, как показывают результаты расчетов, не влияет.

Уменьшение γ , что соответствует увеличению упругих характеристик грунта, также не влияет на квазистатичность процесса деформирования грунта на УДН-150. Этот случай рассмотрен на примере расчета варианта 6. Здесь $\gamma = 1,05$, соответственно приняты:

$C = 1000$ м/с и $\mu = 1000$ с⁻¹. Остальные параметры задачи остались без изменения. За время действия нагрузки $t_* = 0,1$ сек волна успевает "пробежать" слой грунта толщиной 3 см более 3000 раз. В результате имеем зависимости $\varepsilon(t)$ и $\nu(t)$ приведенные на рис.3.28 и 3.29. Зависимости $\sigma(t)$ для всех сечений грунта полностью совпадают (рис.3.27).

Характерно то, что при увеличении упругих свойств грунта, значение остаточной деформации у нижнего поршня примерно в два раза меньше, чем в остальных сечениях. Это объясняется увеличением количества отражений волны от нижнего поршня. В этом случае перемещения частиц грунта становятся значительно меньшими, чем в случаях $\gamma = 2$ и $\gamma = 4$ (рис.3.30).

При $\gamma = 1.05$ диаграмма сжатия грунта $\sigma(\varepsilon)$ соответствует диаграмме упругопластической среды (рис. 3.31). Здесь значения остаточных деформаций уменьшаются, максимальные значения напряжений и деформаций по времени совпадают. Однако квазистатичность процесса деформирования грунта не нарушается.

Влияние уменьшения параметра $\beta = E_R / E_D$ на результаты расчетов рассмотрены на примере расчета варианта 7. Здесь значение, $\beta = 0,25$. Остальные значения параметров такие же как в варианте 4. Результаты расчетов для варианта 7 приведены на рис. 3.32 - 3.35. Уменьшение β , что соответствует увеличению пластических свойств грунта, приводит к увеличению остаточных деформаций грунта (рис.3.32). Изменения скорости сечений (рис.3.33) остаются практически такими же как на рис. 3.20 (вариант 4). Уменьшение β не влияет на значения максимальных перемещений (рис.3.34).

Судя по диаграмме сжатия грунта (рис.3.35), уменьшение β не влияет на квазистатичность процесса деформирования грунта на УДН-150.

Уменьшение времени действия нагрузки t_* в 10 раз (вариант 8) приводит к заметному нарушению квазистатичности процесса

деформирования грунта (рис.3.36). В этом случае значения напряжений в сечениях слоя грунта отличаются на 10-15%. Аналогичные отличия наблюдаются в значениях деформаций (рис.3.37). В зависимостях $v(t)$ и $u(t)$ наблюдаются высокочастотные колебания, связанные с существенно меньшим временем действия нагрузки (рис.3.38 и 3.39). Нарушение квазистатичности процесса также наблюдается в зависимостях $\sigma(\varepsilon)$ (рис. 3.40). Квазистатичность процесса заметно нарушается, особенно, в стадии разгрузки слоя грунта.

Уменьшение времени действия нагрузки t_* в 100 раз (вариант9), по сравнению с вариантом 4, приводит к явному нарушению квазистатичности процесса деформирования грунта в УДН-150 (рис.3.41 - 3.45). При $t_*=0,001$ сек значения напряжений и деформаций в рассматриваемых сечениях слоя грунта существенно различны. На верхнем и нижнем поршне их значения отличаются примерно в два раза. При уменьшении времени действия динамической нагрузки на значения напряжения и деформации существенно влияют волны, отраженные от нижнего поршня. При $t_*=0,001$ сек характер изменения зависимостей $v(t)$ и $u(t)$ также изменился (рис.3.43, 3.44). В них уже отсутствуют высокочастотные колебания. Существенно увеличиваются значения отрицательных скоростей.

Значительно изменились и зависимости $\sigma(\varepsilon)$ при $t_*=0,001$ сек (рис.3.45). Процесс деформирования грунта стал упругопластическим. При разгрузке грунта квазистатичность процесса полностью нарушается.

Результаты расчетов, приведенные выше, позволяют оценить квазистатичность процесса деформирования грунта на УДН-150. Для этого определяем длину волны, распространяющуюся в грунте на УДН-150, по формуле:

$$\lambda = C * t \quad (3.21)$$

Введем отношение длины волны λ , к толщине слоя грунта δ_o . Полученные данные для вариантов 1-9 приведены в таблице 3.2.

Таблица 3.2

N Варианта	$C, м/с$	t_*	$X_*, м$	$\lambda, м$	λ / x_*
1	100	0.1	2.83	10	3.5
2	100	0.1	2.83	10	3.5
3	100	0.1	0.283	10	35
4	100	0.1	0.03	10	333
5	100	0.1	0.03	10	333
6	1000	0.1	0.03	100	3333
7	1000	0.1	0.03	10	333
8	100	0.01	0.03	1	33
9	100	0.001	0.03	0.1	3.3

Согласно результатам расчетов (рис.3.3-3.12, 3.41-3.45), приведенных выше, для вариантов 1,2,9 квазистатичность процесса деформирования грунта на УДН-150 явно не соблюдается. Для вариантов 3 и 8 квазистатичность процесса соблюдается удовлетворительно (рис. 3.13-3.17, 3.36- 3.40). Для вариантов 4-7 квазистатичность процесса соблюдается с высокой точностью (рис. 3.18-3.35).

Исходя из этих данных и данных табл.3.2, для соблюдения квазистатичности необходимо выполнение следующего условия:

$$\lambda / x_* = \lambda / \delta_o > 50 \quad (3.22)$$

При отношении длины волны к толщине слоя грунта δ_o больше 50 вполне обеспечивается квазистатичность процесса деформирования грунта при динамическом сжатии грунта на УДН-150. Чем больше значение отношения λ / δ_o тем выше квазистатичность процесса деформирования грунта. Следовательно, увеличивается достоверность результатов опытов, полученных на УДН-150.

Выводы по главе.

1. Получено численное решение задачи о динамическом сжатии слоя грунта, как упруговязкопластической среды, применительно к постановке эксперимента на УДН-150.
2. Исследованы волновые процессы в грунте при различных значениях параметров задачи, характеризующих свойства грунта, динамические нагрузки и экспериментальной установки УДН-150.
3. Результатами расчетов установлена степень влияния параметров задачи на значения напряжения, деформации, скорости частиц и перемещения грунта.
4. Установлено, что изменение физико-механических свойств грунта практически не влияет на квазистатичность процесса деформирования грунта в экспериментах на УДН-150.
5. На основе результатов численных решений выведены условия обеспечения квазистатичности процесса динамического деформирования грунта в опытах на УДН-150.

