СЕРИЯ «СОВРЕМЕННАЯ ГЕОТЕХНИКА»

Поведение грунтов при землетрясениях

Профессор
Кенджи Ишихара

2006
Санкт-Петербург

СЕРИЯ

«ДОСТИЖЕНИЯ
СОВРЕМЕННОЙ ГЕОТЕХНИКИ»

Редакторы серии:
В. М. Улицкий, А. Г. Шашкин, М. Б. Лисюк

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics

KENJI ISHIHARA

Department of Civil Engineering
Science University of Tokyo

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Clarendon Press • Oxford

НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект»

К. Ишихара

ПОВЕДЕНИЕ ГРУНТОВ ПРИ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯХ

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Научные редакторы русского перевода: д-р техн. наук, профессор А. Б. Фадеев, канд. техн. наук М. Б. Лисюк

Санкт-Петербург
2006

УДК 624.131

Ишихара К.

Поведение грунтов при землетрясениях: Пер. с англ. / Под ред. А. Б. Фадеева, М. Б. Лисюка / НПО «Георекострукция-Фундаментпроект.» – СПб., 2006. – 384 с.: ил.

ISBN 5-9900771-1-4

Книга выдающегося японского ученого, президента Международного общества по механике грунтов и геотехнике в 1997–2001 гг., профессора Токийского университета науки К. Ишихары посвящена вопросам работы песчаных и глинистых грунтов при сейсмических нагрузках. Книга имеет практическую направленность. Приведены примеры испытаний грунтов на динамическую нагрузку в полевых и лабораторных условиях с применением современных методик и аппаратуры. Описывается механизм разжижения и текучести песчаных грунтов при землетрясениях.

Книга предназначена для специалистов-геотехников, научных работников, проектировщиков зданий и сооружений в условиях сейсмической нагрузки.

Табл. 11. Ил. 291. Библиогр.: 251 назв.

Перевод с английского языка осуществлен по лицензии издательства «Oxford University Press», Великобритания

Перевод выполнили: канд. филол. наук Н. Л. Курчанов, В. А. Клименко (гл. 1–3), Е. А. Ухина (гл. 4–10, 13–16), М. Н. Голик (гл. 11, 12)

ISBN 5-9900771-1-4

© K. Ishihara, 1996

© Перевод на русский язык и вступительное слово НПО «Георекострукция-Фундаментпроект», 2006

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

УВАЖАЕМЫЕ ЧИТАТЕЛИ!

Технический комитет №38 «Взаимодействие сооружений и оснований» ISSMGE, Северо-Западное отделение РОМГГиФ и НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект» предлагают Вашему вниманию новую научную серию «Достижения современной геотехники».

Эта серия включает работы ведущих современных геотехников. Ее открывает монография выдающегося японского ученого Кенджи Ишихары, посвященная поведению грунтов при землетрясениях. Этот выбор неслучаен. В последние годы произошло множество разрушительных землетрясений с человеческими жертвами.

Анализ причин катастрофических обрушений зданий и сооружений при землетрясениях показал, что главной из них является недостаточная прочность конструкций. Существующие нормативы не учитывают в полной мере возможные динамические воздействия на конструкции при землетрясениях. Не исследовано в должной степени поведение грунтов во время землетрясений и после сейсмических толчков.

К сожалению, сегодня в России появляется очень мало научной информации по таким многоплановым вопросам. Тем не менее, многие российские проектные институты по-прежнему занимаются проектированием жилых, общественных и промышленных зданий в сейсмоопасных регионах. Поэтому весьма важным фактором успешного сейсмостойкого строительства является изучение последних достижений науки и практики в этой области, а также опыта, накопленного в различных регионах мира.

Уверен, что книга профессора К. Ишихары будет полезна для развития отечественных исследований в области обеспечения безопасности городов и промышленных объектов при сейсмических воздействиях.

Д-р техн. наук, профессор *В. М. Улицкий*

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

ПРЕДИСЛОВИЕ

В конце 1960-х годов появилась возможность определять свойства грунтов при динамических нагрузках с высокой степенью достоверности как в лаборатории, так и в полевых условиях. Имевшиеся на тот момент знания в этой области были обобщены автором данной работы и опубликованы на японском языке в 1976 г. в книге «Основы динамики грунтов».

Дальнейшее развитие технологий позволило получить новые надежные данные, используемые сегодня для анализа и проектирования фундаментов и земляных сооружений с учетом влияния нагрузок, вызванных землетрясениями. Тем не менее, большой объем и разнообразие полученных материалов препятствовали их обобщению. Поэтому данная книга не претендует на полноту охвата всех известных данных. Возможно, она даже отличается некоторой субъективностью, поскольку большая часть результатов получена и обработана автором и его японскими коллегами.

В настоящем труде сохранена структура работы, опубликованной на японском языке.

С начала работы над книгой прошло уже несколько лет. Все это время неоценимую поддержку оказывал мне профессор М. Фукуока. Мои коллеги профессор Ф. Татсуока из Токийского университета, доктор Т. Кокушо из Центрального исследовательского института энергетической промышленности, профессор С. Ясудо из Токийского университета Денки и доктор С. Иай из Исследовательского института портов и гаваней снабжали меня очень полезной информацией и участвовали в дискуссиях по теме работы.

Автор хотел бы также поблагодарить за помощь и сотрудничество своих коллег из Токийского университета: профессора И. Тохата, господ К. Суго и М. Йошимине. Особой благодарности заслуживает помощь, оказанная доктором Р. П. Орензе из компании «Kisojiban Consultants».

Кенджи Ишихара,
Февраль 1995 г.,
Токио

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

ПРЕДИСЛОВИЕ К РУССКОМУ ИЗДАНИЮ

После крупных землетрясений в США, Японии, и других странах мира, в том числе и России, особенно актуальным стал вопрос о возможном возникновении деформации грунтов вследствие их разжижения и развития оползней. В свете этих событий, а также в результате быстрого развития строительной практики особый интерес представляет работа грунтов в условиях сейсмического нагружения. Многими исследователями в последние годы были получены и опубликованы многочисленные данные о работе грунтов при динамической нагрузке. Результаты этих исследований были использованы в реальной практике проектирования сооружений. Была предпринята попытка собрать, обобщить имеющуюся информацию и представить ее на современном уровне научной мысли в книге. Данная задача была выполнена, и в 1996 г. книга вышла в свет в издательстве Oxford University Press.

В первых главах книги дается характеристика динамических нагрузок, возникающих во время землетрясений, приводятся методы их описания с помощью нелинейных зависимостей «нагрузка–деформация». Затем описываются приборы для получения данных в ходе как лабораторных, так и полевых испытаний. В следующих главах на основе полученных данных анализируются характеристики грунта, зависящие от деформации – модуль и коэффициент демпфирования. Затем рассматриваются вопросы прочности глин и сопротивления песков разжижению, обусловленному воздействием сейсмической нагрузки. В последних главах излагается механизм разжижения грунта, последствия данного явления, приводится методика оценки потенциала разжижения на определенной строительной площадке с учетом результатов, полученных в ходе полевых пенетрационных испытаний.

Автор очень рад возможности нового рождения его книги, теперь на русском языке, и надеется, что книга будет полезна и по достоинству оценена высококвалифицированными инженерами в странах, говорящих на русском языке, и поможет им более четко представить проблемы, связанные с поведением грунта во время землетрясений и при воздействии других динамических нагрузок.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Перевод книги был сделан по предложению профессора Санкт-Петербургского государственного университета путей сообщений В. М. Улицкого и заместителя генерального директора НПО «Георекконструкция-Фундаментпроект» канд. техн. наук М. Б. Лисюка. Автор выражает им свою признательность и благодарность за те усилия, которые они приложили для успешного перевода и опубликования данной книги.

Кенджи Ишихара,
профессор Научного университета Чуо,
10 апреля 2006 г.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

1

ХАРАКТЕРИСТИКИ ДИНАМИЧЕСКИХ ЗАДАЧ

Существует большое количество задач, рассматривающих поведение грунтов при динамических нагрузках, но из-за разнообразия мест и сложности условий, при которых возникают подобные нагрузки, сложно установить приоритетность в решении задач и показать перспективу их развития. Можно, однако, выполнить некоторые обобщения, рассмотрев динамические задачи отдельно от статических.

1.1. Диапазон деформаций

В рамках классической механики грунтов при решении статических задач основное внимание уделяется оценке степени надежности фундаментов или земляных сооружений с точки зрения потери несущей способности или обрушения. Одним из наиболее распространенных подходов является оценка фактической несущей способности грунта и ее сравнение с напряжениями, возникающими в грунте под действием внешних нагрузок. Таким образом, внимание концентрируется на оценке несущей способности грунта. Другим важным моментом, связанным с деформацией грунта, является рассмотрение осадок грунта и сооружений, поэтому одним из основных разделов классической механики грунтов явилась консолидация глин.

Рассматривая эти две области механики грунтов, можно заметить, что основное внимание уделяется поведению грунтов, которые подвергаются воздействию значительных деформаций. Известно, что потеря грунтом несущей способности обычно происходит при деформации в несколько процентов, а серьезные в инженерном отношении осадки вследствие сжатия или консолидации возникают в большинстве случаев при деформации порядка 10^{-3} и более. Таким образом, малые деформации в грунте обычно не считаются достойными внимания и не принимаются в расчет.

С другой стороны, работа грунтов в движении является предметом изучения динамики грунтов, следовательно, сила инерции – это еще один фактор, который невозможно игнорировать. Хорошо известно, что роль силы инерции возрастает с уменьшением времени, в течение которого происходит деформация. При движении по синусоидальной

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

траектории сила инерции увеличивается пропорционально квадрату частоты, при которой происходит циклическое деформирование грунтов. Следовательно, даже при бесконечно малом уровне деформации сила инерции при возрастающей скорости движения может стать значительной и достичь величины, при которой ее влияние нельзя игнорировать при строительстве. По этой причине динамика грунтов изучает поведение грунтов, имеющих малый уровень деформации (порядка 10^{-6}), который в обычной механике грунтов, имеющей дело со статическими задачами, полностью игнорируется. В этом заключается одно из основных отличий динамических задач от статических.

1.2. Различия между статическими и динамическими условиями нагружения

Установлено, что коэффициент пористости, обжимающие напряжения, влажность и т. п. влияют на механическую работу грунтов. Такие факторы, как развитие напряжений во времени, уровни деформаций и температура, также играют известную роль в определении реакции грунта на то или иное воздействие. Однако эти факторы одинаково важны в условиях динамической и статической нагрузки и, следовательно, не могут считаться характерными только для динамических условий нагружения. Динамические параметры будут выведены при рассмотрении таких явлений, как *импульс*, *вибрация* и *волна*.

1.2.1. Скорость нагружения

Промежуток времени, при котором может быть достигнут определенный уровень деформации или напряжения в грунте, можно назвать *временем нагружения*. При характеристике динамических явлений необходимо учитывать скорость приложения нагрузки. Несколько важных с инженерной точки зрения явлений классифицируются в соответствии с длительностью периода нагружения и показаны на горизонтальной оси (рис. 1.1).

В случае вибрационных и волновых нагрузок задачи с более коротким периодом или более высокой частотой рассматриваются как явления с меньшим временем нагружения и, наоборот, задача с большим периодом рассматривается как задача с более длительным временем нагружения. В дальнейшем мы будем определять время нагружения как приблизительно четверть периода, за который происходит обращение одного цикла нагрузки. Задачи, в которых нагрузка действует более 10 секунд, обычно считают статическими, а те, где время приложения нагрузки меньше, относят к динамическим. Продолжи-

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

тельность приложения нагрузки может характеризоваться скоростью нагружения или скоростью деформации. Будем называть их соответственно *эффектом скорости нагружения или эффектом скорости деформации*.

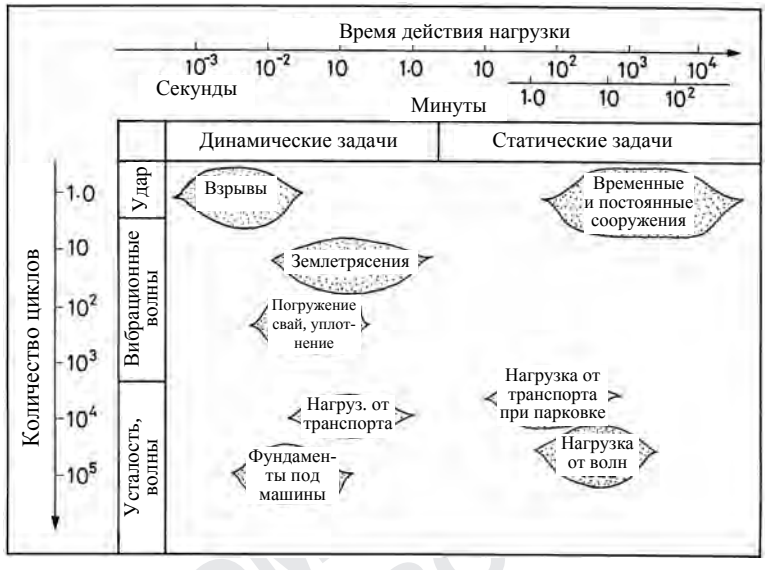


Рис. 1.1. Классификация динамических задач

1.2.2. Эффекты повторной нагрузки

При динамических явлениях нагрузка прикладывается по нескольку раз с определенной частотой. Таким образом, повторяемость приложения нагрузки является еще одним отличительным признаком динамических задач. С учетом сказанного мы провели классификацию явлений, часто встречающихся в строительной практике (см. рис. 1.1).

Задачи, связанные с кратковременным приложением одиночного импульса, например, сброс бомбы или детонация заряда, представляются как задачи мгновенного (ударного) воздействия. Длительность нагрузки здесь не превышает 10^{-3}…10^{-2} с; такую нагрузку обычно называют *импульсом* или *ударной нагрузкой*. Во время землетрясения основные импульсы состоят из 10…20 повторений динамического воздействия с различными амплитудами. В то же время сейсмические нагрузки нерегулярны во времени, период каждого импульса составляет 0,1…3,0 с, что, согласно рис. 1.1, соответствует времени нагружения от 0,02 до 1,0 с. При забивке свай, виброуплотнении, а также

применении виброкатков нагрузки, передаваемые на грунт, повторяются от 100 до 1000 раз при частоте 10…60 Гц. Фундаменты под электрические генераторы или компрессоры также подвергаются вибрационным воздействиям с аналогичной частотой, но количество приложений нагрузки в этих случаях намного больше.

Описанные примеры в основном связаны с тем, что обычно определяется как вибрация или распространение волны. Другой тип задач – анализ реакции грунта на повторяющуюся нагрузку, вызванную движением транспорта или распространением волн по поверхности воды. Грунтовый материал полотна железных дорог и транспортных магистралей за весь период эксплуатации этих сооружений подвергается воздействию большого числа циклов динамической нагрузки. Несмотря на значительные вариации можно считать, что время нагружения составляет от 0,1 до нескольких секунд. Отличительной чертой воздействий этого типа является огромное число повторений циклов приложения нагрузки. Поэтому, хотя сила этих воздействий чрезвычайно мала, суммарный эффект может иметь большое значение для инженерной практики. В описанных выше случаях, когда число циклов неизмеримо велико, задача должна рассматриваться с учетом усталости. Поведение грунтов, связанное с повторяющимися нагрузками, как уже говорилось, будем называть *эффектом повторного воздействия*.

1.3. Зависимость деформационных характеристик от сдвиговых деформаций

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. 1.2, 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 дальней-

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

шего роста касательных напряжений в грунте, что приводит к его 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 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 $10^{-4}…10^{-3}$ (рис. 1.2). Следует иметь в виду, что постепенные изменения характеристик грунтов при повторяющихся нагрузках: снижение жесткости водонасыщенных грунтов или упрочнение сухих/частично водонасыщенных грунтов – могут являться следствием эффекта дилатансии, проявляющегося при сдвиге.

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 (см. рис. 1.2).

На рис. 1.2 указаны приблизительные диапазоны деформаций, при которых применимы некоторые общепринятые методы испытаний для оценки динамических свойств грунтов. При полевых испытаниях с помощью сейсмических методов трудно вызвать деформации, превышающие 10^{-5}, из-за ограничений, связанных с источником энергии. Поэтому данный метод целесообразно использовать только для определения модуля деформации при бесконечно малых деформациях.

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 усилия на окружающий массив грунта. При проведении этого испытания можно вызвать деформации от 10^{-5} до 10^{-3}. 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.

НЕ ДЛЯ РАСПРОСТРАНЕНИЯ И ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

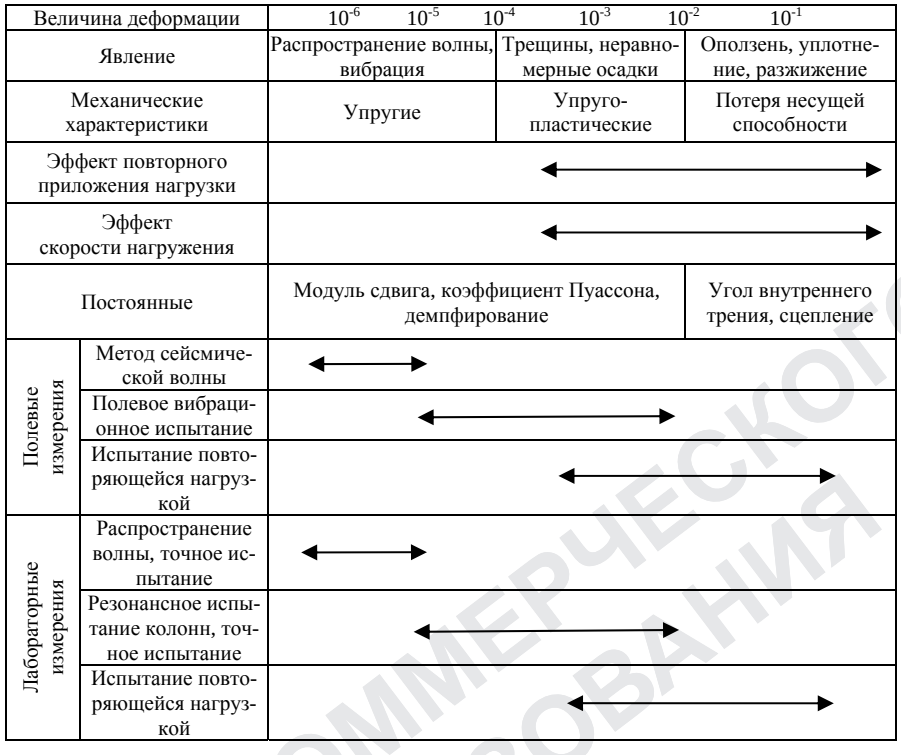


Рис. 1.2. Изменения характеристик грунтов в зависимости от деформаций

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.

В лабораторных условиях для определения упругих свойств грунта чаще всего применяют метод распространения волны по колоннам грунтовых 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. В общем, в образцах трудно вызвать колебания большой

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

амплитуды без снижения точности результатов. 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. Особо отметим, что 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.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

2

ХАРАКТЕРНЫЕ ИЗМЕНЕНИЯ ЦИКЛИЧЕСКИХ НАПРЯЖЕНИЙ В ТИПИЧНЫХ УСЛОВИЯХ ПРИЛОЖЕНИЯ ДИНАМИЧЕСКИХ НАГРУЗОК

С инженерной точки зрения можно выделить три основных причины, вызывающих циклическое нагружение грунтовой среды: землетрясения, транспорт и морские волны. Рассмотрим характерные особенности циклических нагрузок, порождаемых этими внешними факторами.

