МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования

«НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ТОМСКИЙ ПОЛИТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

ДИНАМИКА ГРУНТОВ

Рекомендовано в качестве учебного пособия Редакционно-издательским советом Томского политехнического университета

Составитель Л.А. Строкова

Издательство Томского политехнического университета 2018 УДК 624.131.1(076.5) ББК 26.329я73 Д46

Динамика грунтов : учебное пособие / сост. Л.А. Строкова ; Д46 Томский политехнический университет. – Томск : Изд-во Томского политехнического университета, 2018. – 190 с.

ISBN 978-5-4387-0801-8

В пособии приведена информация о динамических свойствах грунтов, методах их определения.

Предназначено для студентов геологических специальностей вузов, в том числе обучающихся по специальностям инженерной геологии, гидрогеологии, магистрантов, аспирантов, а также специалистов, работающих в области инженерно-геологических изысканий.

> УДК 624.131.1(076.5) ББК 26.329я73

Рецензенты

Кандидат геолого-минералогических наук, доцент ЮГУ *Т.И. Романова*

Кандидат геолого-минералогических наук, доцент ТГАСУ *А.А. Краевский*

ISBN 978-5-4387-0801-8

© Составление. ФГАОУ ВО НИ ТПУ, 2018
© Строкова Л.А., составление, 2018
© Оформление. Издательство Томского политехнического университета, 2018

Предисловие	5
Введение	6
I. Теоретический раздел	10
 Основные источники динамических воздействий 1.1. Виды нагрузок	10 10
на дисперсные грунты	28
 Реакции грунтов на динамическое воздействие 2.1. Разжижение грунтов	31 34 40
 2.3. Поведение скальных и полускальных пород 2.4. Нагрузки и уровень отклика 	52 54
 Параметры динамических свойств грунтов 3.1. Параметры динамических свойств 	58
как среды распространения волн	59 63
4. Методы установления параметров динамических свойств грунтов	64
4.1. Лаоораторные методы динамических испытаний грунтов	104
5. Выводы по разделу	152
II. Практический раздел	155
 Определение деформационных свойств грунтов динамическим методом 	155
2. Изучение тиксотропных свойств грунтов на вибростенде	157
 Изучение тиксотропных свойств грунтов методом вибрирующего индентора 	160
 Определение динамической устойчивости грунтов методом динамического трехосного сжатия 	164
5. Выводы по разделу	174
III. Раздел для самостоятельной работы	175
1. Контрольные задания для студентов	175

СОДЕРЖАНИЕ

2. Вопросы и задания для самоконтроля	176
Заключение	179
Обозначения и сокращения	180
Термины и определения	
Список литературы	179

ПРЕДИСЛОВИЕ

Цель разработки данного учебного пособия – закрепить знания студентов, обучающихся по специальности «Поиски и разведка подземных вод и инженерно-геологические изыскания» по динамике грунтов, о системе инженерно-геологических изысканий для строительства и производства инженерных работ.

Задачи дисциплины:

• сформировать знания о системе инженерных изысканий в проектировании, строительстве и эксплуатации инженерных сооружений в сейсмоопасных районах;

• ознакомить учащихся с задачами инженерно-геологических исследований для разработки проекта и рабочих чертежей различных зданий и сооружений, испытывавающих динамические нагрузки;

• показать разнообразие технологий и методик в области инженерно-геологических исследований грунтовых массивов при динамических воздействиях;

• познакомить учащихся с принципами комплексной оценки инженерно-геологических условий территорий.

В основе данного пособия лежат главным образом труды известного российского специалиста в области динамики грунтов профессора Московского госуниверситета Е.А. Вознесенского, а также работы К. Ишихары (Япония), П. Мейна (США).

ВВЕДЕНИЕ

Основная цель геологического образования специалиста в области инженерной геологии – формирование геологических знаний, необходимых и достаточных для успешного решения разнообразных задач при освоении *геологической среды*. Структура современного геологического знания представлена на схеме (рис. 1).



Рис. 1. Структура современного геологического знания [11]

Итак, в курсе речь будет идти о таком разделе *инженерной геологии*, в котором сосредоточены систематизированные знания об организации процесса получения геологической информации, необходимой и достаточной для проектирования и строительства различных зданий и сооружений.

Эта информация охватывается понятием об инженерногеологических условиях строительства и производства инженерных работ на конкретных территориях, при этом содержание информации неразрывно связано с формированием теоретических аспектов и практических навыков в области инженерной геологии в целом.

Инженерно-геологические изыскания дают геопространственную информацию для рационального выбора и оценки строительной площадки или трассы, типа основания и способа производства работ нулевого цикла, для построения прогноза изменения природной среды и оценки рисков, связанных со строительной деятельностью человека.

Из вышеприведённой схемы видно, что инженерная геология неразрывно связана с фундаментальными разделами геологического знания – кристаллографией, минералогией, петрологией, гидрогеологией, мерзлотоведением, исторической геологией, структурной геологией, геотектоникой и геофизикой, с которыми учащийся познакомился ранее.

Виды инженерно-геологических исследований чрезвычайно разнообразны и включают в себя технологии использования архивной информации об объекте исследований, дистанционные и контактные технологии полевых и мониторинговых наблюдений и компьютерные технологии обработки и представления информации широкому кругу потребителей. Одну и ту же информацию можно получить с применением различных технологий, поэтому необходимо оптимизировать комплекс технологий по месту, времени, затратам труда и стоимости в зависимости от проектируемых сооружений, при этом оптимизация, с одной стороны, должна опираться на действующие нормативнометодические документы, с другой стороны, подобная оптимизация является делом сугубо творческим.

Цель преподавания раздела «Динамика грунтов» – дать студентам необходимые знания о методах определения динамических свойств грунтов. Предметом изучения динамики грунтов являются грунты и их взаимодействие с сооружениями. Грунты каждой строительной площадки имеют самостоятельную историю образования. Состав, строение и свойства грунтов разных строительных площадок определены природой и могут существенно различаться, требуя каждый раз специального изучения. Поведение грунтов под нагрузками сопровождается сложными процессами, во многом отличающимися от поведения конструкционных материалов. Это требует применения специальных экспериментальных методов и теоретического аппарата механики грунтов для описания процессов их деформирования и разрушения. Основная задача специальной научной дисциплины – научить студентов уметь не только правильно оценивать прочностные и деформационные свойства грунтов при динамических нагрузках, но также использовать обоснованные теорией и практикой методы расчета несущей способности и деформаций оснований сооружений и горных массивов.

Динамические свойства грунтов – группа физико-механических свойств грунтов, определяющих их реакцию на действие динамических нагрузок.

Динамические свойства грунтов характеризуют их и как *среду распространения колебаний* (упругие, демпфирующие и фильтрующие свойства), и определяют их *динамическую неустойчивость*, проявляющуюся как увеличение деформируемости и снижение прочности грунта при динамическом нагружении по сравнению со статическими нагрузками.

Сведения о динамических свойствах грунтов нужны:

1. Для расчета колебаний сооружений, работающих в условиях динамических нагрузок.

2. Для оценки сейсмических характеристик грунтов и приращений сейсмической балльности.

3. Для прогнозных расчетов дополнительных осадок и кренов сооружений при действии динамических нагрузок.

4. Для оценки возможности разрушения, в том числе разжижения грунтов и определения его возможных последствий.

5. Для выбора правильной конструкции фундамента, метода прокладки трубопровода, конструкции земляного полотна, мер инженерной защиты и т. д.

Основные задачи экспериментальной оценки динамической неустойчивости грунтов:

• определение возможности разрушения грунтов при известных параметрах динамического воздействия;

• определение возможности динамического (обычно сейсмического) разжижения грунтов и оценка его последствий;

• оценка дополнительных деформаций грунтов и земляных сооружений в условиях динамических нагрузок;

• оценка возможности накопления критических для данного сооружения деформаций грунтов основания в условиях динамического воздействия. Дисциплина «Динамика грунтов» относится к специальным дисциплинам и дает студентам представление об их будущей инженерногеологической деятельности, о том месте, которое занимают динамические свойства грунтов при оценке территории, при решении как общегеологических, так и экологических проблем. В процессе освоения дисциплины студенты учатся определять характеристики физикомеханических свойств грунтов, оценивать напряженно-деформированное состояние оснований и его изменение во времени, рассчитывать устойчивость грунтовых массивов и расположенных на них сооружений.

В табл. 1 приведена структура дисциплины по разделам и видам учебной деятельности.

Таблица 1

	Аудиторная работа (час)			CDC	Иоля	
Название раздела/темы	Покини	Практ.	Лаб.	$(\mathbf{u}\mathbf{a}\mathbf{c})$	KOJIJI, Kourn n	Итого
	лекции	занятия	зан.	(440)	контр. р.	
Введение. Динамические						
нагрузки их распространение,	2			10		12
характеристика						
Лабораторные методы динами-	2		2	8		12
ческих испытаний грунтов	2		2	0		12
Полевые методы динамических	2		4	8	1	14
испытаний грунтов	2		-	0	1	17
Усталость грунтов с жесткими	1		2	8		13
структурными связями	1		2	0		15
Динамическая дилатансия не-	1			6		7
связных грунтов	1			0		,
Тиксотропия и квазитиксотро-	1		2	6		9
пия связных грунтов	1		2	0		,
Дилатантно-тиксотропные явле-	1			6		7
ния в слабосвязных грунтах	1			0		,
Анализ динамики фундаментов				6		6
мелкого заложения				0		0
Анализ динамики заглубленных				6		6
фундаментов				0		0
Анализ динамики свайных фун-				6		6
даментов				U		0
Итого	10		20	70		90

Структура дисциплины по разделам и формам организации обучения

І. ТЕОРЕТИЧЕСКИЙ РАЗДЕЛ

1. Основные источники динамических воздействий

1.1. Виды нагрузок

Под *динамическим воздействием* понимается динамическая нагрузка произвольного вида, создаваемая силой переменной величины и направления [21].

По своему типу нагрузка может быть *постоянной или переменной*, как по величине, так и по знаку. Переменные нагрузки делятся на *монотонные (возрастающие или убывающие) и циклические*. Циклические нагрузки, в свою очередь, подразделяются на *однократные и многократные*. Под *динамической* понимается переменная нагрузка, изменяющаяся во времени быстрее, чем затухают вызванные ею в грунте волны напряжений. А поскольку реально не существует достаточно длительно и монотонно убывающих или возрастающих усилий, то практически все динамические нагрузки являются циклическими (однократными или многократными) и представляют собой колебания – чередование во времени возрастания и убывания напряжений.

В соответствии с характером такого чередования можно выделить периодические и непериодические динамические нагрузки (рис. 2).



Рис. 2. Разные формы нагрузок: периодических (а–синусоидальная; б–П-образная; в–пилообразная; г–сложная) и непериодических (д–импульсная; е–биения)

Периодическая нагрузка характеризуется каким-либо закономерным чередованием возрастания и убывания напряжения, любое текущее значение которого повторяется через постоянный интервал времени.

Непериодические нагрузки включают три основные разновидности:

1) ударные (импульсные) нагрузки часто являются периодическими, однако разложение их в ряд Фурье неосуществимо, так как импульсы разделены значительными по сравнению с длительностью последних «немыми» интервалами;

2) *почти периодические* – суммы гармонических колебаний несоизмеримых (некратных) частот, возникающие при пуске и торможении машин разного типа;

3) нерегулярные нагрузки – типичные для многих техногенных и всех природных воздействий (сейсмических, ветровых, волновых) и характеризующиеся случайным характером изменения напряжений во времени (рис. 3). Кроме того, любая динамическая нагрузка может быть как знакопеременной, так и знакопостоянной.



Рис. 3. Нерегулярные динамические нагрузки (a) и их энергетический спектр (б)

Общее представление о соотношении параметров динамических нагрузок от разных источников и об их относительной значимости даст рис. 4. Все практически значимые для инженерной деятельности нагрузки находятся до частот 100 Гц. Источники, генерирующие колебания с частотами, близкими к собственным для большинства зданий (1...8 Гц), находятся в центральной части диаграммы. Значимые деформации грунтов возникают только в пределах зон влиянии этих источников, которые существенно различаются [21]. Параметры динамической нагрузки оказывают определяющее влияние на степень динамической неустойчивости грунтов. По особенностям воздействия на грунты весь спектр природных и техногенных динамических нагрузок целесообразно, прежде всего, разделить на две группы – вибрационные и импульсные.

Вибрационные нагрузки – это как периодические, так и непериодические воздействия, характеризующиеся непрерывным изменением напряжений во времени («немые» интервалы отсутствуют). Эти сравнительно низкочастотные волны напряжений, как правило, регистрируются органами чувств человека: при частоте 1...2 Гц человек ощущает колебания с амплитудой не менее 20 мкм, а при частотах 20 Гц и выше – уже всего 1...2 мкм.

Импульсные нагрузки – периодические или непериодические (часто однократные) воздействия, характеризующиеся: 1) наличием «немых» интервалов между импульсами; 2) высокой резкостью (третья производная смещения по времени) колебаний и очень крутым фронтом волны (только в непосредственной близости от источника); 3) наличием в спектре высокочастотных (до тысяч герц) составляющих – также в непосредственной близости к источнику воздействия, не оказывающих, однако, существенного влияния на грунты.



Рис. 4. Обобщенная характеристика динамических нагрузок разного происхождения [21]

Землетрясения, движущийся транспорт, взрывы при экскавациях, работа тяжелых машин, ветровые и волновые нагрузки часто приводят к повреждениям зданий и других инженерных сооружений в результате значительных и неравномерных осадок, смещений пород на склонах, разрушения насыпей.

Наиболее опасными являются землетрясения. Ежегодно регистрируется более нескольких сот тысяч землетрясений, ощущаемых людьми, 100 из них являются разрушительными. Эта непрерывная сейсмическая активность является следствием современных тектонических движений в литосфере. Наибольшее количество землетрясений связано с границами плит, то есть с такими зонами, где плиты либо сталкиваются друг с другом, либо расходятся и наращиваются за счет образования новой океанической коры (рис. 5). Землетрясения сопровождают образование рифтов в срединно-океанических хребтах и на континентах, но там они, в отличие от обстановок сжатия в зонах субдукции, происходят в условиях геодинамического сдвига или/и растяжения.



Рис. 5. Распространение поясов сейсмичности с вулканами на земном шаре [10]

В настоящее время землетрясения вызываются двумя основными причинами: либо энергией, заложенной природой в тектогенез Земли, либо энергией взрывов и ядерного распада, используемых человеком в различных целях. В некоторых случаях происходит изменение сейсмической активности на территориях создания крупных водохранилищ, так называемые наведённые *техногенные землетрясения*. Такого рода землетрясения вызваны не только дополнительной нагрузкой от веса воды в водохранилище, а главным образом действием воды по трещинам и разломам, облегчающим разгрузку напряжённого состояния пород вдоль тектонических нарушений [10].

Землетрясения разного типа неоднократно приводили к катастрофическим последствиям для целых регионов и городов (рис. 6).



Рис. 6. Отдельные разрушительные землетрясения прошлого века (красная линия – кривая среднегодовых людских потерь)

На рис. 7 показаны последствия землетрясения в Нефтегорске, магнитуда около 7,5, балльность 8...10 (о. Сахалин, 1995).



Рис. 7. Последствия землетрясения в Нефтегорске (о. Сахалин, 1995)

Землетрясения – это колебания Земли, вызванные разрядкой упругих напряжений в недрах литосферы, которые, распространяясь через Землю, вызывают сотрясения на ее поверхности. Таким образом, *сейсмические волны* представляют собой механические колебательные движения, распространяющиеся через геологические среды в виде деформаций, т. е. изменений взаимного расположения материальных частиц среды. К *основным характеристикам землетрясений* относятся: очаг землетрясения; магнитуда землетрясения (сила землетрясения); глубина очага; интенсивность сейсмических колебаний грунта.

Очаг возникновения землетрясения, называемый *гипоцентром*, может располагаться на разных глубинах: от 1 до 50 км (коровые землетрясения), от 70 до 300 км (астеносферные), от 300 до 700 км (глубокофокусные). Возникнув в очаге, землетрясения, сейсмические волны будут распространяться от гипоцентра с определенной скоростью по всем направлениям путем упругих перемещений частиц среды. По характеру распространения волны делятся на *продольные* и *поперечные*, скорости которых зависят от упругих свойств горных пород и строения плейстосейстовой области, в которой накапливается упругая энергия (рис. 8, Stokoe, 2000).

Продольные волны создаются деформациями объема (расширением и сжатием пород в направлении движения) и являются самыми быстрыми из объемных волн. Они распространяются во всех средах и представляют собой чередование зон сжатия и растяжения горных пород. Их скорость изменяется от 0,5 км/с в рыхлых грунтах до 6...8 км/с в скальных грунтах.

Скорость распространения *р*-волн находится по формуле

$$v_p = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} = \sqrt{\frac{\lambda+2G}{\rho}},\tag{1}$$

где E – модуль Юнга; G – модуль сдвига; ρ – плотность грунтов; ν – коэффициент Пуассона; λ – коэффициент, определяемый через модуль объемного сжатия K:

$$\lambda = K - \frac{2}{3}G$$
, или $\lambda = \sqrt{\frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}}$. (2)

Поперечные волны являются волнами сдвига и кручения, так как при своем распространении сдвигают частицы вещества под прямым углом к направлению своего пути. Они не распространяются в жидкой среде, так как модуль сдвига в ней равен нулю. Их скорость в 1,7 раза меньше продольных волн. Эти волны возмущают поверхность грунта как по вертикали, так и по горизонтали.



Рис. 8. Типы сейсмических волн: а) продольные р-волны, б) поперечные или сдвиговые волны (s-волны), в) поверхностные волны Рэлея (R-волны), г) поверхностные волны Лява (L-волны)

Скорость поперечных волн определяется по формуле

$$v_s = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} = \frac{\sqrt{G}}{\rho}.$$
 (3)

Общая волновая картина распространения сейсмических волн в слоистой среде усложняется явлениями рефракции и преломления на границах раздела слоёв с различными характеристиками.

На поверхности земли землетрясения вызывают образование *поверх*ностных волн, представляющих наибольшую опасность для инженерных сооружений. В поверхностных волнах наблюдаются как горизонтальные колебания (волны Лява и Рэлея), так и вертикальные – только в волнах Рэлея. Распространение этих волн сопровождается явлениями дисперсии, что обусловливает проявление сотрясений, ощутимых за многие километры от эпицентра. Поверхностные волны Рэлея и Лява присущи только твердым телам. Частицы на поверхности грунта находятся в особом состоянии, так как встречают меньшее сопротивление своему перемещению в сторону свободной поверхности. Колебания, вызванные этими волнами, распространяются в слое мощностью порядка длины волны.

L-волны заставляют частицы грунта колебаться из стороны в сторону в горизонтальной плоскости, параллельной земной поверхности, под прямым углом к направлению своего распространения. Волны Рэлея возникают на границе раздела двух сред и воздействуют на частицы среды, заставляя их двигаться по эллипсоидальной траектории по вертикали и горизонтали в вертикальной плоскости, ориентированной по направлению распространения волн. Скорость волн Рэлея меньше, чем волн Лява, и они распространяются медленнее, чем объемные волны, и довольно быстро затухают с удалением от эпицентра и с глубиной. Необходимо отметить сложность их выделения при интерпретации данных, особенно при изменчивости плотности грунтов верхней части разреза.

Скорость распространения *R*-волны определяется по формулам [16]:

$$v_R = (0,87+1,12\nu) \sqrt{\frac{G}{\rho(1+\nu)}}$$
 или $v_R = \frac{0,87+1,12\nu}{1+\nu} v_s.$ (4)

Наблюдается следующее соотношение скоростей:

$$v_p < v_s < v_R. \tag{5}$$

Отношение скоростей продольных и поперечных волн является только функцией коэффициента Пуассона:

$$\frac{v_p}{v_s} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}}.$$
 (6)

По поверхностным сейсмическим волнам можно определять осредненное строение наружных слоев Земли толщиной в сотни километров.

Если объемная сейсмическая волна на пути своего распространения встретит поверхность раздела, например поверхность Земли или границу внутри Земли (в частности, границу между ядром и мантией), то одна часть волновой энергии будет отражена, а другая преломлена, причем по законам, аналогичным законам геометрической оптики. Так образуются *отраженная* и *преломленная* волны. Отражение и преломление волн на границе раздела является надежным источником информации о положении этих границ и широко используется для изучения внутреннего строения Земли. Кроме того, в результате отражения или преломления характер передачи упругого возмущения частицами среды может измениться и поперечная волна может превратиться в продольную или наоборот. Такую волну называют *обменной*. Существует специальный томографический метод исследования земных недр с использованием именно этого типа волн – метод обменных волн землетрясений (MOB3).

Для обозначения на сейсмограммах исходных, отраженных и преломленных на той или иной границе раздела сейсмических волн существует специальная сейсмологическая номенклатура. Так, поскольку самой первой от землетрясения на фиксирующую станцию приходит продольная волна, она на сейсмограмме обозначается буквой P, от лат. prima – первая, а позже приходящая поперечная волна обозначается буквой S, от лат. secunda – вторая. Остальные волны по аналогии обозначаются комбинацией этих символов и нескольких других букв латинского алфавита. Поверхностные волны, обозначаемые символами *LR* (волна Рэлея) и *LQ* (волна Лява), приходят последними.

Теоретически волны P и S были предсказаны французским физиком Пуассоном (1781–1840) еще в 1829 г. при создании теории упругости, а поверхностные волны – Рэлеем в 1887 г. Для изучения прохождения в Земле сейсмических волн ирландский сейсмолог Р. Малле (1810–1881) в 1851 г. осуществил первое искусственное землетрясение, взрывая порох и наблюдая распространение колебаний на поверхности ртути в сосуде. Однако до начала XX в. даже основные волны не удавалось четко выделить на имевшихся записях землетрясений. Только в 1900 г. английский сейсмолог Р. Олдгем (1858–1936) впервые выделил на записях землетрясений объемные волны P и S, а также поверхностные. Его исследования показали, что на любой станции первым указанием на землетрясение было четкое вступление волны P. Кроме того, время вступления сейсмических сигналов от одного и того же толчка (землетрясения) может быть зарегистрировано на различных станциях, находящихся на самых разных расстояниях от эпицентра. Следовательно, можно определить время распространения возмущения как функцию расстояния и построить годограф – зависимость времени пробега той или иной волны от расстояния в градусах или километрах по дуге большого круга между эпицентром землетрясения и станцией – приемником волн. По таблицам годографа можно вычислить скорость сейсмических волн на любой глубине внутри Земли, хотя эти расчеты довольно сложны. Олдгем составил первую приемлемую таблицу времен пробега волн P и S.

Начиная с 1910 г. учеными-сейсмологами были проведены (а для близких, локальных расстояний в конкретных областях земного шара, например в регионах Кавказа, Арктики, ведутся и до сих пор) многочисленные вычисления зависимости между скоростями сейсмических волн и глубиной. На основании этих данных разработан и применяется с 1991 г. международный унифицированный годограф IASPEI91, с помощью которого ведется аналитическая обработка землетрясений земного шара по данным всех сейсмических станций мира.

Олдгем же заметил, что при увеличении расстояния времена пробега увеличиваются медленнее, чем это происходило бы в однородной среде. Отсюда сейсмолог сделал вывод, что скорость волн существенно увеличивается с глубиной, и этот вывод вполне совпал с научными данными о том, что Земля неоднородна по своему составу.

Таким образом, благодаря тому, что скорости продольных и поперечных волн зависят от глубины из-за различной плотности вещества планеты, реальные сейсмические лучи искривлены, т. е. Земля ведет себя по отношению к сейсмическим волнам как преломляющая линза. Кроме того, реальные сейсмические волны подвержены *затуханию* – уменьшению амплитуды с увеличением расстояния между очагом землетрясения и записывающей станцией. Оно обусловлено тремя факторами – геометрическим расхождением, поглощением и рассеянием волн.

Геометрическое расхождение связано с тем, что энергия упругих сейсмических волн, распространяющихся из очага землетрясения, распределяется по поверхности фронта волны. Фронт волны – это некая поверхность, отделяющая среду, затронутую возмущением, от среды, находящейся в покое. Площадь фронта волны растет с увеличением гипоцентрального расстояния, что ведет к уменьшению плотности энергии волны (фактически это «размазывание» порции излученной в очаге энергии по все увеличивающейся площади поверхности). Это явление и есть геометрическое расхождение волны. Различные типы волн имеют различное расхождение, обусловленное геометрией поверхности фронта, численно оно выражается через зависимость амплитуды волны от расстояния. Изза сложного строения реальной среды и из-за протяженности очага фронты сейсмических волн строго отождествить с поверхностями геометрических фигур затруднительно, но тем не менее для некоторых волн при определенных условиях их можно условно принимать за сферические (поверхность сферы), цилиндрические (поверхность цилиндра), плоские (поверхность – плоскость). Затухание волны из-за расхождения максимально в случае сферического фронта, для плоского фронта его не будет совсем (коэффициент геометрического расхождения равен нулю).

Если бы Земля была однородным, изотропным (т. е. одинаковым по всем направлениям) и идеально упругим телом, то уменьшение амплитуд сейсмических волн с расстоянием было бы обусловлено только геометрическим расхождением. Однако из-за преобразования веществом Земли части энергии распространяющихся сейсмических волн в тепловую и другие виды энергии наблюдается явление *поглощения* энергии сейсмических волн, которое быстро растет с уменьшением длины волны. *Длина волны L* определяется как произведение *скорости* ее распространения V на *период T*.

В табл. 2 приведены скорости упругих волн для пород верхней части разреза.

Таблица 2

Породы	Состояние породы	<i>v_p</i> , м/с	<i>v_s</i> , м/с	v_s/v_p
Галечники		400800	250500	0,600,70
Пески		200500	150300	0,500,70
Супеси	Царанаца	250550	120280	0,450,60
Суглинки	певодона-	300600	100250	0,300,55
Глины (включая коренные)	сыщенное	4001800	100400	0,100,35
Песчаники		8004000	5002500	0,500,70
Известняки		10004500	5002800	0,500,65
Галечники	Водона- сыщенное	20002700	250500	0,100,20
Пески		15002000	150300	0,070,20
Супеси		14501800	120280	0,070,15
Суглинки		15001900	100250	0,050,15
Глины (включая коренные)		18002500	100400	0,050,12
Песчаники		18004500	5002500	0,400,60
Известняки		20005000	5002800	0,350,55
Галечники		38004800	20002600	0,500,60
Пески	Влагона-	34004000	18002200	0,500,60
Супеси		28003500	15001900	0,450,60
Суглинки	сыщенное	22002800	12001500	0,400,55
Глины	$t = -3 \ ^{\circ}\mathrm{C}$	19002300	8001200	0,400,50
Песчаники		36005000	19002800	0,500,60
Известняки		38005500	20003000	0,500,60

Скорости упругих волн в некоторых породах (по Н.Н. Горяинову, Ф.М. Ляховицкому) [16]

Неоднородностью вещества Земли обусловлено также и явление *рассеяния* волн, которое заключается в том, что если размер неоднородного включения (препятствия на пути волны) сопоставим с длиной движущейся волны или больше ее, то часть энергии волны будет потрачена на образование отраженных от него волн, т. е. потеряна волной, рассеяна. Волны, длины которых значительно больше встречаемых неоднородностей, проходят их без потери энергии, как бы «не замечают» их.

Таким образом, научное знание в области сейсмологии начало развиваться с начала XX в. и продолжает успешно пополняться новыми сведениями по сей день. По мере усовершенствования сейсмологических приборов, к 1914 г. были установлены общая картина строения Земли и приблизительные скорости распространения объемных волн. Примерно до 1940 г. знания о слоях земной коры и структуре других оболочек планеты основывались на данных о поверхностных и обменных волнах, полученных по близким землетрясениям. С 1940 г. сейсмические данные, получаемые от близких землетрясений, пополнялись результатами с использованием записей взрывов. Основные сведения о внутреннем строении Земли до настоящего времени накапливаются в результате наблюдений за распространением объемных волн от удаленных землетрясений, а начиная с конца XX в. – и от удаленных мощных взрывов.

Для регистрации сейсмических колебаний создана сеть стационарных сейсмостанций и специальных полигонов, раскиданных по всему миру. На них установлены специальные приборы – сейсмографы (рис. 9, 10) – и обрабатываются формы записи сейсмических колебаний – сейсмограммы (рис. 11).



Рис. 9. Схема действия сейсмографа

Рис. 10. Многоканальный сейсмограф



Рис. 11. Сейсмограмма с указанием моментов прихода волн Р, S и L

Обычный сейсмограф состоит из подвешенной части (типа маятника) с *демпфирующим* и *усилительным устройствами*. Простейшая конструкция сейсмографа с вертикальным барабаном для записи колебаний представлена на рис. 9.

Сейсмограммы позволяют определять положение очага землетрясений, называемого гипоцентром, положение проекции гипоцентра на дневную поверхность (эпицентр землетрясения), глубину залегания гипоцентра, интенсивность, силу и энергию землетрясений. Во всех случаях землетрясений их гипоцентры находятся в зонах контакта литосферных плит или в зонах глубоких тектонических разломов и подвижных внутриконтинентальных зон раздвига (рифты).

Для количественной оценки величины землетрясений применяют шкалу магнитуд (*M*), которая позволяет сравнивать между собой разные землетрясения. Магнитуда характеризует величину землетрясения в его очаге, т. е. в глубине земли, и вычисляется на основании измерений сейсмических колебаний на сейсмических станциях. Наиболее употребительной для измерения величины сильных землетрясений в России является магнитуда, вычисляемая по поверхностным волнам на основе соотношения

$$M = \lg\left(\frac{A}{T}\right) + B \cdot \lg \Delta\varepsilon,\tag{7}$$

где A, T – амплитуда и период колебаний в волне; Δ – расстояние от станции наблюдения до эпицентра землетрясения; B и ε – константы, зависящие от условий расположения станции наблюдения.

Опыт показывает, что разрушительными оказываются землетрясения начиная с магнитуды 5,5, а сильнейшие из них имеют магнитуду около 9. Экспериментально установлено, что землетрясение, магнитуда которого равна нулю, выделяет энергию около 10⁵ Дж. У наиболее сильных землетрясений (с магнитудой более 8), выделяющаяся энергия достигает $10^{20}...10^{25}$ Дж. Увеличение интенсивности землетрясения на 0,5М соответствует увеличению энергии приблизительно в 10 раз.

Интенсивность («балльность») землетрясения – это мера нарушений, наблюдаемых на дневной поверхности, и повреждений различных сооружений, а также реакция человека и некоторых представителей животного мира на сотрясения. Поэтому исторические записи приобретают огромное значение для современных расчётов сейсмического риска.

Существует большое число сейсмических шкал: в странах Латинской Америки принята 10-балльная шкала Росси–Фореля (1883), в Японии – 7-балльная шкала, в России применяется наиболее широко используемая в мире 12-балльная шкала MSK-64 (Медведева– Шпонхойера–Карника), восходящая к шкале Меркали–Канкани (1902). Шкала MSK-64 описывает результат землетрясения в его эпицентре, а для разрушительных землетрясений (6–9 баллов) – используется дополнительная шкала 1973 г. В ней рассмотрены следующие типы зданий:

• А – глинобитные или из кирпича-сырца, или из рваного камня;

• Б – кирпичные или из тёсаного камня, или из крупных блоков;

• В – каркасные железобетонные, каменные или деревянные хорошей постройки.

Оценка интенсивности землетрясений по характеру повреждений зданий и сооружений производится на основании показателей типа строений и степени разрушения зданий и сооружений при землетрясениях.

Характеристика степени повреждения зданий и сооружений:

• 1-я степень – легкие – тонкие трещины в штукатурке;

• 2-я степень – умеренные – небольшие трещины в стенах, откалывание довольно больших кусков штукатурки, падение кровельной черепицы, трещины в дымовых трубах, падение частей дымовых труб;

• *3-я степень* – тяжелые – большие, глубокие или сквозные трещины в стенах, падение дымовых труб;

• 4-я степень – разрушения – обрушение внутренних стен, проломы во внешних стенах, обрушение частей зданий, разрушение связей между отдельными элементами зданий;

• 5-я степень – обвалы – полное разрушение зданий.

С учётом этих степеней разрушения зданий и сооружений шкала интенсивности землетрясений (последствия по масштабам разрушений) выглядит следующим образом:

• *6 баллов* – 1-я степень повреждений в отдельных зданиях типа Б и во многих типах А, 2-я – в отдельных типа А; в немногих случаях оползни; на сырых грунтах возможны трещины шириной до 1 см; в горных районах – отдельные случаи оползней;

• 7 баллов – 1-я степень повреждений во многих зданиях типа В, 2-я – в отдельных случаях типа Б и во многих типа В, 3-я – в отдельных типа Б и во многих типа А, 4-я – в отдельных типа А; в отдельных случаях оползни дорожных откосов на крутых склонах, трещины на дорогах; нарушения стыков трубопроводов; отдельные случаи оползней на крутых песчаных и гравелистых берегах рек;

• 8 баллов – 2-я степень повреждений во многих зданиях типа В, 3-я – во многих типа Б и в отдельных типа В, 4-я – во многих типа А и в отдельных типа Б, 5-я – в отдельных типа А; сдвигаются памятники, разрушаются каменные ограды; небольшие оползни на крутых откосах дорожных выемок и насыпей; трещины в грунте шириной до нескольких сантиметров; во многих случаях изменяется дебит источников, уровень воды в колодцах;

• 9 баллов – 3-я степень повреждений во многих типах зданий типа В, 4-я – в отдельных типах В и во многих типа Б, 5-я – в большинстве зданий типа А и в отдельных типа Б; памятники и колонны опрокидываются; значительные повреждения берегов искусственных водоёмов; разрывы подземных трубопроводов; в отдельных случаях – искривление рельсов железных и повреждение полотна автомобильных дорог, трещины в грунте шириной 10 см; частые оползни, обвалы, осыпания грунта;

• 10 баллов – сохраняется незначительная часть зданий типа А и отдельные здания Б;

- 11 баллов сохраняются отдельные здания типа А;
- 12 баллов тотальные разрушения.

Оценка интенсивности, в основу которой положены бытовые последствия землетрясения, легко различаемые даже неопытным наблюдателем, в сейсмических шкалах разных стран различна. Например, в Австралии одну из степеней сотрясения сравнивают с тем, как лошадь трется о столб веранды». В Европе такой же сейсмический эффект описывается так: «начинают звонить колокола». В Японии фигурирует «опрокинутый каменный фонарик». В наиболее простом и удобном виде ощущения и наблюдения представлены в схематизированной краткой описательной шкале (вариант MSK), которой может пользоваться каждый (табл. 3).

Районы, в которых оценена интенсивность землетрясений, могут быть оконтурены на картах изолиниями, которые образуют карту изосейст. Такая карта даёт грубые, но ценные сведения о размерах очага, о распределении сотрясений на дневной поверхности, влиянии геологического строения, почвенного покрова, подземных вод и других фактах, важных для задач страхования и строительства. Для территории России интенсивность сейсмических воздействий в баллах (сейсмичность) для района строительства следует принимать на основе комплекта карт обцего сейсмического районирования территории Российской Федерации (OCP-97), утвержденных Российской академией наук. Указанный комплект карт предусматривает осуществление антисейсмических мероприятий при строительстве объектов и отражает 10%-ю (карта A), 5%-ю (карта B) и 1%-ю (карта C) вероятности возможного превышения (или 90-, 95- и 99%-ю вероятности непревышения) в течение 50 лет указанных на картах значений сейсмической интенсивности. Указанным значениям вероятностей соответствуют следующие средние интервалы времени между землетрясениями расчетной интенсивности: 500 лет (карта A), 1000 лет (карта B), 5000 лет (карта C). Список населенных пунктов Российской Федерации, расположенных в сейсмических районах, с указанием расчетной сейсмической интенсивности в баллах шкалы MSK-64 для средних грунтовых условий и трех степеней сейсмической опасности – A (10%), B (5%), C (1%) в течение 50 лет приведен в приложении Б СП 14.13330.2011.

Таблица З

Балл	Название землетрясения	Краткая характеристика		
1	Незаметное	Отмечается только сейсмическими приборами		
2	Очень слабое	Ощущается отдельными людьми, находящимися в состоя-		
		нии полного покоя		
3	Слабое	Ощущается лишь небольшой частью населения		
4	Умеренное	Распознаётся по лёгкому дребезжанию и колебанию пред-		
		метов, посуды и оконных стёкол, скрипу дверей и стен		
5	Довольно силь-	Общее сотрясение зданий, колебание мебели. Трещины в		
	ное	оконных стёклах и штукатурке. Пробуждение спящих		
6	Сильное	Ощущается всеми. Картины падают со стен. Откалывают-		
		ся куски штукатурки, лёгкое повреждение зданий		
7	Очень сильное	Трещины в стенах каменных домов. Антисейсмические, а		
		также деревянные постройки остаются невредимыми		
8	Разрушительное	Трещины на крутых склонах и на сырой почве. Меняется		
		уровень воды в колодцах. Памятники сдвигаются с места		
		или опрокидываются. Падают дымовые трубы. Сильно по-		
		вреждаются капитальные здания		
9	Опустошительное	Сильное повреждение и разрушение каменных домов		
10	Уничтожающее	Крупные трещины в почве. Оползни и обвалы. Разруше-		
		ние каменных построек. Искривление жд. рельсов		
11	Катастрофа	Широкие трещины в земле. Многочисленные оползни и		
		обвалы. Каменные дома полностью разрушаются		
12	Сильная ката-	Изменения в почве достигают огромных размеров. Многочис-		
	строфа	ленные трещины, обвалы, оползни. Возникновение водопадов,		
	-	подпруд на озёрах, отклонение течения рек. Ни одно сооруже-		
		ние не выдерживает. На земной поверхности видны волны		

Сейсмическая шкала (схематизировано)

Комплект карт ОСР-97 (2016) позволяет оценивать на трех уровнях степень сейсмической опасности и предусматривает осуществление антисейсмических мероприятий при строительстве объектов различной ответственности: карта А – объекты нормальной (массовое строительство) и пониженной ответственности; карты В и С – объекты повышенной ответственности (особо опасные, технически сложные или уникальные сооружения).

Результаты многочисленных исследований однозначно доказывают, что проявление сейсмической интенсивности на земной поверхности может меняться от +2 до -2 баллов в различных инженерногеологических условиях. Причем наиболее опасными в сейсмическом отношении являются области распространения рыхлых обводненных отложений. Поэтому при строительстве в сейсмических районах требуется уточнение сейсмической балльности конкретных строительных площадок.

Для детализации сейсмических условий производится *сейсмическое микрорайонирование* (СМР), которое предполагает количественную оценку изменения ожидаемой интенсивности грунтов участков районируемой территории, обусловленного отличием их инженерногеологических, геоморфологических, гидрогеологических условий от аналогичных условий грунтов эталонного (среднего) участка.

Известны инженерно-геологический, инструментальный и расчетный методы. Основным является инструментальный метод.

Инженерно-геологический метод на основе качественных оценок каждого фактора изложен в классической монографии С.В. Медведева «Инженерная сейсмология» (1962).

Общее приращение балльности землетрясения определяется как сумма каждого фактора инженерно-геологических условий:

$$\Delta I_0 = \Delta I_{\rm II} \pm \Delta I_{\rm II} \pm \Delta I_{\rm II} \pm \Delta I_{\rm IIII}, \qquad (8)$$

где $I_{\rm n}$ – приращение за счет характера пород и их обводненности; $I_{\rm r}$ – приращение за счет тектонических и неотектонических особенностей; $I_{\rm p}$ – приращение за счет характера рельефа; $I_{\rm r.np}$ – приращение за счет характера рельефа; $I_{\rm r.np}$ – приращение за счет характера рельефа; $I_{\rm r.np}$ – приращение за счет развития опасных геологических процессов.

На интенсивность землетрясения оказывают влияние особенности состава, состояния и свойств пород, залегающих с поверхности до глубины 20 м. Приращения сейсмической балльности для основных категорий грунтов по материалам микросейсмических наблюдений приведены в табл. 4.

Подземные воды влияют на интенсивность землетрясений, если залегают на глубине от 0 до 10 м. Увеличение сейсмической интенсивности в зависимости от глубины залегания уровня подземных вод приведено в табл. 5.