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ МЕХАНИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ЛЕССОВЫХ ГРУНТОВ НА ОСНОВЕ ПРЕДЛОЖЕННОЙ МЕТОДИКИ

4.1. Приближенные значения механических характеристик лессовых грунтов.

Используя диаграмму сжатия лессового грунта, полученную в опытах, и несложные графические операции, можно определить значения механических характеристик грунтов. Естественно, данные значения механических характеристик грунтов являются приближенными.

Из опытных диаграмм сжатия лессового грунта, приведенных на рис.2.35, определяем значения модулей сжатия грунта E_D , E_S и модуля разгрузки E_R . Согласно зависимостям $\sigma_1(\varepsilon_1)$ (рис. 2.35) значения модуля динамического сжатия $E_D = 140 \text{ кг/см}^2 = 14 \text{ МПа}$. В действительности это значение модуля динамического сжатия не является истинным. Потому что истинное значение модуля динамического сжатия должно соответствовать динамическому сжатию грунта при скорости деформирования $d\varepsilon_1/dt \rightarrow \infty$. В нашем же случае в опытах $d\varepsilon_1/dt$ равнялась 1 сек^{-1} . Поэтому значение модуля динамического сжатия E_D в данном случае является приближенным. Более точно значение E_D можно определить, используя прибор ИСЗУ (измеритель скорости распространения и затухания ультразвуковых сигналов). Описание прибора приведено в [95]. Прибор ИСЗУ позволяет с достаточно удовлетворительной точностью измерять скорость распространения продольных волн в образце грунта. В табл.4.1 приведены результаты этих измерений, выполненных в лабораторных условиях для лессовых грунтов.

Скорости продольных волн в образце лессового грунта определялись при частоте ультразвуковых волн 32-35 кгц. Весовая плотность и влажность грунта определялись методом, описанным в главе 1 настоящей работы. В табл.4.1 приведено, значение E_D определенное по формуле:

$$E_D = \rho c^2 / g, \quad (4.1)$$

где g - ускорение при свободном падении под действием силы тяжести. Значение E_D по формуле (4.1) примерно в 7.3 раза больше (при $W=14,6$ $\rho_o=1500\text{кг/м}^3$), чем значение E_D , определенное по результатам опытов (рис.2.35). Это объясняется существенным отличием скоростей деформирования в опытах на УДН-150 и приборе ИСЗУ. Поэтому значения E_D , определенные с использованием ИСЗУ, ближе к истинному значению E_D -модуля динамического сжатия лессовых грунтов.

Таблица 4.1

Результаты измерений скорости продольных волн в лессовых грунтах с помощью прибора ИСЗУ

№ измерений	Плотность грунта ρ_o , кг/м ³	C М/с	E_D МПа	Влажность Грунта W , %
1	1500	260,0	103,3	14,6
2	1600	270,0	116,0	14,6
3	1700	287,0	143,0	14,6
4	1800	277,0	141,0	14,6
5	1900	266,0	137,0	14,6
6	2000	238,1	115,7	14,6
7	1500	250,0	187,1	28,0
8	1600	316,4	163,5	28,0
9	1700	352,1	215,0	28,0
10	1800	341,3	214,0	28,0
11	1900	363,6	256,0	28,0

Кроме этого, из данных табл.4.1. видно, что с увеличением влажности грунта значения C и, следовательно, E_D , увеличиваются. Эти данные не противоречат общеизвестным результатам исследований, например [7].

Однако, согласно данным табл.4.1, в некоторых случаях увеличение плотности грунта приводит к уменьшению скорости продольных волн в грунте. Эти данные противоречат общепринятым закономерностям распространения волн в сплошных средах. Поэтому этот необъяснимый фактор отнесем к разбросу результатов измерений. Действительно, при искусственном изготовлении образцов грунта с различными значениями плотности вполне возможно образование различных дефектов внутри образца грунта. Эти дефекты могут повлиять на результаты измерений на приборе ИСЗУ.

Согласно результатам опытов по статическому испытанию образца лессовых грунтов на УДН-150 (рис.2.35), значение модуля статического сжатия $E_s = 65,0 \text{ кг/см}^2 = 6,5 \text{ МПа}$. Это значение модуля статического сжатия ближе к истинному значению E_s , так как альтернативы статическим экспериментам, для определения E_s , не существует. Кроме того, статические эксперименты достаточно надежны для определения значения модуля статического сжатия E_s .

Значения модуля разгрузки, согласно данным, приведенным на

рис.2.35, $E_R = 286 \text{ кг/см}^2 = 28,6 \text{ МПа}$ (по результатам динамических опытов) и $E_R = 200 \text{ кг/см}^2 = 20,0 \text{ МПа}$ (по результатам статических опытов). Разброс в значениях модуля разгрузки E_R при динамических и статических опытах можно объяснить опять-таки разбросами опытных данных. В настоящее время в научной литературе нет подтверждения о различии значений модуля разгрузки в динамике и статике. Поэтому полученные различия E_R при динамическом и статическом сжатии лессовых грунтов отнесем к разбросу экспериментальных результатов.

Таким образом, согласно результатам экспериментов, полученных на УДН-150, значение отношения $\gamma = E_D/E_S = 2,1$, согласно же уточненным значениям E_D , полученным с использованием прибора ИСЗУ, $\gamma = E_D/E_S = 15,8$. Эти значения согласуются с результатами экспериментов [42,43]. Значение β по данным опытов на УДН-150 равно $\beta = E_D/E_R = 0,5$, а по данным ИСЗУ $\beta = 3,6$.

В механике грунтов общеизвестно, что значение β не может быть больше единицы, то есть значение модуля разгрузки E_R всегда больше значения модуля динамического сжатия E_D [27,30,42,43]. Поэтому значение β всегда должно быть $\beta = E_D/E_R < 1$ для пластичных грунтов. Исходя из этого, можно предположить, что образцы грунта, использованные в опытах на УДН-150 и на приборе ИСЗУ, имели разные модули разгрузки E_R .

Из вышеприведенных данных следует, что значения механических характеристик грунтов, определенные различными методами, являются противоречивыми, особенно для различных образцов грунтов. По этому в настоящее время нет достоверных значений механических характеристик грунтов, не противоречащих друг другу. Настоящая работа ставит своей целью в какой-то степени устранить этот недостаток. Согласно предлагаемой нами методике (глава 1), значения механических характеристик грунтов, в данном случае значения E_D , E_S и E_R , должны уточняться сопоставлением результатов опытов и теоретических расчетов.