2.1. Циклические напряжения во время землетрясений

Общепризнан тот факт, что бóльшая часть колебаний грунтового массива во время землетрясения обусловлена вертикально направленными объемными волнами, которые генерируются залегающими на глубине скальными породами. Поверхностные волны также включаются в процесс, однако их влияние оценивается как вторичное. Объемные волны состоят из волн сдвига (поперечных волн) и волн сжатия (продольных волн). При ровной поверхности грунта эти волны вызывают, соответственно, сдвиговые и сжимающие напряжения (рис. 2.1). При распространении волн сжатия нормальные напряжения возникают как в вертикальной, так и в горизонтальной плоскостях, что приводит к формированию в грунте трехосного деформированного состояния.

При ровной поверхности грунта грунтовый элемент не может деформироваться в горизонтальном направлении. В этом случае нормальные горизонтальные напряжения σ_{dh} будут связаны с нормальными вертикальными напряжениями σ_{dv} следующей формулой:

$$\frac{\sigma_{dh}}{\sigma_{dv}} = \frac{\nu}{1-\nu}, \qquad (2.1)$$

где ν – коэффициент Пуассона.

В случае водонасыщенного грунта, используя уравнение (6.20), приведенное в гл. 6, коэффициент Пуассона можно определить по формуле

НЕ ПРЕДНАЗНАЧЕНО ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

$$\nu = \frac{1}{2}(1 - nG_0C_\ell), \tag{2.2}$$

где n – пористость; G_0 – модуль сдвига; C_ℓ –сжимаемость воды.

Используя (2.2), перепишем уравнение (2.1) в виде

$$\frac{\sigma_{dh}}{\sigma_{dv}} = 1 - 2nG_0C_\ell. \tag{2.3}$$

Данное отношение представлено на рис. 2.2. Поскольку модуль сдвига G_0 для слабых грунтов не превышает 50 МПа, нормальное горизонтальное напряжение σ_{dh}, вызываемое прохождением продольных волн, практически равно нормальному вертикальному напряжению σ_{dv}.

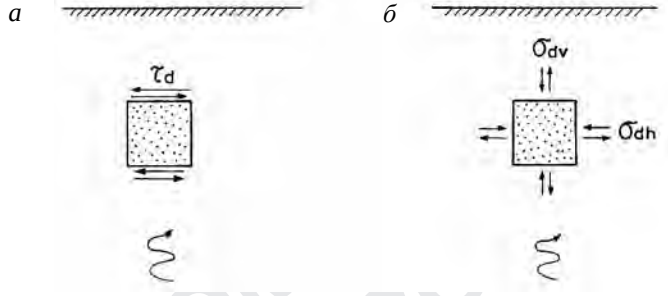


Рис. 2.1. Напряжения, вызываемые прохождением объемных волн: *а* – сдвиговые напряжения, возникающие в результате воздействия сдвиговых волн; *б* – сжимающие напряжения, возникающие в результате воздействия сжимающих волн

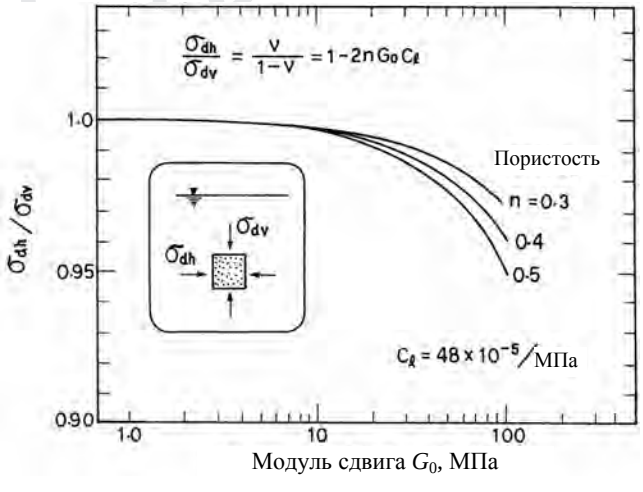


Рис. 2.2. Напряженное состояние, вызываемое прохождением продольных волн

Из этого следует, что распространение сжимающих волн в слабых водонасыщенных грунтах вызывает почти исключительно сжимающие напряжения, причем компонент девиатора напряжений $\sigma_{dv} - \sigma_{dh}$ практически равен нулю. Поскольку сжимающие напряжения передаются через воду, содержащуюся в порах грунта, эффективные напряжения, вызываемые продольными волнами, остаются неизменными. Поэтому эффектом воздействия продольных волн можно пренебречь при оценке устойчивости грунтового массива в результате, например, разжижения и связанных с этим осадок песчаного грунта. Таким образом, горизонтальные сдвиговые напряжения, возникающие при распространении поперечных волн, являются основным компонентом напряжений, которые необходимо учитывать при расчете устойчивости грунта с ровной поверхностью в одномерной постановке в условиях землетрясения.

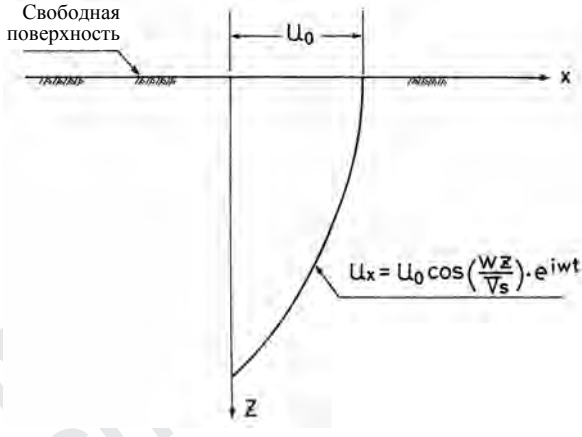


Рис. 2.3. Типичное распределение приповерхностных горизонтальных перемещений в одномерной модели распространения волн

Пусть величина горизонтальных перемещений U_x при прохождении поперечных волн определяется гармонической функцией

$$U_x = U_0 \cos\left(\frac{\omega z}{V_s}\right) \cdot e^{i\omega t} \ , \qquad (2.4)$$

где ω – угловая частота; V_s – скорость распространения поперечных волн; U_0 – величина горизонтальных перемещений поверхности грунтового массива ($z = 0$), как показано на рис. 2.3.

При условии, что массив грунта представлен горизонтальным уп-

ругим полупространством, сдвиговое напряжение τ_d и горизонтальное ускорение a_h определяются, соответственно, как

$$\tau_d = G_0 \frac{\partial U_x}{\partial z}, \; a_h = \frac{\partial^2 U_x}{\partial t^2}. \tag{2.5}$$

Подставляя уравнение (2.4) в (2.5) и используя выражение $G_0 = \rho V_s^2$, можно вывести отношение $\tau_d/(a_h \rho z)$ в виде

$$\frac{\tau_d}{a_h \rho z} = \frac{\mathrm{tg}\left(\dfrac{\omega z}{V_s}\right)}{\left(\dfrac{\omega z}{V_s}\right)}, \tag{2.6}$$

где ρ – удельный вес грунта.

Для грунтового элемента, расположенного близко к поверхности, величина wz/V_s очень мала и $\mathrm{tg}(wz/V_s) = wz/V_s$. Следовательно, уравнение (2.6) можно записать в виде

$$\tau_d = a_h \rho z \,. \tag{2.7}$$

Это означает, что величина сдвигового напряжения, действующего на глубине z, приблизительно равняется произведению массы грунта на глубину z и поверхностное ускорение. Зависимость (2.7) можно вывести и другим способом, рассчитав действующую на грунтовую колонну силу инерции, которая должна находиться в равновесии со сдвиговым напряжением, действующим по подошве колонны (рис. 2.4).

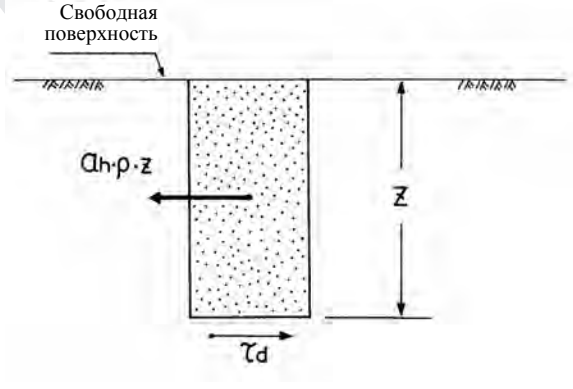


Рис. 2.4. Равновесие сил вблизи поверхности грунта

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Если массив грунта имеет сложную конфигурацию, необходимо проводить двухмерный анализ сейсмической реакции для оценки изменения касательных напряжений во времени. В таких случаях на элемент грунта воздействуют два компонента касательных напряжений (τ_d и $\sigma_{dv} - \sigma_{dh}$), как показано на рис. 2.5. В результате многочисленных вариантов анализа сейсмической реакции было показано, что каждый из этих компонентов увеличивается (или уменьшается) практически прямо пропорционально увеличению (или уменьшению) другого компонента. Из этого следует, что в любой момент времени соотношение между τ_d и $(\sigma_{dv} - \sigma_{dh})/2$ остается приблизительно постоянным.

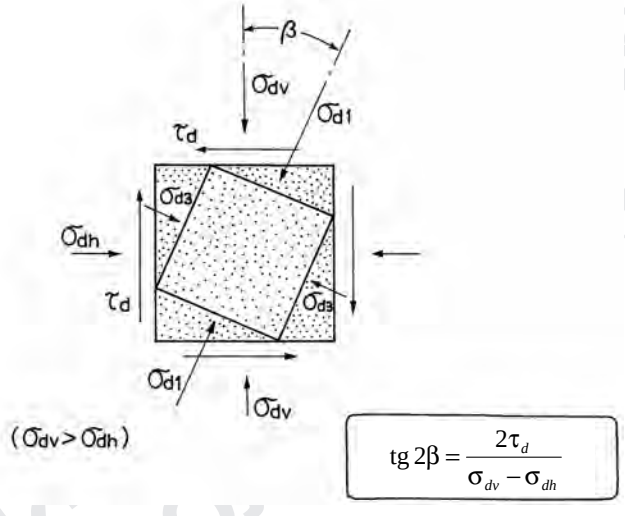


Рис. 2.5. Компоненты напряжений, действующих на элемент грунта

Напомним, что именно это отношение определяет направление действия главных напряжений β:

$$\tg 2\beta = \frac{2\tau_d}{\sigma_{dv} - \sigma_{dh}}\ , \qquad (2.8)$$

где β – угол между вертикалью и осью наибольшего главного напряжения (см. рис. 2.5).

Следовательно, можно утверждать, что при циклическом изменении касательных напряжений во время сейсмического воздействия направление оси главного напряжения остается практически неизменным. Это схематически показано в двухмерном пространстве напря-

жений на рис. 2.6, *а*, где величины τ_d и $(\sigma_{dv} - \sigma_{dh})/2$ показаны как переменные в двух осях координат.

2.2. Динамические нагрузки от транспорта

Динамические нагрузки от транспорта на дорожное покрытие и взлетные полосы аэропортов можно упрощенно представить в виде упругого полупространства, на которое воздействует равномерная нагрузка p_0 по поверхности шириной $2a$. По решению Буссинеска для условий двухмерной плоской деформации составляющие напряжений записываются как

$$\begin{aligned}
\sigma_{dv} &= \frac{p_0}{\pi}[\sigma_0 + \sin\theta_0 \cos(\theta_1 + \theta_2)],\\
\sigma_{dh} &= \frac{p_0}{\pi}[\sigma_0 - \sin\theta_0 \cos(\theta_1 + \theta_2)],\\
\tau_d &= \frac{p_0}{\pi}\sin\theta_0 \sin(\theta_1 + \theta_2),\\
\theta_0 &= \theta_2 - \theta_1,
\end{aligned} \qquad (2.9)$$

где θ_1 и θ_2 – углы между вертикалью и векторами, соединяющими край площади нагружения с рассматриваемой точкой, как показано на рис. 2.7.

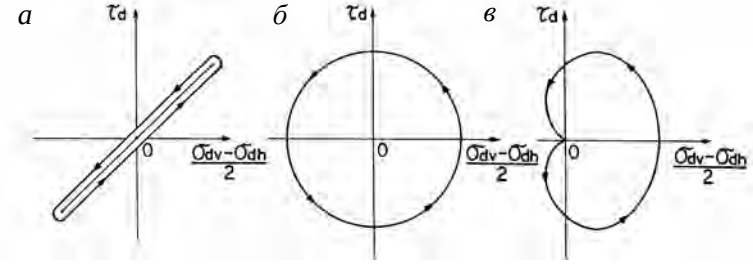


Рис.2.6. Характерные изменения двух компонентов касательных напряжений в трех типичных ситуациях динамического нагружения: *а* – циклические напряжения в результате землетрясения; *б* – от воздействия морских волн; *в* – от воздействия транспорта

Наибольшие и наименьшие главные напряжения σ_{d1} и σ_{d3} рассчитываются по хорошо известной формуле

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ПОЛЬЗОВАНИЯ

$$\sigma_{d1} = \frac{\sigma_{dv} + \sigma_{dh}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{dv} - \sigma_{dh}}{2}\right)^2 + \tau_d^2} = \frac{p_0}{\pi}(\sigma_0 + \sin\theta_0),$$
$$\sigma_{d3} = \frac{\sigma_{dv} + \sigma_{dh}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{dv} - \sigma_{dh}}{2}\right)^2 + \tau_d^2} = \frac{p_0}{\pi}(\sigma_0 - \sin\theta_0). \quad (2.10)$$

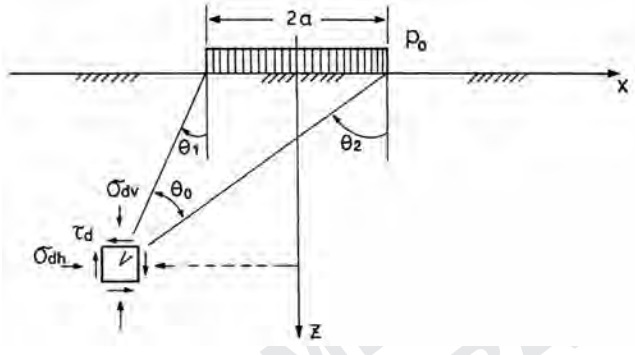


Рис. 2.7. Равномерная нагрузка, действующая на упругое полупространство

Направление действия наибольшего главного напряжения по отношению к вертикали определяется углом β:

$$\operatorname{tg} 2\beta = \frac{2\tau_d}{\sigma_{dv} - \sigma_{dh}} = \operatorname{tg}(\theta_1 + \theta_2). \quad (2.11)$$

Распределение нескольких компонент напряжений в горизонтальной плоскости, рассчитанных по формулам (2.9)–(2.11), приведено на рис. 2.8.

Изменение напряжений, генерируемых в определенной точке полупространства в результате нагрузки от колесного транспорта, можно определить, проследив взглядом от $-\infty$ до $+\infty$ вдоль оси абсцисс графиков на рис. 2.8 и считывая величины напряжений на каждой точке этой оси. Из рис. 2.8 видно, что компонент разности напряжений (σ_{dv} – – σ_{dh})/2, так же как и горизонтальное касательное напряжение τ_d, изменяется по мере распространения колесной нагрузки по поверхности грунта. Одновременно в грунте возникают изменения в направлении действия главного напряжения (см. рис. 2.8, *в*). Горизонтально направленная ось действия наибольшего главного напряжения имеет

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

тенденцию к вращению вправо по мере приближения колесной нагрузки к рассматриваемой точке, но, возвращаясь в вертикальное положение, эта ось отклоняется в противоположном направлении по мере удаления источника воздействия. Отличительный признак вращения оси главного напряжения можно более четко представить, построив график «горизонтальное касательное напряжение τ_d – разность напряжений $(\sigma_{dv} - \sigma_{dh})/2$», как показано на рис. 2.9.

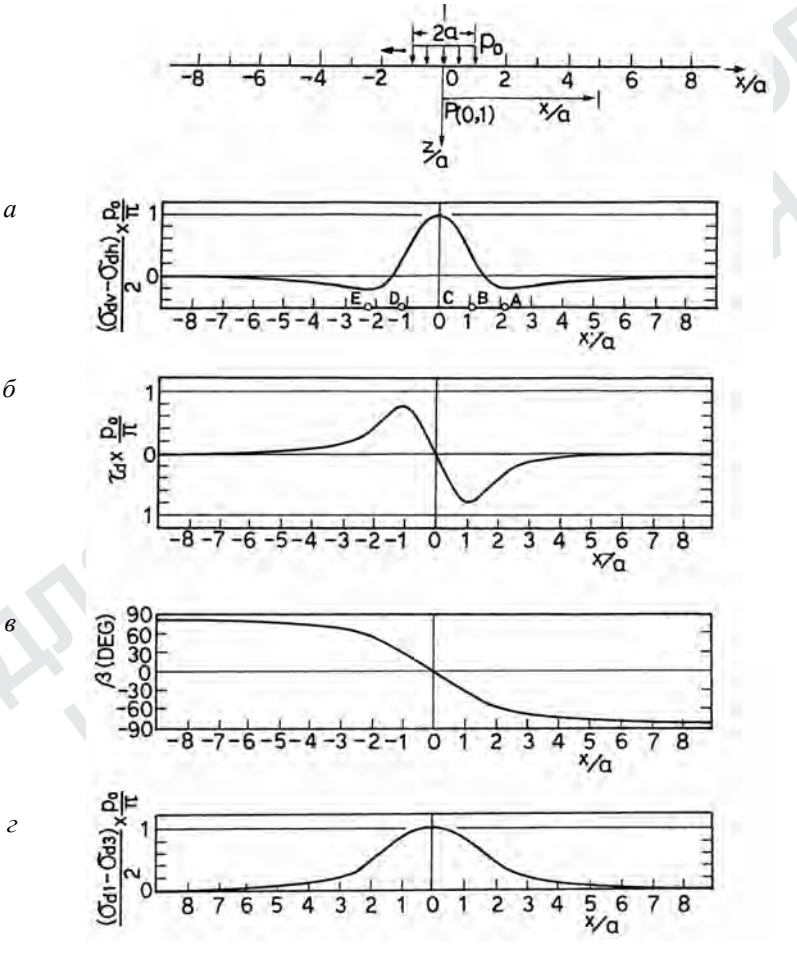
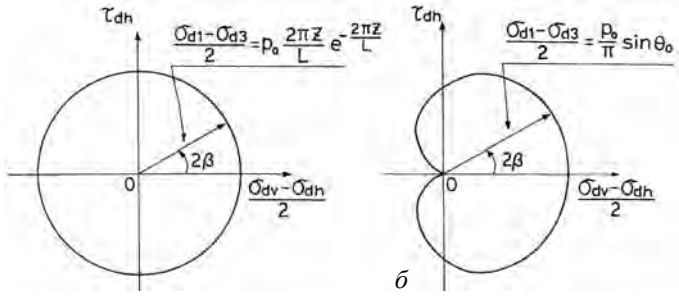


Рис. 2.8. Распространение нескольких компонентов напряжений в однородном упругом полупространстве



а *б*

Рис. 2.9. Траектории напряжений, вызванные нагрузкой от морских волн *(а)* и проходящего транспорта *(б)*

Из рис. 2.9 видно, что вращение главных напряжений происходит сначала с увеличением, а затем с уменьшением девиатора напряжений, по мере того как колесная нагрузка перемещается от –∞ до +∞ по поверхности грунта. Это – характерная особенность изменения напряжения в элементе грунта дорожного полотна автострад или насыпей железных дорог (Ishihara, 1983). Эта траектория напряжений также показана на рис. 2.6, *в*.