Таблица 4

Грунты	Приращения сейсмичности в баллах
Граниты	0
Известняки и песчаники	01
Полускальные грунты	1
Крупнообломочные грунты	12
Песчаные грунты	12
Глинистые грунты	12

Приращения сейсмической балльности

Таблица 5

Увеличение интенсивности землетрясения в зависимости от уровня грунтовых вод

Глубина уровня грунтовых вод	Приращение интенсивности в баллах
01	1
4	0,5
10	0

Для участков с крутизной склонов 15°...19° и развитием таких процессов, как осыпи, обвалы, оползни, карст, плывуны, возможно увеличение сейсмической балльности на 1 балл.

Инструментальный метод сейсмического микрорайонирования основан на сопоставлении записей инструментальных наблюдений на участках с типичными грунтовыми условиями для исследуемой территории. При этом производятся инструментальные измерения в виде регистрации реакции грунтов на реальное или искусственное сейсмическое воздействие. В зависимости от вида источника возбуждения колебаний грунта и показателя сейсмических свойств грунта используются различные научные подходы и принципы. Классифицируя инструментальный метод сейсмического микрорайонирования, можно выделить следующие известные сегодня подходы и методические приемы, обеспечивающие его реализацию с помощью: сильных землетрясений, взрывного воздействия, микросейсм, невзрывного импульсного воздействия, вибрационного воздействия.

Для этой цели рассчитывается так называемая средняя сейсмическая жёсткость толщи грунтов до глубины *h*, равной 10 метрам.

Сейсмическая жёсткость характеризуется безразмерным произведением скорости распространения упругих сейсмических волн на плотность пород. Как правило, в пределах значительных территорий может быть выделено несколько участков различной сейсмичности. На территориях, где фоновая сейсмичность оценивается не более чем в 6 баллов, сооружения проектируются без учёта сейсмических рисков. При фоновой сейсмичности более 7 баллов проектирование и строительство осуществляется по нормам для сейсмостойкого строительства (СНиП II-7-81, актуализированная редакция – СП 14.13330.2011) [45]. Для особо ответственных зданий и сооружений принимают расчётную сейсмичность на 1 балл выше значений, полученных при сейсмическом микрорайонировании. Неблагоприятными с точки зрения сейсмической опасности всегда являются участки вблизи тектонических разломов, с сильно расчленённым рельефом и близким к земной поверхности залеганием подземных вод.

Расчёт оснований зданий и сооружений и их фундаментов, возводимых в районах с расчётной сейсмичностью от 7 до 9 баллов, должен производиться с учётом сейсмических воздействий по *первому предельному состоянию*, т. е. по несущей способности. Несущая способность грунтов основания должна быть достаточной, чтобы не происходила потеря устойчивости или разрушение оснований. Кроме того, большое значение имеют конструктивные мероприятия, связанные с выбором размеров, этажности, формы в плане проектируемых зданий и сооружений, а также применением армирования, устройством антисейсмических швов.

При проектировании линейных сооружений (дорог, линий электропередач и др.) следует особое внимание уделять выбору трасс, проектированию земляного полотна, выемок и насыпей, принимая более пологие углы откосов насыпей, выемок и полувыемок. Откосы рекомендуется укреплять подпорными сооружениями. Для мостов и тоннелей применяются конструктивные мероприятия, придающие сооружениям повышенную прочность и устойчивость. В сочетании глубокого знания инженерногеологической обстановки и подбора соответствующих конструктивных мероприятий – залог успеха сейсмостойкого строительства.

1.2. Методика оценки динамических нагрузок на дисперсные грунты

Для моделирования условий, в которых находится грунт при сейсмическом воздействии, перед динамическим испытанием необходимо провести расчет ожидаемой сейсмической нагрузки.

Для расчетов динамических нагрузок от близко расположенных неглубоких очагов землетрясений, когда в спектре воздействия преобладают поперечные волны, следует использовать методику Сида, Идрисса [75]. Сейсмическую нагрузку следует количественно характеризовать величиной *приведенных циклических напряжений сдвига* (CSR) в разрезе при землетрясении заданной повторяемости:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma_v} = 0,65 \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma_v} r_d,$$
⁽⁹⁾

где τ_{av} – среднее значение ожидаемых циклических напряжений сдвига при данной магнитуде; a_{max} – пиковое сейсмическое ускорение на поверхности почвы; g – ускорение силы тяжести; σ_v и σ_v ' – природное давление на рассматриваемой глубине в полных и эффективных напряжениях соответственно; r_d – коэффициент снижения напряжений с глубиной, который следует принимать в соответствии с рекомендациями Liao, Whitman [56]:

$$r_d = 1,0 - 0,00765 z$$
 при $z \le 9,15$ м; (10)

$$r_d = 1,174 - 0,0267z$$
 при 9,15м $\le z \le 23$ м. (11)

Для глубин (z) более 23 м расчет r_d следует проводить в соответствии с выражением [89], аппроксимирующим изменение его средних значений с глубиной:

$$r_d = \frac{1 - 0,4113z^{0.5} + 0,04052z + 0,001753z^{1.5}}{1 - 0,4177z^{0.5} + 0,05729z - 0,006205z^{1.5} + 0,00121z^2}.$$
 (12)

Расчет τ_{av} основан на упрощенном представлении о том, что сейсмические сдвиговые напряжения в заданной точке массива возникают в связи с распространением в нем преимущественно поперечных волн в вертикальном направлении, а столб грунта над выделенным элементарным объемом грунта на заданной глубине *z* колеблется как абсолютно жесткое тело. Но поскольку рассматриваемый столб грунта в действительности ведет себя как деформируемое тело, то реальные сдвиговые напряжения будут несколько меньше, причем разница напряжений возрастает с глубиной. В связи с этим в расчеты и вводится коэффициент снижения напряжений $r_d \leq 1$.

Реальная история сейсмического нагружения грунта носит случайный характер, и в целях проектных расчетов обычно приводится к эквивалентному в силовом отношении регулярному воздействию. Среднее значение циклических сдвиговых напряжений τ_{av} для такого эквивалентного воздействия следует принимать равными примерно 65 % от τ_{max} . Поэтому в выражении для CSR появляется соответствующий множитель. Величина сейсмического ускорения a_{max} принимается равной среднему геометрическому значению для горизонтальных составляющих толчка. Пиковые вертикальные ускорения при землетрясении обычно значительно меньше горизонтальных составляющих и могут не приниматься во внимание при оценке разжижаемости грунтов.

Количество значимых (эквивалентных) циклов воздействия зависит от длительности сотрясений, а следовательно – от магнитуды толчка [74]:

Магнитуда	5,25	6	6,75	7,5	8,5
Количество циклов нагружения, N	2–3	5	10	15	26

Приведенная выше методика предназначена для анализа поведения песков при землетрясениях с магнитудой 7,5. Использование методики для других сейсмических событий требует введения дополнительных поправочных коэффициентов «магнитудных масштабных факторов» (MSF). MSF следует рассчитывать из выражения

$$MSF = 10^{2,24} / M_w^{2,56}.$$
 (13)

Для некоторых моментных магнитуд *M_w* значения MSF приведены в табл. 6.

Таблица 6

Магнитудные масштабные факторы (по данным I.M. Idriss, 1997)

Магнитуда	MSF
5,5	2,20
6,0	1,76
6,5	1,44
7,0	1,19
7,5	1,00
8,0	0,84
8,5	0,72

Описанный выше расчет дает максимальную величину ожидаемых циклических напряжений сдвига при землетрясении (τ_{av}), которую при проведении трехосных динамических испытаний следует принимать равной половине амплитуды осевой динамической нагрузки.

Динамические нагрузки при испытаниях следует задавать в соответствии с характеристиками ожидаемых сейсмических воздействий при максимальном расчетном землетрясении: магнитудой (M_w), пиковым горизонтальным ускорением на поверхности почвы (PGA, м/c²), преобладающими частотами (например, используя центральную частоту, Гц) и длительностью ожидаемых сотрясений.

В случае, когда очаги возможных землетрясений располагаются на значительном удалении и в спектре ожидаемого сейсмического воздействия будут преобладать поверхностные волны, рекомендуется проводить ориентировочный расчет возможных напряжений в поверхностной волне, исходя из следующих условий: Напряжения в волне данного типа σ (Па) могут быть рассчитаны в соответствии с выражением

$$\sigma = \rho \cdot C \cdot V, \tag{14}$$

где V – скорость смещения частиц в волне данного типа, м/с; ρ – плотность грунта в слое распространения волны, кг/м³; C – скорость распространения волны, м/с.

Например, при характерной центральной частоте колебаний 3,5 Гц и скорости распространения 500 м/с длина волны составит примерно 143 м. Глубина проникновения поверхностной волны Рэлея может достигать половины ее длины – 72 м.

Скорость смещения частиц грунта (рассчитана для гармонического колебания) $V = a/\omega$, где a – ускорение (например, 100 см/с²); ω – круговая частота, составит 4,55 см/с. Тогда, зная средний объемный вес грунтов по разрезу, получим амплитуду динамических напряжений. Например, принимая его равным $2 \cdot 10^3$ кг/м³, получим $\sigma = 45,5$ кПа. Полученная амплитуда динамических напряжений в поверхностной волне Рэлея от возможных удаленных источников должна рассматриваться как наиболее неблагоприятная для устойчивости грунта и дающая оценку сейсмической устойчивости грунтов.

2. Реакции грунтов на динамическое воздействие

Формы поведения грунтов при динамических нагрузках могут быть сведены к нескольким вариантам, представленным на рис. 12.



Рис. 12. Формы поведения грунтов при динамических нагрузках [23]

Проблеме поведения грунтов при динамических нагрузках уделяли большое внимание Е.А. Вознесенский, В.Т. Трофимов, В.Г. Коваленко, О.В. Зеркаль, В.А. Калачев, Е.Н. Самарин, В.Л. Шипков и др. Е.А. Вознесенский в своих работах приводит теоретические и практические аспекты динамики грунтов, описывает закономерности реакции различных грунтов на динамическое воздействие, современные методы их динамических испытаний в лабораторных и полевых условиях, а также особенности динамического взаимодействия фундаментов разного типа с грунтами основания, способы его оценки и изменения. Также динамикой грунтов занимались такие зарубежные ученые, как Й. Вейд, М. Новаку, В. Финн и др.

Прежде чем переходить к изложению основных параметров динамических свойств и методам их определения, следует остановиться на одном терминологическом вопросе.

Термин «динамические свойства грунтов», использующийся в специальной литературе, неоднозначен. С одной стороны, динамические свойства грунтов характеризуют их как среду распространения колебаний (упругие, демпфирующие, фильтрующие свойства), а с другой – это различные формы реакции грунтов на динамические нагрузки, или их динамическая неустойчивость, под которой понимается увеличение деформируемости и снижение прочности грунта при динамическом нагружении по сравнению со статическими условиями.

Характерным механизмом динамической неустойчивости грунтов с жесткими структурными связями является *усталость*, для дисперсных же грунтов варианты более разнообразны. Здесь, прежде всего, различаются связные и несвязные грунты. Некоторое промежуточное между ними положение, как по проявлению, так и по механизму динамической неустойчивости, занимают «слабосвязные» грунты, которым могут быть свойственны как легкая *разжижаемость* в водонасыщенном состоянии, часто сопровождающаяся некоторым уплотнением, так и слабовыраженные *тиксотропные* эффекты, что вызвано присутствием определенного количества тонкодисперсных частиц, способных к формированию структурных контактов коагуляционного типа. Группа слабосвязных грунтов по дисперсности может включать обычно существенно пылеватые гранулометрические разности от песков до легких суглинков (в том числе и лёссовые породы) с удельной поверхностью $10...25 \text{ м}^2/\text{г}.$

В основе динамической неустойчивости любых грунтов лежит единый по природе стохастический механизм, заключающийся в их способности накапливать от цикла к циклу воздействия некоторую долю рассеянной энергии, и, следовательно, изменяется соотношение между внешней силой и устойчивостью структурных связей. Этот избыток внутренней энергии концентрируется в пределах наиболее слабых микрообъемов породы – концентраторов напряжений, на которых и начинается расходование накопленной внутренней энергии системы на образование новой свободной поверхности – разрушение структурных связей, причем форма, в которой накапливается рассеянная энергия, различна для грунтов с разным типом связи [21].

Крупнообломочные грунты при отсутствии заметного количества тонкодисперсного заполнителя можно считать динамически устойчивыми даже при подводном залегании. Это обусловлено их слабой сжимаемостью и высокой водопроницаемостью, что исключает возникновение сколько-нибудь заметного порового давления. К этой же категории следует относить и гравелистые пески, а также, по-видимому, и наиболее крупнозернистые их разности. Однако чувствительность крупнообломочных грунтов к динамическим нагрузкам повышается с ростом содержания дисперсного заполнителя и при наличии перекрывающего слабопроницаемого слоя, препятствующего быстрой диссипации порового давления.

На поведение несвязных грунтов при динамических воздействиях влияют две группы факторов: 1) параметры внешней нагрузки и 2) состав, строение и состояние грунта. Наиболее важными среди них являются те, которые определяют тенденцию грунта к уплотнению или разуплотнению при разрушении структурных связей и возможную степень их разрушения. Последняя контролируется, прежде всего, энергией воздействия и возрастает с увеличением амплитуды действующих напряжений, виброускорения и продолжительности воздействия. Однако виброускорение нельзя считать независимым параметром даже гармонически изменяющейся динамической нагрузки: оно, в свою очередь, зависит от амплитуды и частоты колебаний. Даже если ускорение изменяется только за счет амплитуды при постоянной частоте колебаний, то меняется и скорость приложения нагрузки, а значит, и скорость деформации, и мобилизуемая грунтом прочность. Деформирование и разрушение несвязных грунтов проявляется более контрастно при инверсии знака динамических напряжений в цикле нагрузки.

Чем ниже частота нагружения, тем медленнее нарастает и спадает нагрузка, тем дольше действие максимальных напряжений в каждом цикле и тем меньше мобилизуемая грунтом прочность. При этом влияние частоты на поведение чистых водонасыщенных песков контролируется в основном темпами накопления либо диссипации порового давления. Поэтому в недренированных условиях скорость накопления деформаций с ростом частоты снижается, в дренированных же – снижается до критической частоты, значение которой зависит от степени плотности и водопроницаемости грунта, а затем увеличивается в связи с резким снижением темпов рассеяния порового давления. Поведение сухих и маловлажных песков можно считать независимым от частоты нагрузки.

Среди факторов второй группы наибольшее значение имеют те, которые контролируют возможность изменения пористости грунта: влажность, плотность сложения и сжимающие напряжения. Наибольшей уплотняемостью рыхлые пески обладают в водонасыщенном состоянии, а минимальной – при влажности капиллярной влагоемкости. Разуплотнению же при динамическом воздействии в наибольшей степени подвержены сухие плотные пески.

Кроме отмеченных факторов, степень динамической неустойчивости песков также повышается с уменьшением размера зерен, улучшением их окатанности и полировки поверхности.

2.1. Разжижение грунтов

Разжижение (переход в жидкое состояние *liquefaction*) – термин для описания таких явлений, как ползучесть, плывунность, тиксотропные явления, в которых возникновение избыточного порового давления приводит к существенному разупрочнению грунтов. Разжижение грунтов обычно сопровождается авариями, образованием крупных оползней и обвалов, человеческими жертвами.

Ползучесть *Flow liquefaction* наблюдается в случае, когда остаточная прочность грунта недостаточна для сохранения статического равновесия. Явление, вызванное в основном касательными напряжениями, часто приводит к чрезвычайно большим деформациям. Особенности этого феномена приводятся ниже при описании упруго-пластично-вязких моделей.

Разжижение грунта при сейсмических воздействиях *Cyclic* mobility – явление, при котором циклические касательные напряжения вызывают избыточное поровое давление в грунтах, остаточная прочность которых еще достаточна для сохранения статического равновесия. Явление часто проявляется в форме горизонтального распространения **lateral spreading**. Особенностью этого феномена является факт, что деформации постоянно возрастают, при постоянном, в течение периода колебаний землетрясения, напряжении. Явление может наблюдаться как в относительно плотных, так и в рыхлых грунтах. Избыток порового давления, вызванный сейсмическим воздействием, может спровоцировать ползучесть [24].

Под разжижением мы будем понимать явление полной или частичной потери грунтом несущей способности под влиянием динамической нагрузки и переход его в текучее состояние, возникающее в результате разрушения структуры грунта и сопровождаемое постепенным вос-

становлением его структуры и прочности при снятии динамического воздействия.

Примеры приведены в табл. 7.

Таблица 7

№	Землетрясе- ние	Проявление	Фотографии	Ссылки и название рисунка
1	Аляска, 27 марта 1967 г. Магнитуда по шкале Рихтера 9,2	Разрушение дороги		www. ce. Washington. edu/ liquefaction /html/ main.html Растрескивание дорожной насыпи
2	Ниигата, 20 июня 1964 г. Магнитуда по шкале Рихтера 7,5	Постройки остались от- носительно неповрежден- ными, но накренились		www. ce. Washington. edu/ liquefaction /html/ main.html Крен зданий «Kawa- gishi-cho apartment»
3	Ниигата, 20 июня 1964 г. Магнитуда по шкале Рихтера 7,5	Разупрочне- ние основа- ния свайных опор моста		www.eeri.org/Reconn/ Turkey0899/Turkey 0899.html Обрушение моста Сева
4	Кобе, 17 ян- варя 1995 г. Магнитуда по шкале Рихтера 6,9	Мост в Ниси- монии, упал пролет моста в результате латерального спрединга, опоры моста не пострадали		www. ce. Washington. edu/ liquefaction /html/ main.html Упавшее пролетное строение
5	Измир, 17 августа 1999 г. Магнитуда по шкале Рихтера 7,4	Разрушение здания связа- но с разжи- жением грун- та		www.eeri.org/Reconn/ Turkey0899/Turkey 0899.html Упавшее здание

Эффекты разжижения грунта при землетрясениях



Рис. 13. Изменение состояния песка при разжижении (Ишихара, 2004)

Явления разжижения грунта наблюдались при многих землетрясениях: в местностях Niigata, Japan (1964), Wildlife Refuge, California (1987) Moss Landing, California (1989) Port Island, Japan (1995) и др.

Для описания процесса разжижения используются характеристики:

• r_u – Pore-pressure ratio – отношение избыточного порового давления к первоначальному эффективному напряжению, обычно выражается в процентах. В начале циклического нагружения $r_u = 0$ % (при полевых и лабораторных испытаниях), при $r_u = 100$ % эффективное напряжение $\sigma' = 0$ (рис. 13);

• начало разжижения Initial liquefaction – условие, при котором эффективное напряжение в грунте мгновенно уменьшается до нуля ($r_u = 100$ %), при этом жесткость грунта очень низкая или равна нулю; при развитии дилатансии сопротивление сдвигу больше нуля;

 фазовый переход Phase transformation – процесс, при котором поведение изменения объема разжижаемого грунта трансформируется от сжимающегося до расширяющегося (рис. 14). Фазовый переход может наблюдаться как в рыхлых, так и плотных грунтах, проявляя сжатие при низких значениях отношения τ/σ' и дилатансию при больших значениях τ/σ'. Фазовый переход играет важную роль в определении величины деформации, которая развивается при разжижении грунта;


Рис. 14. Изображение линий фазового перехода

• сопротивление пород сдвигу при установившейся ползучести Steady state strength – состояние грунта, при котором деформации непрерывно продолжаются при постоянных значениях: касательного напряжения, эффективного бокового давления, объема грунта и скорости деформаций (Castro и Poulos, 1977; Poulos, 1981).

• остаточная прочность Residual strength – сопротивление пород сдвигу, которое может уменьшаться при нарастании деформаций.

Для описания процесса разжижения необходимо учитывать следующие особенности поведения грунтов.

1. Нелинейность деформаций при касательных напряжениях. Как правило, при дренированном монотонном нагружении касательное напряжение непрерывно увеличивается, а тангенциальный модуль сдвига постепенно уменьшается до нуля. Такая кривая «деформация – касательное напряжение» известна как *back-bone curve* (Kramer, 1996). Эта кривая (рис. 15) часто описывается математически гиперболической функцией типа модели Kondner с двумя параметрами или модели Ramberg-Osgood с четырьмя параметрами (Ishihara, 1996).

2. Петли гистерезиса. При циклическом нагружении на диаграммах «напряжение–деформации» (объемные или девиаторные) наблюдаются петли гистерезиса (рис. 16).

3. Зависимость деформаций сдвига от эффективного действующего напряжения (опыты Castro, 1969, рис. 17; Ishihara, 1996; Lambe и Whitman, 1969; Sture, 1999).



Рис. 15. Построение Back-bone curve



Рис. 16. Разжижение грунта с фазовым переходом при простом срезе



Рис. 17. Основные типы отклика грунта при статических трехосных испытаниях: очень рыхлые грунты, кривая А – разжижение; грунты средней плотности, кривая В – ограниченное разжижение; плотные грунты, кривая С – дилатансия (предположения Castro, 1969)

4. Зависимость прочности на сдвиг от угла Лоде (Lade и Duncan, 1973). Например, прочность на сдвиг при трехосном расширении может быть значительно ниже, чем при трехосном сжатии. Это особенно важно в ситуациях с множественными направлениями нагружения (Peric и Ayari, 2000).

Для описания поведения грунта в момент разжижения liquefaction предложено множество моделей: Prevost, 1985; Pastor и Zienkiewicz, 1986; Matsuoka и Sakakibara, 1987; Wang и др., 1990; Nishi и Kanatani, 1990; Iai, 1991; Muraleetharan, 1993, 1994; Anandarajah, 1993; Aubry и др., 1993; Bardet и др., 1993; Dafalias, 1994; Dafalias и Manzari, 1999; Byrne и McIntyre, 1994; Proubet, 1991; Li, 1990, 1993, 1997; Li и Dafalias, 2000; Kimura и др., 1993; Tobita и Yoshida, 1995; Manzari, 1996; Manzari и Dafalias, 1997; Lade и Yamamuro, 1999; Borja и др., 1999; Kramer и Arduino, 1999; Arduino и др., 2001. Многие особенности поведения грунта при циклическом нагружении были успешно смоделированы Tatsuoka (1972, рис. 18), Iai (1991, 1998), Dafalias и Manzari (1999), Kramer и Arduino (1999), Li и др. (2000).



Рис. 18. Поведение рыхлого песка при циклическом нагружении (вычисленные и экспериментальные данные, Tatsuoka, 1972)

Вероятность разжижения песков при динамических нагрузках можно определить при динамическом зондировании через *условное динамическое сопротивление*, *p*, МПа – сопротивление грунта погружению зонда при забивке его падающим молотом или вибромолотом.

Обобщение многочисленных экспериментальных данных, опубликованных в отечественной и зарубежной литературе, позволяет считать, что, несмотря на внешнюю схожесть, динамические явления, развивающиеся в дисперсных грунтах (начиная от чистых песков и кончая глинами), принципиально различны по своей природе. Рассмотрение этих явлений на микроуровне позволяет выделить и физически обосновать различия между механизмами тиксотропного, гравитационного и плывунного разжижения дисперсных грунтов.

2.2. Тиксотропные и плывунные явления в грунтах

Тиксотропия представляет собой сложное физико-химическое явление, присущее различным дисперсным системам и состоящее из двух взаимосвязанных процессов разрушения структуры под действием механической нагрузки и последующего самопроизвольного ее восстановления, протекающих при неизменных температуре, плотности и влажности. В основе тиксотропии лежат особые свойства коагуляционных контактов между частицами твердой фазы системы – их малая прочность, подвижность и обратимость. При этом характер тиксотропных изменений может существенно изменяться для разных систем. Так, при механическом воздействии на коллоидную систему происходит разрушение ее структуры, утолщение гидратных оболочек вокруг частиц, переход части связанной воды в свободное состояние и разжижение системы. Восстановление контактов происходит в состоянии покоя в рестолкновений беспорядочных зультате коллоидных частиц, участвующих в броуновском движении. Поэтому для проявления тиксотропии необходимо наличие некоторого количества коллоидных частиц, которые могут совершать броуновское движение. При этом конечная прочность тиксотропно восстановленных структур всегда постоянна и не зависит от числа последующих разрушений. Такие системы называются идеально-тиксотропными.

Такие природные грунты, как легкие глины, суглинки и супеси, в отличие от коллоидных систем и чистых глин, не являются идеально тиксотропными. При этом относительно литифицированные глинистые породы, в которых заметную роль играют необратимые контакты (переходные и фазовые), либо вообще не разупрочняются, либо не восстанавливают свою прочность до начального уровня после прекращения динамического воздействия. Наименее литифицированные глинистые грунты, относящиеся к категории слабых, прочность которых определяется в основном контактами коагуляционного типа, после разрушения их структуры динамической нагрузкой могут повышать свою прочность в процессе восстановления выше ее исходного значения. Последнее объясняется существенной перестройкой весьма неоднородной природной структуры грунта и изменением его плотности. Относительно более грубодисперсные сильно увлажненные и водонасыщенные глинистые грунты – супеси и легкие суглинки, приближающиеся по дисперсности к супесям, при вибровоздействии могут значительно уплотняться с отжимом поровой влаги. В связи с тем, что механизм процессов разупрочнения и особенно восстановления нарушенных динамическим воздействием природных глинистых грунтов не полностью соответствует представлениям о поведении идеально-тиксотропных систем, правильнее считать их *квазитиксотропными дисперсными системами*.

При анализе эффекта динамического воздействия необходимо учитывать влияние различных факторов на тиксотропные свойства грунта. Все их можно разделить на две группы: 1) факторы, характеризующие состав и состояние самого грунта (дисперсность грунта, его влажность, плотность, минеральный состав, содержание органического вещества, концентрация порового раствора, состав обменных катионов, микробиологический фактор, температура грунта); 2) факторы, характеризующие внешнее воздействие (параметры колебаний: амплитуда переменных напряжений, частота и длительность воздействия; направление и режим колебаний – гармонический, импульсный, непериодический; величина нормальной нагрузки).

Наиболее чувствительны к вибрациям молодые слаболитифицированные отложения разного генезиса с высокой влажностью ($I_L > 0,5$). Важное свойство чисто тиксотропных систем – их полная обратимость – восстановление прочности до исходного уровня независимо от количества циклов «разрушение – восстановление» (рис. 19, *a* и 20, *a*).

Однако конечная прочность природных связных грунтов после завершения восстановления, как правило, либо не достигает исходного уровня (рис. 19, δ , 20, δ), либо немного превышает его (рис. 20, ϵ). Поэтому говорят о *квазитиксотропности* таких грунтов, принимая во внимание, что в основе их реакции на динамическую нагрузку лежат все же тиксотропные процессы, осложненные некоторыми специфическими особенностями.

Квазитиксотропия характерна для связных грунтов с преимущественно коагуляционными структурами, проявляется в их разупрочнении при неизменных объеме и влажности, которое может быть частичным или практически полным, когда происходит разжижение грунта, хотя и достаточно редко по сравнению с песками и слабосвязными грунтами. Прочность изменяется только за счет сцепления, а угол внутреннего трения грунта не меняется.



Рис. 19. Восстановление прочности тиксотропного (а) и частично тиксотропного (б) материала (соответственно no A.W. Skempton, R.D. Northey, 1952; L. Berger, J. Gnedinger, 1949)



Рис. 20. Кинетика восстановления прочности тиксотропной системы (а) и квазитиксотропных природных грунтов (б, в)

Количественно эти эффекты характеризуются величиной накопленной деформации за заданное время или числом циклов воздействия, а также коэффициентами разупрочнения $K_p = s_{u,min}/s_{u0}$ и восстановления $K_{\rm B} = s_{ut}/s_{u0}$, где s_{u0} , $s_{u,\min}$ и s_{ut} – прочности грунта соответственно до вибрации, в момент ее окончания (наиболее разрушенная структура) и через время t после прекращения воздействия. К_р может варьировать практически от нуля для разжижающихся грунтов до 0,9...1 – для их динамически устойчивых разностей. В момент окончания вибрационного воздействия K_p = K_в, а с течением времени K_в возрастает, у разных грунтов достигая 0,8...1,3. Значения K_в > 1 означают превышение конечной прочности над ее исходным уровнем, т. е. проявляется собственно упрочнение, имеющее тиксотропную природу. В основе такого упрочнения квазитиксотропного грунта лежат три эффекта: 1) увеличение энергии взаимодействия частиц во вторичной потенциальной яме за счет приближения к оптимуму; 2) повышение числа структурных связей в единице объема грунта из-за разрушения микроагрегатов; 3) формирование новой, более однородной по прочности связей структуры.

Для грунтов со смешанными структурами, в которых заметную роль играют контакты, необратимо теряющие часть энергии взаимодействия при их разрушении, характерно лишь частичное восстановление их прочности (рис. 20, б).

Если конечная прочность тиксотропной системы после ее упрочнения величина постоянная, не зависящая от характеристик действовавшей динамической нагрузки, то восстановленная прочность квазитиксотропного грунта в какой-то мере является функцией степени предшествовавшего разрушения их природной структуры, а следовательно, определяется и интенсивностью динамической нагрузки. При этом с ростом энергии воздействия конечная прочность снижается для грунтов со смешанными структурами (рис. 20, δ) и, как правило, немного увеличивается для упрочняющихся разностей (рис. 20, ϵ). Поскольку квазитиксотропность обусловлена энергетической неоднородностью структуры природного глинистого грунта, то при постоянной интенсивности динамической нагрузки она может проявляться только в первом цикле «разрушения – восстановления», а в последующих таких циклах прогрессирующего увеличения или снижения прочности грунта не происходит.

Длительность тиксотропного восстановления и упрочнения структурных связей, по данным разных авторов, значительно варьирует для глинистых грунтов различного химико-минерального состава, дисперсности и влажности. Так, для многих молодых суглинков и глин континентального генезиса с преобладанием иллита в составе глинистой фракции этот процесс заканчивается обычно в течение суток. Экспериментально зафиксировано квазитиксотропное упрочнение нелитифицированных глубоководных илов Тихого океана в течение 6...7 суток. Б. Сид и К. Чен показали (1957), что тиксотропное упрочнение уплотненных глин и суглинков может продолжаться более 28 суток (рис. 21). В опытах О. Моретто (1948) прочность глины средней чувствительности с влажностью на пределе текучести продолжала возрастать в течение 610 суток после перемятия. Однако многодневное и даже многомесячное тиксотропное упрочнение глинистых грунтов наблюдается лишь после глубокого и полного разрушения природной структуры, а в опытах с частичным разупрочнением этот процесс завершается быстрее – максимум за несколько суток, причем общая продолжительность упрочнения выше для водонасыщенных разностей.

Наибольший прирост прочности грунта обычно отмечается в первые 3...10 минут отдыха системы. С этой точки зрения процесс восстановления можно разделить на два этапа: начальный, когда формируется в основном структурная сетка, и завершающий, связанный с ее дальнейшим упрочнением. В природных глинистых грунтах доказано отсутствие «мгновенного» восстановления прочности сразу после динамического воздействия, характерного для малоконцентрированных дисперсных систем. Это обусловлено значительной инерцией крупнопылеватых частиц и агрегатов, а также высокой вязкостью природных грунтов в связи с относительно невысоким содержанием жидкой компоненты.



Рис. 21. Кинетика тиксотропного упрочнения глинистых грунтов, уплотненных ударной нагрузкой при влажности выше оптимальной (Sr = 0,95) (по H.B. Seed, C.K. Chen, 1957): а – суглинок (w = 19,5 %, wP = 23 %, wL = 37 %); б – суглинок (w = 17,4 %, wP = 20 %, wL = 35 %); в – глина (w = 22 %, wp = 35 %, wL = 59 %)

Квазитиксотропные глинистые грунты не уплотняются и не отдают воду при кратковременных вибрационных нагрузках даже при полном водонасыщении, поскольку вода в них преимущественно в связанном состоянии и у них низкая водопроницаемость. Высвобождающаяся же при вибрации влага не успевает отжиматься и оказывается иммобилизованной грунтом, поскольку скорость тиксотропного восстановления структурной сетки существенно выше скорости фильтрации. Поэтому методы виброуплотнения, столь эффективные в рыхлых песках, неприменимы для связных грунтов. Однако увеличение скорости ползучести при вибрации, приводящей к деградации прочности грунта (снижению порога ползучести) и ускорению его разрушения или накопления осадок, является распространенным случаем работы глинистых оснований в условиях длительных вибрационных нагрузок. Обратимая деградация прочности связных грунтов находит и практическое применение – при забивке свай. В результате разупрочнения или разжижения грунта вблизи сваи сопротивление ее погружению падает, а после некоторого времени «отдыха» (обычно принимается 10...30 суток в зависимости от дисперсности грунта) в результате тиксотропного восстановления прочности несущая способность грунта заметно возрастает («засасывание сваи»).

На поведение связных грунтов при динамических нагрузках влияют две группы факторов: 1) внутренние – параметры состава и состояния грунта и 2) внешние – параметры динамической нагрузки. Важнейшими внутренними факторами, определяющими пространственную плотность и прочность структуры грунта, являются влажность и физико-химическая активность, комплексно характеризуемая величиной удельной поверхности.

Увеличение влажности ускоряет деградацию прочности при динамическом воздействии, зависимость величины коэффициента а разупрочнения от влажности проходит через максимум – обычно вблизи предела текучести. Это объясняется ослаблением структурных связей и увеличением подвижности частиц по мере утолщения их гидратных оболочек при повышении влажности до критического уровня, выше которого исходная прочность грунта, находящегося уже в текучепластичной или даже скрытотекучей консистенции, резко падает, что и приводит к снижению относительного разупрочнения. Величина влажности максимального разупрочнения практически не зависит от параметров динамической нагрузки и определяется физико-химической активностью грунта.

Физико-химическая активность твердой компоненты связных грунтов – функция многих факторов: дисперсности и химико-

минерального состава, кристаллического строения, формы и агрегированности частиц, сродства их поверхности к жидкой компоненте, присутствия коагулирующих и цементирующих веществ, наличия органического вещества, типа структурных связей. Надежной интегральной характеристикой грунта, учитывающей все эти факторы, является величина удельной поверхности Ω_s . Квазитиксотропные грунты характеризуются величиной удельной поверхности более 25 м²/г, причем вероятность динамического разжижения глинистых грунтов с ростом Ω_s снижается.

Наиболее важными внешними факторами являются амплитуда действующих напряжений, частота, спектральный состав, виброускорение и продолжительность воздействия. При данных параметрах динамической нагрузки максимальное снижение прочности грунта достигается после проведенной работы, являющейся функцией *времени или числа циклов воздействия*. При относительно высокочастотных (5...40 Гц) испытаниях на вибростенде этот интервал времени не превышает 5 мин для глинистых грунтов пластичной консистенции и снижается до 1...3 мин при испытаниях образцов текучепластичной или скрытотекучей консистенции.

Таким образом, число циклов нагружения, необходимое для наиболее полной деградации прочности грунта или накопления критических деформаций, при определенных условиях может быть очень велико, но, в свою очередь, зависит от силовых характеристик – *амплитуды действующих напряжений и виброускорения.* С их увеличением возрастает энергия динамического воздействия на грунт, вызывая рост его разупрочнения, который, однако, является затухающим: при достижении некоторого критического уровня мощности воздействия разрушается большинство структурных связей, определяющих прочность грунта. Поэтому дальнейшее повышение амплитуды напряжений и ускорения колебаний уже не может привести к сколько-нибудь заметному дополнительному разупрочнению. Наибольший спад прочности, как правило, наблюдается при виброускорениях до 0,5...0,7g.

Влияние *частоты* на динамические свойства связных грунтов определяется, прежде всего, длительностью действия максимальных напряжений в каждом цикле. Кроме этого, в той или иной мере влияние частоты воздействия на динамическую реакцию связных грунтов определяют: 1) темпы диссипации порового давления; 2) рост энергии воздействия с частотой; 3) резонансные явления; 4) ползучесть; 5) тиксотропное восстановление. В области вибрационных частот (выше 5 Гц) с ростом частоты нагружения при постоянной амплитуде возрастает энергия воздействия на грунт, вызывая прогрессирующее снижение прочно-

сти. Однако этот рост разупрочнения не является монотонной функцией частоты и осложнен резонансными эффектами. Чаще всего резонансное усиление разупрочнения для разных глинистых грунтов регистрируется в диапазоне 15...22 Гц, причем для квазитиксотропных грунтов наблюдается один достаточно пологий резонансный максимум деградации прочности. При небольших сейсмических частотах (от долей до первых герц) резонансные явления в грунте отсутствуют. С увеличением частоты энергия воздействия в абсолютном выражении возрастает несущественно, а определяющую роль играют другие эффекты.

Накопление деформаций и разупрочнение могут замедляться при понижении частоты за счет частичного тиксотропного восстановления грунта между фазами нагрузки.

Эффект частичного тиксотропного структурообразования может сказываться при частотах нагружения около 0,02 Гц и меньше, в том числе и на фоне избыточного порового давления. С увеличением периода нагрузки до значений, близких к периоду релаксации данного грунта (500...1000 с), начнут заметно проявляться эффекты ползучести. Таким образом, прочность грунтов с выраженными тиксотропными свойствами при динамических нагрузках весьма низких частот (менее 0,02 Гц) при снижении частоты должна, с одной стороны, падать за счет эффектов ползучести (рис. 22), а с другой – возрастать за счет тиксотропного восстановления части разрушенных связей.



Рис. 22. Ползучесть (отрезок АВ) в плывунной глине при длиннопериодной нагрузке

Совместное влияние описанных эффектов приводит к тому, что динамическая устойчивость связных грунтов обычно падает при снижении частоты в сейсмической области и при ее увеличении – в вибрационной, где возможно еще и резонансное усиление разупрочнения. И чем

выше влажность глинистого грунта, тем более выражено влияние частоты динамической нагрузки на его поведение.

Реакция связных грунтов на динамическую нагрузку в значительной степени определяется также предшествующей «историей» их нагружения, результатом которой является естественное напряженное состояние породы. Даже в однородном массиве со свободной горизонтальной поверхностью соотношение главных напряжений в любом элементарном объеме грунта отличается от условий гидростатического сжатия и характеризуется коэффициентом бокового давления покоя $K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v \neq 1$. Это означает существование некоторых начальных касательных напряжений, знак и величина которых определяются величиной К₀. В зависимости от степени переуплотнения К₀ варьирует в диапазоне 0,3...0,75 для нормально уплотненных и 0,4...2,4 – для переуплотненных глинистых грунтов. Следовательно, начальные сдвиговые напряжения могут значительно варьировать как по направлению, так и по величине. В результате переуплотненные глинистые грунты, как правило, динамически более устойчивы. Кроме того, чем больше величина Ко отличается от единицы в ту или другую сторону, тем менее чувствителен грунт к динамическим нагрузкам вообще и к инверсии знака напряжений в частности. В целом, в отличие от песков, инверсия напряжений при динамическом нагружении не оказывает столь значительного влияния на поведение связных (особенно переуплотненных) грунтов, поскольку мобилизуемое сопротивление сдвигу у глин в фазе растяжения мало отличается от такового в фазе сжатия.

Амплитуда динамических напряжений должна рассматриваться как фактор динамической неустойчивости грунта только в соотношении с напряженным состоянием грунта в массиве. Повышение сжимающих напряжений обычно повышает и динамическую устойчивость грунтов, поэтому при оценке их поведения часто используется величина приве*денной амплитуды динамических напряжений*, τ_d / σ'_3 (где $\tau_d - амплитуда$ динамических касательных напряжений, б'3 – эффективное значение сжимающих напряжений), учитывающая этот эффект в нормально уплотненных грунтах. В переуплотненных же связных грунтах эта тенденция сохраняется лишь до тех пор, пока не будет превышена нагрузка предварительного уплотнения. После этого грунт становится нормально уплотненным, структурные связи существенно нарушаются и динамическое деформирование резко ускоряется (рис. 23): при постоянных τ_d/σ'₃ и начальном соотношении главных напряжений, равных К₀ для данной глины, накопление критических деформаций с увеличением σ'₃ сначала замедляется (кривые 1 и 2), а затем резко ускоряется (3), приводя к разжижению всего в нескольких десятках циклов.