Для сопоставления результатов эксперимента и теории, основанной на упруговязкопластической модели грунта, также необходимо установить значение параметра вязкости лессового грунта μ . Для определения значения μ в [42] предложен графический метод. Метод [42] основан на использовании опытных зависимостей $\sigma(t)$ и $\varepsilon(t)$, полученных при постоянных $d\sigma/dt$ и $d\varepsilon/dt$. Проведение опытов при постоянных скоростях нагружения $d\sigma/dt$ и скорости деформирования $d\varepsilon/dt$ практически невозможно. Значения $d\sigma/dt$ и $d\varepsilon/dt$ в опытах при деформировании грунтов меняются. Поэтому значение μ , определенное по методике [42], является весьма приближенным. Это обстоятельство требует разработки другой, качественно новой, методики определения значения параметра и, соответственно,

коэффициента вязкости грунта.

4.2. Методика определения значения параметра вязкости грунта и основы автоматизированного метода определения механических характеристик грунта.

Предлагаемая здесь методика определения значения параметра вязкости μ основана на измерении деформации грунта в опытах. Сопоставляя величины опытных и расчетных зависимостей $\varepsilon(t)$, можно достаточно точно определить значение μ .

Для проведения расчетов по разработанной программе и решения динамической задачи применительно к УДН-150 (глава 3) постоянной и исходной величиной является плотность грунта ρ_o , определенная по традиционным методам, так как это значение ρ_o считается наиболее достоверным.

Далее в расчетах используются приближенные значения механических характеристик лессового грунта, то есть E_S и E_R . Значение E_D определяется по формуле $E_D = \gamma E_S$. Приближенное значение μ , определяется следующим образом. На основании первого уравнения (3.1) параметр вязкости при допущении постоянными и известными значения $d\varepsilon/dt$ и $d\sigma/dt$, а также E_D и E_S , можно приближенно определить по формуле [42]:

$$\mu = \left(\frac{d\varepsilon}{dt} - \frac{d\sigma}{E_D dt} \right) / \left(\frac{\sigma}{E_S} \right) \quad (4.2)$$

Из результатов опытов известно (глава 2), что $d\varepsilon/dt = 1\text{с}^{-1}$, $d\sigma/dt = 100\text{кг/см}^2\text{сек}$. При значениях $E_D = 140\text{кг/см}^2$ и $E_S = 65\text{кг/см}^2$, определенного по рис.2.35 значения $\sigma = 0,24\text{кг/см}^2$ и значения $\varepsilon = 0,02$ для линейного участка динамической диаграммы $\sigma(\varepsilon)$ по формуле (4.2) получим $\mu = 20\text{с}^{-1}$. Это значение μ значительно меньше, чем значение μ , приведенное в [42,43]. Поэтому в расчетах принимаем $\mu = 100\text{с}^{-1}$. Значение $C = \sqrt{E_D / \rho_o}$.

Используя приближенные экспериментальные значения E_D , E_S , E_R , C и μ получим на основе численного решения задачи, адекватной эксперименту (глава 3), теоретические зависимости $\sigma(t)$, $\varepsilon(t)$, $\sigma(\varepsilon)$. Добиваясь более или менее точного совпадения теоретических и экспериментальных зависимостей $\sigma(t)$, $\varepsilon(t)$ и $\sigma(\varepsilon)$ выравниваем значения механических характеристик грунтов.

Предлагаемая здесь методика достаточно трудоемкая. Но она более точная, чем существующие в настоящее время методики определения механических характеристик грунтов. Эта методика устраняет возможные противоречия в значениях механических характеристик

грунтов. Кроме того, она основывается на конкретном уравнении состояния грунта, что исключает произвольное определение значений механических характеристик грунтов. Механические характеристики грунтов, отвлеченные от уравнения состояния, затрудняют дальнейшее их применение в теоретических расчетах. Кроме того, по предлагаемой здесь методике определяется полный набор механических характеристик грунтов, согласно уравнению состояния (модели) грунта (3.1).

В идеале, конечно, экспериментальная установка УДН-150 должна иметь связь с ПЭВМ. УДН-150 и ПЭВМ, объединившись в одну автоматизированную систему для точного и достоверного определения механических характеристик грунтов, автоматически должны осуществлять следующую последовательность операций:

1. Сжатие образца грунта при динамическом или статическом режиме проведения эксперимента;
2. Передача результатов измерений датчиков в память ПЭВМ и их накопление;
3. Преобразование фактических результатов опытов в массивы чисел как выборки случайных величин;
4. Статистическая обработка результатов эксперимента и определение математического ожидания, доверительных интервалов для опытных данных по разработанной компьютерной программе;
5. Построение опытных зависимостей $\sigma(t)$, $\varepsilon(t)$, $\sigma(\varepsilon)$ на основании, статистической обработки результатов экспериментов;
6. Определение приближенных значений механических характеристик грунта E_D , E_S , E_R , μ по результатам опытов;
7. Решение теоретической задачи, адекватной постановке эксперимента на УДН-150, используя полученные приближенные значения механических характеристик грунта;
8. Построение теоретических зависимостей $\sigma(t)$, $\varepsilon(t)$, $\sigma(\varepsilon)$ по разработанной программе численного решения волновой задачи для упруговязкопластической модели грунта;
9. Сопоставление теоретических и экспериментальных зависимостей $\sigma(t)$, $\varepsilon(t)$, $\sigma(\varepsilon)$ и уточнение, на основе этих сопоставлений, значений механических характеристик грунта E_D , E_S , E_R , μ в нескольких приближениях;
10. Получение сводных значений механических характеристик грунтов в виде таблиц для их дальнейшего использования в прикладных задачах строительства и т.д.

В данной работе перечисленные 10 операций, предназначенные для достоверного определения механических характеристик грунтов, выполнены раздельно. К сожалению, в настоящее время выполнение этих операций в автоматическом режиме с помощью ПЭВМ для нас технически невозможно. Следовательно, создание автоматизированной системы для определения механических характеристик грунтов является

делом перспективы, для нас. В настоящем же исследовании созданы основы вышеизложенной автоматизированной системы:

1. Имеется работоспособная экспериментальная установка УДН-150 для одноосного сжатия образцов грунта при динамических и статических нагрузках;
2. Имеется система измерительных датчиков, приборов и аппаратура для непрерывного фиксирования изменений напряжений и деформаций (перемещений) в процессе деформирования грунта;
3. Составлена программа (на алгоритмическом языке ФОРТРАН) статистической обработки опытных данных на ПЭВМ;
4. Разработана программа численного решения теоретической задачи (на алгоритмическом языке ФОРТРАН), адекватной постановке эксперимента на УДН-150, с использованием упруговязко-пластической модели грунта;
5. Разработаны программа для решения теоретической задачи (применительно к эксперименту) с использованием результатов опытов и программа, сопоставляющая результаты эксперимента и теории;
6. Разработана программа для ЭВМ по уточненному определению значений механических характеристик грунта.

Перечисленные выше основы автоматизированной системы определения механических характеристик грунтов также составляют основу методики определения механических характеристик грунтов, предложенной в настоящем исследовании.