2.3. Динамические нагрузки от морских волн

Волнение на поверхности океана можно представить как бесконечное количество серий волн, характеризующихся постоянной амплитудой и длиной. В таком случае прохождение волн по поверхности моря генерирует гармонические изменения давления на морское дно с повышением давления под гребнями волн и понижением – под впадинами. Напряжения, передаваемые на морское дно таким образом, следует анализировать, прикладывая синусоидально варьирующуюся нагрузку на горизонтальную поверхность от –∞ до +∞ (рис. 2.10). Если предположить, что донные морские отложения представляют из себя однородное упругое полупространство, то напряжение легко определить, используя решение Буссинеска для классической задачи двухмерной плоской деформации. Допустим, что гармоническая нагрузка распределена по поверхности упругого полупространства:

$$p(x) = p_0 \cos\left(\frac{2\pi}{L}x - \frac{2\pi}{T}t\right), \qquad (2.12)$$

где p_0 – амплитуда нагрузки; L – длина волны; T – период волны.

Вертикальное нормальное напряжение σ_{dv}, горизонтальное нормальное напряжение σ_{dh} и касательное напряжение τ_d, генерируемые в

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

полупространстве этой нагрузкой, определяются следующим образом (см. Yamamoto, 1978; Madsen, 1978):

$$\sigma_{dv} = p_0\left(1+\frac{2\pi z}{L}\right)e^{-\frac{2\pi z}{L}}\cdot\cos\left(\frac{2\pi x}{L}-\frac{2\pi t}{T}\right),$$
$$\sigma_{dh} = p_0\left(1-\frac{2\pi z}{L}\right)e^{-\frac{2\pi z}{L}}\cdot\cos\left(\frac{2\pi x}{L}-\frac{2\pi t}{T}\right), \qquad (2.13)$$
$$\tau_d = p_0\frac{2\pi z}{L}e^{-\frac{2\pi z}{L}}\cdot\sin\left(\frac{2\pi x}{L}-\frac{2\pi t}{T}\right),$$

где x и z – пространственные координаты, соответственно, в горизонтальном и вертикальном направлениях (см. рис. 2.10).

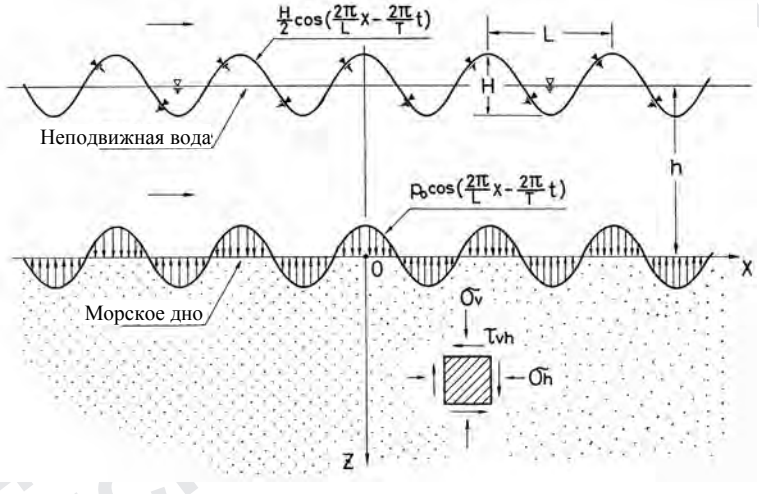


Рис. 2.10. Напряжения в донных морских отложениях, генерируемые прохождением волн

Хорошо известно, что главные компоненты напряжения, обусловленные сдвиговой деформацией сплошного тела, – это касательное напряжение τ_d и разность напряжений $(\sigma_{dv} - \sigma_{dh})/2$. Разность напряжений рассчитывается из уравнения (2.13):

$$\frac{\sigma_{dv}-\sigma_{dh}}{2} = p_0\frac{2\pi z}{L}e^{-\frac{2\pi z}{L}}\cdot\cos\left(\frac{2\pi x}{L}-\frac{2\pi t}{T}\right). \qquad (2.14)$$

Сравнение выражений для τ_d и $(\sigma_{dv} - \sigma_{dh})/2$ показывает, что эти

компоненты имеют одну и ту же амплитуду и различаются только фазой времени приложения циклической нагрузки. Чтобы получить представление о природе циклической нагрузки, исключим переменную z в выражениях τ_d и $(\sigma_{dv} - \sigma_{dh})/2$:

$$\frac{2\tau_d}{\sigma_{dv} - \sigma_{dh}} = \mathrm{tg}\left(\frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T}\right). \tag{2.15}$$

Левая сторона уравнения (2.15) равняется тангенсу двойного угла наклона наибольшего главного напряжения к вертикальной оси β – это видно из уравнения (2.8). Следовательно,

$$\beta = \frac{\pi}{L}x - \frac{\pi}{T}t = \frac{1}{2}\mathrm{tg}^{-1}\left(\frac{2\tau_d}{\sigma_{dv} - \sigma_{dh}}\right). \tag{2.16}$$

Данное уравнение показывает, что в фиксированной точке x ось главного напряжения непрерывно вращается на 180° во время одного периода T приложения циклической нагрузки. Такое же вращение осей главных напряжений происходит одновременно по всей глубине полупространства. Сократив переменную $(2\pi x/L - 2\pi t/T)$ в выражениях для τ_d и $(\sigma_{dv} - \sigma_{dh})/2$, получаем

$$\left(\frac{\sigma_{dv} - \sigma_{dh}}{2}\right)^2 + \tau_d^2 = p_0^2\left(\frac{2\pi z}{L}\right)^2 \cdot e^{-\frac{4\pi z}{L}}. \tag{2.17}$$

В учебниках по сопротивлению материалов показано, что левая часть уравнения (2.17) равняется квадрату девиатора напряжений, который определяется как разность между максимальными и минимальными главными напряжениями σ_{d1} и σ_{d3}, деленными на 2. Следовательно,

$$\frac{\sigma_{d1} - \sigma_{d3}}{2} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_{dv} - \sigma_{dh}}{2}\right)^2 + \tau_d^2} = p_0\frac{2\pi z}{L}e^{-\frac{-2\pi z}{L}}. \tag{2.18}$$

Из этого уравнения видно, что в грунтовом элементе на определенной глубине девиатор напряжений остается неизменным в любой момент времени и в любой точке в горизонтальной плоскости во время приложения циклической нагрузки. Тот же самый механизм циклического чередования напряжений имеет место по всей глубине полупространства. Как можно заключить из (2.18), два компонента на-

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

пряжения τ_d и $(\sigma_{dv} - \sigma_{dh})/2$ попеременно увеличиваются и уменьшаются, причем величина девиатора напряжений сохраняется постоянной на протяжении всего периода приложения циклической нагрузки. Если два компонента напряжений представить в системе прямоугольных координат, уравнение (2.18) можно рассматривать как уравнение окружности с радиусом, равным девиатору напряжений $(\sigma_{d1} - \sigma_{d3})/2$. Такой график показан на рис. 2.9, *а*, где угол между вектором напряжений и горизонтальной осью координат представляет двойное значение угла наклона наибольшего главного напряжения 2β к вертикальной оси. Обобщая, можно сказать, что циклические изменения касательных напряжений в упругом полупространстве под гармоничной нагрузкой характеризуются постоянным вращением вектора главного напряжения, причем девиатор напряжений всегда остается неизменным. Это главная характеристика циклического изменения напряжений, генерируемых в донных морских отложениях распространением волн на водной поверхности (Ishihara и Yamazaki, 1984). Данный тип циклического напряжения также показан на рис. 2.6, *б*.

Возвращаясь к трем типам циклических нагрузок (см. рис. 2.6), можно заключить, что нагружение, генерируемое сейсмическим воздействием, характеризуется скачкообразным вращением оси главного напряжения, а ее непрерывное вращение является результатом нагружения, вызываемого распространением морских волн и прохождением транспорта.

Список литературы

Ishihara, K. (1983). Soil response in cyclic loading induced by earthquakes, traffic and waves. Proceedings of the 7th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Haifa, Israel, Vol. 2, pp. 42-66.

Ishihara, K. and Yamazaki, A. (1984). Analysis of wave-oinduced liquefaction in seabed deposits of sand. Soils and Foundation 2A (3), pp. 85-100.

Madsen, O.S. (1978). Wave-induced pore pressure and effective stresses in a porous bed. Geotechnique, 28(4), pp. 377-93.

Yamamoto, O.S. (1978). Seabed instability from waves. Proceedings of the 10th Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, Vol. 1, pp. 1819-24.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

3

ОПИСАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТА ПРИ ЦИКЛИЧЕСКОМ НАГРУЖЕНИИ

При анализе реакции массива грунта или земляных конструкций на сейсмические воздействия в рамках теории распространения волн или с помощью метода конечных элементов очень важно представить циклическую работу грунта в виде материальной модели, устанавливающей соотношение касательных напряжений и сдвиговой деформации. Моделирование работы грунта в условиях циклических или случайных нагрузок позволяет получить деформационные характеристики в рассматриваемом диапазоне деформаций. Если предположить, что деформации грунта будут небольшими, тогда оправданно применение упругой модели, и ключевым параметром для адекватного моделирования реакции грунта будет модуль сдвига (рис. 3.1). 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 (non-degraded hysteresis type)*. Характеристики грунта, представляющие устойчивую стадию его работы, можно с известной долей точности описать с помощью теории линейной вязкоупругости (рис. 3.1). Модуль сдвига и коэффициент демпфирования, определяемые как функции сдвиговой деформации, являются ключевыми параметрами для представления характеристик грунта в диапазоне средних деформаций.

Аналитическим инструментом, пригодным для рассмотрения свойств грунтов, зависящих от деформации, но не зависящих от коли-

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

чества циклов, является эквивалентный линейный метод, основанный на концепции вязкоупругости. При этом линейный анализ повторяют с пошаговым изменением характеристик грунта до тех пор, пока не будет получено деформационно-совместимое решение. Моделирование реакции грунта на сейсмическое воздействие, выполненное для горизонтальной слоистой грунтовой среды с помощью компьютерной программы SHAKE (см. Schnabel *et al*. 1972), является типичным примером применения аналитического инструмента, который можно успешно использовать для исследования специфики работы грунта при деформациях средней величины.

Для сдвиговой деформации, превышающей 10^{-2}, заметное изменение характеристик грунта будет вызвано не только нарастанием деформации сдвига, но и наличием циклов нагружения. Такая разновидность работы грунта характеризуется *гистерезисом «прогрессирующего» типа (degraded hysteresis type)*. Считается, что степень изменения модуля сдвига и коэффициента демпфирования при приложении циклической нагрузки зависит от степени изменения эффективного обжимающего напряжения при нерегулярном приложении касательных напряжений во времени. Когда установлен закон изменения эффективных напряжений, необходимо вывести определяющее уравнение, по которому можно определить напряженно-деформированное состояние на каждой ступени процесса нагружения, разгрузки и повторного нагружения.

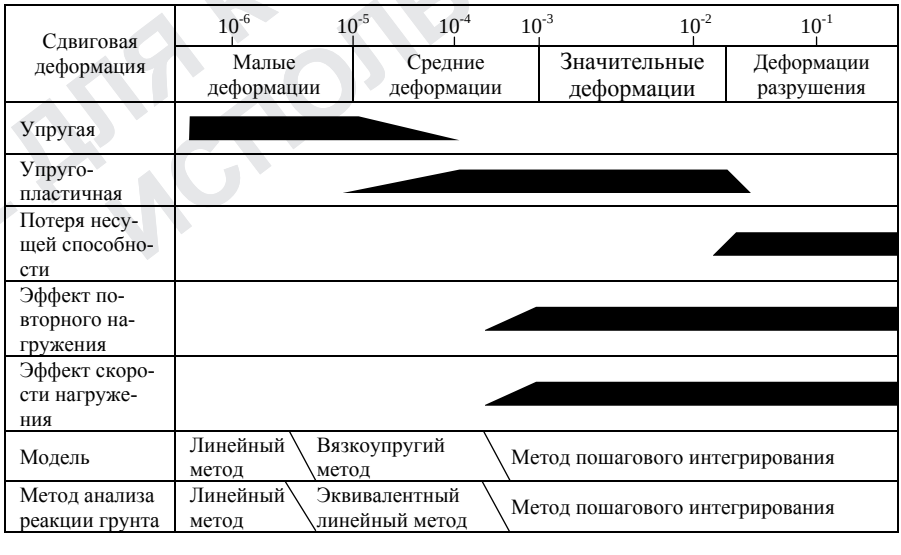


Рис. 3.1. Моделирование работы грунта
в соответствии с деформационно-зависимыми характеристиками

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Одной из наиболее распространенных концепций, используемых для этого, является закон Мазинга (*Masing law*). Для анализа работы грунта, напряженно-деформированное состояние которого характеризуется большой деформацией на границе разрушения, необходимо использовать численный метод, включающий прием пошагового интегрирования, как показано на рис. 3.1. Далее рассмотрим методы моделирования работы грунта, уделяя особое внимание стабильному (*non-degraded*) типу.

3.1. Линейная вязкоупругая модель

Если уровень циклической сдвиговой деформации сравнительно низок (порядка $10^{-3}…10^{-4}$), то работу грунта в условиях приложения циклической нагрузки можно с приемлемой степенью точности представить с помощью модели, основанной на классической теории вязкоупругости. В этой модели напряженно-деформированное состояние принимается линейным, при этом могут быть логически учтены энергорассеивающие характеристики грунта. Доказано, что грунтам в некоторой степени всегда присуще свойство демпфирования, которое играет значительную роль в определении характера подвижек грунтов во время землетрясений. Таким образом, данная модель часто используется для описания работы грунта даже в таких до некоторой степени нелинейных постановках, где влияние демпфирования существенно.

3.1.1. Общее выражение напряженно-деформированного состояния при циклических нагрузках

Прежде чем рассмотреть закон изменения напряженно-деформированного состояния для специфической вязкоупругой модели, представим в общем виде выражение, связывающее напряжения и деформации.

Обозначим через τ и γ соответственно напряжение и деформацию для любого деформированного состояния, например, для трехосной деформации, простого сдвига или сдвига при кручении. Допустим, что к телу, имеющему вязкоупругую реакцию, прикладывается повторяющееся касательное напряжение, изменяющееся по синусоидальному закону

$$\tau = \tau_a \sin \omega t, \tag{3.1}$$

где τ_a – амплитуда; t – время; ω – угловая (или круговая) частота.

В результате приложения касательного напряжения равная ему по

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

частоте деформация сдвига произойдет с отставанием во времени, которое представим как

$$\gamma = \gamma_a \sin(\omega t - \delta), \tag{3.2}$$

где γ_a – амплитуда деформации; δ – угол разности фаз, показывающий время отставания деформации от момента приложения нагрузки.

Из уравнений (3.1) и (3.2) видно, что деформационная реакция, которая обычно выражается как τ/γ, есть не только функция отношения амплитуд τ_a / γ_a, но и функция фазового угла δ.

Для рассмотрения этой зависимости предпочтительно использовать метод комплексных переменных. Хорошо известно, что напряженное и деформированное состояния, выраженные уравнениями (3.1) и (3.2), можно также представить как

$$\begin{aligned} \tau_R &= \tau_a \cos\omega t, \\ \gamma_R &= \gamma_a \cos(\omega t - \delta), \end{aligned} \tag{3.3}$$

где τ_R и γ_R – соответственно напряжение и деформация, связанные с аналогичными параметрами в (3.1) и (3.2).

Иными словами, если в вязкоупругом теле при действующем напряжении τ развивается деформация γ, то при напряжении τ_R в нем будет развиваться деформация γ_R. Следовательно, можно утверждать, что, если данное вязкоупругое тело подвергается воздействию действующего напряжения, выражаемого комплексными переменными $\bar{\tau} = \tau_R + i\tau$, то результирующая деформация принимает вид $\bar{\gamma} = \gamma_R + i\gamma$, где i – единичное мнимое число, а $\bar{\tau}$ и $\bar{\gamma}$ – напряжение и деформация в виде комплексных переменных.

Подставляя уравнения (3.1), (3.2) и (3.3) в выражения для $\bar{\tau}$ и $\bar{\gamma}$, получаем

$$\begin{aligned} \bar{\tau} &= \tau_a e^{i\omega t}, \\ \bar{\gamma} &= \gamma_a e^{i(\omega t - \delta)}. \end{aligned} \tag{3.4}$$

Это – общая форма выражения напряжений и деформаций в виде комплексных переменных. При использовании уравнения (3.4) принимают, что реальный и мнимый компоненты входного напряжения коррелируют исключительно с реальным и мнимым компонентами результирующей деформации. Зависимость деформаций и напряжений характеризуется их соотношением $\bar{\tau} / \bar{\gamma}$, которое можно получить из уравнения (3.4) в явном виде:

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

$$\frac{\bar{\tau}}{\bar{\gamma}} = \frac{\tau_a}{\gamma_a} e^{i\delta} = \frac{\tau_a}{\gamma_a}(\cos\delta + i\sin\delta). \tag{3.5}$$

Приняв

$$\mu = \frac{\tau_a}{\gamma_a}\cos\delta,\ \mu' = \frac{\tau_a}{\gamma_a}\sin\delta,$$
$$\mu^* = \mu + i\mu', \tag{3.6}$$

уравнение (3.5) можно переписать более компактно:

$$\frac{\bar{\tau}}{\bar{\gamma}} = \mu + i\mu' = \mu^*, \tag{3.7}$$

где μ, μ′ называют *модулем упругости* и *модулем потерь*, соответственно.

Модуль упругости определяет упругую или мгновенную реакцию, а модуль потерь характеризует рассеивание энергии в вязкоупругом теле. Уравнение (3.6) можно также записать:

$$\frac{\tau_a}{\gamma_a} = \sqrt{\mu^2 + \mu'^2} = |\mu^*|,$$
$$\operatorname{tg}\delta = \frac{\mu'}{\mu} = \eta, \tag{3.8}$$

где η – *коэффициент потерь*, выражающий потери энергии или характеристики демпфирования.

Уравнение (3.8) определяет абсолютную величину комплексного модуля μ*, представляющего собой модуль сдвига грунтового материала.