Рис. 23. Динамическое деформирование глины (K₀ = 0,6) при разных значениях σ'₃: 1– 92,4 кПа (соответствует природному σ'₃); 2 – 180 кПа; 3 – 258,5 кПа; 4 – изменение РРК при σ'₃ =180 кПа

С другой стороны, при уровне напряжений ниже некоторого критического накопления деформаций происходить не будет. Этот *порог динамической устойчивости* характеризуется критической величиной приведенной амплитуды напряжений и оценивается в 60...65 % прочности грунта (при данном σ'_3), определенной в недренированных условиях при той же скорости деформирования.

Поведение слабосвязных существенно пылеватых грунтов – от песков до легких суглинков с удельной поверхностью в диапазоне 10...25 м²/г – при динамических воздействиях в целом подчиняется тем же закономерностям и характеризуется теми же показателями, что и для связных грунтов, но имеет ряд особенностей. Во-первых, наблюдается резкая потеря прочности даже при незначительной интенсивности динамического воздействия, выражающаяся в быстром разжижении водонасыщенных разностей. Это обусловлено особенностями смешанной по своему типу структуры – кулоновское трение меньше, чем в чистом песке, а коагуляционная сетка чрезвычайно слабая и часто прерывистая. Относительно низкая проницаемость затрудняет диссипацию порового давления и облегчает быстрое разжижение грунта.

Вторая особенность – постепенное и очень медленное увеличение прочности после прекращения динамического воздействия, складывающееся из двух процессов: слабого уплотнения грунта (для водонасыщенных разностей – с отдачей влаги) и упрочнения коагуляционной структурной сетки, имеющего тиксотропную природу. Уплотнение тормозится низкой фильтрационной способностью и определяется скоростью диссипации порового давления, а тиксотропное упрочнение завершается в течение нескольких часов, максимум – одних суток. В первые несколько минут процесс идет неравномерно в связи с миграцией влаги.

В связи с низкой гидрофильностью слабосвязных грунтов их динамическая реакция зависит даже от небольших изменений влажности. При ее разных значениях эти системы могут проявлять как положительную, так и отрицательную дилатансию, которая сопровождается разжижением при степени влажности выше критической.

Для слабосвязных грунтов характерна наиболее резко выраженная избирательная чувствительность к вибрациям определенных частот в диапазоне от 15 до 45 Гц, которые различаются для грунтов разной дисперсности и влажности – вплоть до внезапного разжижения. Обычно проявляется несколько пиков разупрочнения резонансной природы.

По форме проявления динамической неустойчивости к слабосвязным грунтам относятся также увлажненные лёссовые грунты. Их поведение при динамических нагрузках выражается, во-первых, в виде дополнительного уплотнения – *сейсмопросадки*, а во-вторых, в виде разупрочнения, которое тоже в значительной мере связано с тиксотропными свойствами. Однако способность лёссовых грунтов к разупрочнению при вибрации резко снижается после завершения просадочных деформаций уже при природном давлении и практически исчезает при нагрузках порядка 0,3 МПа. Проявление сейсмопросадок связано с эффектом динамического разупрочнения – появлением возможности более плотной упаковки частиц на фоне разрушения структурных связей грунта.

Особенность увлажненных лёссовых грунтов – резкое (в 2–3 раза) падение прочности при увеличении их влажности всего на 1...3 % вблизи ее критического значения, близкого к пределу текучести. Это выражается как динамическое разжижение и приводит, в частности, к сейсмогенным оползням течения. Такое поведение связано: во-первых, с важной ролью свободной воды в возникновении лавинообразного разрушения структурных связей грунта; во-вторых, с низкой суммарной площадью его межчастичных контактов смешанного типа при высокой начальной пористости; в-третьих, с низкой водопроницаемостью, замедляющей диссипацию порового давления. При докритических влажностях разупрочнение, как правило, невелико – потери прочности обычно не превышают 15...20 %.

Отдельные горизонты разрезов лёссовых пород часто различаются по динамической реакции. Так, их чувствительность к динамическим нагрузкам закономерно снижается с глубиной. В большинстве случаев

критической является глубина 7,5...8 м, что соответствует природной нагрузке 0,13...0,15 МПа. Глубже разупрочнение лёссовых грунтов не фиксируется при виброускорениях до 500 гал (около 5g). Во-вторых, чувствительность лёссовых грунтов к динамическим нагрузкам повышается с уменьшением содержания глинистых частиц.

Плывунные явления – наиболее сложные по своей природе и обусловлены одновременным развитием процессов коагуляционного структурообразования и гравитационного уплотнения. Эти явления характерны для «переходных» (от чистых песков к глинам) разностей грунтов, таких как пылеватые пески, супеси и некоторые разности легких суглинков и связаны с разрушением в динамических условиях как коагуляционных, так и механических контактов. Причем специфический состав этих грунтов способствует взаимному усилению разрушения обоих видов контактов. Поэтому плывунные грунты в разжиженном состоянии обладают минимальной вязкостью (меньшей, чем у разжиженных глин или песков) и наибольшей подвижностью среди всех дисперсных грунтов. Наличие глинистых частиц препятствует быстрому развитию уплотнения системы, что наряду с низкими коэффициентами фильтрации пылеватых песков и супесей обусловливает вторую важную особенность плывунных систем – способность их к длительному нахождению в разжиженном состоянии после прекращения динамического воздействия. Обе специфические особенности плывунных грунтов делают их наиболее опасными в динамическом отношении. Развитие плывунных явлений сопровождается медленным уплотнением грунта после снятия внешнего воздействия, небольшой его водоотдачей и постепенным снижением порового давления. При этом идет наращивание прочности, которое может носить неравномерный характер, связанный с различной интенсивностью развития тиксотропного и гравитационного упрочнения.

На плывунные свойства исключительно большое влияние оказывает состояние глинистого вещества. Наличие глинистых минералов в диспергированном виде повышает плывунные свойства за счет его «смазывающих» свойств на контактах песчаных зерен и снижения фильтрационной способности грунта. Нахождение глинистого вещества в диспергированно-флоккулированном и адсорбированном (на поверхности песчаных зерен) состояниях снижает плывунные свойства грунта.

Развитию плывунных свойств грунта способствует повышение степени стабилизации глинистых частиц за счет физико-химических факторов (преобладание одновалентных катионов в обменном комплексе, низкая концентрация порового раствора, щелочная среда), присутствие высокомолекулярной органики и деятельность микроорганизмов [21].

2.3. Поведение скальных и полускальных пород

Скальные и полускальные грунты подвержены *усталости* (снижению прочности и повышению деформируемости в условиях динамического нагружения), вследствие которой их разрушение происходит при меньшей нагрузке, чем в случае ее монотонного роста [21]. При этом амплитуда динамических напряжений, необходимая для разрушения, уменьшается с увеличением числа циклов нагружения (*N*) (рис. 24).



Рис. 24. Уменьшение разрушающих осевых напряжений при одноосном динамическом нагружении с ростом числа циклов воздействия (кривая Вёлера)

Эта зависимость известна как кривая Вёлера. Наибольшие напряжения, при которых материал может длительное время сохранять сплошность в условиях динамических нагрузок без разрушения, называется *пределом усталости* (σ_y) данного материала и определяется по горизонтальному участку кривой Вёлера. Предел усталости может составлять 35...60 % статической прочности породы, но для большинства грунтов с жесткими структурными связями он близок к 50 %. Максимальное число циклов изменения напряжения, необходимое для разрушения грунта при заданной амплитуде нагрузки, называется *усталости* ной *долговечностью* (N_{mm}). В общем случае снижение прочности различных грунтов с увеличением N как в условиях сжатия, так и при растяжении, может быть описано уравнением

$$\sigma_{\text{Max }N} / \sigma_{\text{cr}} = a - b \lg N, \tag{15}$$

где σ_{ct} – предел прочности на одноосное сжатие или растяжение в статических условиях; $\sigma_{\text{мах }N}$ – разрушающее напряжение после N циклов нагружения; a и b – константы.

Усталостное разрушение грунта – результат зарождения и развития в нем трещин. Наличие в грунтах первичных микронеоднородностей (включения слабых минералов, поры определенной конфигурации и др.) вызывает перераспределение приложенной нагрузки с формированием вторичного поля напряжений, концентрирующихся на этих неоднородностях, где и зарождаются усталостные микротрещины. При сближении вершин растущих микротрещин (что проявляется как накопление микропластических деформаций от цикла к циклу нагрузки) на расстояние, меньшее критического, их локальные аномалии напряжений перекрываются с превышением прочности породы на этом участке и происходит слияние микротрещин с образованием единой полости и разрушением грунта. Усталость может проявляться не только как разрушение, но и как частичное снижение прочности и деформационных характеристик при амплитудных значениях нагрузки ниже предела усталости. Наибольший уровень напряжений, не приводящий к изменениям прочностных и деформационных свойств породы при ее динамическом нагружении, называется *порогом усталости*, который всегда меньше предела усталости.

Таким образом, динамическое нагружение создает благоприятные условия для концентрации напряжений в наиболее слабых точках грунта, что и приводит к его разрушению при существенно меньших нагрузках, чем в статических условиях, когда усталостные трещины просто не успевают сформироваться и разрушение происходит при превышении сдвигающими напряжениями некоторой средней для данного грунта прочности, т. е. влияние его слабых зон сведено к минимуму. Поэтому предел усталости грунта определяется уровнем прочности дефектов его структуры – зародышей усталостных микротрещин. Однако эти дефекты могут иметь существенно разную энергию связи (например, в зависимости от площади контакта). Свидетельством этого может быть характер ветвления трещин при разрушении образцов грунта (рис. 25). Для статического разрушения характерно развитие одной магистральной трещины (рис. 25, а), а в образцах, подвергнутых предварительному действию динамической нагрузки, обычно заметно ветвление трещин непосредственно перед разрушением.



Рис. 25. Характер ветвления трещин при разрушении образцов известняка в статических условиях (а), после 10 (б, в) и 20 (г, д) циклов нагружения

Зарождение и рост усталостной микротрещины представляет собой процесс накопления термофлуктуационных разрывов структурных связей. При динамическом нагружении пород типа мела, мергелей и глин

было обнаружено повышение температуры образцов по сравнению с температурой окружающего воздуха на 15...30 °С, поскольку часть поглощаемой материалом при его динамическом нагружении энергии в значительной степени переходит в тепло и вызывает разогрев деформируемого образца. Явление разогрева, следовательно, один из элементов механизма усталостного разрушения грунтов.

Проявление усталости в грунтах может иметь определенное практическое значение для сооружений на скальных основаниях в районах с высокой сейсмической активностью, а также при длительных вибрационных нагрузках значительной интенсивности.

2.4. Нагрузки и уровень отклика

Как известно, деформационные характеристики грунта в большой степени зависят от величины его деформации сдвига. Общие изменения поведения грунтов в зависимости от деформации сдвига проиллюстрированы на рис. 26, где показаны приблизительные диапазоны сдвиговых деформаций, приводящих к развитию упругого, упругопластического и предельного напряженного состояния.

При бесконечно малых величинах деформации (ниже 10⁻⁵) в большинстве грунтов возникают чисто упругие обратимые деформации. С такими малыми деформациями связаны явления вибрации или распространения волн в массиве грунта.

При средних величинах деформаций (от 10⁻⁴ до 10⁻²) поведение грунтов является упругопластическим и характеризуется развитием необратимых деформаций.

Представляется, что появление трещин и неравномерных осадок в земляных сооружениях связано именно с упругопластической работой грунта в указанном диапазоне сдвиговых деформаций. Когда массив грунта подвергается большим сдвиговым деформациям, превышающим несколько процентов, деформации имеют тенденцию значительно увеличиваться без дальнейшего роста касательных напряжений в грунте, что приводит к разрушению. С такими деформациями, приводящими к разрушениям, связаны обрушения откосов и уплотнение или разжижение массивов несвязных грунтов.

Другое явление, которое необходимо упомянуть, говоря о поведении грунтов, это **дилатансия**, т. е. тенденция грунтов увеличиваться (или уменьшаться – контракция) в объеме при дренированном сдвиге, а также при изменении давления поровой воды при недренированном сдвиге. Дилатансия не наблюдается при повторяющихся нагрузках в диапазоне бесконечно малых и средних деформаций. Ее эффект начинает сказываться при величине деформации сдвига выше $10^{-4}...10^{-3}$. Следует иметь в виду, что постепенные изменения характеристик грунтов при повторяющихся нагрузках, снижение жесткости водонасыщенных грунтов или упрочнение сухих или частично водонасыщенных грунтов могут являться следствием эффекта дилатансии, проявляющегося при сдвиге.

Величина деформации		10-6 10-5 1	0 ⁻⁴ 10 ⁻³ 10	10^{-1}	
Явление		Распространение волны, вибрация	Трещины, неравно- мерные осадки	Оползень, уплотне- ние, разжижение	
Механические характеристики		Упругие	Упруго- пластические	Потеря несущей способности	
Эффект повторного приложения нагрузки		<→			
Эффект скорости нагружения		<>			
Постоянные		Модуль сдвига, коэффициент Пуассона, демпфирование		Угол внутреннего трения, сцепление	
Полевые измерения	Метод сейсмиче- ской волны	<>			
	Полевое вибраци- онное испытание	<>			
	Испытание повто- ряющейся нагруз- кой		4		
JIабораторные измерения	Распространение волны, точное ис- пытание	~~~	and the second second	and and and	
	Резонансное испы- тание колонн, точ- ное испытание	<→			
	Испытание повто- ряющейся нагруз- кой		4		

Рис. 26. Изменения характеристик грунтов в зависимости от деформаций [13, с. 14]

Еще одним важным аспектом является влияние скорости воздействия динамических нагрузок на грунт. Лабораторные испытания показали, что сопротивляемость грунта деформациям в условиях монотонных нагрузок повышается с увеличением скорости нагружения, а прочность грунта возрастает с увеличением периода времени до разрушения. Отметим, что эффект скорости нагружения не проявляется при малой сдвиговой деформации. Было установлено, что *величина* 10⁻³ является границей проявлений данного эффекта.

При полевых испытаниях с помощью сейсмических методов трудно вызвать деформации, превышающие 10⁻³, из-за ограничений, связанных с источником энергии. Поэтому их целесообразно использовать только для определения модуля деформации при бесконечно малых деформациях.

Источниками импульсов являются взрывы, они создаются при помощи молота или вертикально-колеблющимися нагрузками. Это в основном акустические методы исследования преломленными и отраженными волнами, метод межскважинного просвечивания, прямой и обращенный сейсмический каротаж, спектральный анализ поверхностных волн и сейсмический конус-тест. При значительных деформациях используют стандартный пенетрационный тест (SPT), конус-пенетрометртест (СРТ – статическое зондирование), дилатометры или прессиометры [17]. Здесь нужно отметить, что не все эти методы имеют аналоги в России и, соответственно, аппаратуру. Аналогичные методы, используемые в нефтяной отрасли, очень дороги и малоэффективны в низкоскоростных разрезах. При решении инженерно-геологических задач используют комплекс методов от сейсмических (низкочастотных с частотой до 500 Гц) до акустических с частотами 0,5...10 кГц и ультразвуковых на частотах свыше 10 кГц. Это сейсмическое профилирование и просвечивание в выработках, акустическое профилирование и просвечивание, акустический и ультразвуковой каротаж и др. методы.

Несколько большие деформации грунта можно получить с помощью вибрационных полевых испытаний, когда мощный вибратор устанавливается на прототип будущей конструкции или на фундамент и включается для передачи вибрационного воздействия на окружающий массив грунта. При проведении этого испытания можно вызвать деформации от 10^{-3} до 10^{-5} . Когда необходимо определить характеристики грунтов при деформациях, достигающих нескольких процентов, проведение вибрационного испытания затруднительно, так как для достижения адекватных уровней воздействия требуется слишком большое количество энергии. В подобной ситуации предпочтительно испытание повторяющейся нагрузкой.

Наилучшим решением проблемы является снижение частоты до уровней, при которых вибрационные испытания теряют смысл. Таким образом, испытание трансформируется в так называемое испытание повторяющейся нагрузкой без каких-либо модификаций используемого оборудования. В процессе таких испытаний к образцу грунта могут быть приложены деформации, приводящие к его разрушению. В последнее время эта разновидность испытаний широко использовалась при изучении поведения слабых глин или потенциала разжижения водонасыщенных песков в задачах, связанных с землетрясениями. При испытаниях повторяющейся нагрузкой для расчета констант упругости не требуется какой-либо теории реакции системы, в то время как для

интерпретации поведения образцов при вибрационных испытаниях используется теория реакции системы.

Если частота вибрации снижается до уровня меньше нескольких циклов в секунду, влиянием сил инерции можно пренебречь и опыт превращается в простое повторение статического испытания. Так как в рассматриваемом диапазоне частот влияние скорости обычно мало, испытание повторяющейся нагрузкой полезно при полевом изучении грунтовых отложений при средних и больших деформациях [16].

В лабораторных условиях для определения упругих свойств грунта чаще всего применяют метод резонансного распространения волны по колонне образцов. Резонансное испытание колонн также является популярным способом исследования грунтов в лаборатории. При этих испытаниях существует возможность генерировать деформации величиной до 10^{-4} в зависимости от типа грунта. Упругие свойства грунтов при малых деформациях можно также определить из лабораторных испытаний образцов, в которых деформация измеряется с высокой точностью при помощи специальных приборов. Для изучения работы грунта при деформации в несколько процентов влиянием частоты следует пренебречь ради более точной оценки деформации. Часто в образцах трудно вызвать колебания большой амплитуды без снижения точности результатов.

Моделирование работы грунта в условиях циклических или случайных нагрузок позволяет получить деформационные характеристики в рассматриваемом диапазоне деформаций (рис. 27). Если предположить, что деформации грунта будут небольшими, тогда оправданно применение упругой модели и ключевым параметром для адекватного моделирования реакции грунта будет модуль сдвига.

Если же мы имеем дело с деформациями средней величины (ниже 10⁻³), работа грунта становится вязкопластичной, а модуль сдвига уменьшается при увеличении деформации сдвига. В то же самое время в процессе приложения нагрузки происходит диссипация энергии, которая в грунтах в основном не зависит от скорости и носит гистерезисный характер, причем для оценки энергопоглощающих свойств грунта используется коэффициент демпфирования. Уровень деформации, о котором идет речь, все еще слишком мал, чтобы вызвать прогрессирующие изменения свойств грунта. Поэтому модуль сдвига и коэффициент демпфирования по мере увеличения количества циклов нагрузки остаются неизменными. Такая разновидность работы грунта характеризуется наличием гистерезиса «стабильного» типа. Характеристики грунта, прежде являющие устойчивую стадию его работы, можно с известной долей точности описать с помощью теории линейной вязкоупругости.

Сприторая	10-6	10-5 10-4	10	-3 10-2	10-1
деформация	Малые деформации	Средни деформа	е ции	Значительные деформации	Деформации разрушения
Упругая					
Упруго- пластичная					
Потеря несу- щей способно- сти					
Эффект по- вторного на- гружения					
Эффект скоро- сти нагруже- ния					
Модель	Линейный В метод м	язкоупругий етод	Me	год пошагового инт	егрирования
Метод анализа реакции грунта	Линейный Э метод лі	квивалентный инейный метод	Mer	год пошагового инт	егрирования

Рис. 27. Моделирование работы грунта в соответствии с деформационно-зависимыми характеристиками [13, с. 28]

3. Параметры динамических свойств грунтов

Для количественной характеристики динамических свойств грунтов применяются две достаточно широких группы показателей. При *характеристике свойств грунтов как среды распространения* волн напряжений используются следующие основные величины:

1) ряд динамических модулей грунта – модуль Юнга, динамический модуль сдвига, динамический модуль обшей деформации и др.;

2) коэффициент Пуассона;

3) характеристики затухания волн напряжений в грунтах.

Для оценки динамической неустойчивости грунтов используются:

1) характеристики разжижаемости грунтов;

2) параметры сдвиговой прочности;

3) параметры прочности на разрыв, срез, одноосное сжатие, изгиб и кручение (при усталостных испытаниях скальных грунтов);

4) распределение напряжений и деформаций в объеме модели.

Для определения перечисленных показателей используются как полевые, так и лабораторные методы динамических испытаний грунтов и физических моделей оснований и земляных сооружений, а также математическое моделирование.

3.1. Параметры динамических свойств как среды распространения волн

К параметрам динамических испытаний относятся: модуль Юнга (E), коэффициент Пуассона (v), объемный модуль упругости K, модуль сдвига (G) и коэффициент затухания грунта (D) (табл. 8).

Модуль Юнга (модуль упругости, англ. Young modulus, modulus of elasticity) – коэффициент, характеризующий сопротивление материала растяжению/сжатию при упругой деформации. В динамических задачах механики модуль Юнга рассматривается в более общем смысле – как функционал среды и процесса.

Модуль Юнга рассчитывается следующим образом:

$$E = \frac{F/S}{x/l} = \frac{Fl}{Sx},$$
(16)

где E – собственно модуль упругости, измеряемый в Паскалях; F – сила в Ньютонах; S – площадь поверхности, по которой распределено действие силы; L – длина деформируемого стержня; X – модуль изменения длины стержня в результате упругой деформации (измеренная в тех же единицах, что и длина l).

Модуль Юнга определяется при одноосном нагружении образца, при этом считается, что деформации прямо пропорциональны напряжениям. Коэффициенты пропорциональности – модуль Юнга *E* и коэффициент Пуассона v – вводятся следующими уравнениями (рис. 28):

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad \text{if } \nu = -\frac{\varepsilon'}{\varepsilon}, \tag{17}$$

где є и є' – продольная и поперечная деформация образца [15].

Коэффициент Пуассона характеризует упругие свойства материала. При приложении к телу растягивающего усилия оно начинает удлиняться (то есть длина увеличивается), а поперечное сечение уменьшается. Коэффициент Пуассона показывает, во сколько раз изменяется поперечное сечение деформируемого тела при его растяжении или сжатии. Для абсолютно хрупкого материала коэффициент Пуассона равен 0, для абсолютно упругого – 0,5.

$$v = \frac{\varepsilon_{\text{trans}}}{\varepsilon_{\text{axial}}} = -\frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_y},$$
(18)

где v – коэффициент Пуассона; є_{trans} – деформация в поперечном направлении (отрицательный для осевого растяжения, положительный для осевого сжатия); є_{axial} – продольная деформация (положительный для осевого растяжения, отрицательный для осевого сжатия) [15].

Таблица 8

Название параметра	Границы	Методы определения	Размер- ность	Авторы
Модуль Юнга <i>E</i> (Young's modulus)	G = E/2(1 + v), где v – коэф- фициент Пуассона 0,0010,1	Лабораторные методы: динамическое трехосное сжатие; динамическое испытание по схе- ме простого сдвига; малоамплитудные динамические испытания на резонансных ко- лонках; акустические методы. Полевые методы: сейсмоакустические методы; геофизические несейсмические методы	МПа	(Seed, Lee, 1966), (Казагранде, Шеннон, 1948), (Raybould, 1991), (Campanella, Vaid, 1972; Motherwell, Wright, 1978), (Woods, 1978), (Ladd, Dutko, 1985), (Castro, Poulos, 1977), (Townsend, 1978) и др.
Коэффи- циент Пуассона v (Poisson's ratio)	-1 < v < 0,5	Лабораторные методы: акустические методы. Полевые методы: сейсмоакустические методы; геофизические несейсмические методы	_	
Модуль сдвига <i>G</i> (Shear modulus)	0,0010,1	Лабораторные методы: малоамплитудные динамические испытания на резонансных ко- лонках; акустические методы. Полевые методы: сейсмопросвечивание; сейсмокаротаж; метод поверхностных волн; метод резонансного фундамента	ГПа	(Ishimoto, Iida, 1937), (Iida, 1938,1940), (Shannon, Yamane, Dietrich, 1959), (Hardin, Richart, 1963; Hall, Richart, 1963; Hardin, Music, 1965) и др.
Коэффи- циент за- тухания грунта D	0,0010,1	Лабораторные методы: динамическое трехосное сжатие; малоамплитудные динамические испытания на резонансных ко- лонках; акустические методы. Полевые методы: исследование свободных и вы- нужденных колебаний фундамен- тов	_	(Seed, Lee, 1966), (Казагранде, Шеннон, 1948), (Raybould, 1991), (Campanella, Vaid, 1972; Motherwell, Wright, 1978), (Woods, 1978), (Ladd, Dutko, 1985), (Castro, Poulos, 1977), (Townsend, 1978) и др.

Параметры и методы определения динамических свойств грунтов



Рис. 28. Определение модуля Юнга и коэффициента Пуассона

Объемный модуль упругости характеризует способность объекта изменять свой объём под воздействием всестороннего нормального напряжения (объёмного напряжения), одинакового по всем направлениям (возникающего, например, при гидростатическом давлении). Он равен отношению величины объёмного напряжения к величине относительного объёмного сжатия.

$$\lambda \stackrel{\text{def}}{=} \frac{p}{\varepsilon},\tag{19}$$

где λ – модуль упругости; *p* – напряжение, вызываемое в образце действующей силой; ε – упругая деформация образца, вызванная напряжением.

Объемный модуль упругости *K* bulk modulus определяется как коэффициент пропорциональности между изменением объема ΔV и приложенным напряжением при гидростатическом (равностороннем) растяжении (или сжатии) образца *P* (рис. 29), т. е.

$$P = K\Delta V. \tag{20}$$

Гидростатическое напряжение $P = (\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33})/3 = \sigma_{kk}/3$, изменение объема $\Delta V = \varepsilon_{kk}$, где $\varepsilon_{kk} = \varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33}$. Так как деформаций сдвига не происходит, то $\varepsilon_{12} = \varepsilon_{23} = \varepsilon_{13} = 0$.

Закон Гука:

$$\sigma_{11} = (\lambda + 2\mu)\varepsilon_{11} + \lambda\varepsilon_{22} + \lambda\varepsilon_{33};$$

$$\sigma_{22} = (\lambda + 2\mu)\varepsilon_{22} + \lambda\varepsilon_{11} + \lambda\varepsilon_{33};$$

$$\sigma_{33} = (\lambda + 2\mu)\varepsilon_{33} + \lambda\varepsilon_{11} + \lambda\varepsilon_{22}$$
(21)

или в индексной записи $\sigma_{kk} = (\lambda + 2\mu)\varepsilon_{kk} + 2\lambda\varepsilon_{kk} = (3\lambda + 2\mu)\varepsilon_{kk}$ и одновременно $\sigma_{kk} = 3P = 3K\Delta V$, т. е. $(3\lambda + 2\mu)\varepsilon_{kk} = 3K\varepsilon_{kk}$, отсюда

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)},$$
 или $K = \frac{3\lambda + 2\mu}{3}.$ (22)

Объемный модуль упругости *К* зависит от приложенного напряжения и не является константой материала.



Рис. 29. Определение объемного модуля упругости

Модули упругости материалов устанавливаются экспериментально при разных видах нагружения как коэффициенты линейной пропорциональности между деформациями и напряжениями.

Модуль сдвига – отношение касательного напряжения к сдвиговой деформации

$$G \stackrel{\text{def}}{=} \frac{\tau_{xy}}{\gamma_{xy}} = \frac{F / A}{\Delta x / I} = \frac{FI}{A\Delta x},$$
(23)

где $\tau_{xy} = F/A$ – касательное напряжение; F – действующая сила; A – площадь, на которую действует сила; $\gamma_{xy} = \Delta x/I = tg\theta$ – сдвиговая деформация; Δx – смещение; I – начальная длина.

Модуль сдвига измеряется в ГПа.

Модуль сдвига связан с модулем Юнга через коэффициент Пуассона:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)},\tag{24}$$

где v – значение коэффициента Пуассона для данного материала.

Коэффициент затухания (логарифмический декремент затухания) – количественная характеристика сопротивления колеблющейся системы колебательному движению (рис. 30).

Коэффициент затухания есть физическая величина, обратная времени, в течение которого амплитуда уменьшается в *N* раз.

При большом коэффициенте затухания происходит не только быстрое уменьшение амплитуды, но и заметно увеличивается период колебаний. Когда сопротивление становится равным критическому, то круговая частота обращается в нуль и колебания прекращаются. Такой процесс называется апериодическим (рис. 31).



Рис. 30. Амплитуды затухающих колебаний в моменты времени t



Рис. 31. Положение апериодического и затухающего колебаний

Отличия в следующем. При колебаниях тело, возвращающееся в положение равновесия, имеет запас кинетической энергии. В случае апериодического движения энергия тела при возвращении в положение равновесия оказывается израсходованной на преодоление сил сопротивления, трения.

3.2. Параметры динамической неустойчивости грунтов

Для оценки динамической неустойчивости грунтов в зависимости от поставленной задачи могут применяться:

1) характеристики разжижаемости грунтов: отношение циклических напряжений, деформация разжижения и избыточное поровое давление;

2) параметры сдвиговой прочности в зависимости от: а) количества циклов воздействия; б) скорости деформирования; в) силовых и временных параметров динамической нагрузки (амплитуды напряжений, частоты, длительности);

3) параметры прочности на разрыв, срез, одноосное сжатие, изгиб и кручение (при усталостных испытаниях скальных грунтов);

4) распределение напряжений и деформаций в объеме модели, общий характер и скорость ее разрушения или деформирования.

Попытки измерения динамической сдвиговой прочности грунтов предпринимались начиная с 1948 г. (Casagrande, Shannon, 1948), но наибольшая активность этих исследований наблюдается с 1966 г. – с работы Г. Сида и К. Ли (Seed, Lee, 1966) – после землетрясений 1964 г. в Ниигате (Япония) и Анкоридже (Аляска), сопровождающихся катастрофическим разжижением пылевато-песчаных грунтов. И в дальнейшем разработка новых методов связана, прежде всего, с изучением их реакции на сейсмические толчки. Этим обусловлен, в частности, меньший интерес многих экспериментаторов к динамическим нагрузкам с частотами выше первых герц. Среди исследователей, активно разрабатывающих новые методы динамических испытаний дисперсных грунтов, следует назвать, кроме Г. Сида и Казагранде, имена К. Андерсона, Р. Вудса, В. Дреневича, К. Ишихара, Р. Кампанеллы, Г. Кастро, Ф. Ричарта, К. Стокоу, Л. Финна, Б. Хардина, В.Г. Коваленко, Р. Маупе, Т. Benz, James A. Schneider и другие. В их работах освещены темы динамической неустойчивости грунтов, полевые и лабораторные методы определения динамических параметров и т. д. [46–48, 53].

4. Методы установления параметров динамических свойств грунтов

Этот раздел посвящен обзору существующих методов динамических испытаний грунтов, т. е. методам количественной оценки их поведения (в первую очередь через показатели прочностных и деформационных свойств) под действием динамических нагрузок. Все методы принципиально различаются. Основные различия методов динамических испытаний грунтов обусловлены задачами, решаемыми с их помощью в том или другом эксперименте (рис. 32). Все методы делятся на два класса: лабораторные и полевые (рис. 33). Последние по способу оценки показателей свойств грунтов делятся на две группы: прямые и косвенные. Переходя к описанию основных методов определения динамической устойчивости грунтов, следует сказать, что основным принципом лабораторных динамических испытаний является возможность адекватного моделирования динамического воздействия на произвольный выделенный в массиве объем грунта с помощью лабораторной установки.



Рис. 32. Характеристики поведения грунтов с типичными диапазонами для лабораторных испытаний и сооружений (Atkinson, Sallfors, 1991; Mair, 1993)





4.1. Лабораторные методы динамических испытаний грунтов

Подробный анализ лабораторных методов динамических испытаний грунтов приведен в работах (Красников, 1975; Вознесенский, 1999; Woods, 1975). В табл. 9 и на рис. 34 перечислены методы и возможности различных лабораторных динамических установок. Он показывает, что на сегодняшний день в мировой практике лабораторных динамических исследований наиболее широко используется *динамическое трехосное сжатие*. Самыми распространенными устройствами для таких испытаний дисперсных грунтов являются динамические стабилометры. Это не значит, что этот метод наилучший во всех случаях, однако, свидетельствует некоторым образом о надежности данных, доступности оборудования и удобстве проведения эксперимента.



Рис. 34. Возможности различных лабораторных динмических установок по K. Ishihara, 1971, R.D. Woods, 1978, с дополнениями Е.А. Вознесенского

	D		
Метод	Разновидности установок		
Динамическое трехосное сжатие	электрогидравлические		
	электропневматические		
	электромеханические		
	электропневмогидравлические		
Динамические испытания по	типа NGI		
схеме простого сдвига	типа Кембриджского университета		
Динамический крутильный	с полыми образцами		
СДВИГ	со сплошными образцами		
Малоамплитудные динамиче-	с полыми образцами		
ские испытания на резонансных	со сплошными образцами		
колонках	(всего около 10 модификаций)		
Динамический кольцевой сдвиг	с кольцевыми образцами		
	с дисковыми образцами		
Лабораторные акустические ис-			
пытания			
Динамические испытания грун-	вибросдвиговые установки		
тов на вибростендах	виброкомпрессионные приборы		
	виброзонды		
Ударные испытания			
Усталостные испытания			
п			
динамические испытания на			
виоростолах			
Динамические испытания на	с программируемыми взрывами		
геотехнических центрифугах	с шейкерами		
	с качением		

Лабораторные методы динамических испытаний грунтов и физических моделей

К настоящему времени создано множество версий динамических трехосных испытаний, которые можно разделить на две подгруппы: испытания с контролем напряжений и деформаций.

Динамические трехосные испытания с контролем деформаций позволяют определять модуль Юнга. Среди основных особенностей динамических трехосных испытаний, ограничивающих применение этого метода, следует назвать: сложности с измерением сдвиговых деформаций менее 0,001 %; резко различное поведение грунта в фазах растяжения и сжатия каждого цикла нагружения; перераспределение пористости в объеме образца во время динамических испытаний; концентрацию напряжений на торцах образца; изменение направления наибольшего главного напряжения на 90° в течение эксперимента. Прибор трехосного сжатия широко используется в лабораторных испытаниях несвязных грунтов в условиях как монотонной, так и циклической нагрузки. Существует несколько моделей этого прибора, различающихся отдельными элементами, а основные узлы те же, что у обычного трехосного прибора, предназначенного для испытаний связных грунтов.

Циклическое осевое напряжение создается с помощью пневматического нагрузочного элемента либо электрогидравлической системы. На рис. 35 показаны динамический трехосный прибор фирмы Geotechnical Instruments (Канада, 1999) и образец после испытания на разжижение грунта.



Рис. 35. Динамический трехосный прибор фирмы Geotechnical Instruments (слева) и образец песка после испытания (справа)

Общепризнано, что динамические испытания по схеме *простого сдвига* наиболее адекватно моделируют условия нагружения элементарного объема грунта в массиве под действием идеального сейсмического воздействия. Концепция этих испытаний и аппаратура для ее реализации появились уже в начале 1950-х гг. Одно из первых устройств такого типа было разработано в Шведском геотехническом институте (SGI) (Kjellman, 1951) [4].

В настоящее время существует два основных типа приборов простого сдвига – Кембриджского университета и Норвежского геотехнического института (рис. 36).

Существенным недостатком приборов простого сдвига является невозможность измерения или контроля боковых сжимающих напряжений в ходе динамического нагружения. Несмотря на некоторые сложно-

сти и неопределенности с динамическими испытаниями по схеме простого сдвига, они в течение длительного времени были и остаются весьма полезным и информативным методом исследования грунтов.

Устройства для циклического простого сдвига обычно используются для исследований в области динамического поведения грунтов и позволяют моделировать многие различные условия природных нагрузок. Соединив любой прибор для испытания на простой сдвиг с циклическим нагружающим элементом, его можно использовать для испытания образцов грунта в условиях циклического или динамического нагружения.

На рис. 36 приведен комбинированный динамический и циклический аппарат для простого сдвига с горизонтальными смещениями образца. Деформация сдвига вызывается горизонтальным движением нижней части образца относительно верхней.

Горизонтальный диаметр образца остается постоянным, поэтому любые изменения объема должны являться результатом вертикального движения верхнего прижимного устройства. Образец, помещенный в резиновую оболочку, опускают в трубу из тефлоновых колец, что позволяет моделировать простой сдвиг путем перемещения образца в боковом направлении. Во время сдвига кольца скользят друг по другу (рис. 36, *a*). На этапе сдвига во время испытания вертикальная высота образца поддерживается постоянной с помощью вертикального привода, связанного обратной связью с датчиком смещения. Кольца также поддерживают постоянным диаметр образца.

В процессе испытаний на простой сдвиг для проведения изотропной консолидации в камере создают давление, равное по величине вертикальному напряжению. Методику выполнения подобных испытаний описывают К. Ишихара и Ямасаки (Ishihara & Yamasaki, 1980). Однако из-за ряда других недостатков, например неоднородности распределения деформации, трудно провести испытание на простой сдвиг в идеальных условиях. Соединив систему циклического нагружения с верхней частью образцов в двух горизонтальных взаимно перпендикулярных направлениях, можно осуществить многонаправленные испытания на простой сдвиг.

Среди более поздних разработок наиболее интересны следующие.

1. Прибор динамического простого сдвига с постоянным объемом образца, разработанный в Университете Британской Колумбии, Канада (Finn, Vaid, 1977; Finn, 1985), имеющий обойму с жесткими стенками и предназначенный для дренированных испытаний песков. В этой установке штамп, передающий вертикальную нагрузку, жестко фиксируется после достижения ею заданной величины. Тогда тенденция песка к

уплотнению при сдвиге вызывает снижение вертикального давления на величину, эквивалентную приросту порового давления в аналогичных, но недренированных испытаниях.



Рис. 36. Комбинированный динамический и циклический annapam для простого сдвига [51]: а) упрощенная схема горизонтальных смещений образца в условиях простого сдвига; б) фотография прибора 2. Двухосный прибор простого динамического сдвига, изготовленный в университете Беркли, Калифорния, США (Boulanger et al., 1993). Он позволяет одновременно передавать на короткий цилиндрический образец (как в приборах типа NGI) сдвигающие усилия независимо в двух взаимно перпендикулярных горизонтальных направлениях, для моделировании сложных динамических нагрузок. Это достигается за счет того, что образец устанавливается на двух платформах с роликами, поставленных одна на другую, которые могут кататься во взаимно ортогональных направлениях. Качка верхней части образца вместе со штампом для вертикального нагружения исключена, и вся система обладает очень низкой податливостью. Сам образец, кроме того, располагается в камере в условиях всестороннего гидростатического сжатия.

3. Установка разнонаправленного простого динамического сдвига (Ishihara, Nagase, 1985), предназначенная для моделирования нерегулярных динамических нагрузок, близких к реальным сейсмическим. Направление сдвигающих напряжений в горизонтальном сечении образца может заданным образом меняться в ходе эксперимента. Поскольку моделируются главным образом низкочастотные сейсмические воздействия, применена пневматическая система нагружения.

Динамический кольцевой сдвиг является хорошо известным методом испытаний дисперсных грунтов, однако используется достаточно редко. Характер деформирования грунта в аппарате – простой сдвиг. В настоящее время практически все действующие аппараты кольцевого сдвига работают с образцами в форме кольца, хотя изначально (во всяком случае, до 1940 г.) создавались, как правило, аппараты с дисковыми образцами, страдавшими неоднородным распределением деформаций сдвига в радиальном направлении.

Современные тенденции развития технологии динамического кольцевого сдвига можно продемонстрировать на примере серии аппаратов конструкции проф. К. Сасса (университет Киото). Его первый аппарат не имел системы динамического нагружения и предназначался для изучения изменения угла внутреннего трения при сдвиге на образцах большого размера. Но решение задач по моделированию условий возникновения сейсмогенных оползней требовало, чтобы в конструкции прибора были предусмотрены возможности динамического нагружения, а также проведения недренированных испытаний с контролем порового давления. Поэтому в 1992 г. была создана третья версия аппарата, способного создавать в образце как нормальные, так и касательные динамические напряжения. Нормальная нагрузка на образец передавалась при помощи пневматического цилиндра, а сдвиговое усилие создавалось электродвигателем. В четвертой версии прибора пневматический

цилиндр был заменен на гидравлический, что позволило расширить частотный диапазон до 5 Гц при одновременном увеличении предела нормальной нагрузки до 2,4...2,5 МПа. Пятая же модель прибора ориентирована на изучение ползучести грунтов, поэтому диаметр сдвиговой коробки существенно уменьшен, что, как предполагается, позволит проводить исследования на образцах ненарушенного сложения. Для надежного управления усилием сдвига в дополнение к традиционному двигателю добавлены два гидравлических цилиндра. Наконец, шестой аппарат спроектирован для моделирования поведения грунта при быстрых катастрофических оползнях. Все аппараты этой серии, начиная с третьей версии, способны передавать динамическую нагрузку на образец и обеспечивают возможность проведения недренированных испытаний, что является новым и значительным шагом в развитии технологии таких экспериментов.