Теперь переходим к уточнению вышеприведенных приближенных значений механических характеристик грунтов.

4.3. Уточненные значения упругих, пластических и вязких характеристик лессовых грунтов.

Используя приближенные экспериментальные значения механических характеристик грунтов, определенные выше, то есть $E_D=14$ МПа, $E_S=6,5$ МПа, $E_R=28,6$ МПа, $\mu=100$ с⁻¹, $\gamma=E_D/E_S=2,154$, $\beta=E_D/E_R=0,5$, на основе решения задачи, адекватной постановке эксперимента, построим теоретические зависимости $\sigma(t)$, $\varepsilon(t)$, $\sigma(\varepsilon)$ (рис.4.1-4.3). Сопоставление теоретических и экспериментальных зависимостей $\sigma(t)$ приведено на рис.4.1. Из рис.4.1 видно, что теоретические и экспериментальные зависимости $\sigma(t)$ полностью совпадают. При выполнении условий квазистатичности процесса динамического сжатия образца грунта, это вполне ожидаемый результат. При решении теоретической задачи за нагрузку, действующую на верхнюю поверхность грунтового слоя, при $x=0$ (верхний поршень УДН), принята экспериментальная зависимость $\sigma(t)$, приведенная на рис.2.45. Согласно опытным изменениям напряжения по времени $\sigma_{\max}=0,441$ МПа, $t=0,1$ сек. (рис.2.29). При этих

параметрах нагрузки, как уже отмечалось, условие квазистатичности деформирования грунта (3.22) выполняется хорошо (табл.3.2).

Сопоставление экспериментальных и теоретических зависимостей $\varepsilon(t)$ приведено на рис.4.2. Из рис.4.2 видно, что зависимости $\varepsilon(t)$ (опытные - кривая 1, расчетные - кривая 2) не совпадают. Их различия составляют примерно 20%. Это показывает, что значения механических характеристик грунтов, использованные в расчетах, неточные. Различия в зависимостях $\sigma(\varepsilon)$ (рис.4.3), где также кривая 1 соответствует опытными данным, а кривая 2 - расчетным, также составляют около 20%.

Из результатов теоретических исследований (глава 3) известно, что при соблюдении условий квазистатичности процесса деформирования грунта на УДН-150, опытные и расчетные зависимости $\sigma(t)$ полностью совпадают. Очевидно, необходимо, варьируя значения механических характеристик грунта, добиться совпадения опытных и расчетных зависимостей $\varepsilon(t), \sigma(\varepsilon)$.

Так как в расчетах за основной параметр берем значения модуля статического сжатия грунта E_S , то в первую очередь изменим его значение. Принимаем значения $E_S = 10$ МПа. Тогда $E_D = \gamma E_S = 21,54$ МПа, $C = 118,7$ м/с. Значение $\mu = 100 \text{ с}^{-1}$ осталось без изменения. Результаты расчетов при этих значениях механических характеристик грунтов приведены на рис.4.4,4.5. Из рис.4.4,4.5 видно, что в этом случае зависимости $\varepsilon(t)$ и $\sigma(\varepsilon)$ (опытные - кривая 1, расчетные - кривая 2), на участках нагружения показывают хорошее совпадение, а по максимальным значениям и на участках разгрузки они не совпадают. Кроме этого, уменьшилось значение остаточной деформации.

При увеличении значения μ , но при постоянных значениях остальных характеристик грунта, значения максимальных и остаточных деформаций приближаются друг к другу (рис.4.6, 4.7). Здесь принято $\mu = 200 \text{ с}^{-1}$. Однако расхождения в результатах опытов и расчетов на участке разгрузки сохраняются.

Еще раз изменим значение E_S , принимая равным 8,3 МПа. При этом значения остальных механических характеристик грунта были следующими: $E_D = 20,75$ МПа, $\mu = 200 \text{ с}^{-1}$, $\beta = 0,5$, $\gamma = 2,5$, $C = 116,5$ м/с. Отметим, что здесь значение γ также увеличилось.

Результаты расчетов, полученные, при этих исходных данных, приведены на рис.4.8, 4.9. В этом случае опытные и расчетные зависимости $\varepsilon(t), \sigma(\varepsilon)$ (кривые 1-эксперимент, кривые 2-теория) имеют удовлетворительное совпадение. Их расхождения составляют около 10%. На наш взгляд это достаточно хорошее совпадение экспериментальных и теоретических результатов. Добиться такого совпадения удалось в результате изменения (уточнения) первоначальных механических характеристик грунтов, непосредственно определенных

по результатам экспериментальных данных. Как показывают результаты вышеприведенных исследований, первоначальные значения механических характеристик грунтов неточны. Они могут быть уточнены в результате их сравнения с теоретическими расчетными данными.

В таблице 4.2 приведены ориентировочные значения механических характеристик лессового грунта, определенные по результатам экспериментов, и уточненные их значения, полученные по методике, предлагаемой в настоящей работе.

Таблица 4.2

Ориентировочные и уточненные значения механических характеристик лессовых грунтов

Механические характеристики лессового грунта	Ориентировочные значения	Уточненные значения	Разность в %
Модуль статического сжатия E_S , МПа	6,5	8,3	27,7
Модуль динамического сжатия E_D МПа	14,0	20,75	48,2
Модуль разгрузки E_R , МПа	28,6	41,5	31,1
Параметр вязкости μ , сек ⁻¹	20	200	900,0
Скорость продольных волн C , м/с	100	116,5	16,5
Плотность ρ , кг/м ³	1500	1500	-
$\gamma = E_D/E_S$	2,154	2,5	16
$\beta = E_D/E_R$	0,5	0,5	-

Из таблицы 4.2 видно, что ориентировочные и уточненные механические характеристики лессовых грунтов значительно отличаются друг от друга - от 16 до 900%. Эти данные получены при проведении опытов в лабораторных условиях. Результаты же экспериментов, проведенных в полевых, натуральных условиях будут иметь еще большее расхождение с теоретическими, так как в последнем случае постановка самих опытов является приближенной. Следовательно, применить статистические методы при обработке результатов данных опытов невозможно.

Результаты исследований, приведенные в табл.4.2. показывают, что предлагаемая в данной работе методика существенно улучшает определение значений механических характеристик грунтов.

Таким образом, сопоставляя результаты экспериментальных и теоретических исследований по динамическому сжатию образцов грунтов, можно с достаточной точностью определить значения механических характеристик грунтов.