Отметим, что параметры грунтового материала μ и μ′ необязательно являются действительными постоянными, они могут быть функциями угловой частоты ω. Следовательно, модули μ и μ′ в уравнении (3.6) рассматриваются в самом общем виде и могут выражаться как функция частоты. Когда для этих модулей указывается функциональная форма, вязкоупругая работа грунтового материала может быть описана в более явном виде. Для определения этих модулей было предложено несколько методов, основанных либо на экспериментальных данных, либо на применении пружинно-демпферных моделей, что будет рассмотрено ниже.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

3.1.2. Кривая «напряжение–деформация» с гистерезисом

Рассмотрим более подробно напряженно-деформированное состояние вязкоупругого тела, описываемое уравнениями (3.1) и (3.2). Исключив параметр ωt в этих уравнениях, можно получить единую зависимость вида

$$\left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 - 2\cos\delta\left(\frac{\gamma}{\gamma_a}\right)\left(\frac{\tau}{\tau_a}\right) + \left(\frac{\gamma}{\gamma_a}\right)^2 - \sin^2\delta = 0. \qquad (3.9)$$

Это выражение можно расценивать как уравнение второго порядка. Решив его относительно τ, с учетом выражений для μ и μ' в (3.6) получаем

$$\tau = \mu\gamma \pm \mu'\sqrt{\gamma_a^2 - \gamma^2}. \qquad (3.10)$$

Данное выражение представляет альтернативную зависимость между напряжениями и деформациями, которая выводится из уравнений (3.1) и (3.2). Еще одно альтернативное выражение можно получить, разложив правую часть уравнения (3.10) на две части:

$$\begin{aligned} &\tau = \tau_1 + \tau_2, \\ &\tau_1 = \mu\gamma, \\ &\left(\frac{\tau_2}{\mu'\gamma_a}\right)^2 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_a}\right)^2 = 1. \end{aligned} \qquad (3.11)$$

Второе уравнение $\tau_1 = \mu\gamma$ в (3.11) изображено на рис. 3.2, *а* в виде прямой линии с наклоном μ. Третье уравнение в (3.11) определяет эллипс в осях $\tau_2 - \gamma$ с более короткой осью при $\tau_2 = \mu'\gamma_a$ и более длинной при $\gamma = \gamma_a$. Этот эллипс также показан на рис. 3.2, *а*. Первое уравнение в (3.11) показывает, что сумма двух компонентов касательного напряжения τ_1 и τ_2, изображенных на оси ординат, должна равняться величине действующего касательного напряжения τ. Поскольку два компонента касательного напряжения изображены на графике в осях с общей координатой деформации сдвига γ, сложение можно легко выполнить на рисунке. В результате получаем эллипс с наклонной осью (рис. 3.2, *б*). Графическое отображение уравнения (3.11) указывает на то, что для заданной величины циклической сдвиговой деформации получаемое касательное напряжение состоит из двух частей. Одна из них изменяется линейно с изменением деформации сдвига вперед-

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

назад по прямой (см. рис. 3.2, *а*), а другая – по часовой стрелке, по траектории, совпадающей с очертанием эллипса.

Таким образом, реально действующее напряжение, состоящее из двух компонент, следует траектории наклонного эллипса с движением по часовой стрелке при приложении циклической нагрузки (см. рис. 3.2, *б*). Отметим, что траектория, совпадающая с очертанием наклонного эллипса, представляет собой петлю гистерезиса, обычно наблюдаемую на графике «напряжение–деформация» в условиях циклического нагружения.

Как показано на рис. 3.2, *б*, наклонный эллипс пересекает ординату в точке касательного напряжения $\mu' \gamma_a$. Следовательно, можно считать, что величина μ' определяет степень «сжатости» эллипса. Чем больше μ', тем более округлым становится эллипс. Это говорит об увеличении потери энергии или демпфирования. В то же время с уменьшением μ' эллипс сжимается, что указывает на уменьшение демпфирования во время приложения циклической нагрузки.

Для представления количественных характеристик демпфирования обычно обращают внимание на количество энергии, которая теряется за один цикл приложения нагрузки. Потеря энергии за один цикл равна площади петли гистерезиса, показанной на рис. 3.2, *б*. Поскольку площадь ΔW наклонного эллипса должна равняться площади прямого эллипса, изображенного на рис. 3.2, *а*, ее можно рассчитать по известной формуле:

$$\Delta W = \int \tau d\gamma = \mu' \pi \gamma_a^2. \qquad (3.12)$$

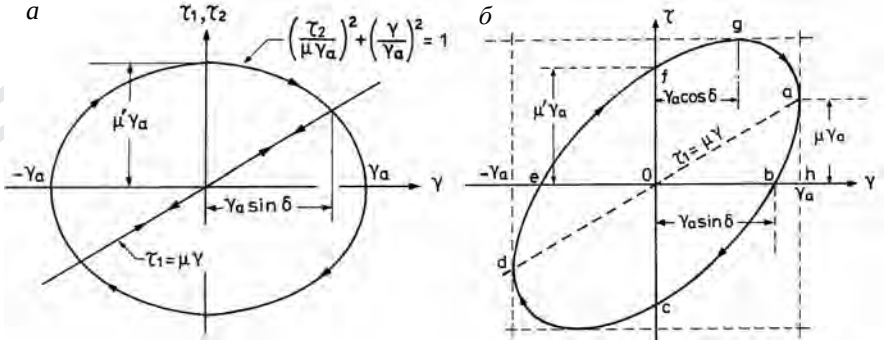


Рис. 3.2. Разложение вязкоупругой модели на упругий и вязкий компоненты

Теперь рассмотрим максимальную упругую энергию *W*, которая может сохраняться в единице объема вязкоупругого тела. Существует несколько способов определения сохраненной энергии, однако логич-

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

нее всего учесть энергию, накопленную упругим компонентом касательного напряжения τ_1. С учетом отношения $\tau_1 = \mu' \gamma_a$ в (3.11) величина энергии выразится следующим образом:

$$W = \frac{1}{2}\tau_1\gamma_a = \frac{1}{2}\mu\gamma_a^2. \tag{3.13}$$

Количественной мерой характеристик демпфирования может служить параметр потери энергии ΔW, но поскольку он сам является функцией амплитуды деформации γ_a, потеря энергии как таковая в количественном отношении не может считаться адекватной для выражения свойств материала. Поэтому принято использовать величину, определяемую как отношение потери энергии за один цикл к ее максимальной сохраненной величине. Таким образом, из уравнений (3.12) и (3.13) получаем:

$$\frac{\Delta W}{W} = \frac{\mu'\pi\gamma_a^2}{\frac{1}{2}\mu\gamma_a^2} = 2\pi\frac{\mu'}{\mu}. \tag{3.14}$$

Данная величина связана с коэффициентом потери η, который определяется уравнением (3.8):

$$\eta = \frac{1}{2\pi}\frac{\Delta W}{W} = \frac{\mu'}{\mu} = \operatorname{tg}\delta. \tag{3.15}$$

Это выражение показывает, как потеря энергии, проявляемая как петля гистерезиса, связана с демпфированием, проявляемым в форме разности фазового угла.

С учетом (3.15) можно переписать коэффициент потери

$$\eta = \frac{\mu'\gamma_a}{\mu\gamma_a}. \tag{3.16}$$

Очевидно, что числитель уравнения (3.16) равен длине отрезка *Of* петли гистерезиса на рис. 3.2, а знаменатель – длине отрезка *ah*. Следовательно, простейшей графической процедурой определения коэффициента потерь по петле гистерезиса будет считывание значений *Of* и *ah* с циклической кривой «напряжения–деформации», получаемой по экспериментальным данным, после чего их соотношение примет вид

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

$$\eta = \frac{\text{Касательное напряжение при нулевой деформации}}{\text{Касательное напряжение при максимальной деформации}} \qquad (3.17)$$

Описанную процедуру удобно использовать в качестве эмпирического правила для расчета коэффициента потери даже при нелинейном характере гистерезисных кривых, где линейная вязкоупругость неприменима, а также для определения параметров ΔW и W (рис. 3.3).

3.1.3. Представление модели в пружинно-демпферной системе

Вязкопластическое поведение тел, описанное выше с общих позиций, может быть рассмотрено более наглядным и физически понятным способом путем введения пружинно-демпферных моделей. В этом типе моделей упругие свойства представлены пружиной, а демпфирующие характеристики – демпфером. Эти элементы соединены параллельно или последовательно (рис. 3.4). Как известно, потери энергии могут происходить в различных внутренних механизмах при деформировании тела. Заметим, что демпфер способен представлять характеристики потерь энергии, происходящих только из-за вязкости, т. е. демпфирование, пропорциональное скорости деформации. Этот тип потерь будем называть демпфированием, зависимым от скорости. При циклическом нагружении зависимость от скорости проявляется таким образом, что деформация зависит от частоты воздействия. Поэтому частотно-зависимые характеристики считаются альтернативными формами представления свойств материала, зависящих от скорости.

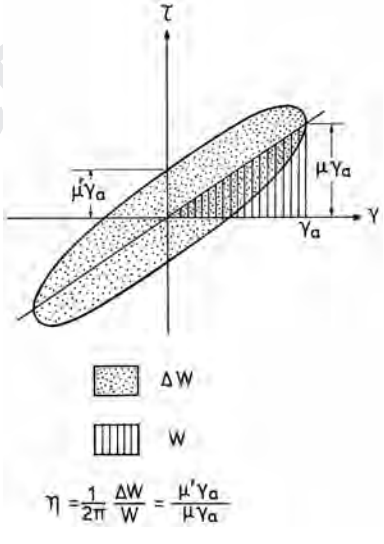


Рис. 3.3. Определение коэффициента потерь

НЕ ДЛЯ ТОРГОВЛИ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

3.1.3.1. Модель Кельвина

Простейшая и наиболее широко используемая модель Кельвина содержит пружину и демпфер, соединенные параллельно (рис. 3.4, *а*). В этой модели деформация γ одинакова для обоих элементов, а напряжение τ делится на две части – напряжение в пружине τ_1 и напряжение в демпфере τ_2. Такое разделение производится в соответствии с общим законом, обусловленным уравнением (3.11). Напряжение, передающееся на пружину, вычисляется как $G\gamma$, напряжение в демпфере – как $G'd\gamma/dt$, где G – упругая константа; G' – константа демпфера. Таким образом, общее напряжение $\tau = \tau_1+\tau_2$ выражается как

$$\tau = G\gamma + G'\frac{d\gamma}{dt}. \qquad (3.18)$$

Таково соотношение напряжений и деформаций, выводимое из модели Кельвина.

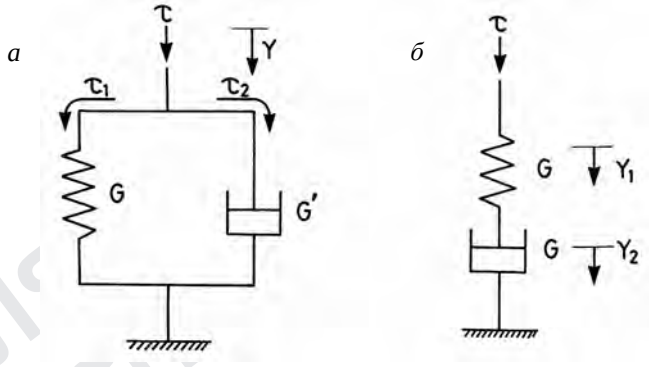


Рис. 3.4. Типичные вязкоупругие модели:
а – модель Кельвина; *б* – модель Максвелла

Уравнение (3.18) представляется частным случаем выражения (3.5). Выразим упругий модуль μ и модуль потерь μ' через G и G'. Для этого напряжения и деформации, выражаемые в уравнении (3.4) в комплексных переменных, вводят непосредственно для τ и γ в (3.18):

$$\tau_a e^{i\delta} = (G + i\omega G')\gamma_a. \qquad (3.19)$$

С учетом (3.6) это соотношение записывается как

$$\mu + i\mu' = G + i\omega G'. \qquad (3.20)$$

НЕ ДЛЯ ТЕХНИЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Сравнивая отдельно реальную и мнимую части, получаем

$$\mu = G, \mu' = G'\omega,$$
$$\eta = \operatorname{tg}\delta = \frac{G'\omega}{G}. \tag{3.21}$$

В случае использования модели Кельвина упругий модуль μ есть сдвиговая константа, а модуль потерь μ' – линейная функция угловой частоты. Поэтому коэффициент потерь η имеет тенденцию к линейному увеличению с возрастанием частоты циклического нагружения данного тела.

В теории вязкоупругости модель Кельвина до сих пор использовалась для представления ползучего поведения материала, подверженного длительно действующим нагрузкам. Выражение, соответствующее условиям испытания при заданной нагрузке, может быть получено интегрированием уравнения (3.18) по времени при начальном условии $\tau = \tau_0$ и при $t = 0$

$$\gamma = \frac{\tau_0}{G}(1 - e^{-t/\bar{t}}), \tag{3.22}$$

где $\bar{t} = G'/G$ – время запаздывания.

Подставив $\bar{t}$ в (3.22) вместо t, получим $\gamma = 0{,}632\ \tau_0/G$. Следовательно, время запаздывания – это время, необходимое для достижения 63,2% общей деформации в условиях длительно действующих касательных напряжений.

3.1.3.2. Модель Максвелла

Эта модель состоит из пружины и демпфера, соединенных последовательно как показано на рис. 3.4, *б*. В этой модели напряжение τ воспринимается обычным способом, а деформация γ состоит из двух частей: деформации пружины γ_1 и деформации демпфера γ_2. Каждый компонент связан с напряжениями следующим образом: $\tau = G\gamma_1$ и $\tau = G'd\gamma_2/d_t$. Поэтому зависимость между напряжениями и деформациями в модели Максвелла получается через соотношение $\gamma = \gamma_1 + \gamma_2$ в виде

$$\frac{\tau}{G'} + \frac{1}{G}\frac{d\tau}{dt} = \frac{d\gamma}{dt}. \tag{3.23}$$

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Аналогично, путем замены величин τ и γ в (3.23) значениями $\bar{\tau}$ и $\bar{\gamma}$ из (3.4), получается выражение для упругого модуля μ и модуля потерь μ'. Подставляя (3.4) в (3.23), получаем

$$\left(\frac{1}{G}+\frac{1}{i\omega G'}\right)\tau_a = e^{-i\delta}\gamma_a. \tag{3.24}$$

С учетом уравнения (3.6) выражения для μ и μ' выводятся в виде

$$\mu = \frac{\dfrac{1}{G}}{\left(\dfrac{1}{G}\right)^2+\left(\dfrac{1}{G'\omega}\right)^2},$$

$$\mu = \frac{\dfrac{1}{G'\omega}}{\left(\dfrac{1}{G}\right)^2+\left(\dfrac{1}{G'\omega}\right)^2}, \tag{3.25}$$

$$\eta = tg\delta = \frac{G}{\omega G'}.$$

В уравнении (3.25) коэффициент потерь обратно пропорционален угловой частоте. Модель Максвелла до сих пор использовалась для описания релаксационного поведения материала, подвергающегося воздействию деформации постоянной величины. Интегрируя уравнение (3.23) при начальных условиях $\gamma = \gamma_0$ и $t = 0$, получим выражение для напряжения в следующем виде:

$$\tau = \gamma_0 G e^{-t/\bar{t}}, \tag{3.26}$$

где $\bar{t} = G'/G$ – так называемое *время релаксации*.

Подставляя $\bar{t} = t$, получаем $\tau = 0{,}368\, G\gamma_0$, поэтому под временем релаксации подразумевается время, необходимое для релаксации начальных касательных напряжений на 63,2% в условиях заданной деформации сдвига.

Как будет показано далее, коэффициент потерь равен двойному значению коэффициента демпфирования, что очень важно при анали-

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

зе сейсмической реакции. Поэтому интересно исследовать природу коэффициента потерь в моделях Кельвина и Максвелла. Для иллюстрации частотной зависимости коэффициент потерь η, определяемый выражениями (3.21) и (3.25), на рис. 3.5 отображен в зависимости от безразмерного параметра $\omega\bar{t}$. На рисунке ясно видно, что коэффициент потерь в модели Кельвина увеличивается, а в модели Максвелла уменьшается с ростом частоты циклического нагружения.

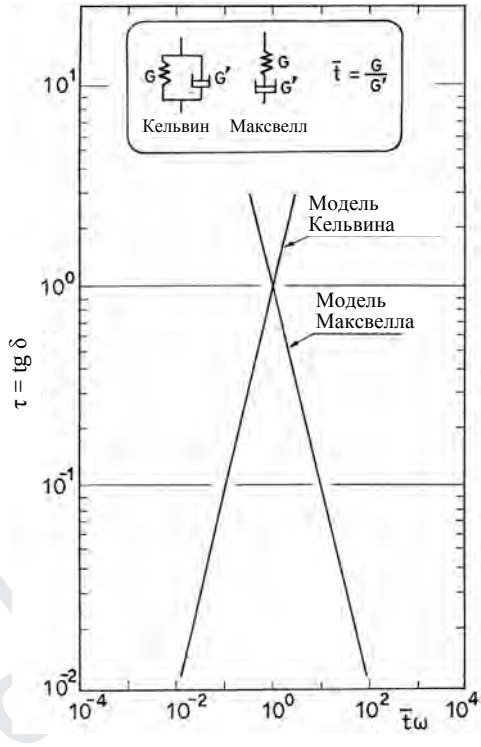


Рис. 3.5. Коэффициенты потерь
как функции частоты по двум моделям

Результаты многочисленных лабораторных экспериментов на грунтах позволяют утверждать, что демпфирующие свойства практически не зависят от частоты в диапазоне обычных величин сейсмических нагрузок. Поэтому применение пружинно-демпферных моделей для решения практических задач может быть ограничено некоторыми специальным случаями, где частота нагружения изменяется в узком диапазоне или демпфирование пренебрежимо мало.

НЕ ДЛЯ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

3.1.3.3. Модель Кельвина невязкого типа

Очевидно, что частотно-зависимая природа коэффициента потерь в любой пружинно-демпферной модели непосредственно связана с использованием вязкого демпфера, который связывает напряжение со скоростью деформации. Чтобы избавиться от данного недостатка, необходимо принять особый вид демпфера, не зависящий от скорости. Однако в классической теории термодинамики изменение энтропии, являющейся показателем рассеяния энергии, всегда рассматривалось как зависящее от скорости изменения переменных.

Таким образом, ставится под сомнение даже существование демпфера, имеющего не зависящий от скорости характер, и его физическое обоснование не может быть оправдано. Тем не менее, было бы целесообразно ввести в модель демпфер, не зависящий от скорости, и получить модель, отражающую реальное поведение грунтов с высокой долей точности. Самой простой моделью, удовлетворяющей этому требованию, является *модель Кельвина невязкого типа*, которую можно выразить как

$$\tau = (G + iG'_0)\gamma, \tag{3.27}$$

где G'_0 – константа демпфера.

Эта модель состоит из пружины и не зависящего от скорости демпфера, соединенных параллельно (рис. 3.6), где демпфер обозначен другим символом. Уравнение (3.27) можно интерпретировать как зависимость между напряжениями и деформациями. В этом уравнении напряжения представлены двумя компонентами, один из которых реализуется одновременно с деформацией, $\tau_1 = G\gamma$, а другой – на 90° в противофазе, $\tau_2 = G'_0\gamma$.

Отметим, что зависимость между напряжениями и деформациями по данной модели содержит «вымышленный» компонент $i\,G'_0\gamma$, который невозможно вводить в уравнения, описывающие физические законы в реальном мире. Тем не менее, наличие данного элемента обязательно в силу необходимости реалистичного представления феномена фазового замедления и, следовательно, демпфирующих характеристик грунта, если идет речь о применимости не зависящего от скорости коэффициента потерь.