Общая схема четвертой версии аппарата кольцевого сдвига (Sassa et al., 1992) представлена на рис. 37.



Рис. 37. Аппарат кольцевого сдвига проф. К. Сассы (4-я версия; Университет Киото, Япония)

Минимальная достигнутая на нем скорость сдвига равна 2,2 мм/мин. Вертикальные деформации образца измеряются с точностью до 0,05 мм, сдвиговые – 0,02 мм. Правильнее, вероятно, было бы говорить о целом
испытательном комплексе кольцевого сдвига (рис. 38), т. к. для обеспечения функционирования самого прибора необходимы: гидравлический насос для поддержания давления масла в системе гидроцилиндров аппарата; система охлаждения воды, служащей хладагентом для гидравлического насоса, а также управляющий и записывающий компьютеры.



Рис. 38. Аппаратура для моделирования оползней (Киото, 5-я версия)

Приведенные схемы дают вполне отчетливое представление о громоздкости установки, что в данном случае является следствием попыток расширить технические возможности прибора для решения нетрадиционных для него задач (рис. 38, 39).

Резонансные колонки предназначены для определения динамических модулей в диапазоне малых и очень малых амплитуд сдвига порядка 0,001...0,1 см, соответствующих упругому и отчасти упругопластическому деформированию грунта. Метод основан на теории распространения упругих волн сдвига или сжатия в стержне [3].

Способ резонансной колонки был впервые использован японскими инженерами М. Ишимото и К. Иида еще в конце 30-х годов для испытаний грунтов.

В настоящее время существует более десяти различных типов резонансных колонок. Они различаются по величине деформаций образца, условиям его закрепления, частотному диапазону, форме волны нагружения и конструктивному решению (рис. 40).



Рис. 39. Аппаратура динамического кольцевого сдвига для моделирования оползней (Киото, 6-я версия, К. Сасса, 2000)



Рис. 40. Приборы для резонансного испытания колонн производства GCTS (США), GDS (Великобритания), Wille Geotechnik (ФРГ)

В данном испытании сплошная или полая цилиндрическая колонна грунта фиксируется в приборе трехосного сжатия, а затем подвергается продольной вибрации либо вибрации кручения (рис. 41). Частота электромагнитного воздействия постепенно изменяется до тех пор, пока в образце грунта не появятся первые признаки резонансного состояния. Зная величину резонансной частоты, а также геометрические характеристики образца и условия закрепления его торцов, путем обратного расчета можно вычислить скорость распространения волны, проходящей через образец грунта. После завершения измерений в условиях резонанса приводную систему отключают и образец оставляют в состоянии свободного колебания. Наблюдая за затуханием свободной вибрации, определяют демпфирующее свойство образца грунта.

Процедуру повторяют несколько раз, ступенчато увеличивая движущую силу. По мере роста последней образец достигает резонансного состояния при более низкой частоте, поскольку из-за возрастания уровня деформации сдвига его жесткость уменьшается. В следующем испытании на стадии свободного колебания коэффициент демпфирования будет больше, так как уровень нелинейности образца, вследствие увеличившейся деформации сдвига, повысится. В результате проведения испытаний получают данные о скорости и коэффициенте демпфирования как функциях деформации сдвига.

Существует несколько типов приборов для резонансного испытания колонн, в которых создаются различные условия для ограничения деформации верхнего и нижнего концов образцов.



Рис. 41. Схема резонансной колонки

Схема наиболее распространенных способов ограничений деформации на концах образца приведена на рис. 42. Такие приборы применяют для испытаний, в ходе которых прикладывается вибрация кручения. В модели, показанной на рис. 42, а, к образцу прикладывается вибрация со стороны основания, а реакция в виде скорости или ускорения на воздействие фиксируется в его верхней части. Такое устройство называется прибором со свободной фиксацией, его работа описана Д. Холлом и Ф. Ричартом (Hall & Riehart, 1963). На рис. 42, б представлена разновидность прибора со свободной фиксацией, разработанного Б.О. Хардином (Hardin, 1965). Здесь воздействие прикладывается к верхней части образца, там же осуществляется и измерение отклика. Для приложения воздействия к верхней части образца необходимо смонтировать более массивное приспособление. Таким образом, момент инерции данной массы при кручении должен учитываться при вычислении скорости волн в образце. Когда цилиндрический образец начинает вибрировать с резонансной частотой, амплитуда результирующего движения в основном определяется скоростью или демпфирующими свойствами материала. В то же время распределение величин угла вращения (или смещения) по высоте образца не зависит существенно от характеристики демпфирования.

Напомним, что при линейном распределении деформации деформация сдвига однородна по всей длине образца, что создает существенные преимущества для условий испытания. Поэтому с увеличением веса устройства в верхней части образца деформация сдвига, возникающая в ходе резонансного испытания колонны, становится все более равномерной по всей длине образца.



Рис. 42. Схемы испытаний: а) вибрация основания при незакрепленной верхней части образца; б) вибрация верхней части образца

Резонансное испытание колонн полезно для определения модуля, зависящего от деформации, а также характеристик демпфирования грунтов, однако существуют некоторые ограничения его применения. Резонансное испытание колонн чаще всего строится на обратном анализе, оно описывает реакцию системы, состоящей из образца грунта и присоединенного к нему прибора. Поэтому результат исследования отражает совместный эффект испытуемого образца и прибора. Резонансное испытание колонн может успешно применяться при деформациях сдвига менее $5 \cdot 10^{-4}$.

Коэффициент поглощения грунта, коэффициент демпфирования, D определяется для каждой ступени увеличения движущей силы путем анализа кривой затухания амплитуды, построенной в фазе свободных колебаний, которая следует после вынужденной вибрации (рис. 43). При резонансном испытании колонн коэффициент демпфирования определяется в каждой серии испытаний при различных уровнях амплитуд сдвиговой деформации.

Испытания песчаных, глинистых, органоминеральных и органических грунтов методом крутильного сдвига проводятся для оценки деградации динамического модуля сдвига и роста коэффициента поглощения с увеличением деформации сдвига в диапазоне 0,1...1,0 %. Эти характеристики определяют по результатам тестирования образцов грунта в приборах крутильного сдвига. Принцип этого метода в целом аналогичен таковому для метода резонансной колонки, однако образец подвергается крутильным колебаниям с постоянной частотой и возрастающим усилием (рис. 44). Динамические испытания дисперсных грунтов методом крутильного сдвига проводят по консолидированнодренированной схеме.



Рис. 43. Пример затухания свободных колебаний глинистого грунта на резонансной колонке [2]

В приборах для испытаний на сдвиг при кручении можно испытывать сплошной или полый цилиндрический образец. Испытание сплошного образца имеет один недостаток: в радиальном направлении в горизонтальной плоскости образца деформация распределяется неравномерно.

Поэтому в последние годы используют преимущественно полые цилиндрические образцы (рис. 45, *г*). Существует несколько моделей таких приборов. В приборе, разработанном в Японии (рис. 45), к образцу могут прикладываться четыре компонента напряжения: вертикальное, кручения и два боковых (во внутренней и внешней камерах давления).



Рис. 44. Схема прибора крутильного сдвига



Рис. 45. Прибор для испытаний на кручение полых цилиндрических образцов: а) ячейка; б) осевое и радиальное усилие приводов; в) основание; г) готовый образец

Соединяя внутреннюю и внешнюю камеры, обычно проводят испытания при равных величинах бокового напряжения. С помощью такого прибора кручения можно выполнять и трехосные испытания. Можно также прикладывать к образцу напряжения кручения и трехосного сдвига в любой комбинации. Таким образом, образец может испытывать сложное напряженное состояние, включая поворот осей главных напряжений (Ishihara & Towhata, 1983; Towhata & Ishihara. 1985). Прибор кручения универсален и удобен для исследования основных аспектов деформационных характеристик грунтов. Обработка данных заключается в расчете для всех циклов динамического нагружения относительных сдвиговых деформаций γ и касательных напряжений τ с последующим определением динамического модуля сдвига *G* и коэффициента поглощения *D*. По результатам расчета строится серия петель гистерезиса для каждого цикла (рис. 46).



Рис. 46. Пример деформирования грунта в 1-м цикле при крутильном сдвиге [2]

Динамический модуль сдвига *G* рассчитывается по среднему наклону осевой («скелетной») линии петли гистерезиса (рис. 47):

$$G = \Delta \tau / \Delta \gamma. \tag{25}$$

Коэффициент поглощения D рассчитывается также по петле гистерезиса из соотношения общего количества рассеянной грунтом за один цикл энергии воздействия ΔW и энергии упругих деформаций W:

$$D = \Delta W / 4\pi W. \tag{26}$$

За рубежом существует метод определения модуля упругости в трехосных приборах (рис. 48) при повторяющейся динамической нагрузке (M_r , resilient modulus), имеющего практическое значение при проектировании дорог. Например, в США проведение этого теста регламентируется документами AASHTO T 294: «Resilient Modulus of Unbound Granular Base/Subbase Materials and Subgrade Soils», и AASHTO T 307: «Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials».



Рис. 47. Определение динамического модуля сдвига G и коэффициента поглощения D по петле гистерезиса [13]: τ – касательное напряжение; γ – деформация сдвига; ΔW – общее количество рассеянной грунтом за один цикл энергии воздействия; W – энергия упругих деформаций





Рис. 48. Трехосный прибор с повторяющейся нагрузкой (Instron 8802 dynamic materials test system)

На рис. 49 и 50 приведены особенности приборов трехосного сжатия при статическом и циклическом нагружении.



Рис. 49. Схема прибора при статическом нагружении



Для измерения осевых и радиальных деформаций используются индуктивные преобразователи типа LVDT (Linear Variable Differential Transformer), чрезвычайно удобные и надежные в обращении, имеющие, так же как и измерители напряжений, обратную связь с системой нагружения, что и обеспечивает автоматизированный режим работы всей установки. Система сбора и обработки данных снабжена фильтрами низкой частоты, вырезающими шумовые помехи и сглаживающими полезный сигнал.

Определение модуля упругости в трехосных приборах при повторяющейся динамической нагрузке представлено на рис. 51, 52, δ . Повторяющая нагрузка действует 0,1 с, затем следует отдых продолжительностью 0,9 с (рис. 52, a).



Рис. 51. Определение упругой деформации при повторяющейся нагрузке в трехосном приборе



Рис. 52. Форма и продолжительность повторяющейся нагрузки (а), напряжения и деформации в течение одного цикла нагружения (б)

Изгибный элемент (bender element, бендер-элемент). Пьезокерамические преобразователи представляют собой электромеханические датчики, способные преобразовывать механическую энергию (движение) в электрическую или обратно. Отдельный пьезоэлектрический преобразователь состоит из двух тонких пьезокерамических пластин, которые жестко связаны с проводящими покрытиями между ними и на внешних сторонах.

Поляризация керамического материала каждой пластины и электрических контактов такова, что, когда к преобразователю прикладывается возбуждающее напряжение, одна пластина удлиняется, а другая укорачивается. Конечным результатом является изгибное смещение, которое больше по величине, чем изменение длины в любом из двух слоев. С другой стороны, если принудительно изогнуть пьезоэлектрический преобразователь, один слой растянется, а другой сожмется. Более того, при изгибе пьезоэлектрического преобразователя образуется электрический сигнал, который можно измерить. При испытаниях грунтов пьезоэлектрические преобразователи заключаются в оболочки и монтируются во вставках, которые закрепляются на основании и верхней крышке трехосной ячейки. Они погружаются одним концом в образец грунта (рис. 53).

Согласно рис. 53 толщина элемента обычно составляет 1 мм, ширина – 12 мм, длина – примерно 15 мм. При возбуждении пьезоэлектрические преобразователи изгибаются из стороны в сторону, сдвигая грунт в направлении, перпендикулярном длинной стороне датчиков, и, таким образом, имеют большой коэффициент связи с грунтом. В результате образуется волна сдвига, которая распространяется параллельно длинной стороне датчика в образце грунта. Окружающий ее грунт также движется, и сдвиговая волна распространяется вниз через образец грунта. Прибытие волны фиксируется вторым изгибным элементом, закрепленным на основании. Сигнал о прибытии волны, а также сигнал из источника записываются на осциллограф, благодаря чему можно определить время движения волны сдвига. Длину волны принимают равной длине образца за вычетом части изгибных элементов, внедренной в образец. По результатам рассчитывают модуль сдвига *G*.



Рис. 53. Прибор для трехосного испытания с бендер-элементами (a) и его схема (б)

Одним из недостатков изгибного элемента является его недолговечность, необходимость его защиты от проникновения воды во избежание короткого замыкания. Другая проблема заключается в сложности определения времени прибытия волны сдвига из-за интерференции, создаваемой другими волнами. Имеет значение также размер бендерэлемента: интенсивность вибрации возрастает с ростом его размера и гибкости.

Изгибный элемент может быть также помещен в одометр или прибор для испытаний на прямой сдвиг, а также в конусный пенетрометр при зондировании грунтов [44].

На рис. 54 представлен пример осциллограммы испытания с bender element (зондирующей и приемной пьезопластин). Временная задержка между сигналами и расстояние между пластинами определяют скорость поперечных волн.



Рис. 54. Пример осциллограммы испытания с bender element

На рис. 55 представлена схема прибора трехосного сжатия с тремя типами пьезоэлектрических датчиков: компрессионного сжатия, сдвига, бендер-элемента. Общий вид трехосной аппаратуры показан на рис. 56.



Рис. 55. Трехосный прибор с пьезоэлектричекими датчиками трех типов: а) схема; б) пьедестал



Рис. 56. Общий вид трехосной аппаратуры с бендер-элементами

Ударные испытания. Эта не слишком распространенная группа методов применяется для изучения реакции грунтов на кратковременные (многократные или однократные) динамические нагрузки высокой интенсивности. Мощность воздействия и ускорение резко возрастают в результате передачи грунту значительной энергии за чрезвычайно малый временной промежуток. Нагрузки такого типа могут возникать: а) при взрывах; б) работе тяжелых машин ударного действия (молотов, сваебойных механизмов); в)ударной разработке прочных пород при их экскавации. Большая часть исследований реакции грунтов на ударное воздействие связана все же со взрывами, но эти данные мало публико-

вались в открытой печати. Одним из первых (если не первым) аппаратов для испытания грунтов при однократных импульсных нагрузках был маятниковый прибор трехосного сжатия А. Казагранде, предназначенный именно для исследования воздействия взрывов зарядов на борта Панамского канала. Методический подход к лабораторному исследованию этих вопросов с тех пор существенно не изменился, и современные приборы для ударных испытаний грунтов принципиально отличаются лишь способом генерирования в образце волн напряжений (чаще – волн сжатия). Изучается же по большей части сжимаемость грунтов в условиях больших деформаций (Farr, Woods, 1988; Felice et al., 1985), разжижаемость песков (Charlie et al., 1985; Veyera, Charlie, 1987), а также характер распространения и параметры ударных волн в пористой среде (Vander Kogel et al., 1981).

Ударные нагрузки, генерируемые некоторыми типами машин, отличаются от взрывных волн, во-первых, существенно более низкой интенсивностью и радиусом распространения, во-вторых, периодичностью и большей длительностью действия. Динамические нагрузки такого вида следует называть *виброударными*. Испытания грунтов при виброударном режиме нагружения можно проводить на вибростендах электромеханического действия – форма волны при этом задается соответствующей формой эксцентрика. При амплитуде 0,25...0,50 мм и частотах до 20 Гц такая нагрузка характеризуется скачком амплитудных значений виброускорения в 2...3 десятка *g* и приводит к большему разупрочнению или быстрому разжижению грунтов, а также часто вызывает их заметное динамическое уплотнение без дополнительной пригрузки (Вознесенский,1985).

Методы усталостных испытаний грунтов

Общепринятых методов, которые применяются для динамических испытаний грунтов с жесткими структурными связями, не существует прежде всего потому, что само явление усталости грунтов практически не изучено. Однако интерес к этому вопросу возрастает в связи с интенсивным развитием современной механики разрушения, особенно применительно к неоднородным материалам.

Надо сказать, что с усталостью как технической проблемой человек столкнулся еще с появлением паровых машин. Первые усталостные испытания металлов провел В. Альберт в 1830 г., а термин «усталость» был введен в 1839 г. Дж. Пончелотом при чтении лекций в Ecole Politechnique в Париже (Механика разрушения, 1990). Но впервые усталость металлов под действием циклических нагрузок начал систематически изучать А. Вёлер в 1852–1870 гг. Им было создано не-

сколько видов машин для таких испытаний и предложена методика определения долговечности материала в зависимости от амплитуды цикла.

Рассматривая существующее на сегодня положение вещей, следует, прежде всего, выделить: 1) достаточно многочисленную группу методов усталостных испытаний металлов и некоторых других высокопрочных материалов; 2) группу методов усталостных испытаний грунтов и отчасти бетонов и других каменных строительных материалов. Этих методов, напротив, очень немного.

Методы первой группы принципиально отличаются тем, что подразумевают испытания изделий из данного материала, которым можно придать любую удобную для эксперимента форму, не изменяя свойств вещества. Причем геометрические параметры этого изделия могут быть заданы с весьма высокой точностью. Второй принципиальный момент: испытываемый образец можно считать совершенно однородным – по крайней мере по сравнению с образцом горной породы. Следовательно, для этих испытаний не существует проблем: а) с размером образца; б) способом его закрепления; в) с чистотой обработки поверхности, что имеет значение в особенности при передаче сжимающих усилий.

В области усталостных испытаний материалов сложилась своя терминология. Усталостные испытания с контролем напряжений цикла (с заданным размахом нагрузки) принято называть *мягким* нагружением, а с контролем деформаций (с заданным размахом деформаций) – *жестким*. Обычно диаграмма усталости *(кривая Вёлера)* строится по результатам испытаний 8–10 и более образцов при разных напряжениях с соблюдением идентичности частоты, формы и коэффициента асимметрии цикла. В соответствии с существующими способами таких испытаний и реальными условиями эксплуатации машин и сооружений принято следующее их деление по частоте: квазистатические (менее 0,1 Гц); низкочастотные (0,1...10 Гц); среднечастотные (10...100 Гц); высокочастотные (100 Гц ...10 кГц) и ультразвуковые (более 10 кГц).

В связи с заметным разбросом данных результаты усталостных испытаний подвергаются статистической обработке, основная задача которой сводится к нахождению функциональных зависимостей между действующими напряжениями, числом циклов нагружения и соответствующей им вероятностью разрушения. Для характеристики условий испытаний используют соотношение воспроизводимых в образце нормальных и касательных напряжений – коэффициент жесткости напряженного состояния. При напряжениях, превышающих динамический предел текучести, находится область *малоцикловой* усталости. Область ограниченной выносливости при ресурсе, превышающем 5.10⁴ циклов, относится к *многоцикловой* усталости, при этом выявлен разрыв полной диаграммы усталости на стыке мало- и многоцикловой областей, что свидетельствует об изменении механизма усталостного разрушения и характера напряженного состояния образца в связи со снижением уровня приложенных напряжений (Механика разрушения..., 1990).

В соответствии с введенными понятиями все методы усталостных испытаний материалов можно условно подразделить на несколько подгрупп по разным признакам. Во-первых, по количеству циклов нагружения и в зависимости от уровня прикладываемых напряжений – на малоцикловые и многоцикловые. Во-вторых, могут испытываться цельные (интактные) образцы с нанесенным концентратором напряжений (вырез определенной формы) или с предварительно созданной трещиной (испытания на трещиностойкость). В-третьих, испытания могут проводиться в коррозионной либо в неагрессивной среде.

По характеру силовых схем нагружения машины для усталостных испытаний делятся на несколько групп (Серенсен и др., 1967).

1. Машины для испытаний на изгиб с вращением являются самыми распространенными. Они были предложены и использовались еще А. Вёлером. Цилиндрический образец вставляется своими захватами в патроны двух шпинделей, которые приводятся во вращение через муфту от электродвигателя. Шпиндели укреплены на шарнирах и могут поворачиваться в плоскости изгиба образца. Нагружение образца чистым изгибом обеспечивается за счет весовой нагрузки (мягкое нагружение) или жесткого упругого элемента (жесткое нагружение) через рычажную систему. В более простых конструкциях используется схема консольного изгиба с поперечной силой.

2. Машины с возбуждением усилий кривошипным механизмом широко используются еще с 1930-х гг. Нагружающее устройство включает шатун и кривошипный механизм, радиус которого регулируется перед испытанием образца для установления нужного уровня нагрузки. Обычно применяется нагружение консольным либо чистым изгибом, а также кручением. Принцип кривошипного механизма для создания усилий используется иногда и при испытаниях на растяжение-сжатие.

3. Машины с возбуждением усилий эксцентриковыми инерционными вибраторами делятся на установки нерезонансного и резонансного типов. В первых используются возникающие на вибраторе центробежные усилия, величина которых определяется скоростью его вращения. Это обусловливает высокую частоту (50 Гц и более) нагружения. Во вторых усиление центробежного возбуждения возникает при рабочих частотах вибратора, близких к собственной частоте всей системы. Поэтому важным упругим звеном такой машины является сам образец. Но при возникновении и росте в нем усталостной трещины жесткость всей системы меняется неконтролируемым образом, поэтому часто в таких установках используются дополнительные упругие элементы, не подлежащие усталостному разрушению.

4. Машины с гидропульсационным возбуждением – это универсальные установки с гидромеханическими (кривошипно-шатунный механизм и гидропульсатор), плунжерными, роторными или электрогидравлическими возбудителями. Недостатки: погрешности в силоизмерении, высокая стоимость и сложность изготовления. Достоинства: многолетняя стабильная работа, маневренность нагружения, широкий диапазон частот испытаний.

5. Машины с электромагнитным возбуждением используют, как правило, резонансный принцип генерации колебаний. Частота задается прерывателем, а обычный диапазон частот составляет 50...200 Гц.

6. Машины с электродинамическим возбуждением применяются для достижения ультразвуковых частот нагружения (для ускорения испытаний). Эта задача решается с помощью магнитострикционных вибраторов, снабженных стержневыми концентраторами энергии переменного сечения. Такие установки позволяют доводить частоту испытаний до 25 кГц.

Резюмируя, следует отметить, что, во-первых, схемы нагружения при усталостных испытаниях конструкционных материалов сводятся к трем видам деформаций: сжатие-растяжение (чаще используется растяжение), изгиб (чистый и консольный) и кручение; а во-вторых, практически все способы таких испытаний обеспечены серийно выпускаемыми установками.

Этого, к сожалению, нельзя сказать об установках для усталостных испытаний грунтов. А рассмотренные машины для циклических испытаний конструкционных материалов в подавляющем большинстве случаев не могут непосредственно использоваться и для горных пород. Поэтому у экспериментатора есть два пути: приспособить какую-либо из существующих испытательных машин для работы с образцами прочных горных пород либо целенаправленно разрабатывать для этого специальное оборудование.

Известны отдельные установки, специально разработанные для испытаний образцов горных пород в режиме одноосного пульсирующего сжатия (Мохначев, 1979) либо же трехосного сжатия с переменным осевым и боковым напряжениями. Система для пульсирующего растяжения чрезвычайно усложнена необходимостью изготовления специальных захватов для образца, прикрепляющихся к нему с помощью эпоксидной смолы. Кроме того, такая конструкция не позволяет с удовлетворительной точностью измерять деформации образца из-за неопределенной деформации самого вяжущего.

Вообще говоря, усталостные испытания грунтов с жесткими структурными связями в условиях сжатия-растяжения следует признать неудачным вариантом эксперимента по следующим причинам. Во-первых, это чисто технические сложности с обеспечением надежного захвата образца в фазе растяжения. Во-вторых, необходимость создания больших усилий в фазе сжатия. Следствие – громоздкость оборудования. И в-третьих, весьма жесткие требования к образцам для испытаний на сжатие: строгая параллельность торцов и высокое качество их полировки во избежание возникновения поверхностных концентраторов напряжений. Поэтому при научных исследованиях, не связанных с решением конкретной инженерной задачи и, следовательно, не ограниченных определенными условиями нагружения, целесобразно использовать другие схемы испытания (срез, изгиб, др.), не требующие многотонных усилий и упрощающих подготовку и закрепление образцов.

Динамические испытания на вибростолах

По условиям нагружения грунт (или другой материал модели основания) на горизонтально колеблющемся вибростоле испытывает деформацию простого сдвига. Появление вибростолов первоначально было вызвано желанием экспериментаторов избавиться от ряда недостатков установок простого сдвига иной конфигурации. Они полагали, что испытания крупномасштабных «образцов» создадут наилучшие условия для моделирования динамического разжижения грунтов в отсутствие краевых эффектов концентрации напряжений, неоднородностей их распределения и вариаций пористости, характерных (Castro, 1969) для мелкомасштабных динамических приборов простого сдвига (Woods, 1978).

Вибростолы использовались для исследований по динамике грунтов начиная с конца 50-х гг. Б. Сид и М. Сильвер (Seed, Silver, 1972) изучали осадку поверхности сухого песка при сейсмических нагрузках на слое 0,3 м толщиной и 3,05 × 2,13 м в плане. Известны также и несколько другие конструкции подобных установок. При изучении закономерностей разжижения водонасыщенного песка модель основания размером 2,3 × 1,1 × 0,1 м закрывалась сверху резиновой мембраной, предотвращавшей отток влаги. На поверхность этой мембраны укладывалась инертная масса – решетка, заполненная свинцовой дробью. Дополнительное прижимающее давление создавалось сжатым воздухом, а электрогидравлическая система обеспечивала горизонтальные колебания с частотой 4 Гц (DeAlba et al., 1976, Seed et al., 1977), но действительные сдвигающие усилия зависели от динамической реакции всей системы в целом. Давление сжатого воздуха на слой водонасыщенного песка, но без дополнительной инертной массы также применялось (Finn et al., 1970). Все авторы указывали на хорошее совпадение условий разжижения грунта с результатами экспериментов на стандартных приборах простого динамического сдвига.

Основной сложностью при испытаниях на вибростолах считается проникновение мембраны между песчаными зернами под давлением воздуха, что вызывает хотя и небольшое, но ощутимое и неконтролируемое изменение объема при изменениях порового давления.

Если поставить вибростол на подвижную часть большего вибростола, то можно проводить испытания в условиях разнонаправленных колебаний. Выявлено (Pyke et al., 1975; Seed et al., 1978), что в таких условиях поровое давление растет быстрее, а осадка поверхности песчаных грунтов выше, чем для однонаправленных колебаний.

Вибростолы позволяют также изучать характер деформаций насыпей, склонов определенного профиля вместе с расположенными на них сооружениями при динамическом воздействии. Это уже достаточно крупномасштабное физическое моделирование. В частности, японские инженеры воссоздали модель целого участка городской застройки г. Ниигата в огромном виброконтейнере и, симулируя сейсмический толчок 1964 г., получили практически все наблюдавшиеся тогда эффекты и типы разрушения сооружений: «вскипание» поверхности грунтов, песчаные «вулканы», опрокидывание зданий целиком, всплытие в разжижившемся грунте емкостей для хранения горючих материалов и т. д.

Динамические испытания на геотехнических центрифугах

Геотехнические центрифуги не являются средством для собственно динамических испытаний – они более универсальны, однако применяются для решения ряда задач динамики грунтов и инженерных сооружений, а также динамики земной коры.

Прежде всего, это метод испытаний не грунтов как таковых, а моделей геологических тел (склонов, оснований сооружений), инженерных сооружений (дамбы, насыпи) или взаимодействующей системы «грунт-сооружение» (бетонная плотина на грунтовом основании). При испытаниях модель помещается в поле центробежных сил, сходное с полем сил гравитации, но интенсивнее его в N раз (что зависит от скорости вращения центрифуги). Это позволяет увеличить в N раз объемный вес модельного материала, но сохранить распределение напряжений в модели, идентичное таковому для прототипа.

Центробежное моделирование базируется на трех основных принципах (Schofield, 1988): 1) увеличение собственного веса за счет повышения ускорения, эквивалентного уменьшению масштаба модели; 2) эквивалентность напряжений в модели и в прототипе (масштаб напряжений равен 1:1); 3) сокращение времени испытаний модели с уменьшением масштаба.

Например, модель природного склона высотой h, имеющая в масштабе 1:N высоту h/N и выполненная из того же грунта и с той же прочностью, разрушится таким же образом, как и прототип, если плотность пород ρ увеличить до ρN за счет повышения ускорения до Ng.

Другой пример – моделирование процесса консолидации грунтов. Если высота модели h, а высота прототипа (или мощность слоя) H и H/h - N, тогда соотношение времен консолидации $T/t = N^2$ (т. к. коэффициент консолидации зависит от квадрата толщины слоя грунта). Но для достижения тех же динамических напряжений и инерционных эффектов в модели масштаба 1: Л продолжительность ее нагружения должна быть меньше в N раз за счет повышения частоты вибрации также в N раз (Schofield, 1988). Особые сложности могут возникнуть при необходимости моделирования диссипации порового давления. Например, при сейсмическом воздействии с частотой около 1 Гц на насыпь из водонасыщенного песка поровое давление рассеивается в течение примерно 10 с. В такой ситуации нужно моделировать одновременно инерционные и фильтрационные эффекты, что технически невозможно, если и грунт, и поровый флюид в прототипе и модели идентичны. Требуется уменьшить проницаемость модели по сравнению с прототипом в N раз, чтобы поддерживать избыточное поровое давление в N раз дольше. Наиболее целесообразно использовать в модели тот же песок, а вязкость порового флюида увеличить. Например, при масштабе 1:100 можно взять силиконовое масло с вязкостью 100 сантистоксов, тогда избыточное поровое давление будет сохраняться в 100 раз дольше: t = T/N = 0,10 с (при этом, правда, нужно показать, что выбранный флюид не изменяет угол внутреннего трения песка). Используются также водные растворы глицерина и других веществ.

По мере усложнения решаемых задач появился метод «моделирования моделей», основанный на проведении нескольких экспериментов с моделями разного масштаба – для демонстрации корректности выбора материала модели и способа моделирования (Lambe, Whitman, 1982): поведение модели прототипа в масштабе 1/N при ускорении Ng в свою очередь моделируется в масштабе 1/C при ускорении CNg. Популярность центробежного моделирования связана, прежде всего, с тем, что альтернативным вариантом является полномасштабное физическое моделирование, требующее огромных временных затрат и построения сложных громоздких моделей.

Центробежное моделирование поведения конструкций было впервые применено для оценки работы проектируемого металлического моста через Ла-Манш в 1869 г. (Ко, 1988). Центрифуги как инструмент для геотехнических исследований были впервые использованы в СССР: первая центрифужная модель была создана Г.И. Покровским в 1932–1933 гг. в институте ВОДГЕО. В период с 1933 по 1939 г. Г.И. Покровский, И.Р. Федоров и другие исследователи моделировали на центрифугах устойчивость склонов, откосов и земляных плотин в связи со строительством на территории СССР сети каналов (Покровский, Федоров, 1953; Vutsel, Scherbina, 1988). В начале 1960-х гг. моделирование на центрифугах было сосредоточено на изучении осадок железнодорожных насыпей и устойчивости склонов (работы М.Н. Гольдштейна, Т.Г. Яковлевой и др.). К 1988 г. (Yakovleva, 1988) на территории СССР действовало 20 геотехнических центрифуг с эффективным радиусом 2...5 м, размером кареток (0,8...1,0 м) × (0,4...0,8 м) × (0,3...1,0 м) и масштабом моделей до 1:500.

В 1960-х гг. проф. А.Н. Скофилд начал исследования с помощью центрифуг в Кембриджском университете (Basset, Craig, 1988). В Японии к центробежному моделированию приступили в 1965 г. в университете Осаки (Kimura, 1988). Во Франции этот метод начал использоваться с 1976 г. Французским ядерным комитетом. Сегодня во всем мире действует порядка 60 геотехнических центрифуг, из них 16 – в Японии, 14 – в США, 7 – в Китае, 6 – в Великобритании, 3 – в Канаде, еще 14 стран имеют по крайней мере одну такую установку. Примерно 15 из существующих центрифуг (в США, Японии, Великобритании и Франции) оснащены системами динамического нагружения моделей.

Технические характеристики существующих в разных странах геотехнических центрифуг довольно разнообразны, поэтому их принято классифицировать по мощности, выраженной в *g*-тоннах (это создаваемое машиной максимальное центробежное ускорение, выраженное в *g* и умноженное на вес модели, выраженный в тоннах). В настоящее время существует довольно много центрифуг малой мощности (до 15 *g*-тонн), большинство из них находится в университетах США (Принстонский, в штатах Калифорния (г. Дэвис) (рис. 57), Колорадо, Флорида и Мэриленд), а также в Японии. Несколько центрифуг средней мощности (100...200 *g*-тонн) работают в США, Европе (Манчестер) и Японии более 10 лет. Это уже специально разработанные для геотехнических целей машины в отличие от центрифуг малой мощности. Крупные центрифуги (более 200 *g*-тонн) только начинают появляться в Европе и в США (рис. 58). Самая крупная из них (более 1000 *g*-тонн) некоторое время функционировала в исследовательском центре NASA (Cheney, 1988).



Рис. 57. Геотехническая центрифуга (UC Davis) с радиусом в несколько метров, позволяющая исследовать модели в условиях сейсмических нагрузок

Спектр задач, решаемых методом центробежного моделирования, весьма широк (Ко, 1988):

1) моделирование прототипов – построение модели из материала прототипа с сохранением геометрического подобия, что дает аналогию в распределении напряжений и деформаций, но из экономических соображений обычно приходится уменьшать масштаб модели, увеличивая скорость вращения центрифуги, что часто приводит к исчезновению из модели важных деталей прототипа;

2) исследование (часто с использованием в модели материалов, не имеющих отношения к прототипу) таких геологических процессов и явлений, где важно получить качественную картину для создания теории явления: тектоники плит, ударного и эксплозивного кратерообразования, разжижения грунтов и др.;

3) обоснование и проверка результатов численных методов исследования, алгоритмы которых недостаточно ясны.

Центробежное моделирование с учетом динамических воздействий на грунты используется для решения трех основных групп задач: 1) сейсмических эффектов (вопросы сейсмостойкого строительства, закономерности разжижения грунтов при землетрясениях, влияние комбинации сейсмического толчка и быстрой сработки водохранилища на устойчивость плотин); 2) действия динамических нагрузок от транспорта; 3) работы сооружений в пределах акваторий.



Рис. 58. Геотехническая центрифуга http://www.pvltech.com/geotechnical-centrifuge.html

Основная сложность при моделировании сейсмических воздействий заключается в соблюдении масштаба времени, поскольку значимая полоса частот реальных землетрясений (0,1...20 Гц) должна быть существенно смещена для модели в более высокочастотную область (для 100 g-тонных – до 10 Гц...2 кГц) (Corte, 1988). Во французском центре CESTA, близ г. Бордо, на крупной центрифуге (200 g-тонн) был разработан способ моделирования землетрясений, основанный на использовании программируемой серии взрывов и позволяющий возбуждать в объеме грунта модели нерегулярные колебания со спектром, близким к реальным сейсмическим волнам в открытом поле. 10 зарядов ВВ весом по 1...5 г закладываются в толстостенную алюминиевую оболочку, содержащую также резонаторы с механическими частотными фильтрами, которая монтируется вместе с моделью в каретке центрифуги. Генерируемая взрывами пульсация воздуха вокруг этого устройства передается одной из боковых поверхностей модели через резиновую мембрану. Подробнее эксперимент описан Целиксоном (Zelikson et al., 1981). Такая система использовалась для моделирования взаимодействия оснований и сооружений, оценки устойчивости бортов выемок и

насыпей при землетрясениях, а также влияния подземных ядерных взрывов на близлежащие подземные выработки (Corte, 1988).

Существуют и другие способы возбуждения колебаний в теле модели в процессе ее центрифугирования. Прежде всего, это различного рода шейкеры – «трясущие» системы с использованием упругих элементов (Morris, 1981): контейнер с моделью укрепляется в каретке центрифуги на взведенных пружинах, которые спускаются после разгона машины до нужного ускорения, т. е. испытания проводятся в условиях свободных затухающих колебаний. Такой способ резко ограничивает частотный диапазон нагружения моделей, поэтому после радикальной его переработки появилась динамическая система «ухабистой дороги» («bumpyroad system»): ролик каретки, на которой размещен контейнер с моделью, при вращении катится по рельсу, который на протяжении 1/3 своей длины имеет форму синусоиды. В статическом режиме испытаний каретка летит по окружности, не касаясь рельса, но в тот момент, когда моделируется динамическое воздействие, он передвигается автоматикой в радиальном направлении. Радиальные смещения ролика при его качении по рельсу через коленчатую передачу трансформируются в поступательные колебания параллельно вектору скорости вращения, которые и передаются платформе с размещенной на ней моделью (Lee, Schofield, 1989). Для динамического нагружения центрифужных моделей использовались также программируемые гидравлические генераторы, пьезоэлектрические и электромагнитные шейкеры (Ко, 1988). Последние обладают возможностями воспроизведения достаточно сложных динамических воздействий в широком частотном диапазоне (до 350 Гц), близких по спектральному составу к реальным сейсмическим толчкам (Sato, 1994). Их основным недостатком является громоздкость и большая масса по сравнению с гидравлическими генераторами той же мощности. В настоящее время специалисты отдают предпочтение именно электрогидравлическим системам динамического нагружения 2-го поколения, которые устанавливаются на наиболее мощных геотехнических центрифугах (Kutter, 1995). Они создают горизонтальные колебания модели большой массы (табл. 10), действуя как вибростол, на котором в контейнере расположена упруго зафиксированная модель.

Таблица 10

Технические характеристики гидравлического шейкера центрифуги (Калифорнийский университет в Дэвисе)

Максимальное ускорение колебаний для модели массой 2 700 кг	15g
Максимальная скорость колебаний, м/с	1
Частотный диапазон, Гц	20200
Размеры контейнера, м	$1,75 \times 0,7 \times 0,6$

Центрифужные исследования устойчивости и длительности службы транспортных сооружений включают в себя, главным образом, вопросы уплотнения железнодорожных насыпей, а также их работы на слабых глинистых и торфяных грунтах [4].

Пожалуй, наибольшее количество задач, решаемых в последнее время средствами центробежного моделирования, связано с инженерной деятельностью человека на морских акваториях и в береговой зоне, когда приходится учитывать эффекты динамического воздействия:

1. Исследования по механике грунтов морского дна включают в себя вопросы: а) захоронения снарядов с токсичными отходами в донных осадках – моделируется баллистическое действие на грунты в условиях высокого гидростатического давления; б) возможности работы донных механизмов, провоцирующих подводные оползни; в) консолидации морских и дельтовых осадков (Craig, 1988).

2. Моделирование работы глубоководных фундаментов ведется по нескольким направлениям. Во-первых, это условия работы стационарных гравитационных буровых платформ, которые удерживаются на месте только за счет собственного веса. Показано разупрочнение их основания под действием боковых волновых нагрузок, в результате которого образуются неглубокие разрывы и зоны пластических деформаций грунтов по краю сооружения, ведущие к его осадке. Моделирование ведется в Англии, Франции и США при центробежном ускорении до 100 g-тонн с использованием гидравлических генераторов циклического квазислучайного воздействия. Во-вторых, это решение ряда проблем поведения свайных сооружений на акваториях, связанных с большой длиной свай (что снижает их жесткость) и комбинацией боковых и осевых нагрузок. Эксперименты по изучению работы отдельных свай и небольших групп свай, подверженных как осевым, так и боковым статическим и динамическим нагрузкам, ведутся в Кембридже, Ливерпуле, и других местах. Еще одна специальная задача – разработка способов забивки свай в донные отложения. Ее решением заняты исследовательские группы в Принстонском университете и Манчестере [4].