Выводы по главе

1. По результатам экспериментов определены приближенные значения механических характеристик лессовых грунтов.
2. С использованием приближенных значений механических характеристик лессовых грунтов получено решение теоретической задачи. Постановка теоретической задачи соответствует подстановке эксперимента на УДН-150.
3. Сопоставлением теоретических и экспериментальных результатов уточнены значения, механических характеристик лессовых грунтов.
4. Установлено, что при тех же значениях параметров нагрузки, лежащих в интервале сейсмических нагрузок (период 0,2 сек, $\sigma_{\max}=0,5$ МПа), расхождения ориентировочных и уточненных характеристик лессовых грунтов составляют от 16 до 900%.
5. Показаны пути улучшения эффективности предлагаемой здесь методики определения механических характеристик грунтов созданием автоматизированной системы, включающей экспериментальную установку и ПЭВМ.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

На основе экспериментальных и теоретических исследований, приведенных в настоящей диссертационной работе, можно сформулировать следующие основные выводы:

1. Проведен сопоставительный анализ существующих методов определения физико-механических и механических характеристик грунтов. На основе проведенного анализа рекомендована новая уточненная методика определения механических характеристик грунтов, основанная на результатах лабораторных экспериментов и теоретических расчетов на ЭВМ.
2. Проведен анализ методов экспериментального определения закономерностей сжатия грунтов. На основе проведенного анализа установлено, что наиболее целесообразным из них является метод непосредственного изменения напряжений и деформаций в грунтах в лабораторных условиях.
3. Установлено, что наиболее совершенной установкой для измерения напряжений и деформаций в образцах грунтов при одноосном динамическом сжатии грунта является установка динамического нагружения (УДН-150).
4. Обработаны осциллограммы записей изменений напряжений и деформаций по времени, полученные другими авторами на УДН-150, при одноосном динамическом и статическом нагружении образцов лессовых грунтов.
5. Проведена статистическая обработка результатов экспериментов, полученных на УДН-150 при динамическом и статическом нагружении лессовых грунтов. Определены вероятности допущения нормальности законов распределения опытных данных как случайных величин для их математических ожиданий и их доверительные интервалы.
6. Численно решена задача сжатия образца грунта, основанная на упруговязкопластической модели грунта, предложенной Г.М.Ляховым, адекватная постановке эксперимента на УДН-150.
7. На основе численного решения проведено исследование параметров волн в грунте. Определено влияние физико-механических характеристик грунта на изменения напряжения, деформации, скорости и смещения частиц грунта при различных значениях параметров динамической нагрузки.
8. По результатам опытов определено условие квазистатичности деформирования грунта на УДН-150 подтверждающее достоверность полученных результатов, то есть значений механических характеристик грунтов.
9. По результатам экспериментов определены приближенные (ориентировочные) значения механических характеристик лессовых

грунтов.

10. Сопоставлением результатов экспериментальных и теоретических исследований получены уточненные значения механических характеристик лессовых грунтов. Определены окончательные, уточненные значения механических характеристик лессовых грунтов при динамических нагрузках, близких к сейсмическим нагрузкам.
11. Указаны дальнейшие пути повышения точности значений механических характеристик грунтов.

В заключение, автор приносит искреннюю благодарность научным консультантам доктору физико-математических наук, профессору К.С.Султанову, доктору технических наук К.Д.Салямовой и бывшим сотрудникам Института механики и сейсмостойкости сооружений АН РУз В.П.Корниенко, А.Т.Абдуллаеву, Х.А.Алменову за предоставленные результаты ранее проведенных экспериментов на УДН-150. Автор констатирует, что первичные материалы этих экспериментов послужили основой для научных исследований, проведенных в настоящей диссертации.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Цытович Н. А. Основы механики грунтов. Л., -М.: ОНТИ, 1934. - 308с.
2. Цытович Н.А. Механика грунтов. М.:Высшая школа,1973. -280с.
3. Цытович Н.А. Механика грунтов. М.:Высшая школа,1983. -288с.
4. Физико-механические свойства горных пород. Под ред. Залесского В.В. Наука,1964. -144с.
5. Рахматулин Х.А.,Сагомоян А.Я.,Алексеев Н.А. Вопросы динамики грунтов. М.: Изд.МГУ,1964. -240с.
6. Иванов П.Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений. Механика грунтов.М.:Высшая школа, 1991. -448с.
7. Красников Н.Д. Динамические свойства грунтов и методы их определения. Л.:Изд.Строительство,1970. -240с.
8. Рашидов Т.Р. Динамическая теория сейсмостойкости сложных систем подземных сооружений. Ташкент: Фан,1973. -180с.
9. Рашидов Т.Р.,Хожметов Г.Х.,Мардонов Б.М. Колебания сооружений взаимодействующих с грунтом. Ташкент: Фан.1973. -174с.
10. Рашидов Т.Р.,Ишанходжаев А.А.,Дорман И.Я. и др.Сейсмостойкость тоннельных конструкций метрополитена. М.:Транспорт, 1975. -120с.
11. Рашидов Т.Р.,Хожметов Г.Х. Сейсмостойкость подземных трубопроводов. Ташкент,1985. -152с.
12. Мубораков Я.Н. Сейсמודинамика подземных сооружений типа оболочек. Ташкент: Фан,1989. -190с.
13. Рашидов Т.Р., Ишанходжаев А.А. Сейсмостойкость тоннельных конструкций метрополитена мелкого заложения. Ташкент:Фан, 1993. -136с.
14. Баркан Д.Д. Виброметоды в строительстве.М.:Изд. по строительству, 1959. -312с.
15. Дортман Н.Б.,Васильева В.И.,Вайнберг А.К. и др. Физические свойства горных пород и полезных ископаемых. М.:Недра,1964. -362с.
16. Механика горных пород. Под ред. акад.Мельникова Н.В. М.:Недра, 1966. -454с.
17. Баркан Д.Д. Динамика оснований и фундаментов. М.: Стройвоенмориздат,1948. -412с.
18. Маматкулов Ш. Колебания и волны в гидроупругих и грунтовых средах. Ташкент: Фан, 1987. -104с.
19. Маслов К.Н. Основы инженерной геологии и механики грунтов. М.:

Высшая школа, 1982. -512с .