Модули упругости μ и потери μ′, соответствующие данной модели, можно получить, следуя изложенной выше процедуре. Подставляя уравнение (3.4) в (3.27), получаем

$$\tau_a e^{i\delta} = (G + iG'_0)\gamma_a. \tag{3.28}$$

НЕ ПРЕДНАЗНАЧЕНО ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

С учетом уравнения (3.6) выражение μ и μ′ для модели Кельвина невязкого типа имеет вид

$$\mu = G\,\mu' = G_0', \qquad \eta = \operatorname{tg}\delta = \frac{G_0'}{G}. \tag{3.29}$$

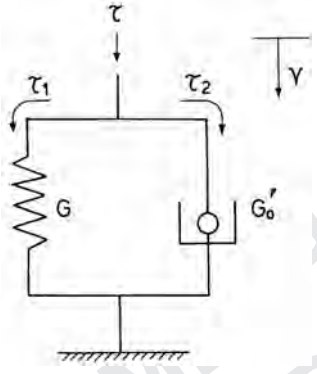


Рис. 3.6. Модель Кельвина невязкого типа

Совершенно очевидно, что все модули принимают постоянные значения независимо от частоты циклического нагружения.

3.2. Нелинейная циклично-независимая модель

При незначительной амплитуде деформации сдвига реакция грунтов не изменяется с увеличением количества циклов, поэтому модули и демпфирующие свойства остаются одинаковыми на всем протяжении воздействия циклических напряжений. Однако уровень сдвиговой деформации может быть достаточно большим при возникновении нелинейно-гистерезисной петли в циклической зависимости между напряжениями и деформациями. Такой тип поведения грунта может проявляться, когда вызванная деформация сдвига лежит в диапазоне $10^{-5}…10^{-3}$ (см. рис. 3.1). В отличие от хорошо разработанной вязкоупругой модели, нет ни одной нелинейной модели, построенной на логичной физической основе. Большинство предложенных моделей имеют формальную структуру, что упрощает их практическое использование и позволяет лучше аппроксимировать опытные данные.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

3.2.1. Структура модели, описывающей нелинейную зависимость между напряжениями и деформациями

Когда грунты подвергаются воздействию циклических напряжений с довольно большой амплитудой, кривая «напряжения–деформации» представляет собой замкнутую гистерезисную петлю (рис. 3.7, *б*). Предположим, что сначала нагрузка увеличивается до уровня, отмеченного точкой *a*, затем циклически проходит через точки *b c d e f a*, где предполагается, что изменение знака напряжения от разгрузки к повторному нагружению происходит в точке *d*, расположенной симметрично относительно первой точки изменения знака напряжения *a*. На графике «напряжение–деформация» можно проследить два типа кривых: одна ассоциируется с монотонным нагружением по траектории *doa*, другая содержит цикличную петлю на траектории *acdef*. Первая из них называется *серединной* или *скелетной* кривой (*skeleton curve*), а вторая – *петлей гистерезиса*.

Если величины напряжений в кривой гистерезиса вычесть из величин напряжений серединной кривой, получим две раздельные кривые (рис. 3.7, *а*). Эти две кривые рассматриваются как имеющие одинаковый физический смысл с кривыми, изображенными на рис. 3.2, *а*, что свидетельствует о нелинейном поведении грунтов. Рассматривая нелинейный случай, можно отметить, что серединная кривая и гистерезисная петля (см. рис. 3.7, *а*) отражают, соответственно, упругие свойства и энергетические диссипативные характеристики, являющиеся нелинейными. Поскольку существует нелинейность, скелетная кривая не является прямой линией, а гистерезисная кривая не имеет скругленных углов.

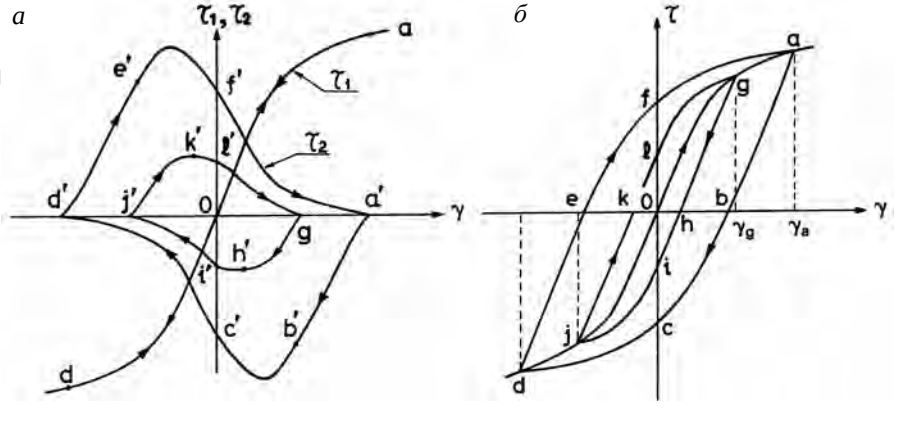


Рис. 3.7. Разложение нелинейной гистерезисной кривой на компоненты упругости и диссипации энергии

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

При выводе нелинейной циклической зависимости между напряжениями и деформациями общим для всех моделей является то, что они состоят из двух функций, одна из которых определяет характер серединной кривой, а другая отражает петлю гистерезиса. Допустим, что скелетная кривая (рис. 3.8) выражается функцией типа

$$\tau = f(\gamma). \tag{3.30}$$

Обычно это соотношение получается из испытаний грунтов на монотонное нагружение (постепенно увеличивающуюся нагрузку). Если предположить, что начало разгрузки происходит в точке *a*, где $\gamma = \gamma_a$ и $\tau = \tau_a$, то уравнение кривой «напряжение–деформация» для последующей разгрузки описывается как

$$\frac{\tau - \tau_a}{2} = f\left(\frac{\gamma - \gamma_a}{2}\right). \tag{3.31}$$

Разгрузочная ветвь кривой «напряжение–деформация», как отмечено выше, подразумевает, что половина гистерезисной кривой получается двойным увеличением серединной кривой и переводом одного ее конца в точку начала разгрузки. Легко показать, что эта кривая проходит через точку *b*, симметричную точке начала разгрузки. Если повторное нагружение выполняется из точки *b*, то кривая «напряжение–деформация» для участка повторного нагружения примет вид

$$\frac{\tau + \tau_a}{2} = f\left(\frac{\gamma - \gamma_a}{2}\right). \tag{3.32}$$

Также известно, что другая половина гистерезисной кривой получается увеличением скелетной кривой в два раза и закреплением одного ее конца в точке начала разгрузки *b* (см. рис. 3.8). Показано, что ветвь повторного нагружения, определенная уравнением (3.32), пересекается со скелетной кривой в точке *a*, которая являлась начальной точкой разгрузки. Поэтому пара кривых, определяемых уравнениями (3.31) и (3.32), составляет целую замкнутую петлю, представляющую нелинейную гистерезисную кривую при циклическом нагружении. Правило для построения ветвей нагрузки и разгрузки с использованием скелетной кривой называется правилом Мазинга (*Masing rule*).

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

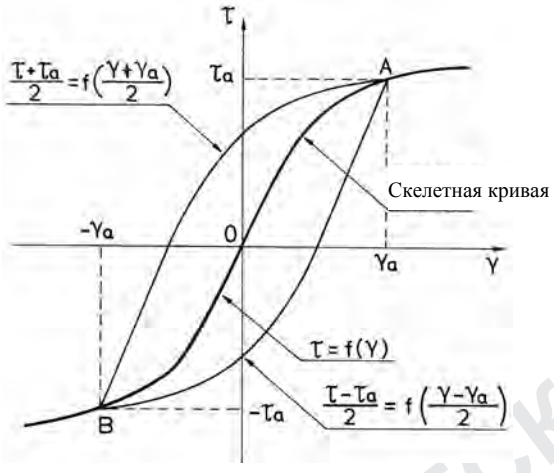


Рис. 3.8. Кривые деформирования и скелетная кривая

Установив основные правила для нелинейных соотношений между напряжениями и деформациями, на следующем этапе следует вывести серию формул, определяющих сдвиговые модули и коэффициент потерь или демпфирования. По аналогии с обоснованием вязкоупругой модели нелинейные деформационные характеристики часто представляют секущими модулями, которые определяются как угол наклона линии, связывающей начало и точку амплитуды деформации на скелетной кривой (рис. 3.9). Поэтому секущий модуль G определяется непосредственно через соотношение (3.30):

$$G = \frac{\tau_a}{\gamma_a} = \frac{f(\gamma_a)}{\gamma_a}, \tag{3.33}$$

где τ_a и γ_a – соответственно амплитуды сдвигового напряжения и сдвиговой деформации при циклической схеме нагружения.

Как и в вязкоупругой модели, диссипация энергии за цикл представляет собой площадь замкнутой гистерезисной петли dW. Поэтому по аналогии с (3.15) коэффициент демпфирования D определим как

$$D = \frac{\eta}{2} = \frac{1}{4\pi}\frac{\Delta W}{W}, \tag{3.34}$$

где W – максимум сохраненной энергии.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

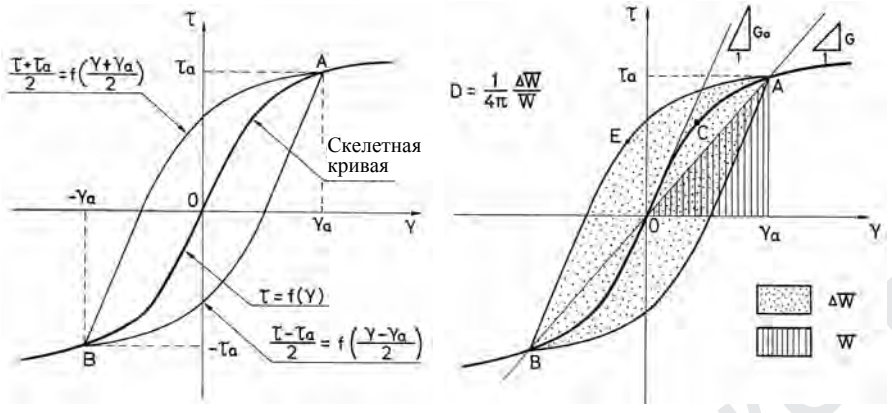


Рис. 3.9. Определение упругой сохраненной энергии и диссипации энергии

Для нелинейного случая есть несколько путей определения сохраненной энергии. Наиболее логично принять ее равной площади треугольника, ограниченного прямой, определяющей секущий модуль (см. рис. 3.9). Поэтому сохраненная энергия выражается как

$$W = \frac{1}{2}\gamma_a f(\gamma_a). \tag{3.35}$$

В соответствии с правилом Мазинга, которое описывается уравнениями (3.31) и (3.32), петля гистерезиса получается из скелетной кривой умножением на коэффициент 2 в обоих направлениях – τ и γ. Поэтому сектор в виде полумесяца *ABE* (см. рис. 3.9) имеет такую же форму, как полумесяц *AOC* и, следовательно, площадь *ABE* составляет 4 площади *AOC*. С учетом этого факта потери энергии за цикл *dW* при амплитуде деформации γ_a вычисляются как

$$\Delta W = 8\left[\int_0^{\gamma_a} f(\gamma)d\gamma - W\right]. \tag{3.36}$$

Подставляя (3.35) и (3.36) в уравнение (3.32), вычислим коэффициент демпфирования:

$$D = \frac{2}{\pi}\left[\frac{2\int_0^{\gamma_a} f(\gamma)d\gamma}{\gamma_a f(\gamma_a)} - 1\right]. \tag{3.37}$$

НЕ ПРЕДНАЗНАЧЕНО ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Секущий модуль, определяемый уравнением (3.33), и коэффициент демпфирования, вычисляемый по (3.37), являются главными параметрами, устанавливающими нелинейные деформационные характеристики грунтов. Отметим, что оба параметра выражаются как функция сдвиговой амплитуды деформации грунтов γ_a, поскольку вывод формул основан на уравнении (3.30).

Если определяющая модель построена так, чтобы выразить зависимость деформации сдвига от касательного напряжения:

$$\gamma = g(\tau), \tag{3.38}$$

то, следуя описанным выше рассуждениям, касательный модуль сдвига и коэффициент демпфирования будут выражаться как функции касательного напряжения τ_a:

$$G = \frac{\tau_a}{\gamma_a} = \frac{\tau_a}{g(\tau_a)}, \tag{3.39}$$

$$D = \frac{2}{\pi}\left[1 - \frac{2\int_0^{\tau_a} g(\tau)d\tau}{\tau_a f(\tau_a)}\right]. \tag{3.40}$$

3.2.2. Модели нелинейных отношений между напряжениями и деформациями

Для описания нелинейных отношений между напряжениями и деформациями в грунте использовались определяющие модели двух видов. Первая – двухпараметрическая модель, представленная гиперболической или экспоненциальной функциями; вторая – четырехпараметрическая модель, известная как модель Рамберга – Озгуда (*Ramberg – Osgood model*).

3.2.2.1. Гиперболическая модель

Логично предположить, что любая кривая «напряжения–деформации» для грунта всегда ограничена двумя прямыми линиями, проходящими по касательной к ней как при малых, так и при значительных деформациях (рис. 3.10). Тангенс при малых деформациях (G_0) представляет модуль упругости при малых деформациях, а горизонтальная асимптота при больших деформациях показывает верхний предел напряжения τ_f, т. е. прочность грунта. Кривая «напряжения–

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

деформации», ограниченная этими двумя прямыми, может быть выражена в дифференциальной форме:

$$\frac{d\tau}{d\gamma} = G_0\left(1-\frac{\tau}{\tau_f}\right)^n, \tag{3.41}$$

где n – произвольное число.

Выражение (3.41) показывает, что тангенс угла наклона касательной к кривой «напряжения–деформации» имеет величину G_0 при $\tau = 0$ и уменьшается с увеличением напряжения, обращаясь в 0 при $\tau = \tau_f$. Кроме случая, когда $n = 1$, уравнение (3.41) можно интегрировать таким образом, чтобы ситуация удовлетворяла условию $\gamma = 0$ при $\tau = 0$:

$$\gamma = \frac{\gamma_r}{n-1}\left[\frac{1}{(1-\tau/\tau_f)^{n-1}}-1\right], \tag{3.42}$$

где γ_r – новый параметр, называемый эталонной деформацией (reference strain)

$$\gamma_r = \frac{\tau_f}{G_0}. \tag{3.43}$$

Эталонная деформация – это деформация, которая была бы достигнута при разрушающем напряжении, если бы грунт работал как упругая среда (см. рис. 3.10).

Интересно, что кривая «напряжения–деформации», выражаемая уравнением (3.41), при больших деформациях дает предельную величину коэффициента демпфирования, равную $2/\pi$. Это можно доказать путем преобразования уравнения (3.37):

$$\left(1+\frac{\pi}{2}D\right)\gamma_a f(\gamma_a) = 2\int_0^{\gamma_a} f(\gamma)d\gamma. \tag{3.44}$$

Если коэффициент демпфирования при больших деформациях принять постоянным D_0, то уравнение (3.44) дифференцируется следующим образом:

$$\left(1-\frac{\pi}{2}D_0\right) f(\gamma_a) = \left(1+\frac{\pi}{2}D_0\right)\gamma_a f'(\gamma_a). \tag{3.45}$$

НЕЛЬЗЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

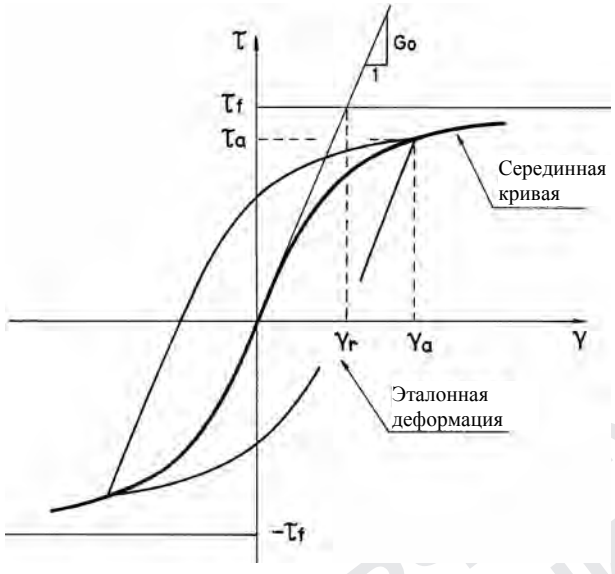


Рис. 3.10. Определение эталонной деформации

Подставляя уравнения (3.41) и (3.42) в (3.45) при $\tau = \tau_a$, $\gamma = \gamma_a$, получаем

$$1-\frac{\pi}{2}D_0=\frac{\gamma_r}{n-1}\frac{G_0}{\tau_0}\left(1+\frac{\pi}{2}D_0\right)\left[\left(1-\frac{\tau_a}{\tau_f}\right)-\left(1-\frac{\tau_a}{\tau_f}\right)^n\right], \qquad (3.46)$$

где $f(\tau_a) = \tau_a$ и $f'(\gamma_a) = d\tau/d\gamma$ по определению.

Когда деформации очень велики, τ_a становится равным τ_f и правая часть уравнения (3.46) обращается в 0. Следовательно,

$$D_0=\frac{2}{\pi}=0{,}637. \qquad (3.47)$$

Такой вывод можно получить для случая, когда $n = 1$, следуя аналогичной процедуре.

Кривую «напряжение–деформация» для гиперболической модели можно получить непосредственно из уравнения (3.42), задавая $n = 2$:

$$\tau=\frac{G_0\gamma}{1+\dfrac{\gamma}{\gamma_r}}. \qquad (3.48)$$

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Уравнение (3.48) широко применяется для описания напряженно-деформированного состояния в различных грунтах после того, как его использовали Kondner and Zelasko (1963) и Duncan and Chang (1970). Гиперболическая модель также использовалась для уточнения правила упрочнения в теории пластичности грунтов (Vermeer, 1978). Выражение для секущего модуля при циклической нагрузке можно получить из (3.48) в следующем виде:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1+\gamma_a/\gamma_r}, G = \frac{\tau_a}{\gamma_a}. \qquad (3.49)$$

Величина соотношения секущих модулей G/G_0, вычисляемая по (3.49), показана на рис. 3.11 в зависимости от относительной деформации сдвига γ_a/γ_r. Отметим, что секущий модуль сдвига уменьшается до половины своего начального значения, когда деформация сдвига становится равной эталонной деформации.