3. Прогноз работы искусственных островов также выполняется на основе результатов центробежного моделирования: например, при проектировании острова в заливе у г. Осака площадью 500 га, на поверхности которого построен новый международный аэропорт Кансай. Искусственные острова, устраиваемые в арктических широтах для разведки и добычи угля, нефти и газа, должны противостоять циклическому давлению ледовых покровов (кстати, очень хороший пример собственно циклической нагрузки) и ударной нагрузке от дрейфующих айсбергов. В некоторых случаях оказывается необходимым также учет сейсмических нагрузок.

4. При моделировании работы берегозащитных сооружений – бун и волнорезов, предохраняющих территории от штормовых волн (например, в устье Темзы, эстуарии Остершельде) или даже цунами (на побережье Японии). В последнем случае применяется комбинированная конструкция из крупноглыбовой наброски на кессонном фундаменте. Для создания адекватной модели в заданном диапазоне частот воздействия часто приходится применять в качестве порового флюида нефть или водонефтяную смесь – для повышения ее вязкости и получения требуемого в масштабе модели времени диссипации порового давления (Basset, Craig, 1988).

5. Работа трубопроводов, анкерных и других конструкций в подводных условиях также может решаться средствами центробежного физического моделирования. Прежде всего, это поведение дюкеров в случае выхода их на поверхность морского дна в результате размыва грунтов волнами или подводными течениями. Затем – работа мостовых опор, подверженных ударам судов, проблемы надежного заякоривания судов, подъема подводных лодок, а также перестановки буровых платформ на новое место [4].

Современная геотехническая центрифуга является эффективным техническим средством решения задач динамики грунтов, дающим исследователю большой объем полезной информации в случае корректной постановки эксперимента. Но для этого в ходе моделирования надо учесть и преодолеть целый ряд сложностей.

Одна из самых острых – учет граничных условий: ведь модель находится в контейнере, и грунт по-разному взаимодействует с его жесткими либо гибкими стенками, что искажает распределение деформаций в теле модели. Поэтому при анализе результатов испытаний, особенно при моделировании воздействий сложного спектрального состава необходимо правильно учесть импульсных, эффекты взаили имодействия между моделью (активной массой), самим шейкером и контейнером (реактивной массой), а также характер соединения контейнера с плечом центрифуги, в особенности если ее собственные частоты находятся в диапазоне возбуждения шейкера. Пока же использование разных типов контейнеров приводит и к разным результатам испытаний (Kutter, 1995). Проблемой остается также фильтрация влаги из модели вдоль стенок контейнера, а не через грунт.

При моделировании поведения конкретного прототипа возникают еще и чрезвычайно важные проблемы выбора масштаба его модели. Прежде всего, это уже упоминавшийся выше конфликт разных масштабов времени для консолидации и динамического воздействия. Им можно пренебречь только при испытаниях водонасыщенных глин, которые не успевают существенно уплотняться при кратковременном динамическом воздействии, а также сухих несвязных грунтов, в которых динамическое поровое давление исчезающе мало. Для остальных ситуаций есть 2 способа разрешения этого конфликта. Первый заключается в использовании порового флюида с повышенной вязкостью. Наилучшим сегодня считается метолоза (гидроксипропилметилцеллюлоза), 1...4%-й раствор которой в воде повышает ее вязкость в 10–1000 раз соответственно. При этом сохраняются основные химические свойства воды, что особенно важно при испытаниях тонкодисперсных грунтов. Второй способ снижения скорости диссипации порового давления в песках заключается в уменьшении размера их частиц.

Этот способ, кроме того, тесно связан с еще одной проблемой – проблемой масштабирования размера самих частиц: для точности воспроизведения закономерностей деформирования прототипа в модели оптимально использовать грунт той же дисперсности. Однако в деформационно разупрочняющихся материалах, какими являются и динамически неустойчивые грунты, толщина зоны сдвига зависит от размера частиц, составляя для песков примерно 10 диаметров зерна (Roscoe, 1970). Поскольку правильное воспроизведение толщины зоны сдвига влияет на результаты моделирования, то иногда приходится масштабировать и размер зерен (Kutteret al., 1994). При этом, однако, надо показать, что важнейшие свойства среды (модули деформации, др.) прототипа и модели либо не изменятся, либо их изменения не будут иметь значение для результатов эксперимента.

В связи с изменением масштаба времени при центробежном моделировании неизбежно возникает и проблема масштаба скорости деформирования грунта. Известно (Craig, 1982), что десятикратное увеличение скорости деформации глинистого грунта вызывает повышение его прочности примерно на 5...10 %. Тогда прочность типичной центрифужной модели масштаба 1:50 в динамических условиях окажется на 5...15 % выше, чем у прототипа. Эти изменения прочности и жесткости материала модели, вызванные изменением масштаба времени, противоречат одному из основных принципов центробежного моделирования (эквивалентность напряжений). Эффекты масштаба скорости деформирования могут быть не столь важны, если требуется оценить лишь основные закономерности реакции объекта на динамическое воздействие, но если пренебречь ими нельзя, предлагается (Sathialingham, Kutter, 1994) компенсировать повышение прочности грунта в модели в связи с ростом скорости деформации небольшим увеличением его пористости по сравнению с прототипом. Это может быть достигнуто простым изменением длительности вторичной консолидации материала при создании модели.

Наконец, контроль распределения напряжений и деформаций в теле модели требует размещения в ней различных датчиков. Для того, чтобы при больших *N* эти датчики не влияли на поведение модели, они должны быть как можно более миниатюрными, а в идеале – не отличаться по массе и размерам от структурных элементов грунта (рис. 59).



Рис. 59. Бендер-элементы (5 мм в диаметре) для сейсмической томографии в центрифуге и томографическая рама с бендерэлементами в контейнере центрифуги (26 передатчиков и 51 приемник)

Современные возможности центробежного моделирования в области динамики грунтов подытожил в 1993–94 гг. совместный проект 7 ведущих в этой области университетов и институтов США VELACS (Verification of Liquefaction Analyses by Centrifuge Studies), основной целью которого было получение экспериментального материала для оценки эффективности и надежности численных моделей и алгоритмов (QUAKE, DESRA, TARA и др.), применяющихся для решения задач динамики грунтов. Было разработано 9 моделей оснований сооружений, каждая из которых независимо испытывалась при заданных параметрах модельного землетрясения в трех разных университетах. Результаты испытаний сравнивались, во-первых, между собой, а во-вторых, с априорными прогнозными данными, представленными 30 экспертами на основе разных методик численного моделирования.

VELACS показал хорошую сходимость результатов экспериментов на разных центрифугах только для моделей самой простой геометрии, только при использовании одной и той же методики ее изготовления и только если использующиеся шейкеры надежно воспроизводят весь частотный диапазон возбуждения. Вместе с тем разброс экспериментальных данных оказался меньше, чем для разных численных решений. Проект продемонстрировал, что только нелинейные численные модели, основанные на анализе эффективных напряжений, достаточно надежно прогнозируют условия разжижения уплотняющихся грунтов. Но ни одна из них не способна удовлетворительно описать поведение грунтов, проявляющих положительную дилатансию. Причины ненадежности численных решений и пути их совершенствования еще предстоит определить в начавшемся новом проекте VELACS 2.

В завершение рассмотрения лабораторных методов динамических испытаний грунтов следует остановиться на нескольких позициях [4].

1. Все методы основаны на возбуждении в образце грунта волн напряжений разного типа – продольных либо (чаще) поперечных, и в этом заключается их первое и основное различие.

2. Существующие методы обладают разными возможностями в смысле диапазона достижимых амплитуд деформаций сдвига. Этими возможностями и следует руководствоваться в первую очередь при выборе метода испытаний, адекватного поставленной задаче.

3. Обращает на себя внимание явная тенденция не только к повышению точности экспериментальных установок, но и к их усложнению и появлению подчас чрезвычайно громоздких испытательных систем. Вызвано это объективной необходимостью корректно моделировать поведение грунтов в разнообразных ситуациях в условиях усиления и усложнения динамических воздействий на них. Вместе с тем с точки зрения массового проектирования эта тенденция является тупиковой и свидетельствует о назревшей необходимости появления других – более рациональных подходов к оценке динамической неустойчивости грунтов.

4. Любой из рассмотренных методов является динамическим испытанием в том и только в том случае, если удовлетворяет критерию динамического нагружения. Например, циклические недренированные испытания водонасыщенных дисперсных грунтов являются динамическими практически при любой частоте нагружения, поскольку поровое давление аккумулируется от цикла к циклу. Сложнее обстоит дело с дренированными испытаниями и с испытаниями неводонасыщенных образцов – в этих случаях граница между циклическим и собственно динамическим режимами эксперимента определяется частотой воздействия. Более того, в разных частях одного и того же образца могут существовать разные с этой точки зрения условия испытаний – просто скорость фильтрации может быть недостаточно высока. Тогда вблизи фильтра при, скажем, трехосном сжатии, поровое давление будет успевать диссипировать, а в средней части образца – нет.

5. Эффекты ползучести и релаксации напряжений не могут, конечно, не проявляться в той или иной степени, которая определяется скоростью деформирования. Реологические эффекты могут выражаться, например, в продолжающемся росте порового давления при невозможности объемных деформаций (Wood, 1982). Некоторые авторы (Sangrey et al., 1978) считали необходимым проведение параллельных испытаний ползучести для разделения и динамических реологических эффектов.

6. Методы усталостных испытаний грунтов с жесткими структурными связями находятся в настоящее время в зачаточном состоянии. Представляется, что интерес к ним должен возрасти в связи с развитием современной механики разрушения неоднородных сред.

7. Что касается центробежного моделирования, то в настоящее время у него, по-видимому, нет «своего» места в системе проектирования инженерных сооружений. Главная проблема заключается, безусловно, в том, насколько точно материал модели воспроизводит поведение грунта *in situ*. Особые сложности вызывает согласование скорости фильтрации с критериями подобия.

При выборе метода для динамических испытаний, кроме его адекватности решаемой задаче (нельзя получить, скажем, параметры сдвиговой прочности в акустических испытаниях или динамический модуль сдвига путем трехосного сжатия), следует принимать во внимание: а) точность метода; б) граничные эффекты; в) способ подготовки образцов. Если существует необходимость исследования грунта в ненарушенном сложении, то это сразу существенно сужает выбор экспериментатора [4].

4.2. Полевые методы динамических испытаний грунтов

Перечень применяющихся сегодня методов оценки динамических свойств грунтов в массиве приведен в табл. 11 [2].

На рис. 60, 61 представлены возможности различных полевых методов динамических грунтов. Полевые методы для динамических испытаний грунтов можно разделить на три основных группы: сейсмоакустические (геофизические), вибрационные и геотехнические, которые в корне различаются как набором оцениваемых показателей, так и способом их получения. Подробно все перечисленные методы рассматриваются в работе [3].

Сейсмоакустические методы предназначены для получения упругих и диссипативных свойств грунтов по скоростям, амплитудам и спектральному составу сейсмических волн. Надо сказать, что инженеры долгое время достаточно свободно использовали результаты геофизических исследований грунтов в проектировании, полагая что они вполне надежны. И они до сих пор широко применяются при динамических испытаниях грунтов *in situ*, хотя при попытках приложения их к задачам динамики грунтов начали выявляться несоответствия между свойствами, определенными геофизическими и другими полевыми методами. Поэтому дальнейшее развитие геофизических методов пошло путем адаптирования к изучению динамических свойств грунтов в инженерных целях.

Т	<u> </u>	1	1
н	$ah\pi u u a$		
T	аолица	1	1

Методы					
сейсмоакустические	вибрационные	геотехнические			
 сейсмическое зондирование; сейсмопросвечи- вание; сейсмокаротаж; метод поверх- ностных волн 	 резонансного фундамента; водяной пушки; цилиндра в мас- сиве; измерения сво- бодных и вы- нужденных ко- лебаний фунда- ментов 	 динамическое зондирование; стандартная пенетрация (SPT); виброзондирование; статическое зондирование (CPT); беккер-пенетрация; вибропенетрация; динамические испытания свай; динамическое нагружение штампов; динамическая прессиометрия 			

Полевые методы определения динамических свойств грунтов

Примечание. Жирным шрифтом в таблице выделены наиболее часто применяемые методы.



Рис. 60. Возможности различных полевых методов динамических грунтов (по R.D. Woods, 1978; с дополнениями Е.А. Вознесенского)



Рис. 61. Зависимость модуля сдвига от уровня деформации сдвига (Mayne, 2001)

Вибрационные методы основаны на изучении динамического взаимодействия сооружений с грунтами основания по измеренным параметрам различных мод их колебаний. Анализ этих данных также позволяет оценить ряд основных упругих характеристик грунтов.

Наконец, геотехнические методы направлены на определение несущей способности, или прочности, грунтов в условиях динамического воздействия, то есть собственно их динамической неустойчивости, и поэтому представляют наибольший интерес с инженерно-геологической точки зрения.

Среди полевых методов определения динамических свойств грунтов наиболее часто применяются четыре: сейсмическое зондирование, динамическое зондирование, стандартная пенетрация и статическое зондирование с пьезоконусным зондом. Они предназначены главным образом для оценки возможности сейсмического разжижения песчаных грунтов, хотя в последнее время появляются работы, в которых обосновываются подходы к полевой оценке динамической неустойчивости и связных грунтов [13]. Современное состояние полевых методов оценки разжижаемости дисперсных грунтов подробно рассмотрено в работе [4].

СЕЙСМОАКУСТИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ

Методы этой группы основаны на расчете динамических модулей, коэффициента Пуассона и затухания грунта по измеренным характеристикам сейсмических волн. Остановимся на некоторых особенностях сейсмоакустических методов, имеющих значение для решения задач динамики грунтов.

Сейсмическая аппаратура включает в себя: источник (источники) упругих волн; устройства, воспринимающие упругие колебания и преобразующие их в электрические, – сейсмоприемники в наземной сейсморазведке и пьезоприемники (гидрофоны) в морской; сейсмостанцию, представляющую собой многоканальный регистратор, управляющий включением источника и обеспечивающий точный отсчет времени от момента включения источника до конца записи упругих колебаний. Современные сейсмостанции имеют в своем составе миникомпьютеры и периферийные устройства, объединенные в единый аппаратный комплекс.

Источником упругих волн может являться любое устройство, позволяющее в заданный момент времени осуществить механическое воздействие на незамкнутую или замкнутую поверхность упругой среды. Простейшим видом источника упругих волн является молот, которым ударяют по поверхности земли или стенке горной выработки (рис. 62).

Источник упругих волн в общем случае состоит из трех элементов: накопителя энергии (механической, химической, электрической, тепловой); устройства, позволяющего в заданный момент времени преобразовать накопленную энергию в механическое воздействие на упругое тело; рабочего органа, с помощью которого осуществляют это механическое воздействие. Реальные источники воздействуют на площадки упругого тела, размеры которых не превышают в большинстве случаев $1...2 \text{ м}^2$.

По характеру поверхности, на которую воздействуют механические силы, все источники можно разделить на две группы: *погружные* источники, действующие на замкнутую поверхность внутри среды (рис. 63); *поверхностиные*, действующие на разомкнутую поверхность (на свободную поверхность земли, стенку горной выработки, шурфа, скважины). Погружные источники генерируют преимущественно продольные волны, поверхностные источники – одновременно продольные и поперечные волны.

Конструкция и технические параметры определяют только потенциальную эффективность того или иного источника. Интенсивность, форма импульса, состав возбуждаемых волн (доля продольных и поперечных) зависят от условий возбуждения. Условия возбуждения определяются качеством контакта рабочего органа с породой и упругими свойствами среды вблизи источника. В зависимости от условий возбуждения интенсивность возбуждаемых источником волн может изменяться в тысячи раз. В наземной сейсморазведке в настоящее время наиболее широко применяют три вида источников: конденсированные взрывчатые вещества (ВВ); установки газовой детонации; вибросейсмические платформы. Меньшее применение имеют устройства, использующие свободно падающий груз.



Рис. 62. Методы для создания ипмульсных волн: а) вертикального воздействия; б) неглубокого взрыва; в) горизонтального действия; г) частотно-контролируемых поверхностных волн Рэлея (Kramer, 1996)

Приход упругих волн к поверхности вызывает ее движение, и это движение необходимо воспринять и преобразовать в изменение электрического напряжения. Преобразование механических колебаний в электрическое напряжение осуществляют с помощью электродинамического устройства, представляющего собой инертную массу (якорь), подвешенную на пружине, которая, в свою очередь, жестко связана с корпусом приемника. При движении корпуса инертная масса стремится остаться в положении покоя, что вызывает растяжение или сжатие пружины. В качестве инертной массы используют цилиндрическую катушку индуктивности, витки которой пронизываются полем постоянного магнита, вмонтированного в корпус приемника. Общий вид и устройство сейсмоприемников приведены на рис. 64.

Установленный на грунт сейсмоприемник совершает колебания в такт с колебаниями грунта, корпус смещается относительно катушки, и за счет этого изменяется магнитный поток, проходящий через ее витки. На зажимах катушки наводится ЭДС, пропорциональная по закону индукции скорости смещения корпуса сейсмоприемника относительно ка-
тушки. Поскольку перемещение поверхности есть вектор, можно раздельно регистрировать вертикальную и горизонтальную его составляющие. Для этого сейсмоприемники конструируют так, чтобы катушка могла смещаться только по вертикали или только по горизонтали. Для улучшения контакта сейсмоприемника с почвой на нижнем его торце устанавливают заостренный стержень, заглубляемый в грунт.



Рис. 63. Внешний вид сейсмоаппаратуры: а) электодинамический источник Р-волн; б) электодинамический источник S-волн; в) погружной сейсмоприемник АТG



Рис. 64. Внешний вид и устройство поверхностных сейсмоприемников: а) вертикального; б) горизонтального; в) устройство вертикального сейсмоприемника: 1) корпус; 2) электромагнит; 3) катушка; 4) штырь; 5) клеммы

Сейсмическое зондирование

Применяется для тектонического районирования континентов и дна океанов с учётом особенностей строения земной коры и верхней мантии, для изучения строения и мощности осадочной толщи и структуры фундамента, а также для выявления структурных особенностей, благоприятных для образования месторождений полезных ископаемых. Впервые метод предложен в 1939 г. в СССР Г.А. Гамбурцевым.

Сейсмические волны возбуждают мощными взрывами или другими контролируемыми источниками (невзрывными источниками сейсмических колебаний). Наблюдения проводят вдоль отдельных профилей или по площади при удалениях от источника на 300...400 км при изучении земной коры и до 1000...2000 км при изучении мантии. Колебания почвы, вызываемые продольными и поперечными волнами, регистрируются низкочастотными (0,5...20 Гц) многоканальными сейсморазведочными станциями или специальными автономными малоканальными станциями («Тайга» и др.). В результате обработки строят сейсмические разрезы, на которые наносят положение сейсмических границ, зон разного качества записей, сведения о пластовых и граничных скоростях. Геологическая интерпретация данных глубинного сейсмического зондирования проводится с привлечением других геофизических методов (гравиметрической, магнитной, электрической разведки, сейсморазведки) и заканчивается составлением сейсмогеологических разрезов, на которых даны границы геологических толщ, зоны разломов и т. п.

В настоящее время имеется возможность уточнения разжижаемости грунтов и их локализации на местности на основе скоростей поперечных волн по данным сейсмического зондирования. Критерии разжижаемости грунтов по полевым измерениям скоростей поперечных волн были предложены в работах (Andrus, Stokoe, 1997, 2000). Использование скорости поперечных волн в качестве индекса разжижаемости основано на том, что она в значительной мере определяется величиной эффективных сжимающих напряжений, пористостью грунтов, историей их нагружения и геологическим возрастом отложений.

Метод преломленных волн

Процедура испытания предполагает регистрацию прихода *P*-волны геофонами вдоль определенного направления, как показано на рис. 65. Замечательной особенностью метода преломленных волн (МПВ) является возможность при залегании слоистой толщи на полупространстве или однородном слое большой мощности преломленную от подошвы этой толщи волну наблюдать на таком расстоянии от источника, при котором она приходит к поверхности раньше всех других волн (метод

первых вступлений). Это свойство преломленных волн широко используют при решении инженерно-геологических и гидрогеологических задач, когда, например, необходимо найти положение границы, разделяющей рыхлые и консолидированные отложения или сухие и водонасыщенные. МПВ позволяет измерять пластовые скорости упругих волн в слоистой толще, а также мощность каждого слоя и углы их падения при условии, что акустическая жесткость каждого нижележащего слоя выше, чем предыдущего. Поэтому низкоскоростные прослои, заключенные между высокоскоростными, не идентифицируются. Могут быть пропущены также и тонкие пласты с высокими скоростями упругих волн, если различия в скоростях слишком велики (Redpath, 1973).



Puc. 65. Схема метода преломленных волн (Seismic Refraction Method)[60]

Для изучения динамических характеристик грунтов, расположенных ниже уровня грунтовых вод, предпочтительнее измерение скоростей поперечных волн, т. к. скорости продольных слишком сильно зависят от степени водонасыщения пород, что затрудняет интерпретацию результатов. С другой стороны, идентификация первых вступлений *S*-волны более сложна. Это требует достаточно мощного источника сдвиговых колебаний. К недостаткам МПВ следует отнести также и то, что полученные этим методом данные характеризуют, по сути, лишь часть грунтовой толщи непосредственно вблизи преломляющих границ. Но безусловными достоинствами метода являются возможность выполнения всех измерений непосредственно с дневной поверхности массива и на значительных площадях. В последнее время с повышением точности измерений и упрощением процедуры интерпретации данных у инженеров вновь появляется интерес к МПВ (Morris, 1991).

Сейсмопросвечивание

Межскважинное сейсмическое просвечивание (Seismic Crosshole Test) считается самым достоверным методом определения динамического модуля сдвига *in situ*. Для проведения эксперимента необходимы как минимум две скважины: в одну помещается источник колебаний, а в другую – приемник. Путь, который проходит волна от момента возбуждения источника до ее первого вступления на приемнике, равен расстоянию между скважинами (рис. 66).



Рис. 66. Схема проведения сейсмопросвечивания [60]

В некоторых случаях оказывается целесообразным использование нескольких скважин с приемниками, с расстояниями между ними 3...6 м. Сейсмопросвечивание также требует учета нескольких специальных методических вопросов, связанных, прежде всего, с конструкцией самой скважины (Ballard, 1977). Скважины должны быть обсажены пластиковыми трубами и зацементированы, вертикальность скважины должна быть проверена инклинометрами. Специальный забойный молоток (downhole hammer) желательно использовать для создания вертикально-поляризованной горизонтально распространяющейся сдвиговой волны (рис. 67).



Рис. 67. Оборудование для сейсмопросвечивания

Расстояние между скважинами должно быть минимально возможным для известного разрешения регистрирующей аппаратуры. Это позволяет избежать искажения начальных, самых важных участков волновой картины в результате раннего прихода преломленных волн.

Для возбуждения колебаний могут использоваться взрывные, механические (ударные) и электроразрядные источники. Они различаются по энергии и частоте генерируемых колебаний, а также по доле энергии продольных и поперечных волн. Многие авторы отмечают, что момент прихода поперечных волн определяется легче при ударном возбуждении (McLamore et al., 1977). Большинство источников генерируют колебания с амплитудами сдвиговых деформаций, не превышающими 10^{-3} %, но некоторые специальные конструкции позволяют достичь 0,1 %, например импульсный ударный генератор волн сдвига, разработанный в Сиэтле У. Шенноном и С. Уильсоном (Miller et al., 1975). Такие значительные амплитуды деформации позволяют оценивать потенциал разжижения грунтов непосредственно по скоростям поперечных волн, полученных методом сейсмопросвечивания.

Сейсмокаротаж

В отличие от сейсмопросвечивания сейсмокаротаж проводится в одной скважине, в которой на заданных глубинах устанавливаются сейсмоприемники, либо один и тот же приемник последовательно перемещается по стволу обсаженной скважины (*Down Hole Test*).

В последнем случае источник сейсмических волн расположен на поверхности массива вблизи устья скважины, и объемные волны в грунте распространяются вертикально, что лучше соответствует ситуации сейсмического толчка. К достоинствам метода относится обстоятельство, что не нужно выполнять инклинометрические исследования в скважине.

Применение ненаправленных взрывных источников при сейсмокаротаже, как, впрочем, и в методе сейсмопросвечивания, нежелательно – затрудняется идентификация *S*-волн на сейсмограмме.

Для возбуждения *S*-волн удар по планке, лежащей на поверхности, должен быть ориентирован по оси скважины, как показано на рис. 68.



Рис. 68. Оборудование для сейсмокаротажа

Сейсмокаротаж позволяет также выявить низкоскоростные слои, заключенные между высокоскоростными, при не слишком большом

расстоянии между двумя соседними сейсмоприемниками. Аппаратура, используемая при сейсмокаротаже, в целом та же, что и при сейсмопросвечивании (рис. 69). Предпочтительнее возбуждение горизонтально поляризованных волн сдвига (SH). Обычный вариант – источник ударного типа (рис. 70).



Рис. 69. Схема проведения сейсмокаротажа Down Hole Test [60]



Рис. 70. Возбуждение сдвиговых волн при сейсмокаротаже

Одной из разновидностей данного метода испытания является сейсмоконусная пенетрация с акселерометром внутри пенетрометра *seismic cone penetration test* (SCPT), описанная ниже.

Сейсмический конус – универсальный инструмент, т. к. это гибрид геотехнических методов в сочетании с геофизическими исследованиями в скважинах (Campanella, 1994). Этот метод является экономичным и целесообразным средством для инженерно-геологических исследований участка, поскольку обеспечивает четыре независимых показания грунта: сопротивление под конусом, силы трения по боковой поверхности, поровое давление и скорость распространения сдвиговых волн (рис. 71).



Рис. 71. Схема испытаний: a) Up Hole Test; б) Down Hole Test

Возможна и обратная конфигурация метода, когда сейсмоприемник установлен на поверхности толщи, а источник – в скважине (Up Hole Test). Ее основной недостаток – сложность возбуждения волн нужного типа, в результате чего увеличивается доля энергии продольных волн. Кроме того, волны сдвига плохо распространяются снизу вверх – из высоко- к относительно низкоскоростным породам. Значительная часть их первоначальной энергии уносится обратно отраженными волнами. Заметные улучшения в этой области связаны с глубоководными морскими исследованиями слаболитифицированных отложений (Woods, 1991; Umehara et al., 1984).

Метод поверхностных волн (surface wave technique)

Для определения динамического модуля сдвига приповерхностных грунтов могут использоваться также волны Рэлея (*R*) и Лява (*L*):

$$v_R^2 \approx G \,/\, \rho, \tag{27}$$

 $u_L = \sqrt{G_1 / \rho_1}$ (для коротких *L*-волн) или $u_L = \sqrt{G_2 / \rho_2}$ (для длинных *L*-волн),

где G₁, G₂ и р₁, р₂ – соответственно модули сдвига и плотность грунта в покрывающем и подстилающем слоях (Woods, 1978).

Экспериментально установлено (Heukelom, Foster, 1960; Fry, 1963, 1965; Ballard, 1964), что волна Рэлея распространяется на глубину не более половины своей длины. Основной недостаток при использовании *R*-волны – необходимость громоздких мощных вибраторов низкой частоты для изучения достаточно мощных толщ. В некоторых исследованиях удавалось, однако, достичь глубин порядка 60 м (Woods, 1978).

Р. Джонс (Jones, 1958) показал, что для определения скоростей поперечных волн в двухслойном разрезе, представленном низкоскоростными породами, перекрывающими высокоскоростные, можно использовать стоячие волны Лява. Значение скорости таких волн V_L находится между значениями скоростей волн сдвига в верхнем и нижнем слоях и зависит от частоты возбуждения. Однако эта методика не получила широкого распространения.

В последнее десятилетие с появлением портативных многоканальных анализаторов формы волны разработан (Nazarian, Stokoe, 1984; Stokoe, Nazarian, 1985; Stokoe, 1988; Stokoe et al., 1989; Nazarian, 1991) метод спектрального анализа поверхностных волн (SASW), позволяющий получить информацию о строении исследуемой толщи, включая мощность отдельных слоев и динамические модули сдвига. При этом никакой скважины не требуется, а источник и два приемника устанавливаются непосредственно на поверхность массива (рис. 72).



Рис. 72. Процедура выполнения испытания (SASW). Оборудование для регистрации данных и спектрального анализа [60]

Разрешающие возможности всех сейсмоакустических методов определяются сейчас уже не столько чувствительностью приемных каналов, сколько тем, что момент прихода волны определяется непосредственно оператором по полученной волновой картине – так называемое прямое определение времени прихода волны (Woods, 1991). Наряду с ним существуют методы непрямого определения этого важного момента, позволяющие использовать возможности современной вычислительной техники: автоматизированный частотный анализ и перекрестная корреляция.

Частотный анализ появился в инженерной сейсмологии вместе с методикой «Vibroseis» (Crawford et al., 1960), хотя при измерении техногенных вибраций сооружений традиционно используется временной анализ (т. е. все параметры динамической нагрузки – смещения, виброскорости и другие – оцениваются в функции времени). Используя преобразование Фурье, набор гармоник волны сложной формы может быть представлен ее амплитудным спектром. Оказалось, что классический интеграл Фурье волны f(x) может быть с хорошей точностью аппроксимирован дискретным рядом Фурье, который решается компьютером для любого временного отрезка записи зарегистрированной волны на основе алгоритма «Быстрое фурье-преобразование» (FFT), впервые предложенного Рунге в 1903 г., а затем заново открытого и введенного в употребление в 1965 г. (Cooley, Tukey, 1965). Поскольку многие экспоненциальные члены ряда оказываются идентичными, то FFT уменьшает необходимое количество операций с 250 до 4...5 тыс. В результате все вычисления могут быть проведены с использованием переносного спектранализатора (рис. 73) [4].



Рис. 73. Регистратор скорости и переносной спектроанализатор

Важнейшим методическим вопросом прямого определения времени распространения волны является точная оценка момента «пуска» импульса генератором. В его регистрацию вносится неизбежная ошибка за счет задержки в электрических цепях. Перекрестная корреляция сигналов источника и приемника колебаний позволяет исключить эту ошибку. В первом приближении процедура анализа сигнала сводится к последовательному взаимному перемножению участков записи сигналов источника и приемника равной длины dt. Результирующая функция имеет резко выраженный максимум точно в момент первого вступления волны. Некоторые сложности при использовании метода перекрестной корреляции связаны с быстрым затуханием в грунтах колебаний высокой частоты.

Динамические характеристики грунтов могут определяться также методом обратных расчетов по записям реальных сильных сейсмических толчков (Tokimatsu et al., 1989).



Рис. 74. Сравнение скоростей сдвиговых волн, полученных различными геофизическими методами [60]

На рис. 74 представлено сравнение результатов измерений скорости поперечных волн, полученных различными геофизическими методами для разреза на геологическом полигоне к северу от Мемфиса (США). Иследования включали сейсмический каротаж (Down Hole Test), сесмическую пьезоконусную пенетрацию (SCPTu), спектральный анализ поверхностных волн (SASW), а также метод отраженных волн (seismic reflection). В целом четыре метода дали удовлетворительное соответствие.

Необходимо упомянуть о несейсмических геофизических методах, которые не являются способами собственно динамических испытаний, но способны дать значимую для решения задач динамики грунтов информацию. В этой связи следует, прежде всего, назвать георадар – метод подповерхностного радиолокационного зондирования (Ground Penetrating Radar, GPR) (рис. 75). Удельный вес таких методов в инженерных изысканиях с каждым годом растет.



Рис. 75. Георадарные исследования болот и заболоченных участков

Принцип действия аппаратуры подповерхностного радиолокационного зондирования (в общепринятой терминологии – георадара) основан на излучении сверхширокополосных (наносекундных) импульсов метрового и дециметрового диапазона электромагнитных волн и приеме сигналов, отраженных от границ раздела слоев зондируемой среды, имеющих различные электрофизические свойства. Такими границами раздела в исследуемых средах являются, например, контакт между сухими и влагонасыщенными грунтами – уровень грунтовых вод, контакты между породами различного литологического состава, между породой и материалом искусственного сооружения, между мерзлыми и талыми грунтами, между коренными и осадочными породами и т. д.

Все задачи, решаемые с помощью георадара, могут быть разделены на две большие группы с характерными для каждой группы методиками исследований, способами обработки, типами отображения объектов исследования в поле электромагнитных волн и представлениями результата.

Геологические, инженерно-геологические и гидрогеологические задачи:

а) картирование геологических структур – восстановление геометрии относительно протяженных границ, поверхности коренных пород под рыхлыми осадками, уровня грунтовых вод, границ между слоями с различной степенью водонасыщения, поиск месторождений строительных материалов;

б) определение свойств различных отложений по скорости распространения электромагнитных волн, опираясь на связь этих свойств с диэлектрической проницаемостью пород;

в) определение толщины ледяного покрова;

г) определение мощности водного слоя и картирование поддонных отложений;

д) определение мощности зоны сезонного промерзания, оконтуривание областей вечной мерзлоты, таликов;

Поиск локальных объектов, обследование инженерных сооружений, поиск нарушения штатной ситуации:

а) трубопроводов;

б) кабелей;

в) участков разреза с нарушенным естественным залеганием грунта – рекультивированных земель, засыпанных выемок;

г) погребенных отходов и захоронений;

д) подземных выработок, подвалов, карстовых и суффозионных провалов;

е) границ распространения углеводородных загрязнений;

ж) поиск скрытых нарушений в стенах наземных сооружений, шахт, тоннелей, в опорах и перекрытиях;

3) поиск нарушений, возникших в процессе строительства или в процессе эксплуатации в конструкции автомобильных и железных дорог, взлетно-посадочных полос аэродромов и т. д.

ВИБРАЦИОННЫЕ МЕТОДЫ

Динамические характеристики грунта (G, E, v) могут также быть рассчитаны на основе анализа взаимодействия грунта с сооружением (в том числе с его моделью). Рассмотрим некоторые из методов изучения собственных и вынужденных колебаний массивных фундаментов, блоков и штампов.

Метод резонансного фундамента

Метод используется для расчета динамического модуля сдвига грунта основания, свойства которого полагаются удовлетворяющими упругому полупространству. Для расчетов необходимы величины пиковой амплитуды смещения и собственной частоты в условиях резонанса в колебательной системе «грунт–фундамент» [4].

Для этого модель фундамента известной массы с вибратором устанавливается на поверхность исследуемого грунта, а частота вибрации плавно регулируется до достижения резонанса. Чаще используется режим крутильных колебаний в соответствии с методикой, предложенной (Pang, 1972) и впоследствии модифицированной В. Дрневичем. Глубина исследований невелика и определяется весом фундамента. Метод требует также учета сжимаемости грунтов. Аналогичный способ, соответствующий индийскому стандарту на подобные испытания, использует вертикальное возбуждение массивного блока с вибратором (Srinivasulu, Vaidyanathan, 1976). Одним из первых был способ немецкого общества механики грунтов (DEGEBO), предложенный Г. Лоренцем в 1962 г.: резонансные колебания системы «грунт–фундамент» отождествляются с собственными колебаниями слоя грунта основания. Поэтому при прочих равных условиях резонансная частота системы зависит только от физико-механических свойств и толщины слоя грунта (Красников, 1975).

Водяная пушка

Метод разработан в Техническом университете Цюриха (Bamert et al., 1967). Аппарат представляет собой вертикально установленную трубу на массивном основании. В нижней части находится камера для заряда взрывчатого вещества, отделенная сверху от основного ствола мембраной. Труба заполняется водой, выталкиваемой при детонации ВВ в нижней взрывной камере. Динамическая жесткость грунта, на котором установлена водяная пушка, оценивается сравнением импульса выброшенной воды с вертикальной реакцией всей системы. Метод использовался для оценки динамической реакции мостов и некоторых подземных сооружений. Он интересен прежде всего способностью создавать в грунте значительные сдвиговые деформации.

Метод «цилиндра в массиве» (CIST)

Взрывной метод «цилиндра в массиве» предложен для оценки реакции грунтов, а также сооружений в условиях очень больших (до 10 %) деформаций сдвига (Bratton, Higgins, 1978). В исследуемом массиве грунта с заданным шагом по глубине и в радиальном направлении устанавливаются акселерометры вертикальных и радиальных ускорений. При взрыве в центральной скважине на ее стенках возникают давления до 42 MH/м², вызывая разрушение грунта вблизи полости и значительные сдвиговые деформации в некотором цилиндрическом объеме вокруг нее. Измеренная реакция грунта позволяет определить его динамические свойства и вывести уравнения состояния. Параметры этих уравнений, в свою очередь, являются основой для расчета возможной реакции грунта в любой точке массива, которую можно сравнить с непосредственно измеренной. Расчеты ведутся методом итераций на основе начального предположения об объемном нелинейном и неупругом деформировании грунта с учетом его возможного разрушения. Основная цель – получение расчетным путем временных зависимостей колебательных скоростей частиц грунта, возможно более точно совпадающих с реально зарегистрированными. Это означает, что параметры уравнений состояния грунта определены с высокой надежностью и позволяют описать поведение грунта в широком диапазоне амплитуд сдвиговых деформаций [4].

При близких к этому методу взрывных испытаниях SIMQUAKE и MINISIM-QUAKE их разработчики пытались добиться возбуждения горизонтально распространяющихся плоских волн путем детонации зарядов в скважинах, расположенных по одной линии (Higgins, 1978). В дальнейшем изучались давления на контакте грунта с сооружением.

Исследования свободных и вынужденных колебаний фундаментов

Здесь следует упомянуть метод О.А. Савинова (1953), основанный на изучении свободных и вынужденных горизонтально-вращательных колебаний сборных инвентарных штампов разной высоты. Чаще, однако, свободные колебания опытных «фундаментов» возбуждаются ударным способом. Можно обойтись без «фундамента» и оценивать динамические характеристики грунта по зарегистрированной реакции падающей на него массы (Schneider, Studer, 1991). Режим вынужденных нерезонансных колебаний используется при контроле работы существующих сооружений под воздействием эксплуатационных нагрузок от установленных на их фундаментах машин (Красников, 1975).

По данным вибрационных испытаний можно рассчитывать и диссипативные характеристики грунта, полагая, что в этом случае они отражают суммарный эффект затухания колебаний, обусловленный как поглощением, так и расхождением волн. Характеристиками, определяемыми в режиме свободных колебаний, являются логарифмический декремент затухания $D = \ln(A_n/A_0)$ и коэффициент затухания $\eta = fD$ (Красников, 1975). В режиме резонансных колебаний *п* может определяться несколькими способами: 1) по резонансным значениям частоты и амплитуды колебаний, что обычно сопряжено с большими погрешностями из-за недостаточной стабильности резонансных амплитуд; 2) по измеренному значению сдвига фаз между амплитудами возмущающей силы и вызываемыми ею смещениями фундамента (Красников, 1975). Но изза сложности и низкой надежности получаемых таким образом данных экспериментальные результаты определения диссипативных свойств различных грунтов при вибрационных испытаний все же весьма немногочисленны.

ГЕОТЕХНИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ

Геотехнические методы включают в себя разные виды зондирования: стандартную пенетрацию (standard penetration, SPT), конусную пенетрацию (cone penetration test, CPT), пьезоконусную пенетрацию (piezocone, CPTu), испытание плоским дилатометром (flat dilatometer, DMT), прессиометром (pressuremeter, PMT) и крыльчаткой (vane shear, VST). Большая часть методов имеют аналоги для динамических испытаний грунтов. На рис. 76 изображены схемы этих различных устройств и упрощенные процедуры в графической форме. Детали этих испытаний будут изложены ниже.

Динамические пенетрационные испытания

В эту группу условно объединены методы, основанные на генерации в грунте волн напряжений внедряющимся зондом, который, как правило, является и измерительным устройством. В отечественной литературе сложилось разделение таких методов на собственно пенетрационные – испытания грунта при внедрении зонда на высоту конуса или другого наконечника, и зондировочные – когда зонд внедряется на большую глубину. С нашей точки зрения это разделение терминологически неудобно и только вносит дополнительную путаницу. Скажем, стандартные пенетрационные испытания (SPT), являющиеся наиболее распространенным методом этой группы за рубежом, должны у нас называться зондированием. Кроме того, практически очень редко применяется погружение инструмента лишь на высоту его наконечника. Поэтому в дальнейшем мы будем называть все подобные методы пенетрационными, что отражает главное – принцип испытаний, а глубина погружения инструмента будет при необходимости оговариваться.