20. Месчян С.Р. Механические свойства грунтов и лабораторные методы их определения. М.:Недра,1974. -191с.
21. Расулов Х.З. Сейсмостойкость лессовых оснований зданий и сооружений. Ташкент: Узбекистан,1977. -164с.
22. Расулов Х.З. Сейсмостойкость грунтовых оснований. Ташкент: Узбекистан, 1984. -192с.
23. Ширинкулов Т.Ш., Зарецкий Ю.К. Ползучесть и консолидация грунтов. Ташкент: ФАН, 1986. -392с.
24. Ляхов Г. М. Основы динамики взрыва в грунтах и жидких средах. М.: Недра, 1964. -214с.
25. Кулинич Ю.В.,Нарожная З.В.,Рыков Г. В. Механические характеристики песчаных и глинистых грунтов с учетом их вязкопластических свойств при кратковременных динамических нагрузках. М.: Препринт ИПМех АН, 1976. №69. -50с.
26. Рыков Г.В.,Скобеев А.М. Измерение напряжений в грунтах при кратковременных нагрузках. М.: Наука., 1978. -168с.
27. Вовк А.А.,Замышляев В.В.,Евтерев Л.С.,Белинский И.В.,МихалюкА.В. Поведение грунтов под действием импульсных нагрузок. Киев: Наукова думка, 1984. 286с.
28. Григорян С.С. Об основных представлениях динамики грунтов. // ПММ, 1960, т. 24, №6. С.1057-1072.
29. Григорян С.С.,Иоселевич В.А. Механика грунтов. // Механика за 50 лет.М.: Наука, 1972. т. 3. -С. 203-226.
30. Замышляев В.В.,Евтерев Л.С. Модели динамического деформирования и разрушения грунтовых сред. // М.: Наука, 1990. -216с.
31. Николаевский В.Н. Современные проблемы механики грунтов. // Определяющие законы механики грунтов. М.:Мир, 1975. С. 210.
32. Шемякин В.И. О поведении горных пород при динамических нагружениях. // Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых (ФТПРПИ), 1986, №1. С.12-20.
33. Edmond M O., Murrell S.A. F. Rock fracture at pressures up to 0.7 GPa, and the transition - from brittle fracture to cataclastic. // Progr. Exp. Petrol. 5th Prodr. Kept. Res., 1978-1980. Swindon, 1981.p.272-277.
34. Arulanandan Kandiah, Anandarejah A., Abghari A. Centrifugal modeling of soil liquefaction susceptibility. // J.Geotechn. Eng.Dlv.Proc. Amer.Soc.Civ. Eng.1983.109.№3.- p.281-300.
35. Wang Shi - Shung, Zhang Ke-cheng, Li Song - Rong. A proposal for rock classification In tunnel engineering. // Proc.4 Tnt.Congr. Int.Assoc.Eng

- Geogl.New Dehli. 10-15 Dec.1982. Uol.S.Theme 2.Eng.Geol.Probl. Tunnelling and Excavation covities New Dehli.- p.229-239.
36. Yn Chi Ying. The characteristic of loess collarse in Lonzhou area. // Proc, 4 Int.Congr Int.Assoc. Eng.Goel. Neww Dehli, 10-15 Dec. 1982. Vol.5. Theme 1. Eng.Geol. Stud. Environ.Wai.and Oev.New Dehli.- p.449-462.
37. Hogan Brlon J. Energy - absorbing polyraez smothers earthquake tremors. // Des. News.1980. 36 №9. -p.74-75.
38. Ortiz I.A., Seorr R.E., Lee J. Dunamlc centralufng wall. // Elanthquake Eng.and struct. Dyn.1983.11. №2.-p.251-268.
39. Алексеев Н.А. Метод определения динамических характеристик ГРУНТОВ при больших давлениях. //Сб. науч. тр.Строительство.- М.:№5.1985.-155с.
40. Гримза Ю.И. Некоторые результаты экспериментальных исследований по определению скорости распространения продольных волн в образцах грунта // Сб. науч. тр.Строительство.- №44.1961.- С.103-106.
41. Иванова Л.А. Определение механических свойств мягких грунтов в условиях естественного залегания при динамических нагрузках методом прямого измерения напряжений и деформаций.: Автореф. дисс.канд. физ.-мат. наук. М, 1972.-33с.
42. Ляхов Г.М. Основы динамики взрывных волн в грунтах и горных породах.-М.:Недра,1974. - 192с.
43. Ляхов Г.М. Волны в грунтах и пористых многокомпонентных средах. -М.:Недра,1982. - 288с.
44. Вовк А.А.Кравец В.Г., Ляхов Г.М., Плаксий В.А., Салицкая В.И., Султанов К.С. Экспериментальное определение параметров взрывных волн и вязкопластических характеристик грунта. // Прикладная механика. -Киев Т.13,№7. 1977. - С.96-106.
45. Ляхов Г.М., Плаксий В.А., Султанов К.С. Исследования взаимодействия волн в грунте с преградой по записям напряжений и деформаций. // Прикладная механика и техническая физика. (ПМТФ). Новосибирск,№3. -1976.-С.166-169.
46. Вялов С.С. Реологические основы механики грунтов. М.:Высшая школа, 1978. - 448 с.
47. Определяющие законы механики грунтов. Под ред. Николаевского В.Н. М.: Мир,1975. - 230с.
48. Бахолдин Б.В., Борман В.И. Исследование напряженно-деформированного состояния сваи и околосвайного грунта при его осадке // Труды НИИОСП. Свайные фундаменты. 1975. Вып. 65. С.35-44.

49. Бахолдин Б.В., Гинзбург Л.Я. Исследование сопротивления грунтов при динамических испытаниях свай//Труды НИИОСП. Свайные фундаменты. 1975. Вып.65.-С.97-115.
50. Ставницер Л.Р. О сопротивлении грунтов сдвигу и устойчивости оснований при сейсмических колебаниях. // Свойства грунтов при вибрациях.Ташкент.:Фан,1975.-С.148-115.
51. Аронов Р.И. Исследование условий взаимодействия трубы и грунта при продольных перемещениях трубопровода//Труды ВНИИ–Стройнефть. Вып.1.М.; 1953.-С.14-45.
52. Гольдштейн М.Н. Механические свойства грунтов. Основные компоненты грунтов и их взаимодействия. М.:Стройиздат, 1973.-370с.
53. Гольдштейн М.Н. Механические свойства грунтов. Напряженно-деформативные и прочностные характеристики. М.:Стройиздат, 1979.-304с.
54. Гудман Р.М. Механика скальных пород. М.:Стройиздат, 1987.- 232с.
55. Григорян С.С., Гулакян К.А., Савинов А.В., Мелкумян М.В. Исследование прочности обломочных скальных пород //Проблемы термомеханики грунтов. Труды института механики МГУ 1986.-с.49-60.
56. Цейтлин М.Г., Кошелева А.А. О вибрационном погружении в грунт и извлечении из него длинных свай и труб. // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1984. - №3. - С.13-16.
57. Цытович Н.А., Крыжановский А.Л., Рахманов Т., Суранкулов Ш.Ж. Предельное сопротивление сдвигу неводонасыщенных грунтов // Инженерная геология. - 1983. - №6. - с.3-8.
58. Григорян С.С. Новый закон трения и механика крупномасштабных обвалов и оползней. // ДАН. - 1979, т.244, N4. - С.846- 849.
59. Николаевский В.Н. Механические свойства грунтов и теория пластичности. // Итоги науки и техники ВИНТИ. Механика деформируемых твердых тел.1972. - С.86-90.
60. Николаевский В.Н. О связях объемных и сдвиговых пластических деформаций и об ударных волнах в мягких грунтах. // ДАН. 1967. т.177,№3.-С.542-545.
61. Ревуженко А.Ф., Сташевский С.В., Шемякин Е.И. Предельное равновесие сыпучей среды с нарушенной структурой. // ФТПРПИ. 1974. №2. - С. 9-15.
62. Ревуженко А.Ф., Сташевский С.Б., Шемякин Е.И. О механизме деформирования сыпучего материала при больших сдвигах. // ФТПРПИ. 1974.№3. - С.130-133.
63. Султанов К.С., Ким В.Ю. Экспериментальные исследования законо-