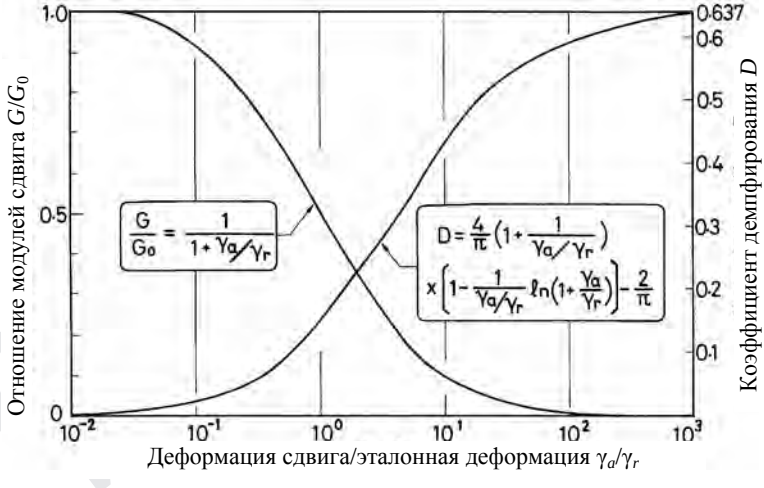


Рис. 3.11. Отношение модулей сдвига и коэффициент демпфирования для гиперболической модели

Уравнение для коэффициента демпфирования в гиперболической модели можно вывести, применив правило Мазинга к скелетной кривой, описываемой уравнением (3.48). Подставив (3.48) в (3.37), получим выражение для коэффициента демпфирования:

$$D = \frac{4}{\pi}\left[1+\frac{1}{\gamma_a/\gamma_r}\right]\left[1-\frac{\ln(1+\gamma_a/\gamma_r)}{\gamma_a/\gamma_r}\right]-\frac{2}{\pi}. \qquad (3.50)$$

Величина коэффициента демпфирования, рассчитанная по (3.50), показана на рис. 3.11 в зависимости от относительной деформации сдвига γ_a/γ_r. Как показано выше, коэффициент демпфирования по гиперболической модели сводится к $2/\pi = 0{,}637$, когда амплитуда сдвиговой деформации становится бесконечно большой. Поскольку и модуль сдвига, и коэффициент демпфирования D выражаются в виде функции амплитуды деформации γ_a, эту величину в (3.49) и (3.50) можно сократить. Тогда отношение между секущим модулем сдвига и коэффициентом демпфирования примет вид

$$D = \frac{4}{\pi}\frac{1}{1-G/G_0}\left[1+\frac{G/G_0}{1-G/G_0}\ln\left(\frac{G}{G_0}\right)\right]-\frac{2}{\pi}. \qquad (3.51)$$

Это отношение графически показано на рис. 3.12.

В описанной гиперболической модели присутствуют два определяющих параметра – G_0 и τ_f. В некоторых случаях трудно определить как зависящий от деформации модуль сдвига, так и коэффициент демпфирования с помощью только двух параметров. Особенно неудобно то, что, когда эталонная деформация γ_r задается из деформационно-зависимых характеристик секущего модуля сдвига, величина деформационно-зависимого коэффициента демпфирования предопределяется автоматически. Таким образом исключается возможность изменения любых параметров для достижения хорошей корреляции с экспериментально полученными величинами затухания.

Примерный диапазон, в котором лежит большая часть результатов испытаний, показан на рис. 3.12 (заштрихованный сегмент). Видно, что модель удовлетворительно работает в диапазоне малых деформаций, но с увеличением сдвиговых деформаций она отклоняется от действительного поведения грунтов, что приводит к завышению величины коэффициента демпфирования.

В теории пластичности иногда используется другая модель, представляющая собой экспоненциальную функцию. Она выводится путем интегрирования уравнения (3.41) с $n = 1$:

$$\tau = \tau_f(1-e^{-\gamma/\gamma_r}). \qquad (3.52)$$

Выражение для секущего модуля при циклическом нагружении записывается как

$$\frac{G}{G_0} = \frac{\gamma_r}{\gamma_a}(1-e^{-\gamma_a/\gamma_r}). \qquad (3.53)$$

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Аналогичное рассуждение верно и для экспоненциальной модели.

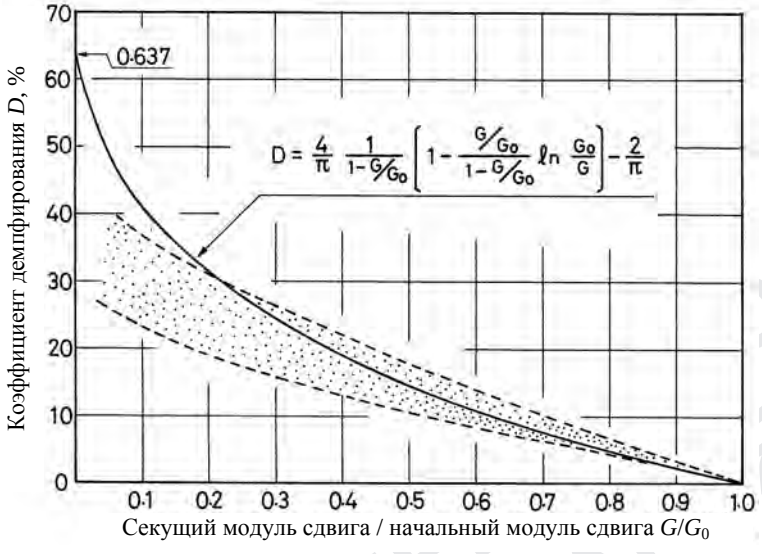


Рис. 3.12. Зависимость между коэффициентом демпфирования и отношением модулей сдвига

3.2.2.2. Модель Рамберга–Осгуда (Ramberg – Osgood Model)

Исходная форма зависимости между напряжениями и деформациями для скелетной кривой представлена выражением

$$\frac{\gamma}{\gamma_y} = \frac{\tau}{\tau_y}\left[1+\alpha\left|\frac{\tau}{\tau_y}\right|^{r-1}\right], \qquad (3.54)$$

где τ_y и γ_y – касательное напряжение и деформация сдвига, которые нужно адекватно выбрать; α и r – константы.

Таким образом, модель Рамберга–Осгуда (модель R–O) содержит четыре параметра, значения которых можно назначать для достижения наилучшей корреляции с экспериментальными данными. Наиболее широко используемый способ определения τ_y и γ_y заключается в том, чтобы уравнять их со сдвиговым усилием τ_f и эталонной деформацией γ_r, как было предложено Идриссом (Idriss et al. 1978) и Хара (Hara, 1980). Приравнивая $\tau_y = \tau_f$ и $\gamma = \gamma_r$, перепишем выражение (3.54) в виде

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + \alpha \left| \frac{\tau}{\tau_f} \right|^{r-1}}. \tag{3.55}$$

Выражение для деформационно-зависимого модуля при циклическом нагружении можно получить путем подстановки $\tau = \tau_a$, $\gamma = \gamma_a$ в уравнение (3.55):

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \alpha \left| \frac{G}{G_0} \cdot \frac{\gamma_a}{\gamma_r} \right|^{r-1}}. \tag{3.56}$$

Скелетная кривая, описываемая уравнением (3.55), имеет форму уравнения (3.38) и, соответственно, используя (3.40), выражение коэффициента демпфирования для модели R–O переписывают как

$$D = \frac{2}{\pi} \frac{r-1}{r+1} \cdot \alpha \cdot \frac{\left| \frac{G}{G_0} \cdot \frac{\gamma_a}{\gamma_r} \right|^{r-1}}{1 + \alpha \left| \frac{G}{G_0} \cdot \frac{\gamma_a}{\gamma_r} \right|^{r-1}}. \tag{3.57}$$

Для типичных значений α и r уравнения (3.56) и (3.57) графически представлены на рис. 3.13, откуда видно, что с возрастанием относительной сдвиговой деформации γ_a/γ_r величина G/G_0 стремится к уменьшению, а коэффициент демпфирования – к увеличению.

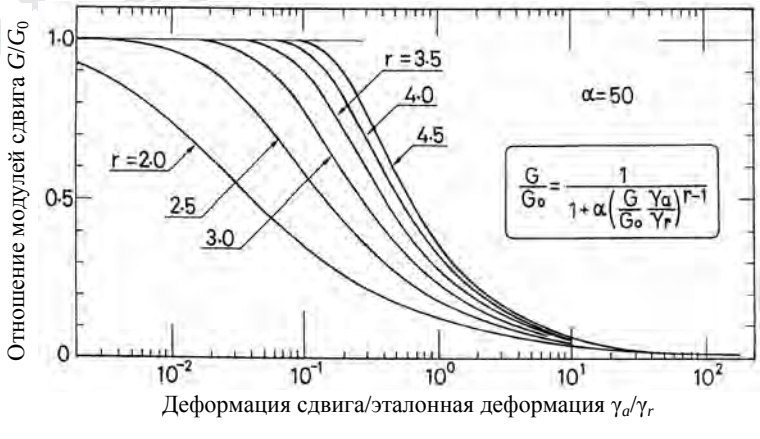


Рис. 3.13. Численный пример модели Рамберга–Озгода

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Как и для гиперболической модели, секущий модуль сдвига и коэффициент демпфирования выражаются как функция относительной деформации сдвига γ_a/γ_r. Следовательно, путем взаимного сокращения γ_a/γ_r в (3.56) и (3.57), можно вывести соотношение между модулем сдвига и коэффициентом демпфирования:

$$D = \frac{2}{\pi}\frac{r-1}{r+1}\left(1-\frac{G}{G_0}\right). \tag{3.58}$$

Одним из недостатков модели R–O является то, что деформация сдвига γ_a при больших величинах возрастает пропорционально τ_a. Это легко доказать, решив уравнение (3.55). Если значения параметра r предположительно находятся в диапазоне 2…4, величина τ_a стремится к бесконечному увеличению с ростом сдвиговой деформации, что не соответствует реальной картине поведения грунтов. Преодолеть это противоречие можно, установив следующее правило для определения параметра α: касательное напряжение τ_a никогда не должно превышать величину τ_f, соответствующую разрушению. Этот метод, предложенный Хара (Hara, 1980), заключается в использовании деформации сдвига при разрушении в качестве нового параметра. Подставляя $\tau = \tau_f$ при $\gamma = \gamma_f$ в (3.55), получим

$$\alpha = \frac{\gamma_f}{\gamma_r} - 1. \tag{3.59}$$

При определении параметра α этим способом свойства грунта можно представить достаточно точно, особенно в диапазоне больших деформаций. Если величина деформации при разрушении γ_f назначается такой, что ее невозможно превысить, то указанный потенциальный недостаток модели R–O можно сгладить.

При определении r следует учитывать демпфирующие свойства грунта. Поскольку коэффициент демпфирования D в модели R–O связывается с отношением модулей сдвига G/G_0 уравнением (3.58), величину r при определенном уровне деформации можно установить, зная D и G/G_0. Когда известна величина коэффициента демпфирования D_0 для состояния разрушения, r вычисляют из уравнения (3.58):

$$r = \frac{1+\dfrac{\pi D_0}{2}\dfrac{1}{1-G_f/G_0}}{1-\dfrac{\pi D_0}{2}\dfrac{1}{1-G_f/G_0}}, \tag{3.60}$$

где G_f – секущий модуль сдвига при разрушении, определяемый как

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

$$G_f = \frac{\tau_f}{\gamma_f}. \tag{3.61}$$

Для наиболее полного представления модели независимо от ее типа (гиперболический или R–O) дополнительно к константам α и γ необходимо определить два других параметра: начальный модуль сдвига G_0 и касательное напряжение τ_f. Данный аспект будет подробно рассмотрен в следующих главах.

Список литературы

Duncan, J.M. and Chang, C.Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. Proceedings ASCE, SM5, 96, pp. 1629-53.

Hara, A. (1980). Dynamic deformation characteristics of soils and seismic response analyses of the ground. Dissertation submitted to the University of Tokyo.

Idriss, I.M., Dobry, R. and Singh, R.M. (1978). Nonlinear behaviour of soft clays during cyclic loading. Proceedings ASCE, GT12, 104**,** pp. 1427–7.

Kondnor, R.L. and Zelasko, J.S. (1963). A hyperbolic stress-strain formulation of sands. Proceedings 2nd Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 289-324.

Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B. (1972). SHAKE, a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites. Report No. 72-12, University of California, Berkeley.

Vermeer, P.A. (1978). A double hardening model for sand. Geotechnique, 28, pp. 413-33.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

4

ПРИБОРЫ И МЕТОДИКИ ДЛЯ ПРОВЕДЕНИЯ ЛАБОРАТОРНЫХ ИСПЫТАНИЙ

4.1. Прибор для испытаний на трехосное сжатие

Прибор для испытаний на трехосное сжатие 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.

В традиционном аппарате, разработанном в Великобритании, тяги для крепления верхней крышки, а также поршень находятся вне камеры трехосного сжатия. В таком приборе после установки нагрузочного штампа на верхний торец образца монтируются камера, верхняя крышка и тяги, после чего крышка жестко крепится к тягам. На этой стадии нагрузочный штамп находится внутри камеры без боковой поддержки. Затем в камеру опускают поршень до контакта с нагрузочным штампом. Чтобы добиться точного соединения, образец должен находиться в строго вертикальном положении.

Чтобы избежать связанных с этим трудностей, в некоторых странах, в частности в Японии, используют другой тип прибора (рис. 4.1), в котором верхнюю крышку камеры сначала закрепляют и поддерживают с помощью тяг. Затем нагрузочный поршень опускают и соединяют со штампом вручную, поскольку на этом этапе камера еще полностью не смонтирована. Мессдозу и датчик перемещения устанавливают вручную, камеру трехосного сжатия ставят на основание и к ней крепят верхнюю крышку.

Ручная сборка целесообразна, в частности, когда поршень и нагрузочный штамп должны быть жестко соединены для передачи растягивающего усилия. В этом случае направленная вверх сила растяжения передается вертикальным поршнем, и образец подвергается трехосному растяжению. Отметим, что мессдозу для измерения осевых нагрузок помещают в камеру трехосного сжатия, чтобы исключить трение о поршень (см. рис. 4.1). Для создания подушки для импульсного нагружения, в частности во время приложения циклической нагрузки, в

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

верхней части камеры обычно удерживается воздух.

Одной из наиболее важных особенностей трехосного циклического испытания является то, что к верхней части образца можно прикладывать растягивающие нагрузки. Таким образом, трехосное растяжение образца можно создавать циклически без изменения давления в камере. Это необходимо для осуществления так называемого двустороннего нагружения, когда напряжения при циклической нагрузке меняют свое направление на противоположное, вызывая трехосное сжатие и растяжение. Для этого вертикальный поршень должен быть прочно прикреплен к нагрузочному штампу.

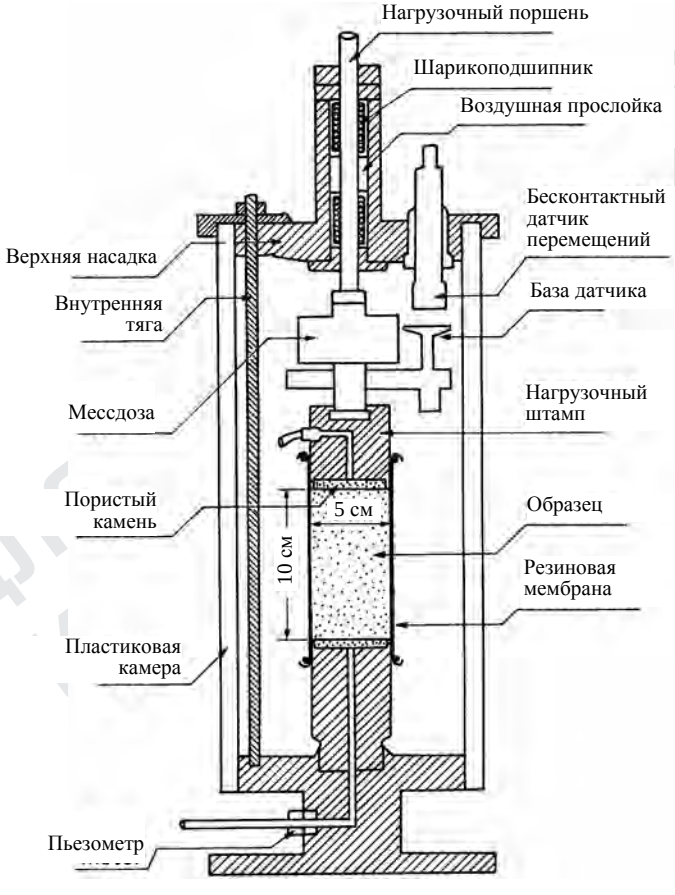


Рис. 4.1. Прибор для испытаний на трехосное сжатие

На рис. 4.2 приводится пример сборки прибора для трехосного циклического испытания. В данной сборке давление воздуха создается

компрессором и передается по двум различным системам статического нагружения. Первая – система камеры давления. Давление воздуха контролируется клапаном *B* и после уменьшения до желаемой величины с помощью регулятора давления передается в резервуар *B*, а затем через воду – в камеру трехосного сжатия. Из-за наличия вертикальной тяги внутри камеры вертикальное напряжение, вызываемое давлением в камере, меньше горизонтального, поэтому для приложения дополнительных вертикальных напряжений обычно требуется другая система. Для этого можно использовать регулятор *A* (см. рис. 4.2).

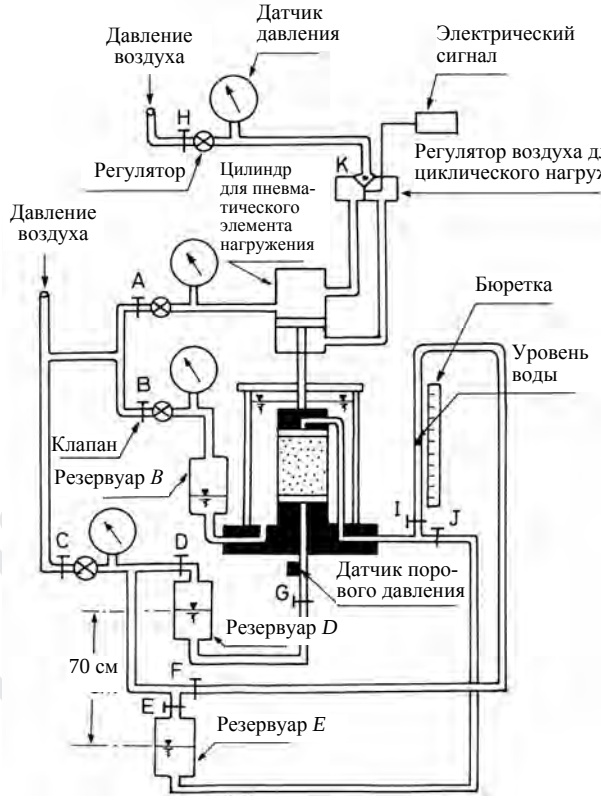


Рис. 4.2. Система нагружения для трехосных циклических испытаний

Вторая система нагружения необходима для подачи в образец воды и создания обратного давления. Вода подается в образец под давлением через основание резервуара *D* (см. рис. 4.2), а резервуар *E* предназначен для приложения обратного давления через верхнюю дренажную линию. Контактная поверхность воды и воздуха в трубке

бюретки служит для контроля объема воды, выходящей из образца во время его консолидации. Поместив резервуары *D* и *E* на одном уровне, можно уравнять величины обратного давления, действующего на верхний торец и основание образца. А если поместить резервуар *D* выше резервуара *E*, например на 70 см, то разницу напора можно использовать для протока воды через образец. Подобная небольшая разница необходима для выведения пузырьков воздуха из образца путем циркуляции воды. Проток воды можно также обеспечить, соединив трубку из резервуара *E* с верхней дренажной линией.

Циклическое осевое напряжение создается с помощью пневматического нагрузочного элемента либо электрогидравлической системы. В пневматической системе регулятор воздуха используется для управления амплитудой и частотой движения нагрузочного поршня. Функциональный генератор подает управляющий сигнал в регулятор. Сигналы, снятые с магнитной ленты через неравные промежутки времени, тоже могут направляться в воздушный регулятор. Нагрузочный поршень приводится в движение сжатым воздухом, который контролируется регулятором воздуха *K* (см. рис. 4.2). Циклический нагрузочный элемент соединяется с поршнем прибора трехосного сжатия и может создать любую волну нерегулярной формы и передать ее на образец грунта, находящийся в камере. Любая последовательность нерегулярных волновых форм, записанная на магнитную ленту или компьютерную дискету, может быть извлечена оттуда как аналоговая команда и передана на нагрузочный элемент, приводимый в движение с помощью давления воздуха.