Рис. 76. Разновидности геотехнических методов [60]

Динамическое зондирование

Как известно, при динамическом зондировании измеряется количество ударов N молота определенной массы, необходимое для погружения зонда на фиксированную глубину (обычно 10, 25 или 30 см). Высота падения молота регламентирована, но варьируется для разных установок от 20 до 80 см (рис. 77). Масса молота в установках разных стран составляет от 10 до 136 кг. Величина N является комплексной, но косвенной характеристикой состава, состояния и свойств грунта. В качестве наконечника зонда используется конус с углом заострения 60° или 90°. Частота воздействия, как правило, не должна превышать одного удара за 2 с. Возможно также использовать установки виброударного зондирования, работающие с частотой выше 10–15 ударов в секунду. В настоящее время выработан международный стандарт на этот распространенный способ полевых испытаний, что делает хоть в какой-то мере возможным сравнение результатов, полученных в разных странах.



Рис. 77. Самоходные установки динамического зондирования: производства компании Geotool, Германия, глубина зондирования до 30 м – слева; компании Fugro – глубина зондирования до 20 м

Динамическое зондирование используется для: а) расчленения разреза; б) оценки физических и физико-механических характеристик грунтов; в) несущей способности оснований (Рубинштейн, Кулачкин, 1984). Главная сложность – неуниверсальность зависимости между искомыми параметрами и измеряемой величиной *N* для разных грунтов. Метод может использоваться для качественной оценки вероятности разжижения только водонасыщенных песчаных грунтов – по градациям условного динамического сопротивления, согласно рекомендациям СН 448-72 – на основании работ И.В. Дудлера, Н.В. Замориной, Т.Я. Грязнова, Н.Я. Денисова, В.В. Попова и др. [4].

Виброзондирование

По характеру воздействия на грунты этот метод является вариантом динамического зондирования и заключается в погружении конуса в грунт под действием вибрации. Таким образом, внедрение инструмента происходит без ударов, а под действием периодической силы вибратора эксцентрикового типа, установленного сверху на раме, с которой через колонну штанг и соединяется зонд. В ходе испытаний измеряется время погружения конусного наконечника на фиксированную глубину (обычно на каждые 10 см). Виброзондирование применяется при исследовании немерзлых глинистых (с показателем консистенции более 0,25) и песчаных грунтов при содержании в них крупнообломочного материала не более 20 % (Рекомендации..., 1987). Его рекомендуется применять в комплексе с другими полевыми и лабораторными методами для: а) расчленения разреза; б) оценки степени уплотнения и упрочнения во времени искусственных грунтов; в) приближенной оценки некоторых свойств грунтов (плотности, прочности, сжимаемости). Как это ни странно, но существующие нормативные документы не предусматривают использование виброзондирования для изучения динамической устойчивости и динамических свойств грунтов даже на качественном уровне.

Стандартная пенетрация

Metog SPT (Standard Penetration Test) заключается в определении количества ударов *N* при погружении насухо грунтоноса на глубину 30 см. Стандартный грунтонос в США имеет длину 32 дюйма (81,3 см), внешний диаметр 2 дюйма (5,18 см) и погружается ударами молота массой 140 фунтов (63,5 кг), сбрасываемого с высоты 30 дюймов (76,2 см) (рис. 78). Установки, использующиеся в других странах, имеют несколько другие, но в целом близкие технические характеристики. Практически во всем мире SPT является основным полевым методом изучения динамической устойчивости грунтов, главным образом песчаных. В основу такой оценки положены эмпирические зависимости между числом ударов N и критическим соотношением касательного и нормального эффективного циклических напряжений (CSR_{крит}), вызывающих разжижение грунтов при землетрясении с магнитудой M = 7,5 (выбрана магнитуда представительного и достаточно интенсивного толчка). Этот подход разработан Г.Б. Сидом и его коллегами в Университете Беркли (Калифорния) (Seed, 1979; Seed et al., 1983, 1985) по результатам стандартных пенетрационных испытаний в местах, ранее подвергавшихся сейсмическим толчкам. Процедура расчета динамических напряжений по сейсмограмме землетрясения известна, а для экспериментов выбирались места, в которых разжижение грунтов при толчках разной интенсивности имело место. Полученные значения N принято нормализовать по величине энергии воздействия (за стандартный принимается 60%-й уровень потенциальной энергии свободно падающего молота) и по эффективному значению природного давления (за стандартное принято 100 кПа), что позволяет сравнивать между собой данные для разных точек опробования. Величина применяющихся поправочных коэффициентов составляет соответственно 0,75...1,3 и 0,2...1,6. А в Японии обязательно применяются также дополнительные поправки на диаметр скважины и частоту ударов (Finn, 1994).



Рис. 78. Последовательность выполнения стандартной пенетрации [60]

В результате появились корреляционные зависимости вида $CSR_{KDUT} = f(N_{60})$ для грунтов с разным содержанием глинистых частиц (Seed et al., 1985), пользуясь которыми, можно с достаточной надежностью оценить возможность разжижения грунтов известной дисперсности при динамическом воздействии заданной силы по данным стандартной пенетрации. Однако описанный подход изначально имел два ограничения его применимости. Во-первых, корреляция между данными SPT и разжижаемостью была получена для определенных сейсмических нагрузок – с магнитудой 7,5; во-вторых, только для приповерхностных условий, где эффективное значение природного давления не превышает 150 кПа, а статические напряжения сдвига на любой горизонтальной площадке в рассматриваемом объеме грунта можно считать равными нулю. Впоследствии для расширения практических возможностей метода были определены переходные коэффициенты для землетрясений другой силы (Seed, Harder, 1990) и построены соответствующие зависимости (Koester, Franklin, 1985). Пути же коррекции данных применительно к другому напряженному состоянию грунта были предложены Б. Сидом (Seed, 1983). Слабым местом способа остается весьма упрощенный учет продолжительности воздействия, а также игнорирование его частотного состава.

Таким образом, в своем современном состоянии способ оценки разжижаемости при землетрясении заданной силы по данным стандартной пенетрации сводится к следующим операциям:

1. По результатам SPT определяется нормализованное по энергии воздействия значение N_{60} .

2. В зависимости от содержания в грунте глинистых частиц по соответствующей ему корреляционной кривой Сида снимается величина CSR_{крит}.

3. Затем она корректируется по отклонению реальных условий от стандартных магнитуды или продолжительности сейсмического толчка и действующих напряжений:

а) поскольку обычно в произвольном элементарном объеме грунта статические касательные напряжения в горизонтальной плоскости $\tau_{cr} \neq 0$, то вводится поправка, зависящая от начального отношения напряжений $\alpha = \tau_{cr}/\sigma'_0$, где σ'_0 – эффективное природное напряжение на заданной глубине. Для этого значение CSR_{крит} умножается на поправочный коэффициент $K_a < 1$, определяемый лабораторным путем для данного типа грунта. Таким образом принимается, что наличие начальных касательных напряжений повышает устойчивость грунтов к разжижению. Однако это справедливо, скорее, не для разжижения, а для состояния «циклической подвижности», т. е. для неуплотняющихся систем. Для уплотняющихся же грунтов в условиях недренированного сдвига показан (Vaid, Chern, 1985) как раз обратный эффект. Поэтому в настоящее время K_a может быть и больше единицы, в зависимости от степени плотности грунта (при $D_r < 50$ %). Номограмма для определения K_a в зависимости от α и D_r приведена в работе (Seed, Harder, 1990);

б) дополнительный поправочный коэффициент K_a применяется при значениях σ'_0 за пределами стандартного диапазона 100...150 кПа, поскольку отмечено снижение динамической устойчивости грунтов с ростом сжимающих напряжений;

в) в некоторых странах (например, в Японии) вводятся еще дополнительные поправочные коэффициенты, а в ряде случаев вся процедура сводится к серии «волевых» преобразований результатов просто на основании практического опыта, что характерно, например, для китайского подхода (Finn, 1993).

4. Полученная в результате всех этих пересчетов величина CSR и используется для оценки вероятности сейсмического разжижения грунта по корреляционной диаграмме Сида – в зависимости от того, с какой стороны от соответствующей кривой легла точка с координатами $CSR = f(N_{60})$.

Статическое зондирование. Статическое зондирование грунтов впервые было применено в Нидерландах в начале 1930-х гг. Метод быстро получил признание и в дальнейшем получил широкое распространение в Европе, США, Японии, Австралии. Для рыхлых песчанистых и глинистых грунтов статическое зондирование стало надежным и быстрым методом исследований. С 1952 г. по предложению Бегемана (Трофименков, 1995) появились установки, в которых выше конуса располагается муфта трения, позволяющая реально измерять трение по ее боковой поверхности f_s известной площади (зонд типа II) [16] (рис. 79, 80).

Помимо строения геологического разреза массивов дисперсных грунтов и их пространственной изменчивости, установления глубины залегания уровня грунтовых вод, статическое зондирование позволяет определять и некоторые характеристики физико-механических свойств грунтов на полученных корреляционных зависимостях для определенных выборок отложений.

В нашей стране для этого используются зависимости, приведенные в двух нормативных документах – СП-11-105-97 и МГСН 2.07-01, которые позволяют оценивать значения угла внутреннего трения, сцепления и модуля общей деформации для четвертичных песчано-глинистых грунтов.



Рис. 79. Схема опыта конусной пенетрации грунтов [60]



Рис. 80. Общий вид установки 605D производства шведской фирмы Геотех

Методика полевого определения потенциала разжижения грунтов при сейсмическом воздействии, по данным статического зондирования, предполагает определение вариаций приведенного циклического напряжения сдвига в разрезе при проектном землетрясении. Такой упрощенный метод оценки на основе пикового горизонтального ускорения на поверхности массива грунтов был предложен Г.Б. Сидом и И. Идриссом (1971).

Впоследствии П. Робертсоном и Р. Кампанеллой (1985) были предложены аналогичные корреляционные номограммы для определения приведенного циклического сопротивления чистых и пылеватых песков разжижению по величине приведенного сопротивления грунта под конусом зонда при статическом зондировании. Близкие к ней диаграммы разработали и другие авторы (Ishihara, 1985; Seed, 1986; Shibata, 1988) – все они представлены на рис. 81.

Беккер-пенетрация (ВРТ)

Присутствие в грунте даже небольшого количества гравийногалечного материала исключает применение стандартной пенетрации для оценки их разжижаемости. Для таких толщ в Университете Беркли (Калифорния) разработан специальный пенетрационный комплекс на базе самоходной сваезабивной установки Беккера (Harder, Seed, 1986). Метод получил название Беккер-пенетрации (Becker Penetration Test). Он заключается в погружении трубы с двойной стенкой и наружным диаметром 6,6 дюйма (16,8 см) ударами дизель-молота. Измеряется число ударов, погружающих колонну труб в толщу грунта на 1 фут. Установка позволяет вести испытания с параллельным отбором проб грунта. Для этого внутренняя стенка трубы вблизи ее нижнего конца перфорирована, и мощный компрессор нагнетает воздух в зазор между стенками. Воздушная струя, вырываясь наверх по стволу инструмента, выносит и частицы грунта даже гравийного размера в специальную камеру.



Рис. 81. Циклическое сопротивление грунтов разжижению по данным статического зондирования

Для оценки потенциала разжижения грунта по результатам Беккерпенетрации используются те же диафаммы Сида, что и при стандартной пенетрации. Но сначала полученные данные $N_{\rm BPT}$ переводятся в эквивалентные N_{SPT} величины по имеющейся между ними корреляционной зависимости (Harder, Seed, 1986). А дальше повторяется процедура, описанная выше. Беккер-пенетрация не получила широкого распространения, но с успехом использовалась при реализации нескольких проектов в Северной Америке.

Неопределенность в оценку потенциала разжижения грунтов по результатам ВРТ вносят три момента.

1. Энергия удара дизель-молота может несколько варьироваться в зависимости, например, от условий сгорания топлива. Вероятно, следует непосредственно измерять эту энергию, чтобы при дальнейших расчетах исходить из какого-то стандартного ее значения (Finn, 1993). 2. Пока никак не учитывается трение по боковой поверхности колонны, хотя соотношение между ним и лобовым сопротивлением внедрению инструмента изменяется в пользу первого с ростом глубины пенетрации.

3. Открытым остается вопрос о надежности корреляционной связи между данными стандартной и беккер-пенетрации, на которой основаны все дальнейшие расчеты. Корреляция проведена по результатам обоих методов испытаний в одинаковых условиях, т. е. там, где состав и строение толщи допускали применение SPT. А справедлива ли она для грунтов со значительной примесью гравийно-галечного материала и просто грубообломочных отложений? Ответа на этот вопрос не существует, т. к. в таких условиях нельзя провести стандартную пенетрацию. Он может отпасть сам собой только после накопления достаточного количества данных по ВРТ и разжижаемости таких грунтов – достаточного го для нахождения парной корреляции между $N_{\rm BPT}$ и потенциалом разжижения, как это было сделано ранее для SPT.

Сейсмо- и пьезоконусная пенетрация

Речь идет о некоторых современных модификациях статического зондирования. Пенетрация конусом (СРТ) в ряде стран (США, Канаде и др.) применяется несравнимо реже, чем стандартная, а ее результаты – удельное сопротивление грунта внедрению конуса – используются для оценки разжижаемости грунтов только на основе корреляции с другими методами, чаще всего с SPT (Douglas et al., Robertson et al., 1983); процедура аналогична описанной выше для BPT. Однако появление около 10 лет назад комбинированных конусных зондов расширило возможности этого по сути нединамического способа испытаний грунтов.

SCPT – Seismic Cone Penetration Testing – модификация статического зондирования с измерением скоростей волн сдвига (сейсмостатическое зондирование).

Пьезоконусные зонды снабжены датчиками для измерения порового давления при внедрении инструмента. Влага поступает к датчику через поры твердого фильтра в форме кольца, который изготавливается из стали, керамики или полипропилена и устанавливается чаще всего у основания конуса. Время рассеяния избыточного порового давления, вызванного внедрением инструмента, определяется скоростью консолидации грунта вокруг индентора. По кривой рассеяния может быть рассчитан коэффициент консолидации (Gillespie, Campanella, 1981). Полагается, что недренированную прочность водонасыщенного грунта можно оценить по максимуму вызванного порового давления (Esrig et al., 1977). Современные пьезоконусные пенетрометры раздельно измеряют поровое давление, сопротивление внедрению собственно конуса и боковое трение «рукава» инструмента.

Пенетрометры особенно широко используются для исследования подводных грунтов *in situ*, в том числе и глубоководных морских и океанических осадков. Широко известны, например, конструкции фирмы Fugro (Нидерланды) – стандартный подводный пенетрометр Fugro Wison имеет площадь рукава 200 см² и площадь основания конуса с углом при вершине $60^{\circ} - 15 \text{ см}^2$, керамический фильтр размещен в средней части конуса. Облегченная система той же фирмы (площадь рукава 100 см², площадь основания конуса 5 см) отличается возможностью измерять поровое давление в четырех точках инструмента – у основания и в среднем сечении конуса, а также в середине и у верхнего конца рукава (Soares et al., 1988). Разработаны также автоматические пьезоконусные системы, которые могут работать под водой на глубинах до 6 000 м. Более подробная информация по этому вопросу приведена в работе (Bo3-несенский, Федотов, Кешишев, 1990).

Сейсмоконусная пенетрация представляет собой комбинацию статического зондирования и сейсмокаротажа, но не требует бурения скважины. Для этого внутри стандартного конуса с площадью основания 10 см² устанавливается миниатюрный сейсмоприемник, позволяющий измерять скорости поперечных волн при остановках инструмента (рис. 82). Сейсмические волны возбуждаются на поверхности массива (обычно ударным способом). Первенство в разработке этого метода принадлежит Р. Кампанелле и его аспиранту П. Робертсону из университета Британской Колумбии (Канада) (Robertson et al., 1985, 1986). Использование двух сейсмоконусных передвижных установок позволяет вести исследования в конфигурации сейсмопросвечивания (Baldi et al., 1988). В этом случае в одном конусе (площадь основания 15 см²) установлен источник колебаний, а в другом (стандартном) – приемник. Предложены также конструкции, в которых и приемник, и излучатель установлены в верхней и нижней частях одного и того же зонда (рис. 83).

Сейсмический пьезоконус – инструмент, совмещающий в себе все описанные возможности, позволяющий получить непрерывные кривые изменения по разрезу: 1) удельного «лобового» и бокового сопротивления пенетрации; 2) скорости диссипации порового давления; 3) скорости упругих (обычно поперечных) волн (рис. 84).

Оценка вероятности динамического разжижения грунтов по комплексу этих характеристик на основе корреляции СРТ-SPT получается заниженной. Поэтому в случаях, когда степень надежности такой оценки сопряжена с существенным риском и материальными затратами, даже сейсмо-пьезоконусная пенетрация может использоваться лишь для выявления потенциально наиболее опасных участков, а разжижаемость грунтов должна изучаться в лаборатории на качественных образцах ненарушенного сложения, отобранных с замораживанием грунтов *in situ* (Robertson et al., 1992).



Рис. 82. Схема сейсмоконусной пенетрации



Рис. 83. Геометрия конусов и измерения, выполняемые при конусной и пьезоконусной пенетрации [60]



Рис. 84. Результаты пьезоконусной пенетрации для участка г. Мемфиса, штат Теннесси (США)[60]



Рис. 85. Испытание крыльчаткой [60]

Для определения сопротивления грунта сдвигу применяют лопастные приборы-крыльчатки, состоящие из четырех металлических лопастей, соединенных в виде креста. На рис. 85 показана схема испытания грунта крыльчаткой. Сдвигомер-крыльчатка предназначен для испытаний слабых грунтов методом вращательного среза по ГОСТ 20276–2012 («Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости»). Сдвигомеркрыльчатка позволяет определить сопротивление грунта срезу $t_{\rm max}$, МПа. Испытание вращательным срезом проводят в условиях практического отсутствия дренирования путём приложения горизонтальной касательной нагрузки и смещения грунта по цилиндрической поверхности, образуемой вращением крыльчатки. ГОСТ 20276–2012 предусмотрено два способа проведения испытаний: при вдавливании сдвигомера с забоя буровой скважины и при вдавливании сдвигомера в массив грунта с поверхности.

Испытания прессиометром

Прессиометрический метод применяют для испытаний грунтов в буровых скважинах с целью определения сопротивления грунта сжимающим усилиям. Сущность метода заключается в обжатии стенок буровой скважины на интересующем участке ее длины боковым равномерным давлением с замером деформаций. В зависимости от способа создания давления и замера деформаций прессиометры подразделяются на два класса – гидравлические (ПС-1, П-89, Д-76, системы ЦНИИС) и пневматические (системы института «Фундаментпроект», П-89-Э, ЭВ-90/127, ИГП-21). Прессиометры компактны, не требуют анкерных устройств ДЛЯ восприятия реактивного давления грунта и состоят из опускаемой в скважину резиновой камеры, аппаратуры для создания давления и измерительных приборов.

Данный тип испытаний проводится с использованием прессиометров различной конструкции. Наиболее часто используется балонный прессиометр, предложенный Менардом [27]. Значительно реже применяются самозабуривающийся и конусный прессиометры [1].

Испытания прессиометром можно выполнить в дисперсных и скальных грунтах, прочность которых на одноосное сжатие не превышает 10 МПа. В опытах измеряется давление, изменение объема или радиуса рабочей камеры. После обработки результатов измерений можно найти предельное давление L_p и прессиометрический модуль деформации E_p , последний определяется с использованием решения теории упругости или смешанной задачи теории упругости и теории пластичности о расширении цилиндрической полости. Интерпретация результатов испытаний зависит от типа прессиометра. Ниже приводится методика интерпретации данных испытаний для баллонного прессиометра, исходя из того, что этот прессиометр применяется в Российской Федерации. На рис. 86, *а* приведены типичные результаты испытаний прессиометром на различной глубине с разгрузкой для определения упругого модуля деформации.





Рис. 86. Прессиометрические кривые: а) результаты испытаний; б) схема к определению измеряемых параметров

Данному виду испытаний присущ существенный недостаток, обусловленный тем, что для проведения испытаний необходимо предварительно пробурить скважину диаметром, несколько большим диаметра прессиометра. Кроме того, при проходке скважины структура грунта вблизи стенок разрушается. Эти два фактора оказывают влияние на характер зависимости «изменение объема рабочей камеры – давление» в виде образования нелинейной зависимости на участке *ob* кривой деформирования (рис. 86, δ). При определении характеристик грунтов модуля деформации используют прямолинейный участок *ab* на рис. 86, δ .

Чисто упругое поведение грунта можно оценить путем разгрузки и повторного нагружения давлением в рабочей камере прессиометра. При этом выбранный интервал давления не должен вызывать в грунте возникновение остаточных деформаций, т. е. он должен быть достаточно малым.

На практике применяется следующая процедура для определения среднего значения упругого модуля деформации из цикла разгрузка – повторное нагружение. Процедура основана на подгонке к линейной зависимости средних значений данных измерений на цикле разгрузка – повторное нагружение, как показано на рис. 87, *а*.



Рис. 87. Зависимость между давлением и радиальной деформацией: а) цикл разгрузка – повторное нагружение; б) уменьшение модуля деформации с ростом деформации

Упругий модуль деформации равен в этом случае половине угла наклона полученной прямой линии *ab*. Этот модуль E_{ur} характеризует среднюю жесткость грунта вокруг прессиометра на выбранном уровне давления разгрузки, что соответствует точке *b* на рис. 87, *a*. Модуль называется секущим упругим модулем деформации при выбранном давлении разгрузки. Однако если провести прямую *ac*, касательную к ветви повторного нагружения при минимальном уровне радиальной деформации после разгрузки, то получим большее значение упругого модуля деформации E_r . Точно так же, если провести прямую *bd*, соответствующую максимальной радиальной деформации, то получим еще один модуль деформации E_{μ} . Измерения указывают на то, что значения E_r получаются на 20...30 % больше E_{ur}. Таким образом, модули деформации зависят от уровня радиальной деформации, при котором они определяются. Диапазон деформации от 0,1 до 0,2 % рекомендуется выбирать при определении упругого модуля деформации, что соответствует методам расчета деформации оснований большинства зданий и сооружений. Это соответствует деформациям, которые возникают в начале цикла разгрузки, или деформации в начале цикла повторного нагружения. Этот метод может быть применен для любого типа прессиометров и грунтовых условий. Некоторые характеристики, необходимые для проектирования оснований, такие как модуль деформации (штамп) и горизонтальные напряжения (дилатометр и прессиометр), от собственного веса грунта определяются прямым образом, используя данные измерений. Однако другие характеристики, необходимые также для проектирования оснований, могут быть определены только с использованием корреляций между прессиометрическими данными и другими полевыми или лабораторными испытаниями грунтов. Проблема использования этих корреляционных зависимостей заключается в том, что их нельзя применять для любых грунтовых условий, так как они были получены для частных случаев геологических условий. Поэтому их следует применять с осторожностью или только после корреляции для исследуемых грунтов. В табл. 12 приведены корреляции между данными РМТ, SPT, СРТ испытаний со ссылкой на источник информации.

Таблица 12

Вид данных	Параметр	Вид грунта	Уравнение	Автор
PMT-SPT	p_L, N	Супеси	$p_L = 29,45N_{cor} + 219,7$	Yagiz et al. [29]
РМТ-СРТ	p_L, q_c	Глина	$q_c = 3p_L$	Wieringen [28]
	p_L, q_c, φ'	Песок	$q_c = 15(tg\phi')^{1.75}$	Wieringen [28]
	p_L, q_c	Плотный песок	$q_c = 10 p_L$	Schmertmann
		Рыхлый песок	$q_c = 5p_L$	[26]
		Суглинок	$q_c = 6p_L$	
		Нечуствительная глина	$q_c = 3p_L$	
		Очень чустви-	$q_{c} = 1.5 p_{L}$	
		тельная глина		
p _L – давление, полученное при двойном расширении камеры прессиометра; N –				
количество ударов на залог (SPT); N_{cor} – откорректированное значение N ; q_c – измеренное				
удельное сопротивление грунта под конусом (СРТ); ф' – дренированный угол				
внутреннего трения				

Корреляционные зависимости между испытаниями РМТ, SPT, CPT

Плоский и сейсмический дилатометры Марчетти (DMT и SDMT)

Испытания дилатометром Марчетти (DMT – Dilatometer Marchetti Testing) – это испытания на пенетрацию (вдавливание), поэтому их преимуществом является то, что они не требуют бурения лидерной скважины (рис. 88) [83]. Поскольку DMT являются испытаниями на сдвиг под нагрузкой, они дают информацию о жесткости грунта, которую нельзя получить при помощи других пенетрационных тестов, измеряющих в основном характеристики «разрушения», т. е. прочности. Более того, деформирование грунта вокруг лопатки плоского дилатометра при ее внедрении существенно меньше, чем для конического зонда. Оборудование для DMT – прочное, надежное, легкое в использовании. Получаемые с его помощью данные практически не зависят от оператора и являются хорошо воспроизводимыми.



Рис. 88. Схема испытания грунта плоским дилатометром [60]

Испытания DMT дают информацию об истории нагружения, которая оказывает основное влияние на поведение грунта. В частности, информация об истории нагружения позволяет лучше оценивать осадки и сопротивление разжижению грунта. Что касается испытаний сейсмическим дилатометром Марчетти (SDMT – Seismic Dilatometer Marchetti Testing), в их процессе помимо параметров, определяемых при DMT, дополнительно измеряется скорость поперечных сейсмических волн Vs.

Недавно введенный европейский стандарт по сейсмостойкому проектированию – Еврокод 8 – предписывает определение Vs в верхних 30 м разреза на всех строительных площадках, расположенных в сейсмических зонах. Испытания SDMT обеспечивают получение как модуля сдвига при малых деформациях G_0 , так и жесткости при эксплуатационных нагрузках, выражаемой через компрессионный модуль деформации M. Эти два модуля могут помочь при выборе кривых, отражающих уменьшение модуля сдвига при увеличении деформации сдвига (угла сдвига).

Плоский дилатометр состоит из стальной лопатки, имеющей на одной из сторон тонкую гибкую круглую стальную мембрану. В состоянии покоя поверхность этой мембраны находится в одной плоскости с окружающей плоской поверхностью лопатки. Лопатка соединена электропневматическим кабелем, проходящим через рабочие штанги, с устройством управления на поверхности (рис. 89).



Рис. 89. Плоский дилатометр Марчетти: а) фотография оборудования; б) лопатка дилатометра; в) схема проведения испытания

Блок управления оборудован манометрами, устройством для подачи аудиовизуальных сигналов, вентилем для регулирования давления газа (подаваемого из баллона) и газовыпускными клапанами. Лопатка внедряется в грунт с использованием обычного полевого оборудования, т. е. пенетрометров, обычно используемых для статических испытаний на вдавливание конуса (СРТ), или буровых установок. Дилатометр

Марчетти может также вбиваться, например, с использованием молота и штанг для стандартных пенетрационных испытаний (SPT), но статическое вдавливание гораздо предпочтительнее. Наиболее эффективным является вдавливание лопатки 20-тонной установкой статического зондирования (с продуктивностью до 80 м в день). Испытание начинается с внедрения дилатометра в грунт. Когда лопатка достигает требуемой глубины, вдавливание прекращается. Без промедления оператор накачивает под мембрану газ и примерно через 30 секунд снимает два показания – давление А, требуемое для того, чтобы мембрана начала двигаться (давление начала расширения мембраны), и давление В, требуемое для смещения центра мембраны на 1,1 мм в сторону грунта. По желанию может также сниматься третье показание – С (давление закрытия вентиля) – путем медленного выпуска газа из-под мембраны вскоре после достижения давления В. Затем лопатка внедряется на следующую глубину испытания. Приращение глубины обычно составляет 20 см.

Интерпретация данных осуществляется следующим образом. Сначала результаты полевых измерений преобразуются в промежуточные параметры DMT – I_D , K_D , E_D (коэффициент материала, дилатометрический коэффициент бокового давления в грунте и дилатометрический модуль деформации соответственно). Затем I_D , K_D , E_D с помощью обычно используемых корреляционных зависимостей [20] преобразуются в следующие характеристики: компрессионный модуль деформации MDMT; недренированную прочность на сдвиг (сопротивление недренированному сдвигу) c_u ; коэффициент бокового давления в состоянии покоя K_0 (для глин); коэффициент переуплотнения ОСR (для глин); эффективный угол внутреннего трения ϕ' (для песков); плотность грунта р. При измерении порового давления можно оценить коэффициенты консолидации и фильтрации [20].

Отсчет C (давление закрытия вентиля) в песке приблизительно равен равновесному поровому давлению. Примеры изменения по глубине параметров, полученных при помощи DMT или SDMT (с дополнительным профилем Vs), показаны на рис. 90.

Более подробную информацию об оборудовании для испытаний DMT, их процедуре и формулах для интерпретации результатов измерений можно найти в исчерпывающем докладе технического комитета TC16 Международного общества по механике грунтов и геотехнике (ISSMGE) [20].



Рис. 90. Пример результатов испытаний SDMT (двумя рядом расположенными сейсмическими дилатометрами): I_D – коэффициент материала, который дает информацию о типе грунта (песчаный, пылеватый, глинистый); М – вертикальный дренированный компрессионный модуль деформации (при геостатическом напряжении); c_u – недренированная прочность на сдвиг; K_D – дилатометрический коэффициент бокового давления в грунте (его профиль похож по форме на профиль коэффициента переуплотнения OCR; для глин K_D ≈ 2 указывает на OCR = 1; K_D > 2 говорит о переуплотнении; профиль К_D часто дает первое представление об истории нагружения отложений)

ИСПЫТАНИЯ СЕЙСМИЧЕСКИМ ДИЛАТОМЕТРОМ МАРЧЕТТИ (SDMT)

Сейсмический дилатометр Марчетти – это комбинация плоского дилатометра Марчетти с дополнительным сейсмическим модулем для измерения скорости поперечных волн [11, 13–15]. Этот модуль (рис. 91, *a*) представляет собой цилиндрический элемент, помещенный над лопаткой дилатометра и оборудованный двумя датчиками для регистрации сдвиговых волн, разнесенными на 0,5 м. Когда на поверхности генерируется поперечная волна, она сначала достигает верхнего приемника, затем, после некоторой задержки, – нижнего. Сейсмограммы, полученные при регистрации двумя приемниками, в увеличенном и оцифрованном виде передаются в компьютер на поверхности, где и определяется задержка. Скорость поперечных волн Vs (рис. 91, δ) получается через соотношение между разницей в расстояниях между источником и датчиками (S2–S1) и разницей во времени получения сигнала Δt первым и вторым датчиком. Конфигурация, использующая два датчика с фиксированным расстояни-
ем между ними, позволяет избежать возможной неточности при фиксации нулевого момента времени при ударе молотком, которая иногда наблюдается при использовании только одного приемника.

Более того, пара сейсмограмм, записанных двумя датчиками на данной глубине испытания, соответствует одному и тому же удару молотком. Воспроизводимость получаемых величин *Vs* является очень высокой (наблюдаются отклонения в пределах примерно 1 %, т. е. нескольких метров в секунду). На рис. 91, *в* показаны примеры сейсмограмм.



Рис. 91. Сейсмический дилатометр Марчетти: a) лопатка дилатометра и сейсмический модуль; б) схематическое изображение испытания сейсмическим дилатометром; в) примеры сейсмограмм, полученных при записи и после восстановления по фазе

По результатам испытаний механическим (не сейсмическим) дилатометром Марчетти (DMT) можно оценить скорость поперечных волн Vs и модуль сдвига при малых деформациях G_0 на основе трех параметров DMT – I_D , K_D и *MDMT*, полученных при помощи механического (т. е. не сейсмического) дилатометра Марчетти. На рис. 92 отражены эмпирические зависимости (полученные с привлечением данных SDMT), по которым можно выполнять оценки G_0 и затем V_s после определения K_D и *MDMT* методом DMT.

Дилатометром Марчетти могут исследоваться дисперсные грунты от самых слабых до твердых, а также мягкие скальные породы. Результаты измерений DMT являются точными даже в почти жидких грунтах. С другой стороны, лопатка дилатометра очень прочная и может проникать даже в мягкую скальную породу. Глинистые породы могут испытываться при их недренированной прочности на сдвиг c_u от 2–4 до 1000 кПа (мергели). Диапазон измеряемых компрессионных модулей деформации M – от 0,4 до 400 МПа.

Вдавливание лопатки дилатометра может производиться при помощи различных зондировочных или буровых установок. Установки для статического зондирования, смонтированные на грузовых автомобилях, обеспечивают самую быструю работу. Буровая установка, например конфигурации Torpedo [20], также пригодна для использования, хотя и с меньшей производительностью. Вбивание под действием ударов, например с использованием молота для стандартных пенетрационных испытаний (SPT), также возможно, хотя и не рекомендуется.

В большинстве случаев параметры, полученные по результатам испытаний DMT, в частности недренированная прочность на сдвиг c_u и компрессионный модуль деформации M, используются при обычных инженерно-геологических расчетах для оценки несущей способности, осадок и т. д.

Оценка циклического сопротивления разжижению CRR₁¹ по параметру К_D, полученному по данным испытаний DMT

В последние десятилетия были получены разнообразные корреляционные зависимости «*CRR*– K_D ». Похоже, что они сходятся в направлении узкой центральной полосы. Большой интерес к корреляции «*CRR*– K_D » объясняется тем, что история нагружения значительно увеличивает *CRR* и K_D , но при этом совсем мало увеличивает q_{cn} . Следовательно, возможно, что корреляция « K_D –*CRR*» будет лучше, чем « q_{cn} –*CRR*».

¹ CRR – cyclic resistance ratio – предельное сдвигающее напряжение при циклической динамической нагрузке.

В настоящее время рекомендуется использовать корреляционную зависимость «*CRR*– K_D », полученную при комбинации двух уравнений. Уравнение (1) – это корреляционная зависимость, полученная Идриссом (Idriss) и Буланжером (Boulanger) [4] для оценки связи CRR и q_{cn} . Уравнение (2) представляет собой корреляционную зависимость, полученную Робертсоном в 2012 г. [17] для оценки связи q_{cn} и K_D . Кривая, полученная при комбинации этих уравнений, представлена на рис. 92 (Робертсон, 2012 [17]; Идрисс, Буланжер, 2006 [4]).



Рис. 92. Корреляционные зависимости «K_D–CRR», полученные в последние годы для чистого песка

Если доступны данные и DMT, и CPT, то можно получить две независимые оценки CRR: одну – по результатам испытаний CPT с использованием уравнения (1), другую – по данным DMT с помощью комбинации уравнений (1) и (2) (возможна также третья независимая оценка CRR, если также была измерена скорость поперечных волн Vs при испытаниях SDMT или SCPT). Однако две упомянутые выше оценки CRR получают через взаимно однозначные корреляционные зависимости: одна дает CRR только по данным DMT, другая – только по результатам CPT. Недавнее исследование вместо оценок CRR по двум отдельным взаимно однозначным корреляциям позволило получить корреляционную зависимость, дающую только одну оценку CRR на основе связи и с q_{cn} , и с K_D одновременно в следующей форме: $CRR = f(q_{cn}, K_D)$. На качественном уровне это показано на рис. 93.

DMT и SDMT – это относительно молодые методы полевых испытаний грунтов. Они дают данные для расчета множества проектных па-

раметров, их быстро и просто использовать, а результаты измерений получаются воспроизводимыми и не зависят от оператора.



Рис. 93. Корреляционные зависимости для оценки CRR на основе связи этого коэффициента одновременно и с q_{cn}, и с K_D (показанные на качественном уровне)

Вибропенетрация

Принцип испытания аналогичен виброзондированию, но методика отличается тем, что целенаправленно используется для оценки динамической устойчивости грунтов. Вибропенетрация основана на сравнении сопротивления грунта погружению в него индентора в статическом и динамическом (вибрационном) режимах. К. Токимацу (Tokimatsu, 1988) использовал для этого стандартный конусный пенетрометр, а потенциал разжижения грунта оценивал по соотношению соответствующих значений удельного сопротивления пенетрации. Динамическая неустойчивость водонасыщенных грунтов может также оцениваться по увеличению порового давления при передаче вибрации на статически погруженный на заданную глубину пьезоконусный зонд (Лебедев и др., 1982).

Вибрационный зонд-свая ЭС-1, разработанный в МГУ (Вознесенский и др., 1990), предназначен для изучения не только разупрочнения и разжижения грунтов, но и последующего тиксотропного восстановления их прочности. Существует в единственном экземпляре. Наконечник и рукав конструктивно разделены и при внедрении инструмента перемещаются вверх независимо, деформируя при этом свою калиброванную пружину, упруго связанную с ползуном реостата. Измерение его электрического сопротивления позволяет рассчитать лобовое сопротивление погружению инструмента и трение по его боковой поверхности по тарировочным кривым соответствующих пружин. Варианты проведения испытаний подробно изложены в работе Вознесенского [4], а схема полевого эксперимента приведена на рис. 94.



Рис. 94. Схема испытания грунтов вибрационным зондом-сваей: 1 – анкерная свая, 2 – упорная балка; 3 и 4 – реперная система для контроля перекоса сваи; 5 – гидродомкрат; 6 – электровибратор; 7 – измерительный зонд-свая; 8 – насосная гидросистема; 9 и 10 – измерительная система (Вознесенский, 1990)

Эксперимент несколько громоздок, так как предполагает предварительную установку анкерных свай, на которых закрепляется упорная балка. Сам зонд стальной, имеет наружный диаметр 16,3 см (6 дюймов) и длину 1,5 м, а также снабжен комплектом труб с муфтами, что достаточно для погружения на глубину до 15 м. Следует также принимать во внимание, что по мере погружения зонда удельная энергия вибровоздействия (при неизменной мощности вибратора) на единицу поверхности контакта инструмента с грунтом быстро падает. Это, впрочем, относится и к виброзондированию.

Взрывное «зондирование». Этот метод основан (Иванов, 1967, 1983) на связи степени разрушения структуры и вероятности разжижения несвязанного грунта при камуфлетных взрывах с его последующим уплотнением и осадкой поверхности массива. При зондировании глубинными взрывами критерием динамической устойчивости грунта служит средняя относительная осадка его поверхности в пределах радиуса эффективного действия взрыва. Дополнительным критерием способности песка к уплотнению может быть соотношение средних осадок после испытаний по схеме последовательных взрывов. Взрывное зондирование может применяться в подводном варианте и в комплексе с ударным [16].

При необходимости выделения наиболее рыхлых участков и дифференцированной оценке динамической неустойчивости песков по глубине следует проводить зондировочные взрывы зарядов разной массы на различной глубине. Метод взрывного «зондирования» позволяет проводить сравнительную оценку плотности сложения и динамической устойчивости большего, чем другие зондировочные методы, массива грунта, захваченного действием взрыва. Однако этот метод разработан только для песков и позволяет получать косвенные характеристики разжижаемости грунтов, а поэтому должен применяться только в комплексе с другими прямыми методами.

Динамические испытания свай

Динамические испытания свай также можно рассматривать как метод испытаний грунтов in situ. Однако используются они, как правило, лишь для оценки несущей способности свай в статических условиях, несмотря на очевидные возможности получения дополнительной информации о динамической реакции грунтов как в процессе ударного или вибрационного погружения свай, так и при их контрольной добивке. По сведениям проф. Ш. Пракаша (Prakash, 1981), вибрационные испытания реальных и модельных свай проводились рядом авторов (Swiger, 1981; Agarwal, 1967; Ghumman, 1981). А метод, запатентованный Р. Тауном и С. Чэмпом (Towne, Champ, 1976), использует забивку свай для оценки важнейшей динамической характеристики грунтов основания – их механического импеданса. Последний рассчитывается по методу передаточной функции. В эксперименте используются две сваи, снабженные акселерометрами, одна из которых уже установлена в грунт, а вторая забивается ударами молота в ходе эксперимента. Таким образом, одна свая является источником, а другая – приемником колебаний. Передаточная функция комплексно характеризует фильтрующие свойства колебательной системы, состоящей в данном случае из двух свай и грунта между ними. Волна напряжений, возникающая при ударе молота, преобразуется: а) в материале первой сваи – ее передаточную функцию можно найти при сравнении колебаний в точке удара (силовое воздействие при ударе регистрируется отдельным датчиком) и возбужденных колебаний самой сваи (регистрируются акселерометром);

б) в толще грунта; в) в материале сваи-приемника. Сравнение колебаний двух свай дает передаточную функцию всей системы, а считая передаточные функции двух одинаковых свай равными, можно найти и передаточную функцию грунта.