- мерности продольного взаимодействия протяженных подземных сооружений с грунтом. // ФТПРПИ. 1986.№1. - С.56-62.
64. Султанов К.С., Алменов Х., Ким Ю.В. Влияние диаметра подземных труб на закономерности их взаимодействия с грунтом. // Изв.АН Уз. Серия техн.наук. 1991.№4. - С.78-80.
65. Султанов К.С., Юсупов Т.Э. Продольное взаимодействие подземного трубопровода с грунтом при поперечных динамических воздействиях. // ДАН РУз. 1984.№11. - С.22-23.
66. Султанов К.С., Юсупов Т.Э. Продольное взаимодействие подземного трубопровода с грунтом при динамических воздействиях. // Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений. Л.: ВНИИГ. 1985. - С.173-176.
67. Викторов В.В., Кулинич Ю.В., Султанов К.С., Юсупов Т.Э. Экспериментальное исследование фрикционного взаимодействия сооружения с грунтом при динамическом нагружении. // Трение, износ и смазочные материалы. Мат. междунар. науч. конф. Ташкент: Фан, 1985. - С. 161-166.
68. Султанов К.С., Алменов Х. Экспериментальные исследования взаимодействия перегонных тоннелей метрополитена четырехугольного сечения с грунтом. // Изв.АН Уз. Серия техн. наук. 1989. №1. - С.37-39 .
69. Султанов К.С., Алменов Х. Экспериментальное определение изменения касательных напряжений на поверхности контакта фрагментов подземных сооружений с грунтом ненарушенной структуры. // Изв.АН Уз. Серия техн.наук.1983.№3. - С.44-47.
70. Султанов К.С., Алменов Х. Экспериментальное определение закономерностей взаимодействия фрагментов подземных конструкций метрополитена с грунтом нарушенной структуры при статических и динамических нагружениях. // Сейсמודинамика зданий и сооружений. Ташкент: Фан,1989. - С.94-101.
71. Султанов К.С, Алменов Х. Экспериментальное исследование влияния дилатансионного слоя грунта на закономерности локального взаимодействия подземных сооружений с грунтом. // Сейсמודинамика сооружений, взаимодействующих с грунтом. Ташкент: Фан, 1991. - С.91-95.
72. Султанов К.С. Локальный закон взаимодействия подземных сооружений с грунтом при их относительном проскальзывании. // 7 Всесоюзный съезд по теоретической прикладкой механике: Тез. докл. М., 1991. С.330-331.
73. Султанов К. С. О моделях взаимодействия подземных сооружений с грунтом при динамических воздействиях. // Ж. Пробл. мех. 1992. -

№2. - С.11-16.

74. Султанов К.С. Математическая модель взаимодействия твердых тел с грунтом при их относительном сдвиге. // ПМТФ. - 1993.- №1. С.40-48.
75. Султанов К.С. Закономерности взаимодействия подземных сооружений с грунтом при их относительном сдвиге. // Прикл. мех. Киев. 1993.- №3.-С.60-67.
76. Сейсмическое микрорайонирование. Под ред. С.В. Медведева. -М. Наука, 1977. – 123с.
77. Coulomb С.А. Application des regles de maximus at minimis a guelgues problemes de statigue relatifs a larchitecture. Memooores sa vants etrangers de l'Academie des sciences de Paris.- 1773. -р.22-26.
78. Coulomb С.А. Memoires de mathematique et de physique. Paris. 1785.- р.45.
79. Coulomb С.А. Theorie des machins simples. Paris. 1821. p.72.
80. Morin А. Memoires presentes-par divers savants. Paris.1960. 362с.
81. Ломизе Г.М., Григорян А.А. О деформациях лессовых грунтов. // Гидротехническое строительство. -1957. -№3.- С.44-48.
82. Ломизе Г.М., Иващенко И.Н. Деформационные свойства глинистых грунтов и их расчетные показатели. // Гидротехническое строительство. -1965. -N3.- С.50-53.
83. Ломизе Г.М., Кварцов Г.И. Опыт натурального исследования напряженно-деформированного состояния лессового основания в условиях осесимметричной задачи. // Основания, фундаменты и механика грунтов. -1969. -№6.- С.26-28.
84. Механические свойства грунтов и вопросы строительства зданий на увлажняемых лессовых основаниях. Под ред. Ломизе Г.М. Грозный.1968. -204с.
85. Трофименко Ю.Г., Воробков Л.Н., Смирницкий А.И., Бенедиктов А.А. Полевые методы исследования строительных свойств грунтов. М.: Недра, 1964. -362с.
86. Игнатов О.И., Михеев В.В. Исследования зависимости между модулем деформации и физическими характеристиками глинистых аллювиальных грунтов. // Осн., фонд. и мех. гр. -1965. -№4.- С.41-46.
87. Лушников В.В. Сопоставление результатов полевых и лабораторных исследований сжимаемости аллювиальных глинистых грунтов. // Сб. тр. Ур. полит. инст., 1967. N1.-С.43-67.
88. Буканц И.З., Шаров В.И., Алешко В.Д. К вопросу достоверности результатов штамповых испытаний грунтов. // Сб. тр. Новосиб. инст.

жел.-дор. транс.-1969. Вып.90. -С.38-49.