4.2. Прибор для испытаний на простой сдвиг

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. 4.3 показана одна из моделей такого прибора. Образец, помещенный в резиновую оболочку, опускают в трубу из тефлоновых колец, что позволяет моделировать простой сдвиг путем перемещения образца в боковом направлении. Когда на стадии консолидации к образцу прикладывают вертикальное напряжение, в нем возникает боковое напряжение, определяемое коэффициентом K_0. Если циклическое напряжение прикладывают в недренированных условиях, поровое давление в водонасыщенном образце возрастает до величины, превышающей начальное боковое напряжение, возникшее в состоянии K_0. В этой ситуации резиновая мембрана расширяется и даже слегка выдавливается из верхней плоскости образца. Чтобы из-

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

бежать нежелательных последствий, нужно поместить внутрь камеры прибор простого сдвига (см. рис. 4.3).

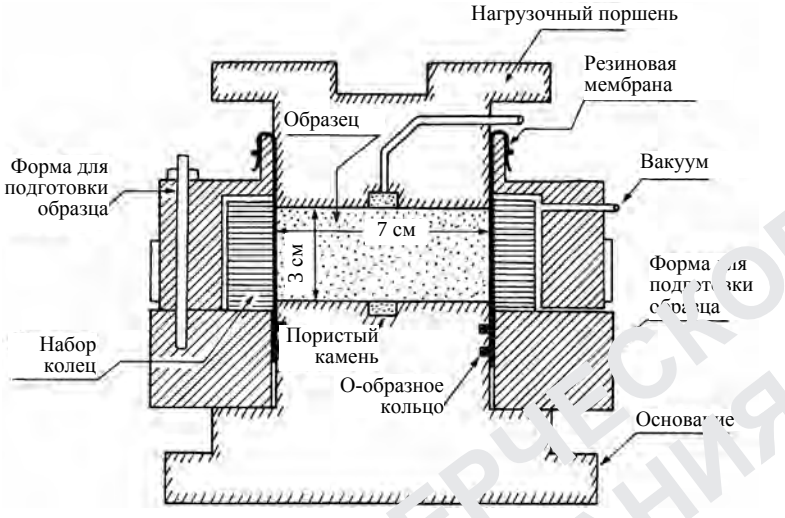


Рис. 4.3. Образцы, заключенные в специальную форму для испытания на простой сдвиг

В процессе испытания на простой сдвиг для проведения изотропной консолидации в камере создают давление, равное по величине вертикальному напряжению. Методику выполнения подобных испытаний описывают 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, оборудование для которых показано на рис. 4.4.

4.3. Прибор для испытаний на сдвиг при кручении

В таком приборе можно испытывать на кручение 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.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

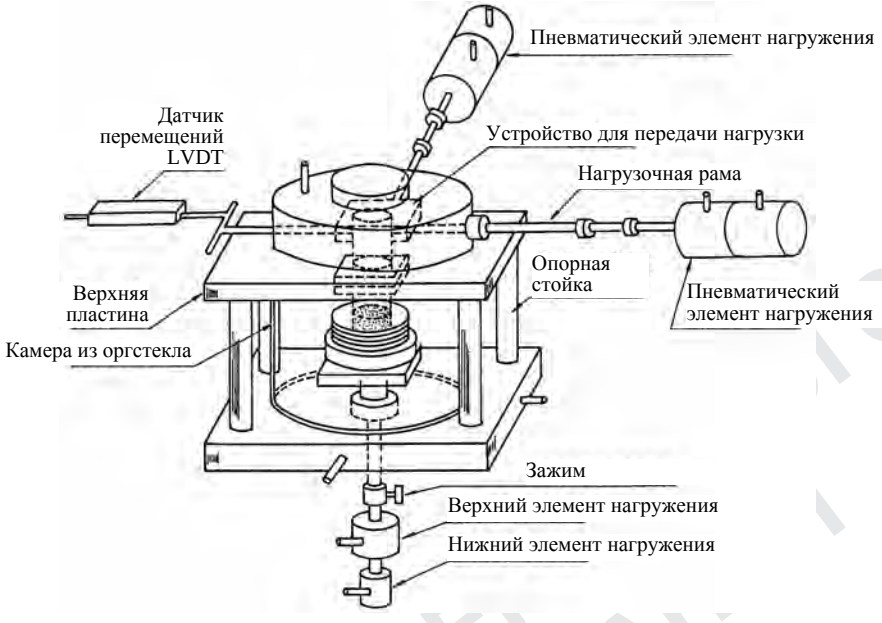


Рис. 4.4. Прибор для испытания на простой сдвиг при нагружении в двух направлениях

Существует несколько моделей таких приборов. В приборе, разработанном в Японии (рис. 4.5), к образцу могут прикладываться четыре компонента напряжения: вертикальное, кручения и два боковых (во внутренней и внешней камерах давления). 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, однако он может не подходить для решения практических задач.

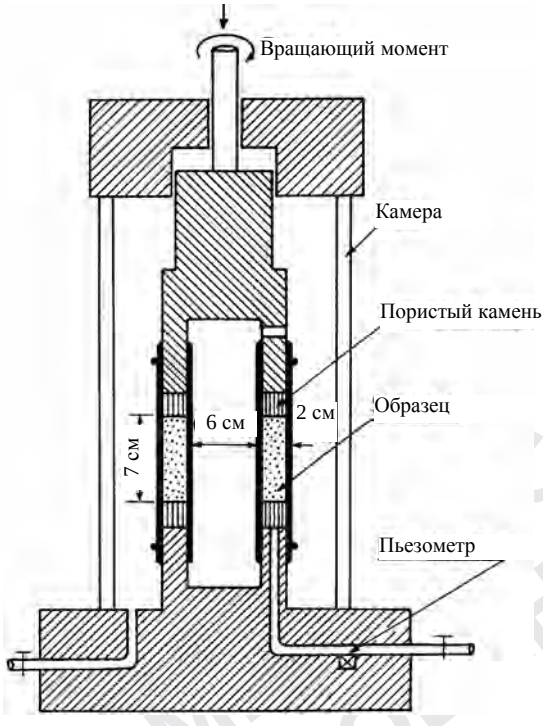


Рис. 4.5. Прибор для испытаний на кручение полых цилиндрических образцов

4.4. Резонансные испытания колонн

В данном испытании сплошная или полая цилиндрическая колонна из образца грунта фиксируется в приборе трехосного сжатия, а затем подвергается продольной вибрации либо вибрации кручения. Частота системы 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 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 демпфиро-

вания 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. Схема наиболее распространенных способов ограничений деформации на концах образца приведена на рис. 4.6. Такие приборы применяют для испытаний, в ходе которых прикладывается вибрация кручения.

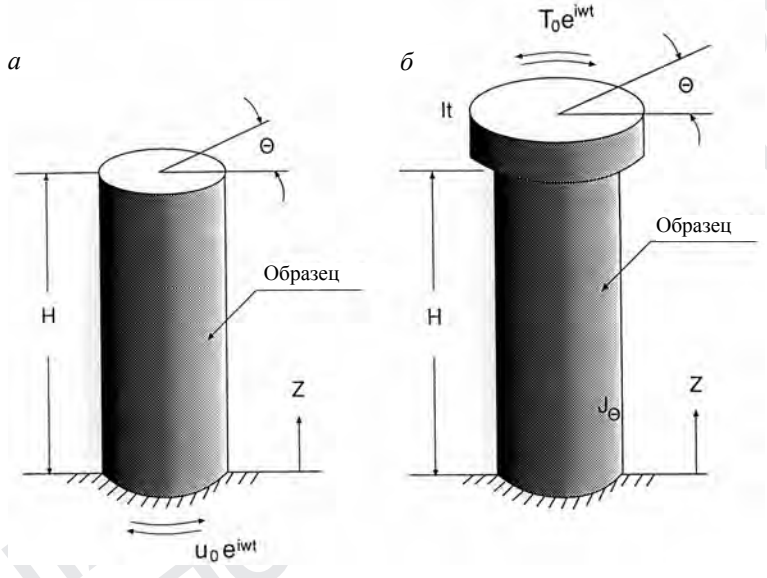


Рис. 4.6. Приборы для резонансного испытания колонн: *а* – вибрация основания при незакрепленной верхней части образца; *б* – вибрация верхней части образца

В модели, показанной на рис. 4.6, *а*, к образцу прикладывается вибрация со стороны основания, а реакция на воздействие фиксируется в его верхней части в виде скорости или ускорения. Такое устройство называется прибором *со свободной фиксацией*, его работа описана Холлом и Ричартом (Hall & Richart, 1963). На рис. 4.6, *б* представлена разновидность прибора со свободной фиксацией, разработанного 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.

Ниже приводится теоретическое обоснование анализа системы «образец – прибор» (ссылки даются на обозначения на рис. 4.6, *б*). Для упрощения анализа предполагается, что испытуемый грунт является упругим. Общее решение волнового уравнения можно представить следующим образом:

$$\theta = Ee^{i\omega(t-z/v_s)} + Fe^{i\omega(t+z/v_s)}, \qquad (4.1)$$

где θ – угол вращения; ω – угловая частота.

Первый член в правой части (4.1) определяет угол вращения, вызванный распространением сдвиговой волны вверх, т. е. в положительном направлении оси координат *z*, второй член уравнения отражает компонент, вызванный распространением волны вниз – в отрицательном направлении оси *z*. Величины *E* и *F* отражают амплитуды сдвиговых волн, распространяющихся снизу вверх и сверху вниз. Эти величины определяют таким образом, чтобы общее решение уравнения (4.1) удовлетворяло граничным условиям

$$\begin{aligned} \theta &= 0 && \text{при Z=0,} \\ \theta &= I_t \frac{\partial^2\theta}{\partial t^2} + GJ_\theta \frac{\partial\theta}{\partial Z} = T_0 e^{i\omega t} && \text{при Z=H,} \end{aligned} \qquad (4.2)$$

где I_t –момент инерции вращения нагрузочной системы на верхнем торце образца; J_θ – полярный момент инерции сечения; T_0 – амплитуда вращающего момента; *G* – модуль сдвига образца.

Второе условие в (4.2) указывает на то, что сопротивление при кручении, вызванное инерцией массы и жесткостью образца, должно быть уравновешено движущей силой, приложенной к верхней части образца. Подставляя (4.1) в граничные условия (4.2), можно определить величины *E* и *F*. Снова подставляя эти константы в (4.1) и принимая *z* = *H*, получим выражение для угла вращения на вершине образца θ:

$$\frac{\theta_t}{\theta_s} = \frac{\sin\left(\frac{\omega H}{V_s}\right) / \frac{\omega H}{V_s}}{\cos\left(\frac{\omega H}{V_s}\right) - \frac{I_t}{I_\theta} \cdot \frac{\omega H}{V_s} \cdot \sin\left(\frac{\omega H}{V_s}\right)}, \qquad (4.3)$$

где $I_\theta = \rho H J_\theta$; θ_s – угловое смещение (угол поворота) верхнего торца образца, если к нему приложить статическое усилие, равное амплитуде T_0.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Угловую частоту в состоянии резонанса можно получить, если в (4.3) ввести условие $\theta_t = \infty$, которое реализуется, когда знаменатель равен нулю:

$$\frac{\omega H}{V_s}\operatorname{tg}\left(\frac{\omega H}{V_s}\right) = \frac{I_\theta}{I_t}. \tag{4.4}$$

Зависимость, приведенная в (4.4), показана на рис. 4.7 для первой частоты (частоты основного тона) в осях $\omega H/V_s - I_\theta/I_t$. Если масса в верхней части образца очень мала (по сравнению с его жесткостью), то, подставив $I_\theta/I_t \to \infty$, получим угловую частоту первой гармоники ω_1:

$$\omega_1 = \frac{\pi}{2}\frac{V_s}{H}. \tag{4.5}$$

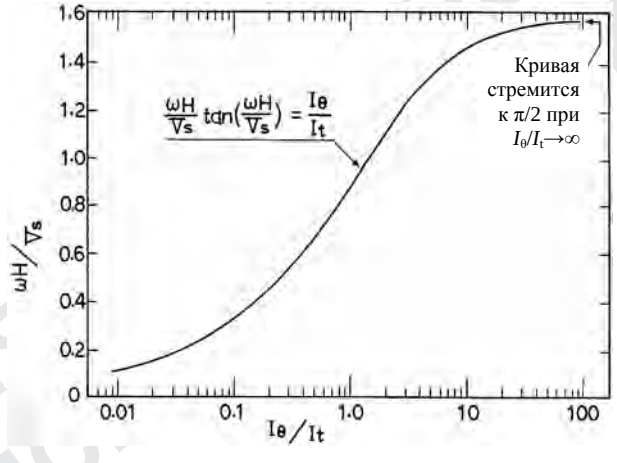


Рис. 4.7. Численный график для I_θ/I_t (Richart, Hall & Wood, 1970)

Это предельное соотношение соответствует испытаниям со свободной фиксацией (см. рис. 4.6, *а*). В общем случае I_θ/I_t принимает конечное значение, и первая угловая частота определяется как функция I_θ/I_t. Предположим, что из рис. 4.7 для данного значения I_θ/I_t получена определенная величина φ_1, тогда резонансная угловая частота определяется как

$$\omega_1 = \varphi_1 \frac{V_s}{H}. \tag{4.6}$$

Перепишем уравнение (4.6) с учетом выражения для резонансной частоты $f_1 = \omega_1/(2\pi)$:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \frac{2\pi}{\varphi_1} f_1 H \,, \tag{4.7}$$

где ρ – удельный вес образца грунта.

Если величина f_1 получена по результатам резонансного испытания колонн, то из уравнения (4.7) можно определить модуль сдвига G:

$$G = \left(\frac{2\pi}{\varphi_1}\right)^2 H^2 f_1^2 \rho \,. \tag{4.8}$$

В приведенных рассуждениях предполагалось, что элемент грунта ведет себя, как упругое тело. Однако известно, что реальный грунт во время рассеивания энергии при приложении циклических нагрузок отличается более или менее нелинейным поведением. Неупругую работу можно достаточно точно представить с помощью линейной вязкоупругой модели, при этом величина нагрузки должна быть ограничена, чтобы не вызывать больших деформаций сдвига. Используя вязкоупругую модель для описания зависимости «напряжение–деформация», можно получить общее решение распространения волны через вязкоупругую среду, как в уравнении (4.1). Дополнительный компонент во втором граничном условии в (4.2) учитывает вязкоупругий эффект. При этом можно также получить выражение для определения угла вращения θ_t верхнего торца образца, когда на него воздействует гармоническая нагрузка $T_0 e^{i\omega t}$.

Из-за сложности математического вывода решение вязкоупругой задачи в данной работе не приводится. Однако необходимо отметить, что вязкость в основном влияет на уменьшение величины амплитуды реакции, а ее воздействие на величину частоты резонанса незначительно. Обычно считают, что частота, определенная по (4.7), при резонансе сохраняет свое значение и для вязкоупругой среды. Когда цилиндрический образец начинает вибрировать с резонансной частотой, амплитуда результирующего движения в основном определяется вязкостью или демпфирующими свойствами материала. В то же время распределение величин угла вращения (или смещения) по высоте образца не зависит существенно от характеристики демпфирования. Характер распределения величин угла вращения можно определить, исследуя длину волны сдвига, с которой она проходит через образец при колебании на резонансной частоте. Используя зависимость из (4.7), длину волны L можно определить следующим образом:

НЕ ПРЕДНАЗНАЧЕНО ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

$$L = \frac{V_s}{f_1} = \frac{2\pi}{\varphi_1} H \,. \qquad (4.9)$$

Предположим, что прибор спроектирован так, что величина I_θ/I_t составляет 0,75. Согласно графику на рис. 4.7, $\varphi_1 = \pi/4$, тогда по уравнению (4.9) $L = 8H$. Это означает, что в состоянии резонанса цилиндрический образец совершает вращательные колебания, испытывая такую деформацию, при которой длина образца равна 1/8 длины волны. На рис. 4.8, *б* показано распределение деформации (в данном случае в сравнении с высотой образца).

Если используется прибор со свободной фиксацией (см. рис. 4.6, *а*), без дополнительной массы в его верхней части, величина I_θ/I_t становится бесконечно большой, а $\varphi_1 = \pi/2$ (см. рис. 4.7). Поэтому, согласно (4.9), $L = 4H$.

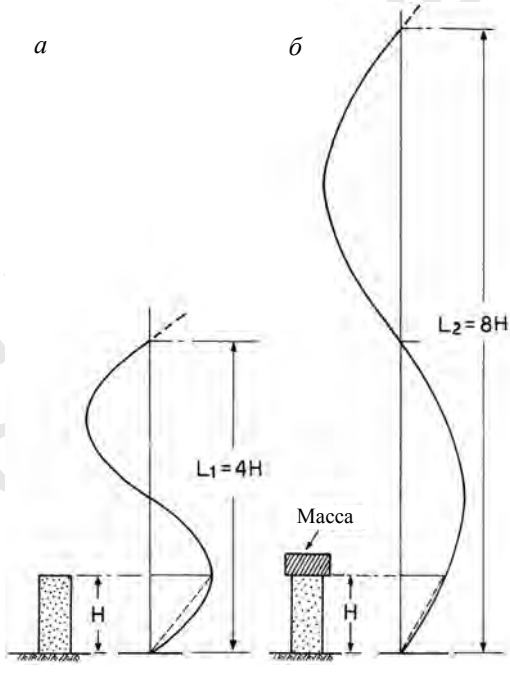


Рис. 4.8. Распределение деформации
по высоте образца в первой форме колебаний

На рис. 4.8, *а* показано распределение смещений по длине образца, характерное для данного случая. Сравнение двух графиков указывает на то, что наличие дополнительной массы в верхней части прибора

для резонансных испытаний колонн приводит к уменьшению резонансной частоты и, следовательно, к увеличению длины волны. На рис. 4.8 пунктиром отмечено линейное распределение деформации внутри испытуемого элемента грунта. 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.

Коэффициент демпфирования образца грунта определяется для каждой ступени увеличения движущей силы путем анализа кривой затухания амплитуды, построенной в фазе свободных колебаний, которая следует после вынужденной вибрации. Предположим, что амплитуда в состоянии свободных колебаний затухает во времени, как показано на рис. 4.9, *а*. Тогда логарифмический декремент затухания Δ_1 будет

$$\Delta_1 = \log\frac{y_1}{y_2} = \log\frac{y_2}{y_3} = ... = \log\frac{y_{N-1}}{y_N}, \tag{4.10}$$

где N – число циклов.

Тогда

$$\begin{gathered}\log y_1 = \Delta_1 + \log y_2,\\ \log y_2 = \Delta_1 + \log y_3,\\ \ldots\\ \log y_{N-1} = \Delta_1 + \log y_N.\end{gathered} \tag{4.11}$$

Складывая эти зависимости, получим

$$\Delta_1 = \frac{1}{N-1}\log\frac{y_1}{y_N}. \tag{4.12}$$

Если построить график логарифма амплитуды в зависимости от количества циклов, как показано на рис. 4.9, *б*, то наклон графика будет равен величине логарифмического декремента Δ_1.