Забиваемая свая может служить и просто источником колебаний для измерения распространения колебаний в массиве, а также для приближенной оценки затухания. Следует учитывать, что характеристики колебательной системы «свая–грунт» меняются по мере продвижения сваи и зависят от ее конструкции. Экспериментально зафиксировано (Прокудин и др., 1979): а) наибольшие вертикальные амплитуды колебаний имеют место при определенной глубине погружения сваи (от 2 до 6 м); б) частотный состав колебаний непостоянен – при прохождении острием сваи слоя более плотного грунта частоты могут повышаться в несколько раз из-за увеличения жесткости системы; в) при наличии свайного поля вместо одиночной сваи имеет место экранирование колебаний, выражающееся в более интенсивном затухании вертикальных амплитуд.

Другие геотехнические методы

Аппарат Хенке. Метод основан на возбуждении в грунте крутильных колебаний и измерении зависимости между касательными напряжениями и деформациями сдвига грунта. Рабочая часть устройства состоит из двух тонкостенных концентрических цилиндров, задавливаемых непосредственно в забой скважины, а измерительная система располагается выше забоя. Гармонические или импульсные крутильные колебания прикладываются к внутреннему цилиндру, по регистрируемой реакции которого (в форме зависимости напряжение сдвига– деформация) определяется динамический модуль сдвига (Henke, Henke, 1982). Аппарат имеет и лабораторный аналог (Henke, Henke, 1987), но не получил пока широкого применения [4].

Проф. Р. Вудс (Woods, 1978) указывал, что для оценки потенциала разжижения могут применяться пьезоконусные пенетрометры, циклический сдвиг зубчатых плит и циклический лопастной срез. Он призывал обратить внимание на эти методы и изучить их возможности. Из них только пьезоконус широко вошел в геотехническую практику, потому что не требовал создания новых систем, а лишь расширял возможности общепринятого метода. Вместе с тем разработаны и динамические варианты некоторых стандартных статических методов полевых испытаний грунтов.

Так, для определения коэффициентов жесткости и демпфирования грунтов при значительных деформациях разработаны *динамические*

прессиометры – как пневматические, так и лопастные (Красный и др., 1982; Волков, Торбанов, 1988). По данным Bodare, Massarch, использование лопастных вибропрессиометров дает наилучшие результаты при частотах более 80 Гц, целесообразно также их совмещение с сейсмопросвечиванием. Существуют также единичные разработки установок для *динамических штамповых испытаний* (Волков, 1982). Возможно создание динамических вариантов и таких испытаний, как сдвиг в шурфе (по схеме одноплоскостного среза или, более существенно изменив конструкцию установки, по схеме простого сдвига), прессиометрия с использованием пульсирующего дилатометра Марчетти [4].

5. Выводы по разделу

Подведем некоторые итоги. Полевые методы динамических испытаний грунтов весьма разнообразны. Наилучшим методом определения динамических модулей грунта *in situ* считается, по-видимому, сейсмопросвечивание (табл. 13). Менее точным, но и менее трудоемким, является сейсмокаротаж – скорости поперечных волн, измеренные в одном и том же массиве этими двумя методами, несколько различаются. При современной технологии полевых испытаний оценка динамической разжижаемости грунтов основывается практически исключительно на эмпирической корреляции с данными стандартной пенетрации (или динамического зондирования), которые зависят в первую очередь от плотности грунта [4].

При всем разнообразии описанных полевых и лабораторных методов испытаний проблема надежной оценки динамической неустойчивости грунтов остается нерешенной, и во многих случаях ее прогноз оказывается далеким от действительности. Часто обескураживает существенное расхождение между результатами полевых и лабораторных испытаний грунтов – как для динамических модулей грунта, так и для потенциала разжижения. По мнению большинства исследователей, виной тому несколько причин: 1) нарушение природного сложения грунта при отборе, транспортировке и изготовлении образцов; 2) влияние истории нагружения грунта и временных эффектов; 3) использование в расчетах коэффициента Пуассона грунта, надежность определения которого невысока. Еще одним источником неоднозначности результатов динамических испытаний является их чувствительность к масштабному эффекту. Ведь в данном случае это не только влияние размера образцов с точки зрения краевых условий и различных неоднородностей, сказывающихся на их физико-механических свойствах, но еще и эквивалентности частот воздействия – постоянство частоты при разных размерах объекта означает изменение их соотношения с длиной волны воздействия.

Таблица	13
---------	----

		метод определения									
Наименование	CPT	CPTU	SCPTU	SPT	DMT	RBT	PMT	PLT	RST	RDT	VST
		Дефо	рмационн	ные хар	рактери	стики	_				
Упругий модуль			+								
сдвига, G											
Модуль деформации, Е	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	
Коэффициент консо-		+	+		+	+	+				
лидации в горизон-											
тальном направлении,											
Ch											
Коэффициент		+	+		+	+	+				
фильтрации, k_f											
Прочностные характеристики											
Дренированный угол	+	+	+	+	+						
внутреннего трения, φ'											
Недренированная		+						+			+
прочность, си											
λ	Саракт	геристик	и начальн	юго на	пряжен	ного с	остоян	ия	_	_	_
Коэффициент бокового		+			+	+					
давления в состоянии											
покоя, K ₀											
Давление		+		+	+						
предварительного											
уплотнения, σ_p											
СРТ – статическое зонд	ирова	ние с из	мерением	лобов	ого соп	ротивл	ения и	сил тр	ения;	CPTU	-
статическое зондирование с измерением порового давления; SCPTU - статическое зондирование											
с измерением порового давления и скорости прохождения поперечных волн; SPT - динамическое											
зондирование пробоотб	орник	юм; DM	Т – дилато	ометр l	Марчет	ги; RB	Т – жес	сткий,	дилато	ометр;	
РМТ – прессиометр; PL	Т – пл	юский п	гтамп; RS	Т – вин	товой і	штамп	, RDT -	- буро	вое зо	ндиров	ание;
VST – испытания методом лопастного среза											

Характеристики грунтов, определяемые полевыми методами

Следствие актуальности этой проблемы и характерная примета сегодняшнего уровня экспериментальных исследований в области динамики грунтов – это реализация дорогостоящих совместных проектов между разными организациями и даже государствами. Недавним примером такого крупного проекта при участии университетов, частных промышленных и инженерно-консультационных фирм стал канадский эксперимент по разжижению грунтов CANLEX (The Canadian Liquefaction Experiment), инициированный в 1993 г. Его стоимость составила свыше 1,5 млн долларов. Проект направлен на разрешение ряда неопределенностей оценки разжижаемости песчаных грунтов. Исследования проводились в несколько стадий на двух опытных полигонах, расположенных на природных аллювиальных песках в дельте р. Фрэзер (вблизи г. Ванкувер) и на намывных отложениях дамбы хвостохранилища (форт МакМаррей, Альберта). Программа работ включала (Robertson et al., 1995) оценку разжижаемости песков *in situ* комплексом полевых методов (стандартная и сейсмоконусная пенетрация, геофизические методы, самозабуривающийся прессиометр) и в лаборатории на образцах, приготовленных по общепринятым методикам, а также на образцах ненарушенного сложения, отобранных с применением замораживания. Но наиболее сложной и дорогостоящей частью проекта было полномасштабное моделирование разжижения песков в массиве для оценки возможности надежного прогноза такого события на основании полевых и лабораторных экспериментов, которое потребовало не только предварительного центробежного моделирования, но и значительных капиталовложений для защиты близрасположенных инженерных сооружений.

Еще одна важнейшая инициатива научного сообщества в области динамики грунтов состоит в организации стационарных экспериментальных площадок для проведения полно- и крупномасштабных испытаний динамической устойчивости грунтов и сооружений, опробования новых полевых методов исследования, способов строительства и улучшения оснований. Эти участки детально охарактеризованы в инженерно-геологическом и инженерно-сейсмологическом отношениях, оснащены системами регистрации сейсмических волн, а накопленные для них базы данных доступны для любого квалифицированного профессионала. В США система таких площадок (NGES – National Geotechnical Experimental Sites) была организована в 1992 г., а в настоящее время она включает 39 NGES, 5 из которых (в Калифорнии, Texace (2), Иллинойсе и Массачусетсе) получают федеральную финансовую поддержку (Woods, 1995). Аналогичные стационарные экспериментальные площадки существуют в Канаде, Бразилии, Великобритании, Франции, Италии, Японии и Норвегии. Эта система служит мощным фактором развития международного сотрудничества в области динамики грунтов между государственными предприятиями, частными фирмами и университетами, способствуя снижению затрат на такие дорогостоящие крупномасштабные эксперименты.

II. ПРАКТИЧЕСКИЙ РАЗДЕЛ

1. Определение деформационных свойств грунтов динамическим методом

Деформируемость грунтов в условиях динамического нагружения

Под деформируемостью грунтов понимают их способность без видимых нарушений сплошности изменять размеры и форму, в частности под действием внешних нагрузок. При определении показателей деформируемости динамическим методом на образец грунта нагрузка передается в виде импульсов различной частоты, причем их величина, направление и место приложения остаются постоянными в течение опыта. В отличие от статического одноосного сжатия данный вид нагружения имеет иные количественные характеристики интенсивности и времени воздействия, как следствие возникают существенно иные деформации. Согласно А.И. Савичу и З.Г. Ященко, при определении модуля деформации сейсмоакустическими методами действующие напряжения на 2-6 порядков ниже, чем в статических условиях, и на 4-11 порядков короче время их воздействия. Вследствие этого деформации, возникающие в горных породах при динамическом приложении нагрузки, составляют лишь 10^{-6} – 10^{-9} мм, что на 2–6 порядков меньше, чем при одноосном сжатии. Однако наиболее значительным различием в условиях определения показателей деформируемости является то, что данные сейсмоакустических методов, в отличие от методов механики горных пород, в том числе и статического одноосного сжатия, не содержат информации об остаточных деформациях изучаемых сред. Другими словами, при данном виде внешних воздействий большинство горных пород может рассматриваться как линейно-деформируемая среда, для которой в соответствии с теорией упругости устанавливается однозначная связь между показателями деформируемости и кинематическими акустическими характеристиками [16].

К числу показателей деформационных свойств, определяемых в условиях динамического нагружения образцов грунтов, относят динамический модуль упругости $E_{\rm d}$, который характеризует их способность изменять линейные размеры, и коэффициент Пуассона v как параметр изменчивости формы. Для сплошной однородной и изотропной среды между показателями деформационных свойств и кинематическими параметрами упругих волн установлены следующие теоретические зависимости:

$$E_{\rm A} = v_p^2 \frac{\rho}{g} \frac{(1+\nu)(1+2\nu)}{1-\nu}; \quad \nu = \frac{v_p^2 - 2v_s^2}{2(v_p^2 - 2v_s^2)}, \tag{28}$$

где v_p и v_s – скорости распространения продольных и поперечных волн, м/с; ρ – удельный вес, H/м³; g – ускорение свободного падения, м/с².

Именно эти зависимости с определенными допущениями используются в практике инженерной геологии для расчета деформационных характеристик грунтов (рис. 95).



Рис. 95. Номограмма В.Н. Никитина для вычисления динамического модуля упругости

Необходимое оборудование

Определение величин удельного веса γ и скоростей распространения упругих волн v_p и v_s , необходимых для расчета $E_{\rm Д}$ и ν , производится в соответствии с методиками и на приборах, описанных в ГОСТ 12248.

Последовательность определения

1. Для определения деформационных характеристик динамическим методом необходимо изготовить образцы.

2. Определяется плотность грунтов р.

3. Определяются величины скоростей распространения продольной *v_p* и поперечной *v_s* волн.

4. По указанным выше зависимостям рассчитывают динамический модуль упругости $E_{Д}$ и коэффициент Пуассона. Кроме расчетного варианта для определения $E_{Д}$ может использоваться номограмма В.Н. Никитина (рис. 95).

2. Изучение тиксотропных свойств грунтов на вибростенде

Для характеристики тиксотропных свойств грунтов используются показатели, раздельно характеризующие тиксотропное разупрочнение и упрочнение. Коэффициент тиксотропного разупрочнения представляет собой отношение прочности грунта до динамического воздействия к ее минимальному значению, достигаемому в процессе этого воздействия:

$$K_{p} = \frac{\tau_{0}}{\tau_{g}}.$$
(29)

Коэффициент тиксотропного восстановления выражается отношением прочности грунта через заданный промежуток времени после прекращения динамического воздействия к исходной прочности грунта:

$$K_{_{B}} = \frac{\tau_{_{t}}}{\tau_{_{0}}}.$$
(30)

Необходимое оборудование

Монолит грунта ненарушенного сложения: нож монолитный; тарированные бюксы (два и более в зависимости от условий эксперимента); весы лабораторные; штангенциркуль; вибросдвиговая установка с комплектом обойм [16].

Лабораторная вибросдвиговая установка (рис. 96) позволяет проводить исследования тиксотропных свойств глинистых грунтов по следующей схеме: определение прочности до вибрации – приложение динамической нагрузки с заданными параметрами – определение прочности в момент выключения вибрации. Вертикальная вибрация передается на весь объем образца 9 (около 140 см³), жестко закрепленного в обойме 8 на платформе электромеханического вибратора направленного действия 6. В качестве измерительного узла смонтирована микрокрыльчатка 16. Установка включает стол уплотнителя 1, оснащенный дополнительными тягами 2 (для создания дополнительной пригрузки инерционного типа) с перекладиной 3, снабженной гасителем вибрации 5 и соединенной со штампом 4. Шток вибратора 7 поджат пружиной к эксцентрику 10, вращение которого осуществляется от электромотора 12. Измерение частоты вращения производится с помощью пары герконов 18 и постоянного магнита 19, закрепленного на валу вибратора 11. Электрический сигнал с них регистрируется частотомером. Возможная частота колебаний 5...50 Гц, амплитуда 0,2...2 мм, режим вибрации гармонический или импульсный периодический.



Рис. 96. Принципиальная схема вибросдвиговой установки (МГУ)

Проведение испытаний

1. Включить аппаратуру и прогреть ее в течение 30 мин.

2. Определить внутренний объем режущих обойм и их массу. Вскрыть монолит, вырезать образец для дальнейшего размещения в обойму и взвесить ее. Данные взвешиваний и результаты определения объема грунта занести в журнал.

3. Определить влажность. Данные о массе пустой бюксы и бюксы с грунтом занести в журнал.

4. Вставить заглушку в обойму и закрепить ее на платформе вибратора.

5. Плавно погрузить крыльчатку в грунт до упора, следя, чтобы фиксатор вошел в паз.

6. Определить исходную прочность грунта, включив электродвигатель 15, вращающий крыльчатку через редуктор 13 с постоянной скоростью, так как значения прочности зависят от скорости вращения крыльчатки. Сопротивление грунта сдвигающему усилию передается на пластинчатую пружину 16 с наклеенными на ней тензодатчиками 17, а возникающее на них напряжение регистрируется на ленте самописца. Затем, пользуясь тарировочными графиками, получают значения максимального τ_0 и остаточного $\tau_0^{\text{мин}}$ сдвигающего напряжения. Данные заносятся в журнал регистрации результатов динамических испытаний по образцу (табл. 14).

Таблица 14

Регистрация результатов динамических испытаний

Краткое описание грунта...... Влажность грунта до опыта, % Плотность грунта, г/см³

п,	ца,	Гц		Пр	очност	гь грунта, І	МПа брации		с- ия,		rь rra,
Номер пл	Амплиту, мм	Частота е,	Режим	τ ₀		τ _{g,t}		$K_{\rm p} = \frac{\tau_0}{\tau_g}$	Время во становлен мин	$\mathbf{K}_{\mathrm{B}} = \frac{\tau_{t}}{\tau_{0}}$	Влажнос после опы %
1	0,5	15	Гармо- ничес- кий	0,048	0,017	0,032	0,014	1,50			
					-	0,040	0,015		5	0,83	29

Крыльчатка установлена с некоторым смещением относительно центра обоймы, что дает возможность проводить измерения прочности до вибровоздействия и после него на одном и том же образце, но в разных его точках. Для этого достаточно повернуть обойму на 120° вокруг оси. На одном образце можно проводить не более трех измерений. 7. Извлечь крыльчатку из образца, зафиксировать ее в верхнем положении и повернуть обойму примерно на 120°, пользуясь специальным трафаретом.

8. Установить на валу вибратора эксцентрик с требуемой амплитудой, включить вибратор и плавно выставить нужную частоту с помощью регулятора (значения частоты в герцах выводятся на табло частотомера).

9. Перед окончанием вибрации (в лабораторных условиях для достижения максимально возможного уровня разупрочнения грунта достаточно 5-минутного воздействия) снова погрузить крыльчатку в грунт, включить привод ее вращения, а затем уже выключить вибратор. Это делается потому, что первые изменения прочности регистрируются уже через 5 мин после прекращения вибрации. Аналогично п. 4 определяются максимальное и остаточное значения сдвигающего напряжения после вибровоздействия (τ_0 и $\tau_{g,t}^{MHH}$).

10. Для изучения хода восстановления проводится серия испытаний с замерами прочности грунта через заданные промежутки времени после прекращения вибровоздействия на образцах, отобранных из одного монолита. Рекомендуемые интервалы времени: 0, 5, 3, 5 30 мин, 1, 6 ч, 1 сут и более, если требуется по программе эксперимента. Определение прочности проводится в соответствии с п. 4. Между определениями образцы хранятся в эксикаторе с водой в обстановке 100%-й упругости водяных паров. Влажность образцов следует контролировать.

По итогам испытаний строятся графики зависимости коэффициента разупрочнения грунта от параметров вибрации, а также кривые кинетики восстановления $\tau_{g,t} = f(lgt)$, $\tau_{g,t}^{MuH} = f(lgt)$ или $K_B = f(lgt)$. По величинам K_p и конечного значения K_B оценивают способность

По величинам К_р и конечного значения К_в оценивают способность грунта к проявлению тиксотропных свойств [16].

3. Изучение тиксотропных свойств грунтов методом вибрирующего индентора

При передаче динамического воздействия в массив через свайные фундаменты разупрочнению и последующему упрочнению подвергается грунт, непосредственно прилегающий к свае, так как упругие колебания в рыхлых грунтах быстро затухают с увеличением расстояния от источника. При этом чем выше частота колебаний, тем сильнее затухание.

При изучении поведения грунтов в таких условиях встают три основных вопроса: 1) оценка снижения несущей способности сваи в связи с тиксотропным разупрочнением прилегающего к ней грунта; 2) оценка величины зоны существенного разупрочнения грунта вокруг сваи по глубине для выбора оптимального расстояния между сваями в грунте, исключающего перекрытие зон разупрочнения грунта; 3) оценка затухания колебаний сваи с глубиной.

Испытания по схеме вибрирующего индентора достаточно адекватно моделируют процессы, происходящие в грунтовом массиве либо при внедрении в него свай, либо при передаче на сваи вибровозбуждений от установленного на свайном фундаменте оборудования с динамическими нагрузками. Оснащение индентора измерительной аппаратурой, позволяющей определять лобовое сопротивление грунта внедрению, дает возможность проводить испытания дисперсных грунтов под действием локальной динамической нагрузки как в лабораторных, так и в полевых условиях.

Необходимое оборудование

Монолит грунта ненарушенного сложения; нож монолитный; режущее кольцо; тарированные бюксы – 4 шт.; лабораторный вибропенетрометр ВПБ-2Э. В комплект установки ВПБ-2Э входят: вибропенетрометр, пульт управления и блок регистрирующей аппаратуры.

Сам вибропенетрометр (рис. 97) состоит из нижней опорной рамы 1 с тремя стойками, две из которых 2 являются направляющими для перемещающейся по ним траверсы 3 с постоянной скоростью 2 мм/с (поскольку лобовое сопротивление зависит от скорости внедрения зонда в грунт).

Движение ее осуществляется от реверсируемого электродвигателя 4, укрепленного на верхней опорной раме 5. Измерительный зонд со сменными конусами 6 вывешен на тарированной измерительной плоской пружине 7 с наклеенными на ней тензоэлектрическими датчиками и имеет независимые направляющие 8, связывающие его с вибратором. Вибрация создается за счет колебаний индентора с направляющими на измерительной пружине при вращении набора дебалансов 9 через клиноременную передачу 10 от электродвигателя 11, частота вращения которого плавно регулируется на пульте управления. Амплитуда колебаний изменяется за счет варьирования общей массы и взаимного расположения дебалансов. Измерение параметров колебаний осуществляется с помощью инфракрасной оптоэлектронной пары 12, 13 и светопрерывающей шторки 14 с линейным изменением прозрачности по ее длине.

Испытания в статическом и динамическом режиме проводятся в двух независимых точках образца, расстояние между которыми исключает их влияние друг на друга. Внедрение конуса происходит при поступательном движении траверсы. Зонд при этом проходит через окно в нижней опорной раме, достигая поверхности испытуемого грунта и изгибая пружину. Сигнал с датчиков регистрируется аппаратурой. При испытаниях в динамическом режиме производится внедрение вибрирующего зонда.



Рис. 97. Схема вибропенетрометра

Внедрение зонда производится на фиксированную глубину, равную высоте конуса. Усилие пенетрации определяется по тарировочному графику на единицу площади основания конуса. Используются конусы с углами заострения 30° и 60° [16].

Проведение испытаний

1. Включить и прогреть в течение 30 мин измерительную аппаратуру. Вскрыть монолит грунта, удалить оболочку с его верхней грани, зачистить поверхность и вырезать кольцо для определения плотности грунта. Затем поместить монолит под окно в нижней раме пенетрометра. 2. Включить перемещение траверсы и внедрить зонд в статическом режиме до установленной глубины. Зафиксировать сигнал, соответствующий лобовому сопротивлению конуса на данной глубине.

4. Включить реверс двигателя и извлечь зонд из грунта. Передвинуть образец так, чтобы расстояние до его края и между точками испытаний составляло не менее двух диаметров основания конуса.

5. Включить вибратор и с помощью регулятора выставить нужные параметры колебаний. Включить перемещение траверсы и провести внедрение конуса в динамическом режиме до той же глубины. Зафиксировать сигнал, соответствующий лобовому сопротивлению конуса на данной глубине, и параметры колебаний (частоту и амплитуду) на момент окончания погружения зонда. Извлечь зонд из грунта, включив реверс привода траверсы. Далее испытания ведутся при разных параметрах вибрации в соответствии с программой эксперимента. Влажность грунта контролируется.

После завершения испытаний, пользуясь тарировочным графиком, определяют значения удельного сопротивления пенетрации в статическом P_c и динамическом P_{π} режимах и рассчитывают коэффициент разупрочнения $K_p = P_c/P_{\pi}$ для разных параметров вибрации.

6. Представить полученные результаты в виде зависимостей $K_p = f(A)$ при $\omega = \text{const}$ и $K_p = f(\omega)$ при A = const ($A - \text{амплитуда}; \omega - \text{ча-стота}$ колебаний) и проанализировать их. Оценить затухание колебаний по глубине погружения конуса $\sigma = \ln(A/A_0)$ при $\omega = \text{const}$, где A_0 – начальная амплитуда колебаний зонда; A – амплитуда на заданной глубине погружения конуса.

Все данные заносятся в журнал по образцу (табл. 15).

Таблица 15

Регистрация результатов динамических испытаний с применением вибропенетрометра

Краткое описание грунта Угол Плотность грунта... г/см³ Глуб Влажность грунта..., %

а Угол заострения конуса Глубина погружения конуса

Номер п/п	Удельно тивлени рации	е сопро- е пенет- , МПа	Ампл м	итуда, м	Часто	та, Гц	$K_P = P_C/P_A$	$\sigma = \ln(A/A_0)$
	$P_{\rm c}$	P_{A}	A_0	Α	ω	ω_0		
1	0,028	0,014	1,0	0,6	15	12	2,00	-0,51

4. Определение динамической устойчивости грунтов методом динамического трехосного сжатия

Динамическая устойчивость определяет реакцию грунта на динамическое нагружение, которое обычно приводит к увеличению его деформируемости и снижению прочности по сравнению со статическими условиями. Динамическое трехосное сжатие на сегодняшний день наиболее широко используется в мировой практике, и динамические стабилометры являются самыми распространенными устройствами для таких испытаний дисперсных грунтов. Это не значит, что они наилучшие во всех случаях, однако свидетельствует некоторым образом о надежности данных, доступности оборудования и удобстве проведения эксперимента. К настоящему времени создано много версий динамических трехосных испытаний, которые можно разделить на две подгруппы: а) испытания с контролем напряжений; б) с контролем деформаций. Чаще используются установки с контролем напряжений, которые задаются и поддерживаются на определенном уровне (или изменяются по заданной программе) в течение эксперимента, а поровое давление и деформации образца измеряются функцией числа циклов нагружения. Эти аппараты могут иметь гидравлическую, пневматическую, электрогидравлическую или пневмогидравлическую системы нагружения.

При динамических трехосных испытаниях подготовленные образцы цилиндрической формы (нарушенного или ненарушенного сложения) после изотропной или анизотропной консолидации подвергаются действию динамической нагрузки, изменяющей соотношение главных напряжений на момент окончания консолидации. При этом образец испытывает сначала увеличение осевого напряжения на величину $\pm \sigma_d/2$ и одновременное уменьшение бокового напряжения на ту же величину (рис. 98, *a*). Нормальные напряжения на плоскости, проходящей под углом 45° к оси образца, не меняются, но на ней развиваются сдвигающие напряжения величиной $\pm \sigma_d/2$. Во вторую половину цикла направление последних меняется на обратное при неизменных нормальных напряжениях на плоскостях главных касательных напряжений.

Создаваемое таким образом напряженное состояние близко к тому, которое возникает в горизонтальном сечении элементарного объема грунта в массиве при прохождении через него упругих волн сдвига в вертикальном направлении. Для удобства проведения испытаний давление в камере обычно поддерживается постоянным, а осевое напряжение изменяется на величину $\pm \sigma_{dc}$ (рис. 98, δ). Динамическая устойчивость грунтов по результатам таких испытаний обычно характеризуется величиной разрушающей амплитуды динамических напряжений (σ_{dc}), до-

стигнутым к заданному моменту уровнем осевой деформации (ε) и порового давления (u) либо числом циклов до разрушения (обычно до разжижения) (N).



Рис. 98. Напряженное состояние в образце при трехосных динамических испытаниях: а) обжатие всесторонним давлением; б) срез

Необходимое оборудование

Грунт нарушенного или ненарушенного сложения; две тарированных бюксы; весы технические лабораторные; штангенциркуль; латексная мембрана и два резиновых кольца для ее фиксации на штампе и пьедестале камеры; бумажные фильтры по размеру образца; трубкарасширитель для одевания мембраны на образец; вакуумный насос; динамический стабилометр.

Кроме этого, требуется специальное оборудование для подготовки образцов: нож монолитный; струна; поворотный столик; шаблон для вырезания образцов глинистых грунтов; разъемная обойма-шаблон и две колбы вместимостью 0,5 л для формирования водонасыщенных песчаных образцов. Наконец, при изготовлении песчаных образцов способом сухой отсыпки с последующим насыщением в камере стабилометра необходим баллон со сжатым углекислым газом.

Принципиальная схема автоматизированной установки динамического трехосного сжатия приведена на рис. 99.

Поровое давление измеряется по торцу образца диаметром 50 мм и высотой 100...120 мм. Динамическая нагрузка задается по оси образца через пневмоцилиндр с поршнем, скользящим в нем почти с нулевым трением, электропневматическим преобразователем, управляющий сигнал на который подается компьютером в соответствии с программой испытаний. Для измерения осевых деформаций образца в установке используются индуктивные преобразователи (типа LVDT), имеющие (как и датчики напряжений) обратную связь с системой нагружения, что обеспечивает автоматизированный режим работы всей установки. При выборе амплитуды осевого динамического напряжения следует исходить из реальных или ожидаемых вибрационных или сейсмических нагрузок. Калибровка пневмопреобразователя на нужную амплитуду динамического нагружения проводится перед опытом в отсутствие образца, вместо которого монтируется металлический стержень.



Рис. 99. Схема установки динамического трехосного сжатия с электропневматической системой нагружения

Проведение испытаний

После установки полностью снаряженной камеры с образцом и заполнения системы измерения порового давления дегазированной водой все управление экспериментом и непрерывная регистрация данных ведутся с компьютера с помощью программы TRIAX. Каждый отдельный эксперимент проводится в несколько последовательных стадий, начиная с подготовки образцов, методика которой зависит от типа грунта [16].

1. Подготовка образцов. Наиболее корректными методами подготовки песчаных образцов, позволяющими исключить значительные ва-

риации пористости по высоте образца и обеспечить их практическую идентичность в серии экспериментов, являются осаждение в воде и сухая послойная отсыпка [3, 4]. Однако осаждение в воде пригодно лишь для чистых однородных песков ввиду сегрегации частиц разного размера в столбе жидкости. И в том, и в другом случае формирование образцов ведется в цилиндрическую разъемную форму-шаблон, установленную непосредственно на пьедестале камеры прибора трехосного сжатия, с растянутой на ее внутренней поверхности латексной мембраной. Для формирования образцов строго цилиндрической формы между внутренней стенкой формы и мембраной с помощью вакуумного насоса создается вакуум, обеспечивающий полное прилегание последней по внутренней поверхности шаблона. Масса оставшегося после укладки грунта контролируется с точностью 0,01 г.

1.1. Подготовка водонасыщенных образцов песков методом послойного осаждения в кипяченой и вакуумированной (для ее полной дегазации) воде ведется из предварительно прокипяченой в двух колбах в течение 1 часа взвеси песка в воде, минуя воздушную среду. Это исключает образование пузырьков воздуха в формируемом образце и обеспечивает надежность измерения порового давления. Для этого колбу, заполненную доверху водой, закрывают пробкой со стеклянной трубочкой небольшого диаметра (3...4 мм). Затем ее переворачивают вертикально, а кончик трубочки опускают в воду. При этом песок постепенно проходит из колбы через трубочку в форму, минуя воздушную среду. Эквивалентный объем воды при этом вытесняется из формы в колбу. Перемещая понемногу колбу в горизонтальной плоскости, добиваются равномерной укладки песка по площади обоймы. При постукивании легким пластиковым или резиновым молотком по основанию камеры можно получить более плотное сложение песка. После установки штампа и закрепления на нем верхнего конца мембраны, но до заполнения камеры прибора водой к образцам (за исключением плотных) для повышения эффективных напряжений и сохранения их однородности через верхнюю дренажную линию прикладывается небольшой вакуум, тогда как нижняя (включая керамический фильтр пьедестала) остается герметически перекрытой. Это вызывает возникновение отрицательного порового давления порядка 20...50 кПа и соответствующее увеличение эффективных напряжений, что позволяет исключить их повреждение до полного заполнения камеры водой и приложения гидростатического давления. После этого герметически перекрывается верхняя дренажная линия, удаляется разъемная форма-шаблон и с помощью штангенциркуля определяются высота и диаметр образца с точностью 0,01 мм. Высоту полученного образца можно также измерять после сборки камеры с помощью мессуры относительно эталона известной высоты. Для надежной регистрации порового давления торцевые керамические фильтры, укладываемые на пьедестал и верхний штамп, предварительно очищают ультразвуком в кавитационном режиме в течение 15 мин и кипятят.

1.2. Формирование образцов методом сухой послойной отсыпки ведется через стеклянную воронку с выходным отверстием диаметром 5 мм с постоянной высотой 2 см над поверхностью образца. При постукивании легким пластиковым или резиновым молотком по основанию камеры достигается более плотное сложение песка. Установка штампа и сборка камеры стабилометра проводятся по инструкции. В этом случае водонасыщение исходно сухого песка проводится непосредственно в камере прибора трехосного сжатия. Сначала каждый образец подвергается гидростатическому сжатию до $\sigma_3 = 10...20$ кПа с одновременным снятием вакуума во избежание радиальных деформаций. Затем проводится насыщение песка углекислым газом снизу под давлением не более 10 кПа в течение 30 мин. Этим достигается вытеснение воздуха из пор грунта через верхнюю дренажную линию и нсыщение его более легким CO_2 , который впоследствии растворяется в воде без защемления пузырьков газа, искажающих измеряемое поровое давление.

Заполнение образца дистиллированной и предварительно вакуумированной для ее полной дегазации водой проводится снизу с напором около 30 см до прекращения выделения пузырьков газа с водой через верхнюю дренажную линию. Такая методика позволяет получать полностью водонасыщенные образцы с параметром Скемптона B = 0.94...1,00.

1.3. Подготовка образцов глинистых грунтов ненарушенного сложения заключается в их вырезании из монолита грунта и придании цилиндрической формы с помощью струны на специальном поворотном столике. Торцы образцов выравнивают струной непосредственно перед установкой в камеру прибора. Образцы нарушенного сложения вырезают из единого однородного цилиндрического объема грунта, приготовленного в условиях одномерной консолидации жидкообразного грунтового «теста» под заданной нагрузкой при сохранении полного водонаторцевые водонасыщенные установке сыщения. При фильтры соединяют между собой мокрым бумажным фильтром типа «китайского фонарика» вдоль боковой поверхности образца для измерения порового давления по всей его высоте.

Все данные заносятся в журнал по образцу (табл. 16).

2. Ход эксперимента. После установки полностью снаряженной камеры с образцом и, если требуется, его водонасыщения все управление экспериментом и непрерывная регистрация данных ведутся с компьютера.

Таблица 16

Журнал динамических трехосных испытаний

Опыт №	Проект
Тип	Дата, оператор
Привязка образца	Подготовка:
Сведения об образце	

Нарушенное сложение Масса сухого грунта, г Масса поддона, г Остаток грунта + поддон Остаток грунта

Высота эталона, см	Отсчет по мессуре для	Отсчет по мессуре для	Высота готового
	эталона со штампом	образца со штампом	образца

Высота нерастянутой	Высота растянутой	Диаметр нерастянутой	Диаметр растянутой
мембраны, см	мембраны, см	мембраны, см	мембраны, см

Диаметр образца, см	Объем образца, см ³	Масса сухого образца, г	Вакуум, кПа

Плотность скелета, Γ/CM^3	Плотность твердой фазы г/см ³	е	Ip		
1/CM	фазы, 17см				
Панатично стологиче					
<u>.</u>	пенирушенно	ре сложение			
Диаметр образца, см	Объем образца, см ³	Масса влажного образца,	Плотность грунта,		
		Г	г/см ³		

We	Плотность твердой фазы, г/см ³	е	S_R
	Сведения о поді	тотовке образца	
σ'_{3c}	Осевая нагрузка, кг	σ'_{1c}	$SR = \sigma'_{1c} / \sigma'_{3c}$

Контроль параметра Скемптона B σ_3 $\Delta \sigma_3$ Δu $B = \Delta u / \Delta \sigma_3$

Время консолидации	$\Delta V, cm^3$	Осевая деформация є, %	Объемная де-		
			формация є _v , %		
Сведения о параметрах нагрузки и поведении грунта					
<i>f</i> , Гц		N _{Makc}			

ε_{макс}, % PPR_{макс}, %

 $σ_{1 \text{ макс}}, \kappa \Pi a$

σ_{1 мин}, кПа

1	69
---	----

2.1. Начальные установки: а) с клавиатуры вводятся исходные данные, необходимые для вычисления напряжений и деформаций в процессе испытания: высота, диаметр и масса образца, удельный вес грунта; высота и диаметр одетой на образец мембраны (т. е. в растянутом состоянии – рассчитываются по меткам, предварительно нанесенным на мембрану); период нагружения; частота считывания показаний каждого датчика; максимальная деформация (%) или количество циклов – условие прекращения динамического нагружения; б) снимаются исходные показания всех датчиков. После этого опыт управляется только из главного меню программы.

2.2. Определение параметра Скемптона *B*, контролирующего степень водонасыщения образца и отсутствие воздуха в системе измерения порового давления $B = \Delta u/\Delta \sigma_3$, где $\Delta \sigma_3$ – изменение полного гидростатического давления в камере, Δu – соответствующее изменение порового давления. При полном водонасыщении B = 1,00 для рыхлых песков и нормально уплотненных глинистых грунтов. Для плотных песков и переуплотненных глин *B* может быть существенно ниже 1,0 даже при полном заполнении пор водой. Контроль *B* проводится при увеличении σ_3 с шагом 20 кПа. Для гарантии полного водонасыщения образца перед недренированными испытаниями и сохранения неизменного эффективного напряжения поровое давление также может увеличением σ_3 .

2.3. Предварительная консолидация грунта. Она может быть изотропной или анизотропной, что влияет на последующее поведение грунта при динамическом нагружении [3, 4]. При анизотропной консолидации соотношение главных эффективных напряжений $\sigma_1'/\sigma_3' \neq 1,0,$ что приводит к определенному сдвиговому деформированию грунта. Даже в однородном массиве со свободной горизонтальной поверхностью соотношение главных напряжений в любом элементарном объеме грунта отличается от условий гидростатического сжатия и характеризуется коэффициентом бокового давления покоя $K_0 = \sigma_3 / \sigma_1$. Это означает существование некоторых начальных касательных напряжений, являющихся, таким образом, результатом предшествующей «истории» нагружения грунта, знак и величина которых определяются величиной К₀. В зависимости от степени переуплотнения коэффициент бокового давления покоя варьирует в диапазоне 0,3...0,75 для нормально уплотненных и 0,4...2,4 – для переуплотненных глинистых грунтов [3, 4]. А это означает существенные вариации начальных сдвиговых напряжений как по направлению, так и по величине. Таким образом, следует стремиться к реальному соотношению главных напряжений in situ, a pacчет напряженного состояния для предварительной консолидации образцов перед динамическим нагружением проводить с учетом как природного давления, так и дополнительной нагрузки от сооружения – по вычисленным значениям вертикальных и горизонтальных нормальных напряжений на соответствующей глубине.

Для нормально уплотненных и слабо переуплотненных глинистых грунтов коэффициент бокового давления покоя *К*₀ может быть рассчитан по корреляционной зависимости Яки:

$$K_0 = 1 - \sin\varphi',\tag{31}$$

где ф' – эффективное значение угла внутреннего трения.

Для свободной субгоризонтальной поверхности массива консолидация ведется ступенями в соответствии с программой испытаний или по рекомендациям ГОСТ 12248 (табл. 17) или до $\sigma_3 = K_0 \sigma'_{0v}$, где σ'_{0v} – рассчитанное природное давление на данной глубине. При наличии дополнительной нагрузки от сооружения консолидацию следует вести в две основные фазы:

1) ступенями в соответствии с ГОСТ 12248;

2) после достижения условной стабилизации на этой фазе уплотнения далее консолидацию следует вести также регламентированными ступенями. Для плоской задачи при расчете вертикальных и горизонтальных сжимающих напряжений принимается схема равномерно распределенной нагрузки. Объемная деформация при консолидации контролируется по изменению объема поровой влаги в бюретке, сообщающейся с системой измерения порового давления (открытой на стадии консолидации), а полученный результат вводится с клавиатуры. Пересчет текущего коэффициента пористости грунта и размеров образца ведется автоматически.