89. Забылин М.И. Исследования упругих свойств грунтов различными методами. // Динамика оснований и фундаментов. М., 1969. №7.- С.89-96.
90. Швецов Г. И., Тофанюк Ф.С., Шаров В. И. Исследования сжимаемости лессовых грунтов в районе г.Новосибирска. // Изв. Высш. учебн.завед. Строительство и архитектура. -1965. №11.- С.41-52.
91. Лушников В.В., Елпанов В.Г. Исследование сжимаемости слабых грунтов прессиометром ПА-89. // Сб. тр. Строительство на слабых грунтах. Рига,1970. -74с.
92. Пригожий Е.С., Перков Ю.Р. Прессиометр-прибор для определения деформационных прочностных свойств горных пород в массиве. // Сб. тр. Горное давление, сдвиги горных пород и методика маркшейдер, работ.Л. -1966. -С.113-128.
93. Карпушка З.С. Определение модуля упругости грунтов ненарушенной структуры//Сб. тр. НИИ осн. и подзем. сооруж. -№56. Госстрой. М., 1966. -С.87-94.
94. Шехтер О.Я., Минаев Л.Н., Левшинский Д.С., Иванова Л.И. Лабораторная установка для определения упругих и диссипативных свойств грунта динамическим методом. // Сб. тр.НИИ осн. и подзем. сооруж. -№51. Применение вибраций в строительстве.М.,1962. -С.92-101.
95. Латишенко В.А. Диагностика жесткости и прочности материалов. Рига: Зинатне, 1968. -320с.
96. Ляндерс Р.З. Лабораторные исследования упругих свойств грунтов. // Сб. тр. Вибрации оснований и фундаментов. М. 1950. -№16. С.67-73
97. Родин Г. Сейсмология ядерных взрывов. М.:Мир, 1974.190с.
98. Савич А.И., Коптев В.И., Никитин В.И., Яценко З.Г. Сейсмоакустические методы изучения массивов скальных пород. М.:Недра, 1969. - 304с.
99. Кац А.З. Тензометрическое исследование динамических деформаций грунтов. // Методы и приборы тензометрии.. 1964, №6. - С. 48-56.
100. Силаева О.И. Исследования с помощью ультразвука скоростей распространения упругих волн и упругих параметров в образцах горных пород при одностороннем давлении. // Сб. тр. Инст. Физики Земли. -№27. М.,1962. -С.19-31.
101. Карус Е.В., Фролов П.Ф., Цукерин В.В. Изучение физико-механических свойств пород методом импульсивного ультразвукового каротажа. // Сб. тр. Сост. и персп. разв. геофизич. поисков и разв.

полез. ископ., М., №2. –С.67-74.

102. Мячкин В.И., Соловьева Р.П. Изучение распространения упругих волн ультразвуковой частоты на малых базах в горных породах в условиях естественного залегания. // Изв. АН, Геофизика, №1. 1960. -С.58-66.
103. Гурвич И.И. Сейсмическая разведка. М.:Гостоптехиздат,1960.-362с.
104. Гамбурцев Г.А. Основы сейсморазведки. М.:Гостоптехиздат, 1959. - 278с.
105. Хан Г., Шапиро С. Статистические модели в инженерных задачах. М.:Мир,1969. -396с.
106. Хальд А. Математическая статистика с техническими приложениями. М.:ИЛ,1956. -664с.
107. Вентцель Е.С. Теория вероятностей. М.:Наука, 1964. -576с.
108. Ляхов Г.М., Султанов К.С. Вопросы подобий и дисперсии волн в вязкопластических средах. // ПМТФ. 1975. №6. -С.86-93с.
109. Ляхов Г.М., Султанов К.С. Подобие волн в средах, обладающих вязкими свойствами. // Взрывное дело. М.:Недра, 1983, №85/42. - С.6-11.
110. Ишанходжаев А.А., Султанов К.С., Ким В.Ю. Волны непрерывного сжатия в упруговязкопластических средах. // Изв.АН Уз. Сер. техн. наук, 1979. №6. -С.26-30.
111. Султанов К. С. Расчет напряженно - деформированного состояния грунта под фундаментом при действии динамических нагрузок. // Изв. АН Уз. Сер. техн. наук, 1983. -№6. С.40-45.
112. Ляхов Г.М., Султанов К.С. Взаимодействие волн с преградой с учетом объемной вязкости грунта. // Физика горения и взрыва (ФГВ), 1977. -№4. -С.630-635.
113. Ляхов Г.М., Султанов К.С. Взаимодействия волн в вязкопластической среде с преградой. // Прикл. мех. и техн. мех. (ПМТФ), 1978. №4. -С.108-116.
114. Султанов К.С., Корниенко В.П. Взаимодействие продольных волн с преградой в вязкоупругой среде. // Изв. АН Уз. Сер. техн. наук. 1980. №5. -С. 52-56.
115. Султанов К.С. Нагрузка продольных сейсмических волн на преграду в вязкоупругой среде. // Изв. АН Уз. Сер. техн. наук, 1982. №2. -С.21-26.
116. Султанов К. С., Ким В.Ю. Нагрузка продольных волн на преграду в вязкопластической среде. // ДАН Уз., 1983. №9. -С.12-14.
117. Султанов К.С., Ходжаев Я.Д. Продольные волны в вязкоупругом

- стержне конечной длины. // Сб. тр. Динамика и сейсмостойкость зданий и сооружений. Ташкент: Фан, 1984. №2. С.42-49.
118. Султанов К.С., Ким В.Ю. Продольное взаимодействие плоских волн с тоннельными конструкциями метрополитена с учетом вязких и пластических свойств грунта. // Сб. тр. Сейсמודинамика сооружений, взаимодействующих с грунтом. Ташкент: Фан, 1991. С. 103-111.
119. Султанов К.С. Распространение продольных волн в вязкоупругом полупространстве, включающем поглощающий слой. // ПМТФ, 1984. №5. -С.137-142.
120. Талал Салтан. Определение механических характеристик грунтов из результатов опытов по одноосному сжатию образцов грунта. // Пробл. мех. 1994. №5. -С.6-9.
121. Талал Салтан. Экспериментальное определение закономерности динамического деформирования лессовых грунтов. // Пробл. мех. 1995. №2. -С.57-59.
122. Талал Салтан. Статическая обработка результатов опытов по одноосному динамическому нагружению образцов грунта. // Пробл. мех. 1995, N5-6. -С.84-87.
123. Султанов К.С., Баходиров А.А. Экспериментальные и теоретические методы исследования механических характеристик композитных материалов. // Композиционные материалы. Ташкент. №1. 2000. -С.63-68.
124. Султанов К.С., Баходиров А.А. Обоснование квазистатических экспериментов для определения механических характеристик грунтов. // Композиционные материалы. Ташкент. №1. 2001.С.50-53.
125. Баходиров А.А., Султанов К.С, Салямова К.Д. Численное исследование напряженно - деформированного состояния грунтовой плотины с переменными характеристиками материала грунта при действии динамической нагрузки. // Тез. докл. VIII съезда по теорет. и прикл. мех. Пермь. 23-29 сентября. 2001.С.84-85.
126. Султанов К.С., Баходиров А.А. Определение упругих, пластических и вязких характеристик грунтов из результатов динамических опытов. // ДАН РУз. Ташкент.2001. №10-11.С.25-29.
127. Баходиров А.А., Султанов К.С., Салямова К.Д., Умархонов С.И. Методика определения механических характеристик грунтов по результатам опытов. // Жур. Геология и минерал.ресурсы., Ташкент, №1, 2005, С.37-42.