Таблица 17

	Нормальное давление	Ступени
Грунты	при предварительном	давления Δp ,
	уплотнении <i>p</i> , МПа	МПа
Пески средней крупности плотные;	0 1, 0 2, 0 5	0,1 до <i>p</i> = 0,1
глины с <i>IL</i> ≤0,25	0,1, 0,5, 0,5	и далее 0,2
Пески средней крупности средней плотно- сти; пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности; супеси, суглинки и ор- ганоминеральные грунты с $I_L \le 0,5$; глины с $0,25 < I_L \le 0,5$	0,1; 0,2; 0,3	0,05 до 0,1 и далее 0,1
Пески средней крупности, мелкие и пыле- ватые рыхлые; супеси, суглинки, глины и органоминеральные грунты с <i>I</i> _L > 0,5	0,1; 0,15; 0,2	0,025 до 0,05 и далее 0,05

Рекомендуемые ступени всестороннего давления при консолидации для подготовки к испытаниям разных дисперсных грунтов (ГОСТ 12248)

TT	Осевая де-				`		Девиа-	,	0	
Номер	формация	$\sigma_3,$	u,	σ_1 , кПа	σ ₁ , κΠο	σ` 3, кПа	тор,	p',	U,	PPR
цикла	ε, %	кпа	кпа		кпа		кПа	кпа	KIIa	
0	0,005	87,8	6,4	108	100,8	79,3	20,2	90,05	10,1	0,07
0,016	0,005	87,8	6,4	108,5	101,2	79,3	20,6	90,26	10,32	0,07
0,039	0,005	87,7	6,8	112,2	104,6	78,8	24,5	91,68	12,25	0,07
0,07	0,005	87,7	7,3	116,7	108,6	78,3	29	93,41	14,5	0,07
0,094	0,014	87,7	8,1	121,6	112,6	77,4	33,9	95,01	16,97	0,08
0,125	0,032	87,7	9,5	129,2	118,8	76	41,5	97,42	20,77	0,09
0,148	од	87,3	13,2	135,3	121,2	72	48	96,64	23,98	0,13
0,156	0,118	87,1	14	136,4	121,5	71	49,2	96,23	24,62	0,14
0,18	0,213	86,8	18,5	137,9	118,5	66,1	51,1	92,31	25,57	0,18
0,203	0,359	86,8	23,7	137,9	113,2	60,9	51,1	87,05	25,54	0,23
0,234	0,577	86,6	30,3	136,1	104,7	54,2	49,5	79,45	24,74	0,29
0,258	0,79	86,6	36,4	134,3	96,8	48,1	47,7	72,43	23,83	0,36
0,289	0,953	87	41,9	133,3	90,1	42,9	46,3	66,51	23,15	0,41
0,313	1,058	87	46,3	132,1	84,6	38,6	45,2	61,6	22,59	0,45
0,32	1,071	86,8	47,3	132,6	84	37,4	45,8	60,7	22,91	0,46
0,344	1,13	87	50,1	131,7	80,3	34,8	44,7	57,54	22,36	0,49
0,367	1,167	87	52,9	131,2	77,1	32	44,3	54,54	22,14	0,52
0,398	1,18	87,1	54,9	130,6	74,3	30,1	43,4	52,2	21,71	0,54
0,422	1,185	87,3	56,3	129	71,4	28,9	41,7	50,13	20,85	0,56
0,453	1,189	87,3	57,4	127,5	68,9	27,8	40,2	48,35	20,11	0,57
0,477	1,189	87,3	58,1	126,9	67,5	27,1	39,6	47,34	19,79	0,58
0,484	1,189	87,3	58,2	126,2	66,6	27	38,9	46,8	19,43	0,58
0,508	1,189	87,3	58,6	125,7	65,9	26,6	38,4	46,24	19,22	0,59
0,531	1,194	87,5	58,7	124,6	64,6	26,6	37,2	45,6	18,58	0,59
0,563	1,189	87,3	58,6	121,6	61,7	26,6	34,3	44,16	17,14	0,59
0,586	1,176	87,5	58,1	112,7	53,3	27,3	25,2	40,31	12,59	0,61
0,617	1,162	87,5	57,7	105,7	46,7	27,7	18,2	37,16	9,1	0,62
0,641	1,135	87,5	57,5	98,3	39,4	27,8	10,8	33,63	5,39	0,63
0,648	1,121	87,5	57,5	97,6	38,8	27,8	10,1	33,32	5,07	0,63
0,672	1,094	87,5	57,7	92,7	33,8	27,7	5,3	30,71	2,63	0,65
0,703	1,044	87,3	58,2	88,5	29,1	27	1,2	28,02	0,62	0,66
0,727	0,981	87,3	58,9	85,1	25	26,3	-2,2	25,64	- 1,08	0,68
0,758	0,912	87,3	60	82,6	21,4	25,2	-4,7	23,33	-2,36	0,70
0,781	0,831	87,3	60,8	80,7	18,7	24,4	-6,6	21,52	-3,32	0,71
0,789	0,813	87	61	80,8	18,6	23,8	-6,2	21,23	-3,1	0,72
0,813	0,74	87	61,5	79,3	16,6	23,3	-7,7	19,98	-3,85	0,73
0,836	0,64	86,8	62	78,2	15,1	22,6	-8,5	18,88	-4,27	0,74
0,867	0,558	87	62,4	78	14,5	22,5	-9	18,5	-4,5	0,74
0,891	0,549	86,8	63,3	78,7	14,4	21,4	-8,1	17,89	-4,07	0,75
0,922	0,549	87	64,1	79,5	14,3	20,7	-7,5	17,51	-3,75	0,76
0,945	0,563	87,1	65,3	84	17,6	19,7	-3,1	18,65	-1,57	0,76
0,953	0,567	87,1	65,7	86	19,3	19,3	-1Д	19,31	-0,57	0,76
0,977	0,608	87,3	67,2	89,6	21,3	18	2,3	19,61	1,14	0,76
1	0,735	87,3	69,7	95,1	24,3	15,5	7,8	19,93	3,91	0,78

Таблица 18 Пример записи результатов динамических трехосных испытаний



Рис. 100. Диаграмма накопления осевой деформации и порового давления



Рис. 101. Траектория эффективных напряжений при динамическом нагружении пылеватого песка

2.4. Динамическое нагружение с заданными параметрами запускается из соответствующего подменю TiMAX и управляется компьютером до достижения заданной амплитуды осевой деформации образца или количества циклов воздействия. Главные напряжения, поровое давление и осевая деформация автоматически регистрируются 20–50 раз за каждый цикл (частота регистрации задается в зависимости от длительности цикла нагружения), а на дисплей выводятся номер текущего цикла, амплитуда деформации и приведенное поровое давление

$$PPR = u/\sigma'_{3c}.$$
 (32)

3. Обработка и интерпретация результатов испытаний. По окончании эксперимента программа создает серию файлов, содержащих данные эксперимента в формате ASCII, которые могут быть импортированы для дальнейшей обработки в пакет MS Excel или другой подобный пакет. Пример такого файла приведен в табл. 18.

Основные задачи динамических испытаний, как правило, сводятся к следующим практическим случаям:

 а) оценка возможности разрушения грунта при заданных параметрах динамической нагрузки – амплитуды динамических напряжений, их частоты и продолжительности воздействия (количество циклов) в результате накопления критических деформаций;

б) оценка величины возможной деформации грунта при действии динамических нагрузок с известными параметрами за определенный промежуток времени;

в) оценка возможности разжижения грунта при заданных параметрах воздействия (обычно сейсмического).

Поэтому эксперимент ведется либо до достижения заданной критической деформации или фиксации момента разжижения, либо в течение заданного периода времени. Обработка результатов сводится к построению зависимостей $\varepsilon = f(N)$, PPR = f(N) и траектории эффективных напряжений в координатной плоскости $q = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$; $p' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$, а также их интерпретации. Примеры таких диаграмм даны на рис. 100, 101. Из приведенных графиков видно, что при заданных параметрах нагрузки происходит быстрое разжижение песчаного грунта: относительное поровое давление достигает 1 уже в 3-м цикле (p' = 0; q = 0), а деформация при этом превышает 1 %.

5. Выводы по разделу

Успешное освоение теоретического материала о физической сущности природы свойств грунтов, причин и факторов, обуславливающих их изменения, невозможно без выполнения практических работ в лаборатории и самостоятельных занятий. Знакомство с современными методами, приборами и оборудованием, применяемыми при изучении механических свойств горных пород, позволит освоить последовательность выполнения работ, сделать оценку и интерпретацию получаемых результатов.

III. РАЗДЕЛ ДЛЯ САМОСТОЯТЕЛЬНОЙ РАБОТЫ

1. Контрольные задания для студентов

Задание 1. По результатам динамического зондирования в четвертичных песках, приведенным в табл. 19, постройте графики изменения условного динамического сопротивления p с глубиной. Слева от эпюры зондирования приведите литологическую колонку. Для каждого слоя, выделенного с помощью зондирования, произведите предварительную оценку следующих показателей песков: угла внутреннего трения ϕ , модуля деформации E_u , плотности сложения грунта ρ .

						,	Габли	ца 19	
Have concerned worked and	Варианты								
паименование показателей	1	2	3	4	5	6	7	8	
Условное динамическое сопро-									
тивление грунтов <i>p_v</i> , МПа, при									
глубине, м:	3.0	3.0	65	25	4.0	25	2.0	15	
0,53	3,9	3,0	0,5	2,3	4,0	2,5	2,9	1,5	
36	6,0	5,5	2,8	5,0	2,9	3,0	1,9	3,4	
610	15,6	7,0	10,0	12,6	6,1	4,5	4,0	9,0	
1015	9,3	13,0	14,5	7,0	11,5	9,0	8,8	5,0	
Вид песка	Крупный		Средней крупности		Мелкий		Пылеватый		
Глубина залегания	5	Нет	4	Нет	нет	2	1,5	нет	
грунтовых вод, м	5								

Пример ответа. По результатам динамического зондирования в мелких маловлажных песках для одного из интервалов глубин (1...5 м) получено осредненное значение p = 4,0 МПа. По СП-11-105–97 (прил. 21) определяем искомые характеристики: нормативный угол внутреннего трения $\varphi = 30^\circ$, модуль общей деформации E = 20 МПа, песок средней плотности. Результаты оценки свойств песков в целом по одной из зондировочных точек с эпюрой зондирования и литологической колонкой представлены в качестве примера на рис. 102.

Задание 2. По исходным данным задания 1 найдите средневзвешенное значение условного динамического сопротивления p_v для всего слоя в целом (на всю мощность интервала зондирования) и по нему произведите предварительную оценку показателей, указанных в задании 1.

Пример ответа. По результатам зондирования, представленным на рис. 102, определяют средневзвешенное значение:

$$p_{v} = \sum_{i=1}^{i=n} p_{v} \cdot h_{i} / \sum_{i=1}^{i=n} h_{i} , \qquad (33)$$

где p_v – осредненное значение *i*-го интервала зондирования; h_i – мощность *i*-го интервала.

Литологи- ческал колонка	Глубина, м	Условное с сопротивл р, МПа 2 с	динамическое пение груптов, 4 6 8	Угол внутр. трения ф, град	Модуль деферма ций Е _ю МПа	Плотность сложения
1.62	2 4		p=4,0	30	20	Средней плотности
¥ 0,2	6 8		p = 2, 9	29	17	Рыхлые
	10 12 14		p=8,0	33	30	Средней плотности
	16 18 20		p=4,0	30	20	То же



В нашем случае p... = (4,0.6 + 2,9.4 + 8,0.5 + 4,0.5)/(6 + 4 + 5 + 5) = 4,78 МПа. По прил. 21 СП 11-105–97 определяем, что при <math>p = 4,78 МПа пески мелкие, маловлажные, характеризуются средней плотностью сложения, а нормативное значение угла внутреннего трения и модуля общей деформации равны: $\varphi = 31^{\circ}$ и E = 22,5 МПа.

2. Вопросы и задания для самоконтроля

- 1. Назовите различия между статическими и динамическими условиями нагружения.
- 2. В чем состоит зависимость деформационных характеристик от сдвиговых деформаций?
- 3. Опишите изменения циклических напряжений в условиях приложения динамических нагрузок (во время землетрясений, от транспорта, от морских волн).
- 4. Назовите основные отличия линейной вязкоупругой модели и нелинейной циклично-независимой модели для описания напряженнодеформированного состояния грунта при циклическом нагружении.
- 5. Охарактеризуйте основные методики для проведения лабораторных динамических испытаний (трехосное сжатие, простой сдвиг, сдвиг при кручении, резонансные испытания колонн, метод распространения волны в лабораторных испытаниях, испытания на циклическое нагружение с точными измерениями деформации).
- 6. Охарактеризуйте основные методики для проведения полевых динамических испытаний (наблюдения за распространением волн).

- 7. В чем суть исследования грунтов отраженными волнами?
- 8. В чем суть исследования грунтов преломленными волнами?
- 9. В чем суть прямого и обращенного сейсмического каротажа (Uphole and donwhole methods)?
- 10. Опишите метод межскважинного просвечивания (Crosshole method).
- 11. Опишите метод испытания подвесным зондом.
- 12. Опишите метод спектрального анализа поверхностных волн (SASW).
- 13. Дайте описание деформаций малой амплитуды.
- 14. Охарактеризуйте модули сдвига при деформациях малой амплитуды.
- 15. Охарактеризуйте зависимость модуля сдвига при деформациях малой амплитуды от времени.
- 16. Охарактеризуйте определение модулей сдвига при деформациях малой амплитуды по данным полевых испытаний.
- 17. Как вычисляется модуль сдвига по полевым испытаниям на зондирование?
- 18. Охарактеризуйте зависимость модуля сдвига и коэффициента демпфирования от деформации.
- 19. Как определяется модуль деформации и коэффициент демпфирования при лабораторных испытаниях?
- 20. Охарактеризуйте факторы, влияющие на уменьшение модуля и характеристики демпфирования.
- 21. Опишите влияние скорости нагружения на уменьшение жесткости связных грунтов.
- 22. Охарактеризуйте классификацию схем нагружения.
- 23. Назовите деформационные характеристики грунтов при кратковременном нагружении.
- 24. Назовите деформационные характеристики грунтов под воздействием циклического нагружения.
- 25. Дайте оценку циклического уменьшения жесткости.
- 26. Охарактеризуйте пороговые деформации циклического уменьшения жесткости.
- 27. Охарактеризуйте пороговые деформации и эталонную деформацию.
- 28. Охарактеризуйте прочность связных грунтов в условиях кратковременного и циклического нагружения.
- 29. Охарактеризуйте виды нагрузок при динамических испытаниях грунтов.
- 30. Дайте определение динамической прочности грунта.
- 31. Охарактеризуйте условия кратковременного нагружения.
- 32. Охарактеризуйте комбинированное статическое и циклическое нагружение.
- 33. Опишите условия приложения непериодической нагрузки.

- 34. Охарактеризуйте сопротивление песка циклическому нагружению.
- 35. Какие параметры природного напряженного состояния моделируются в лабораторных испытаниях?
- 36. Охарактеризуйте механизм разжижения грунта.
- 37. Дайте определение разжижения или циклического разуплотнения.
- 38. Охарактеризуйте сопротивление циклической нагрузке чистого восстановленного песка.
- 39. Охарактеризуйте циклическое сопротивление песка in situ.
- 40. Охарактеризуйте циклическое сопротивление пылеватых песков.
- 41. Охарактеризуйте циклическое сопротивление гравелистых грунтов.
- 42. Опишите влияние K_0 на сопротивление песка разжижению.
- 43. Охарактеризуйте циклическое сопротивление песка при непериодическом сейсмическом нагружении.
- 44. Опишите влияние обжимающих напряжений и начального касательного напряжения на сопротивление песка разжижению.
- 45. Опишите поведение песчаного грунта под воздействием монотонной нагрузки.
- 46. Опишите явления текучести и нетекучести образцов песка в недренированных условиях.
- 47. Назовите характеристики сжимаемости песка и методы подготовки образцов к анализу.
- 48. Опишите устойчивое состояние песка.
- 49. Опишите квазиустойчивое состояние песка.
- 50. Опишите квазиустойчивое состояние пылеватых песков.
- 51. Остаточная прочность песка, содержащего тонкие частицы.
- 52. Оценка остаточной прочности.
- 53. Охарактеризуйте воздействие текстуры на остаточную прочность.
- 54. Охарактеризуйте влияние вида деформации на остаточную прочность.
- 55. Дайте оценку сопротивления разжижению грунта с помощью зондирования на площадке.
- 56. Охарактеризуйте условия текучести и нетекучести.
- 57. Охарактеризуйте условия текучести для SPT- и CPT-испытаний.
- 58. Охарактеризуйте зависимость между остаточной прочностью и сопротивлением пенетрации.
- 59. Охарактеризуйте начальные условия разжижения и последующей текучести грунта.
- 60. Проанализируйте результаты лабораторных испытаний для определения прочности в полевых условиях.
- 61. Охарактеризуйте начальные условия разжижения и последующей текучести грунта.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Инженерно-геологические изыскания представляют собой важнейший этап любого строительного процесса, особенно это касается сооружений с развитой подземной частью или на сложных грунтовых условиях. От полноты, продуманности программы инженерногеологических изысканий и качества их проведения зависит уровень достоверности исходной информации для проектирования, которая, соответственно, определяет степень учета при проектировании всех особенностей площадки строительства, правильность выбора рациональных типов фундаментов и конструкций сооружения, степень безопасности технологии его возведения, необходимость и объем проведения тех или иных предупредительных мероприятий и т. д., что в конечном итоге во многом определяет стоимость и надежность функционирования объекта при последующей эксплуатации.

В связи с этим в процессе изучения курса «Динамика грунтов» является необходимым приобретение основных представлений о составе, строении, состоянии и свойствах геологической среды, развивающихся в ней природных и техногенно вызванных геологических процессах, возможных изменениях геологической среды под влиянием строительства и эксплуатации сооружений, негативно влияющих на геологическую обстановку застроенной территории, методике и методах исследования при инженерно-геологических изысканиях, а также содержании инженерно-геоэкологического обоснования проектов в различных региональных условиях с учетом прогнозного изменения геологической среды.

Учебное пособие составлено с целью оказания помощи студентам при изучении вышеприведенных вопросов, составляющих часть курса инженерной геологии.

ОБОЗНАЧЕНИЯ И СОКРАЩЕНИЯ

g – ускорение свободного падения, 9,8 м/с².

 I_c – индекс типа грунта.

Ко – коэффициент бокового давления покоя грунта (в условиях естественного залегания), д. е.

PGA – пиковое горизонтальное ускорение при землетрясении на поверхности почвы, м/с².

PPR – приведенное поровое давление, д. е.

СРТ – статическое зондирование (cone penetration test) с применением зонда II и измерением порового давления.

CRR – приведенное циклическое сопротивление грунта разжижению.

CSR – приведенные циклические сдвиговые напряжения, безразм.

D – коэффициент поглощения (или демпфирования), %.

DH – абсолютная величина латерального растекания грунтов при наклонной поверхности массива, м.

Ed – динамический модуль деформации грунта, МПа.

E^cd – текущий (одноцикловый) динамический модуль деформации грунта, МПа.

 $E^{v}d$ – динамический модуль упругости грунта, МПа.

FL – потенциал разжижения грунта, безразм.

G – динамический модуль сдвига грунта, МПа.

MSF – магнитудный масштабный фактор, безразм.

*М*_{*w*} – моментная магнитуда землетрясения, безразм.

N_L – число циклов динамического воздействия до возникновения разжижения грунта, ед.

 V_S – скорость распространения поперечных волн, м/с.

у – относительная деформация сдвига, д. е.

 δL – дополнительная осадка поверхности массива грунтов после разжижения, м.

 Δu – приращение порового давления, кПа.

 $\mathbf{\epsilon}_d$ – относительная линейная деформация виброползучести, д. е.

 σ' – эффективное значение нормального напряжения, кПа.

 σ_1 , σ_3 – большее и меньшее главные нормальные напряжения, кПа.

 σ_d – амплитуда динамических нормальных напряжений, кПа.

 σ_m – среднее нормальное напряжение, кПа.

τ_{*d*} – амплитуда динамических касательных напряжений, кПа.
ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

Виброползучесть – накопление деформаций в дисперсных грунтах при длительных динамических нагрузках вследствие ослабления взаимодействия между частицами и их взаимной переупаковки.

Дилатансия (положительная или отрицательная) – изменение объема некоторых грунтов при сдвиге; отрицательная дилатансия также именуется контракцией.

Динамическая дилатансия – механизм деформирования и разрушения несвязных грунтов при динамических нагрузках, заключающийся в изменении их объема в связи с переупаковкой частиц при их взаимном смещении (уплотнении или разуплотнении) либо в развитии избыточного порового давления (положительного или отрицательного) в условиях водонасыщенной закрытой системы.

Динамический модуль деформации – приращение напряжения в условиях динамического нагружения, вызывающее единичное приращение относительной линейной деформации грунта и рассчитываемое как отношение приращения напряжений к возникшему приращению деформаций грунта в заданном диапазоне последних.

Динамическая нагрузка – переменная нагрузка, изменяющаяся во времени быстрее, чем рассеиваются вызванные ею в грунте напряжения.

Динамическая неустойчивость грунтов – увеличение деформируемости и снижение прочности при динамическом нагружении по сравнению со статическими условиями.

Динамические свойства грунтов – группа физико-механических свойств грунтов, характеризующих их реакцию на динамические нагрузки, в т. ч. и свойства грунтов как среды распространения колебаний (тиксотропные, плывунные, упругие, демпфирующие, фильтрующие и др.).

Динамическое разжижение – переход водонасыщенных дисперсных грунтов в текучее состояние в результате разрушения структурных связей под действием волн напряжений.

Квазитиксотропные грунты – связные дисперсные грунты с преимущественно коагуляционными структурами, проявляющие при динамическом нагружении обратимое разупрочнение, следствием которого может быть как ускоренное накопление деформаций, так и разжижение чувствительных разностей; при этом после прекращения динамического воздействия прочность этих грунтов восстанавливается во времени до значений, превышающих либо не достигающих ее начального уровня. Модуль деформации – приращение механического напряжения, вызывающее единичное приращение деформации грунта соответствующего вида (сдвига, линейного или объемного сжатия) и рассчитываемое как отношение приращения приложенных напряжений к возникшему при этом общему приращению деформаций грунта.

Плывунность – способность дилатантно-тиксотропных и некоторых квазитиксотропных грунтов к быстрому разжижению при небольшой интенсивности динамической нагрузки, связанная с особенностями их структуры.

Разжижение грунта – переход водонасыщенного дисперсного грунта в текучее состояние под внешним воздействием.

Тиксотропия – физико-химическое явление, выражающееся в полном или частичном разрушении структурных связей коагуляционной дисперсной системы под действием динамической нагрузки и последующем самопроизвольном их восстановлении в покое, протекающее при неизменных температуре и влажности.

Циклическая подвижность грунта – прогрессирующее снижение прочности грунта под действием динамической нагрузки при неизменной пористости, положительном избыточном поровом давлении в части каждого цикла воздействия и пониженном внутреннем трении в фазе разгрузки.

Удельная рассеянная энергия – часть общей работы, совершенной над единицей объема грунта в ходе динамического нагружения, соответствующая изменению его внутренней энергии (определяется на момент достижения определенной деформации грунта – обычно 5 % в условиях динамического испытания).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Владов М.Л. Введение в георадиолокацию : учебное пособие / М.Л. Владов, А.В. Старовойтов. – Москва : Изд-во МГУ, 2004. – 153 с.
- 2. Вознесенский Е.А. Динамические испытания грунтов. Состояние вопроса и стандартизация / Е.А. Вознесенский // Инженерные изыскания. 2013. № 5. С. 20–27.
- 3. Вознесенский Е.А. Динамическая неустойчивость грунтов / Е.А. Вознесенский. – Москва : УРСС Эдиториал, 1999. – 264 с.
- 4. Вознесенский Е.А. Поведение грунтов при динамических нагрузках / Е.А. Вознесенский. Москва : Изд-во МГУ, 1997. 288 с.
- Вознесенский Е.А. Разжижение грунтов при циклических нагрузках / Е.А. Вознесенский, В.Г. Коваленко, Е.С. Кушнарева и др. – Москва : МГУ, 2005. – 134 с.
- 6. Вознесенский Е.А. Сейсмическая разжижаемость грунтов: инженерная оценка и классифицирование / Е.А. Вознесенский, Е.С. Кушнарева // Инженерная геология. – 2012. – № 4. – С. 11–23.
- Вознесенский Е.А. Разжижение грунтов при циклических нагрузках / Е.А. Вознесенский, Е.С. Кушнарева, В.Г. Коваленко и др. – Москва : Изд-во Московского университета, 2005. – 134 с.
- 8. Геофизическая служба Российской академии наук [Электронный ресурс]. Режим доступа: www.ceme.gsras.ru
- ГОСТ 19912–2012. Грунты. Методы полевых испытаний статическим и динамическим зондированием. – Москва : МНТКС, 2012. – 162 с.
- ГОСТ 25100–2011. Грунты. Классификация. Москва : МНТКС, 2011. – 63 с.
- 11. Захаров М.С. Инженерно-геологические и инженерно-геотехнические изыскания : учебное пособие / М.С. Захаров. Москва : Санкт-Петербург : Изд-во АСВ, 2014. – 178 с.
- 12. Инструкция о порядке производства и обработки наблюдений на сейсмических станциях единой системы сейсмических наблюдений СССР. Москва : Наука, 1981. 272 с.
- Ишихара К. Поведение грунтов при землетрясениях / К. Ишихара. Санкт-Петербург : НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект», 2006. – 383 с.
- 14. Коваленко В.Г. Оценка динамической устойчивости массивов дисперсных грунтов в целях обустройства нефтегазовых месторожде-

ний в Среднем Приобье / В.Г. Коваленко. – Санкт-Петербург : Наука, 2006. – 266 с.

- 15. Красников Н.Д. Динамические свойства грунтов и методы их определения / Н.Д. Красников. Ленинград : Стройиздат, 1970. 238 с.
- Лабораторные работы по грунтоведению : учебное пособие / В.Т. Трофимов, В.А. Королев, Е.А. Вознесенский и др. – Москва : Высшая школа, 2008. – С. 519.
- 17. Наведенная сейсмичность. Москва : Наука, 1994. 222 с.
- 18. Рекомендации по комплексному изучению и оценке строительных свойств песчаных грунтов. Москва : Стройиздат, 1984. 210 с.
- 19. Рубинштейн А.Я. Динамическое зондирование грунтов / А.Я. Рубинштейн, Б.И. Кулачкин. – Москва : Недра, 1984. – 92 с.
- Трофименков Ю.Г. Статическое зондирование грунтов в строительстве (зарубежный опыт) / Ю.Г. Трофименков. – Москва : ВНИИНТПИ, 1995. – 127 с.
- Трофимов В.Т. Грунтоведение / В.Т. Трофимов, В.А. Королев, Е.А. Вознесенский и др. ; под ред. В.Т. Трофимова. – Москва : Изд-во МГУ, 2005. – 1024 с.
- Ambraseys N.N. Engineering seismology / N.N. Ambraseys // Earthquake Engineering and Structural Dynamics. – 1988. – Vol. 17. – P. 1– 105.
- Andrus R.D. Liquefaction resistance based on shear wave velocity / R.D. Andrus, K.H.II. Stokoe // Proceedings of NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, NCEER, State University of New York at Buffalo. – 1997. – P. 89–128.
- 24. Arango I. Magnitude scaling factors for soil liquefaction evaluations / I. Arango // Journal of Geotechnical Engineering. ASCE. 1996. Vol. 122, № 11. P. 929–936.
- Arulanandan K. Significance of the VELACS project to the solution of boundary value problems in geotechnical engineering / K. Arulanandan, M. Manzari, X. Zeng et al. // Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. St. Louis, MO. – 1995. – V. 2. – P. 825–832.
- ASTM D 3999–91. Standard Test Methods for the Determination of the Modulus and Damping Properties of Soils Using the Cyclic Triaxial Apparatus. – ASTM International, 1991. – 10 p.
- 27. ASTM D 4015–92. Standard Test Methods for Modulus and Damping of Soils by the Resonant-Column Method. ASTM International, 1992. 21 p.
- ASTM D 5311–92. Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil. – ASTM International, 1992. – 10 p.

- Baldi G. Seismic cone in Po river sand / G. Baldi, D. Bruzzi, S. Superbo et al. // Penetration Testing 1988, Proceedings of the 1st International Symposium on Penetration Testing ISOPT-1, Orlando. – 1988. – V. 2. – P. 643–650.
- 30. Bard, P.-Y., S. Bonnefoy-Claudet, and F. Cotton. 2003. SESAME: Site effects assessment using ambient excitations. Final report, WP08, Nature of noise wavefield. European Commission. July 2003. http://sesame-fp5.obs.ujf-grenoble.fr/index.htm
- Bartlett S.F. Empirical analysis of horizontal ground displacement generated by liquefaction induced lateral spread / S.F. Bartlett, T.L. Youd // National Center for Earthquake Engineering Research. Technical Report NCEER-92-0021. – 1992.
- 32. Berrill J.B. Energy dissipation and seismic liquefaction of sands: revised model / J.B. Berrill, R.O. Davis // Soils and Foundations. 1985. V. 25, № 2. P. 106-118.
- Biot M.A. General solution of the equations of elasticity and consolidation for a porous materials / M.A. Biot // Journal of Applied Mechanics, Trans. ASME. – 1956. – V. 23, № 1. – P. 91–96.
- 34. Cao Y.L. Energy dissipation and dynamic behaviour of clay under cyclic loading / Y.L. Cao, K.T. Law // Canadian Geotechnical Journal. 1992. № 29. C. 103–111.
- Casagrande A. Liquefaction and cyclic deformation of sands. A critical review / A. Casagrande // Lecture at 5th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires. 1975. V. V. P. 80–133.
- 36. Castro G. Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands / G. Castro // Proceedings ASCE. 1975. V. 101, № GT6. P. 551–569.
- 37. Cloud W.K. Intensity map and structural damage, Parkfield, California, Earthquake of June 27, 1966 / W.K. Cloud // Bulletin of the Seismological society of America. 1967. V. 57, № 6. P. 1161–1179.
- Craig W.H. Strain rate and viscous effects in physical models / W.H. Craig // Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Southampton. – 1982. – P. 351–366.
- Davis R.O. Liquefaction susceptibility based on dissipated energy: a consistent design methodology / R.O. Davis, J.B. Berrill // Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering. 1996. V. 29, № 2. P. 83–91.
- Davis R.O. Energy dissipation and seismic liquefaction in sands / R.O. Davis, J.B. Berill // Earthquake Engineering & Structural Dynamics. - 1982. - V. 10, № 1. - P. 59–68.

- Figueroa J.L. Evaluation of Soil Liquefaction by Energy Principles / J.L. Figueroa, A.S. Saada, L. Liang et al. // Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE. – 1994. – V. 120. – P. 1554–1569.
- Finn W.D.L. Dynamic analysis in geotechnical engineering / W.D.L. Finn // 25th Anniversary Symposium on 1964 Niigata Earthquake. – Niigata, 1989. – 68 p.
- Finn W.D.L. Effect of strain history on liquefaction of sand / W.D.L. Finn, P.L. Bransby, D.L. Pickering // Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE. – 1970. – V. 96, № SM6. – P. 1917–1934.
- Harder L.F. Determination of penetration resistance for coarse-grained soils using the Becker Hammer Drill / L.F. Harder, H.B. Seed // Report No. 86/06, University of California, Berkeley. – 1986.
- Hasegawa H.S. Attenuation relations for strong seismic ground motion in Canada / H.S. Hasegawa, P.W. Basham, M.J. Berry // Bull. Seismological Society of America. – 1981. – V. 71. – P. 1943–1962.
- Hoyos L.R. Mechanical testing in unsaturated soils / L.R. Hoyos, L. Laloui, R. Vssallo // In: Tarantino A., Romero E., Cui YJ. (eds) Laboratory and Field Testing of Unsaturated Soils. – Springer, Dordrecht, 2008. – 278 p.
- 47. IASPEI. New manual of seismological observatory practice (NMSOP) / Editor P. Bormann. Potsdam : GeoForschungsZentrum, 1997. V. 1. 312 p.
- Idriss I.M. Evaluating seismic risk in engineering practice / I.M. Idriss // Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. – 1985. – Vol. 1. – P. 255–320.
- Iwasaki T. Microzonation for soil liquefaction potential using simplified methods / T. Iwasaki, K. Tokida, F. Tatsuoka et al. // Proc. 3rd Int. Conf. On Microzonation. Seattle. – 1982. – Vol. 3. – P. 1319–1330.
- Kavazanjian E. Liquefaction potential Mapping for San Francisco / E. Kavazanjian, R.A. Roth, H. Echezuria // Journal of geotechnical Engineering, ASCE. – 1985. – V. 111, № 1. – P. 54–76.
- Kulhawy F.H. Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design / F.H. Kulhawy, P.W. Mayne // Final Report, Project 1493-6, EL-6800, 1990. Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA.
- Kuribayashi E. Brief review of soil liquefaction during earthquakes in Japan / E. Kuribayashi, F. Tatsuoka // Soils and Foundations. – 1975. – V. 15, № 4. – P. 81–92.
- Liang L. Liquefaction Under Random Loading: A Unit Energy Approach / L. Liang, J.L. Figueroa, A.S. Saada // Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE. – 1995. – V. 121. – P. 776–781.

- Liao S. Overburden correction factors for SPT in sand / S. Liao, R.V. Whitman // Journal of Geotechnical Engineering. ASCE. – 1986. – V. 112, № 3. – P. 373–377.
- 55. Liquefaction of soils during earthquakes. Washington, D.C. : National Academy Press, 1985. 240 p.
- Lunne T. Cone Penetration Testing in geotechnical practice / T. Lunne, P.K. Robertson, J.J.M. Powell. – London ; New York : E & FN Spon, 1997. – 312 p.
- Manual for zonation on seismic geotechnical hazards. Technical Committee for Earthquake Geotechnical Engineering, TC4, ISSMGE. Tokyo: Japanese Geotechnical Society, 1999. – 209 p.
- Mayne P.W. Subsurface Investigations / P.W. Mayne, B.R. Christopher, R.R. Berg, J. DeJong // Geotechnical Site Characterization . Publication No. FHWA NHI-01-031. – Washington: National Highway Institute, Federal Highway Administration, 2002. – 301 p. URL: http://www. ce.gatech.edu/~geosys/Faculty/Mayne/papers/NHI%202002%20 Subsurface%20Investigations.pdf
- McGuire R.K. Probabilistic procedures for assessing soil liquefaction potential / R.K. McGuire, F. Tatsuoka, T. Iwasaki et al. // Journal of Research. – 1978. – V. 19. – P. 1–38.
- 60. NORSAR [Электронный ресурс] Режим доступа: http://www.norsardata.no/NDC/bulletins/regional/
- Nuttli O.W. The relation of sustained maximum ground acceleration and velocity to earthquake intensity and magnitude / O.W. Nuttli. – Missouri : US Army Engineer Waterways Experiment Station, 1979. – 74 p.
- 62. Robertson P.K. Soil classification using CPT / P.K. Robertson // Canadian Geotechnical Journal. 1990. V. 27, № 1. P. 151–158.
- Robertson P.K. Liquefaction potential of sands using the cone penetration test / P.K. Robertson, R.G. Campanella // Journal of Geotechnical Engineering. ASCE. – 1985. – V. 111, № 3. – P. 384–403.
- Robertson P.K. SPT-CPT Correlations / P.K. Robertson, R.G. Campanella, A. Wightman // Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE. – 1983. – V. 109, № GT11. – P. 1449–1459.
- Robertson P.K. Liquefaction of sands and its evaluation keynote lecture / P.K. Robertson, C.E. Fear // In: K. Ishihara, editor, IS TOKYO'95, Proceed. 1st Int. Conf. On Earthquake Geotechnical Engineering. Amsterdam, 1995. P. 35–70.
- 66. Robertson P.K. Shear wave velocity to evaluate flow liquefaction / P.K. Robertson, S. Sasitharan, J.C. Cunning et al. // J. Of Geotechnical Engineering, ASCE. – 1995. – V. 121, № 3. – P. 262–273.

- 67. Robertson P.K. Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test / P.K. Robertson, C.E. Wride // Canadian Geotechnical Journal. 1998. V. 35, № 3. P. 442–459.
- 68. Roscoe K.H. The influence of strains in soil mechanics. 10th Rankine Lecture / K.H. Roscoe // Geotechnique. 1970. V. 20, № 2. P. 129–170.
- Schneider J.A. Field and *laboratory measurements* of *dynamic shear modulus* of Piedmont residual soils. Behavioral Characteristics of Residual Soils, GSP 92 / J.A. Schneider, L.Jr. Hoyos, P.W. Mayne, E.J. Macari, G.J. Rix // ASCE, Reston, VA, 1999. P. 12–25.
- Seed H.B. Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes / H.B. Seed // Proceedings ASCE. – 1979. – V. 105, № GT2. – P. 201–255.
- Seed H.B. Use of SPT and CPT tests for evaluating the liquefaction resistance of sands / H.B. Seed, P. De Alba // Proceedings of the ASCE Specialty Conference In Situ'86: Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering. Blacksburg. – 1986. – P. 281–302.
- Seed H.B. Ground motions and soil liquefaction during earthquakes / H.B. Seed, I.M. Idriss. – Oakland, CA. : Earthquake Engineering Research Institute Monograph, 1982.
- Seed H.B. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential / H.B. Seed, I.M. Idriss // Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE. – 1971. – V. 97, № SM9. – P. 1249–1273.
- 74. Seed H.B. Liquefaction of saturated sands during cyclic loading / H.B. Seed, K.L. Lee // Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE. 1966. V. 92, № SM6. P. 105–134.
- Seed H.B. Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations / H.B. Seed, K. Tokimatsu, L.F. Harder et al. // Journal of Geotechnical Engineering. ASCE. – 1985. – V. 121, № 12. – P. 856–869.
- 76. Shamoto Y. Liquefaction-Induced Settlements in Sand Deposits / Y. Shamoto, M. Sato, J.-M. Zhang // Proceedings of the 3rd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. – St. Louis, Missouri, 1995. – P. 215–220.
- 77. Shibata T. Evaluation of liquefaction potentials of soils using cone penetration tests / T. Shibata, V. Teparaksa // Soils and Foundations. 1988. V. 28, № 2. P. 49–60.
- Stark T.D. Liquefaction resistance using CPT and field case histories / T.D. Stark, S.M. Olson // Journal of Geotechnical Engineering. ASCE. – 1995. – Vol. 121, № 12. – P. 856–869.
- Stokoe K.H. Shear moduli measurements under true triaxial stresses / K.H. Stokoe, S.H.H. Lee, D.P. Knox // Advances in the art of testing under cyclic conditions, ASCE. – 1985. – P. 166–185.

- Suzuki Y. Field correlation of soil liquefaction based on CPT data / Y. Suzuki, K. Tokimatsu, K. Koyamada et al. // Proceedings of the International Symposium on Cone Penetration Testing. – 1995. – Vol. 2. – P. 583–588.
- Марчетти С. Плоский и сейсмический дилатометры Марчетти для полевых исследований грунтов / С. Марчетти // Инженерные изыскания. – 2014. – № 13–14. – С. 36–42.
- TC16. The flat dilatometer test (DMT) in soil investigations: a report by the ISSMGE Committee TC16, May 2001, 41 p. // Proceedings of the 2-d International Conference on the Flat Dilatometer. – Washington D.C., 2006. – P. 7–48.
- 83. Wakamatsu K. Maps for historic liquefaction sites in Japan / K. Wakamatsu. Tokai University Press, 1991. 341 p. (in Japanese).
- 84. Yegian M. Risk analysis for ground failure by liquefaction / M. Yegian, R.V. Whitman // Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE. - 1978. - V. 104, № GT7. - P. 921-938.
- 85. Youd T.L. Liquefaction-induced lateral ground displacement / T.L. Youd // Proceedings of the 3rd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. – St. Louis, Missouri, 1995. – P. 911–925.
- 86. Youd T.L. Liquefaction-induced lateral spread displacement / T.L. Youd // NCEL Technical Note N-1862. – Port Hueneme California : U.S. Navy, 1993. – 57 p.
- 87. Youd T.L. Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils / T.L. Youd, I.M. Idriss, R.D. Andrus et al. // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE. 2001. V. 127, № 10. P. 817–833.
- Youd T.L. Liquefaction criteria based on statistical and probabilistic analyses / T.L. Youd, S.K. Noble // Proceedings of NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, NCEER. – State University of New York at Buffalo, 1997. – P. 201–215.
- 89. Youd T.L. Mapping of liquefaction severity index / T.L. Youd, D.M. Perkins // J. GED, ASCE. 1987. V. 113, № 11. P. 1374–1392.

Учебное издание

ДИНАМИКА ГРУНТОВ

Учебное пособие

Составитель СТРОКОВА Людмила Александровна

Корректура *Д.В. Заремба* Компьютерая верстка *О.Ю. Аршинова* Дизайн обложки *А.И. Сидоренко*

Подписано к печати 12.03.2018. Формат 60х84/16. Бумага «Снегурочка». Печать CANON. Усл. печ. л. 11,05. Уч.-изд. л. 9,99. Заказ 46-18. Тираж 100 экз.



Издательство

ТОМСКИЙ ПОЛИТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