Согласно теории колебаний, логарифмический декремент связан с коэффициентом демпфирования D следующим образом:

$$D = \frac{1}{2\pi}\Delta_1. \tag{4.13}$$

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

При резонансном испытании колонн коэффициент демпфирования D определяется в каждой серии испытаний при различных уровнях амплитуд сдвиговой деформации.

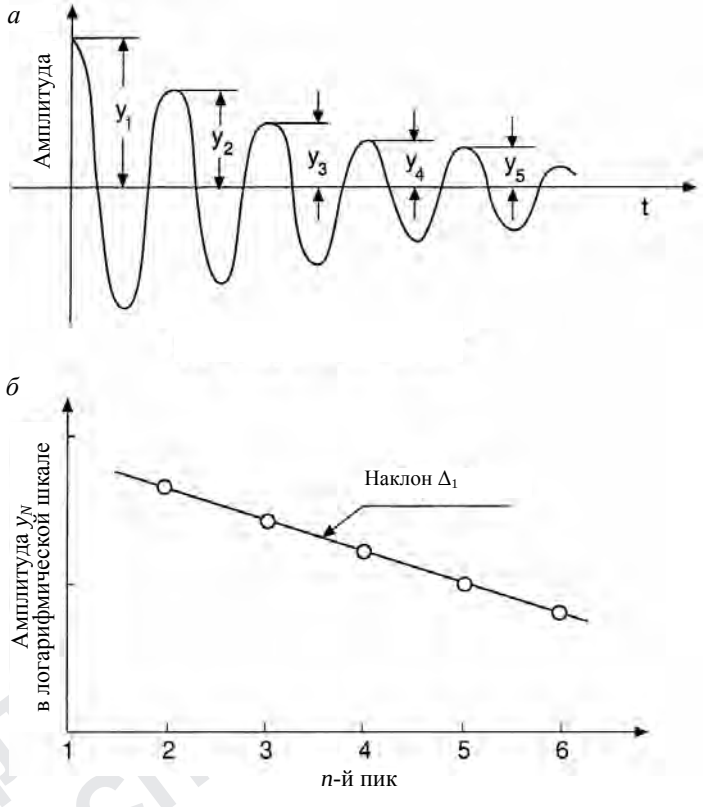


Рис. 4.9. Метод определения коэффициента демпфирования в фазе свободных колебаний: *а* – затухание свободных колебаний; *б* – амплитуда и количество циклов нагружения

На рис. 4.10 показана модель прибора для резонансного испытания колонн, разработанная Шанноном (Shannon et al., 1959). В этой модели на основание сплошного цилиндрического образца действует продольный импульс, а вертикальное перемещение измеряется при помощи кристаллического датчика, расположенного на вершине образца. Образец в этом приборе работает как свободно фиксируемый (см. рис. 4.6, *а*).

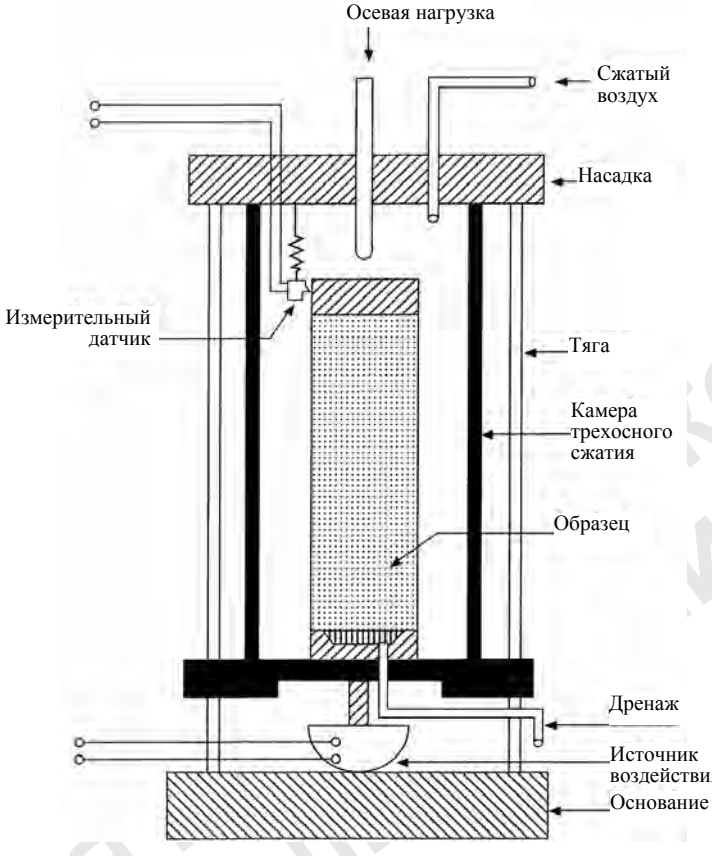


Рис. 4.10. Прибор для резонансных испытаний колонн с источником воздействия в основании (Shannon et al., 1959)

На рис. 4.11 показана модель, спроектированная Дрневичем (Drnevich, 1972), а на рис. 4.12 – модель, разработанная Курибаяши (Kuribayashi et al., 1974). Оба эти прибора создают вибрацию кручения и оснащены блоком движения, расположенным в верхней части полого цилиндрического образца, следовательно, они представляют модель свободной фиксации, показанную на рис. 4.6, *б*.

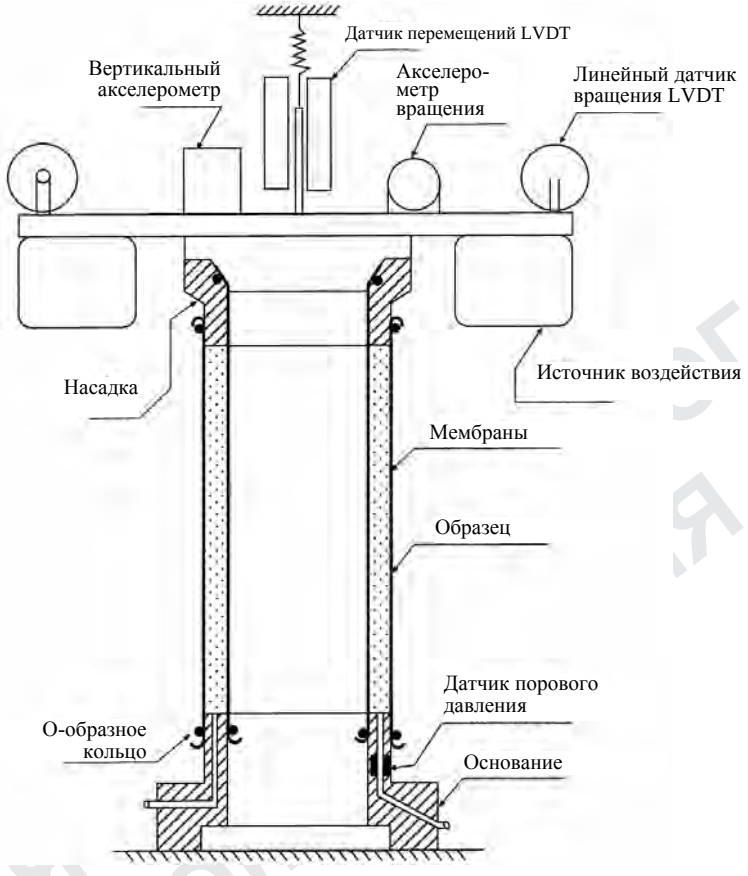


Рис. 4.11. Прибор для резонансных испытаний колонн (Drnevich, 1972)

Резонансное испытание колонн полезно для определения модуля, зависящего от деформации, а также характеристик демпфирования грунтов, однако существуют некоторые ограничения его применения:

1. 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. Следовательно, чтобы получить надежные данные, необходимо действовать очень осторожно.

2. Резонансное испытание колонн может успешно применяться для получения данных о динамических свойствах грунта, причем пределы изменения величин деформации сдвига должны быть меньше 5×10^{-4}.

Рис. 4.12. Прибор для резонансных испытаний колонн (Kuribayashi et al., 1974)

4.5. Метод распространения волны в лабораторных испытаниях

4.5.1. Изгибный элемент (bender element)

Изгибный элемент (бендер-элемент) состоит из двух тонких жестко соединенных пьезокерамических пластин. Когда под действием усилия элемент изгибается, одна из пластин удлиняется, а другая сжимается. В этот момент генерируется электрический импульс. Этот механизм используется в волновом приемнике (рис. 4.13, *а*). С другой стороны, если электрическое напряжение прикладывается извне и приводит в нефазовое движение два элемента, одна из пластин удлиняется, а другая укорачивается, в результате в изгибном элементе возникает изгиб. Этот механизм используется для генерации волн.

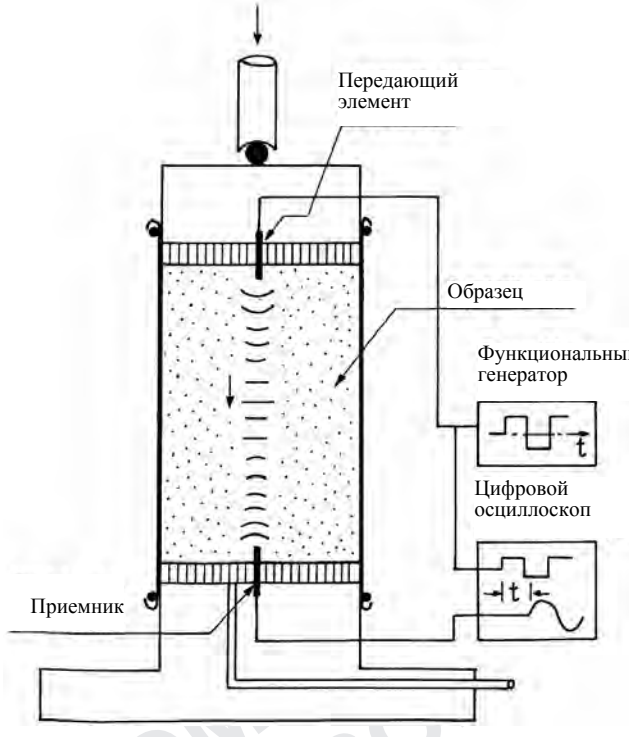


Рис. 4.13. Использование изгибных элементов в приборе трехосного сжатия

При измерении скорости сдвиговой волны с использованием прибора трехосного сжатия один изгибаемый элемент крепится на верхней насадке, а другой – на основании (см. рис. 4.13). Согласно рис. 4.14, толщина элемента обычно составляет 1 мм, ширина – 12 мм, длина – примерно 15 мм. При установке в камеру трехосного сжатия изгибный элемент обоими концами входит в образец и работает как консоль (рис. 4.14, *б*). Когда верхний изгибный элемент приводится в движение, окружающий его 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 осциллоскоп, благодаря чему можно определить время движения волны сдвига. Длину волны принимают равной длине образца за вычетом части изгибных элементов, внедренной в образец. Изгибный элемент может быть также помещен в одометр или прибор для испытаний на прямой сдвиг. Детали подобных механизмов и их установки описываются в работе Дайвика и Мадшуса (Dyvik & Madshus, 1985).

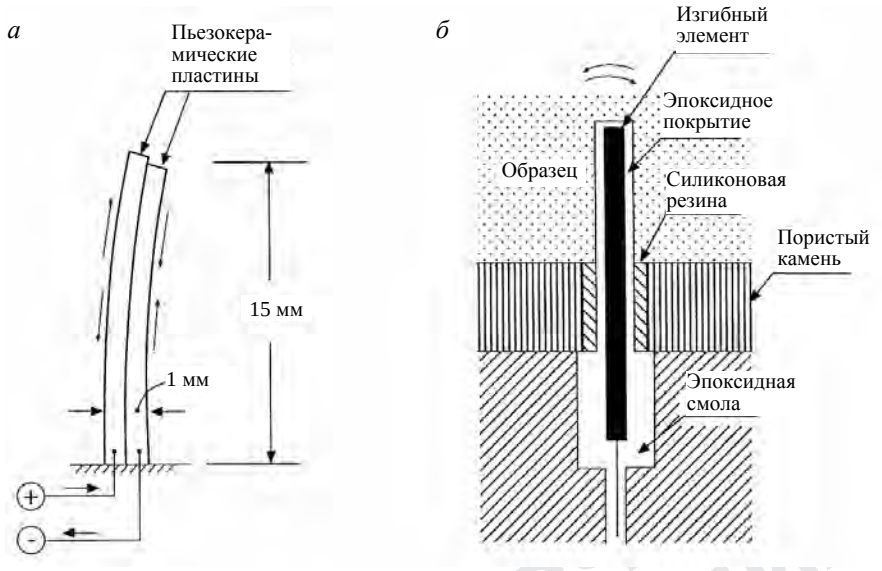


Рис. 4.14. Детали изгибного элемента (Dyvik & Madshus, 1985):
а – изгибный элемент после придания ему импульса;
б – изгибный элемент в приборе для испытания грунтов

Одним из недостатков изгибного элемента является необходимость его защиты от проникновения воды во избежание короткого замыкания, а это достаточно проблематично, особенно при испытании плотных и тяжелых водонасыщенных грунтов. Установка изгибного элемента в такие материалы может нарушить гидроизоляцию. Результаты исследований описываются в работах Виджиани (Viggiani, 1991), Де Альбы и Болдуина (De Alba & Baldwin, 1991).

4.6. Испытания на циклическое нагружение с точными измерениями деформации

4.6.1. Использование датчика с зазором

Можно значительно улучшить точность показаний обычного прибора для испытаний на трехосное сжатие или кручение, оснастив его датчиком смещений, который позволяет проводить точные измерения малых деформаций (порядка 10^{-6}). Такая попытка была предпринята Кокушо (Kokusho, 1980), который разработал прибор для трехосных испытаний, оснащенный высокочувствительным датчиком перемещений, помещаемым в верхней части образца в приборе трехосного сжатия.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Этот датчик, называемый датчиком с зазором или микрозазором, состоит из двух небольших неконтактирующих дисков, в каждый из которых помещена электромагнитная катушка. Даже небольшое изменение расстояния между дисками фиксируется благодаря изменению индукции. Поместив два компонента датчика на некотором расстоянии друг от друга наверху образца и получив средние данные измерения, можно достичь желаемого уровня точности перемещения. С помощью этого датчика можно проводить измерения в диапазоне деформаций сдвига $10^{-6}…10^{-3}$. Чтобы обеспечить точность измерений осевой нагрузки, внутрь камеры трехосного сжатия помещают месдозу. Схема подобного датчика, разработанного Кокушо (Kokusho, 1980), приведена на рис. 4.1.

4.6.2. Использование датчика локальных деформаций

Естественно предположить, что, используя датчик с зазором, мы переоцениваем величину деформации сдвига, поскольку сложно осуществить идеальный контакт между испытуемым образцом и концевыми пластинами (верхней насадкой и основанием). Измерительную погрешность, возникающую вследствие неидеального контакта, обычно называют *ошибкой прилегания*. Неплотное прилегание приводит к переоценке деформации, измеренной при помощи датчика с зазором. Татсуока и Шибуя (Tatsuoka & Shibuya, 1991) указывали, что при проведении испытаний на образцах слабых глин влияние ошибки прилегания незначительно, однако она играет решающую роль при испытании жестких грунтов и слабых скальных пород.

Альтернативная технология была разработана Гото (Goto et al., 1991) для измерения малых деформаций осадочных скальных пород в приборе трехосного сжатия. Прибор, называемый *датчиком локальных деформаций* (LDT), состоит из тонкой изогнутой бронзовой пластины, по обеим сторонам которой приклеены датчики деформаций (рис. 4.15). Изогнутая пластина крепится при помощи стальных шарниров, зафиксированных на боковой поверхности образца. Считается, что этот датчик позволяет точно измерять деформацию сдвига даже при незначительных величинах деформации (порядка 10^{-7}). Однако применение датчиков локальных деформаций ограничивается испытаниями в условиях монотонного нагружения, где напряжения прикладываются медленно.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

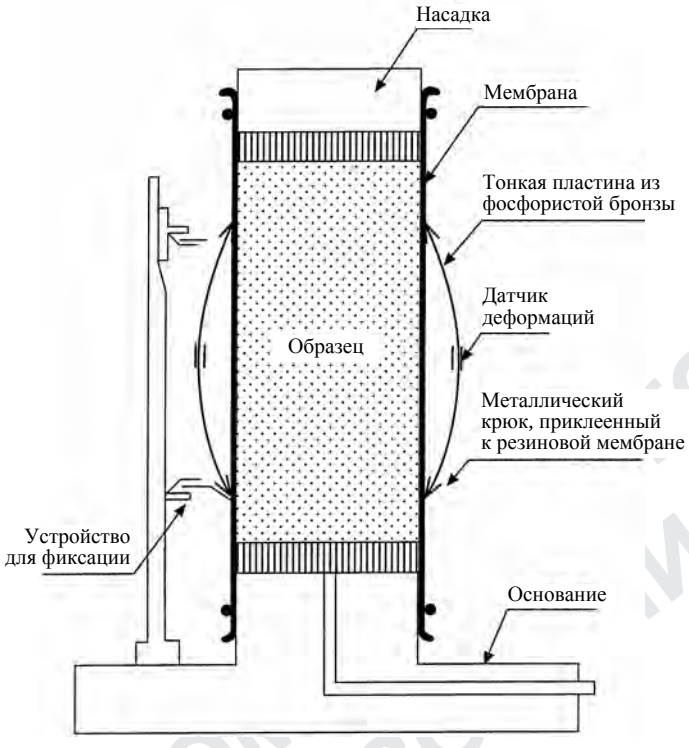


Рис. 4.15. Датчик локальных деформаций (Goto et al., 1991)

Тем не менее, Татсуока и Шибуя (Tatsuoka & Shibuya, 1991) указывали на совпадение модулей малой деформации, полученных в ходе резонансных испытаний колонн и испытаний на медленное монотонное нагружение с использованием LDT. Следовательно, логично утверждать, что динамический модуль грунта при малых деформациях можно получить в ходе монотонного статического нагружения, но при условии точного измерения деформации сдвига с помощью датчика локальных деформаций или другого прибора с такими же техническими характеристиками.

Список литературы

De Alba, P. and Baldwin, K.C. (1991). Use of bender elements in soil dynamics experiments. Recent Advances in Instrumentation, Data Acquistion and Testing in Soil Dynamics, Geotechnical Special Publication No. 29, ASCE, pp. 86-101.

Drnevich, V.P. (1972). Undrained cyclic shear of saturated sand. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 98, SM8, pp. 807-25.

Dyvik, R. and Madshus, C. (1985). Lab measurements of Gmax using bender elements. Proceedings ASCE Annual Convention, Advances in the Art of Testing Soils under Cyclic Conditions, Detroit, pp. 186-96.

Goto, S., Tatsuoka, F., Shibuya, S., Kim, Y.S., and Sato, T. (1991). A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory. Soils and Foundations 31(1), pp. 169-80.

Hall, J.R. and Richart, F.E. (1963). Dissipation of elastic wave energy in granular soils. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 89, SM6, pp. 27-56.

Hardin, B.O. (1965). The nature of damping in sands. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 91, SMI, pp. 63-97.

Ishihara, K. and Yamazaki, F. (1980). Cyclic simple shear tests on saturated sand in multidirectional loading. Soils and Foundations, 20 (1), pp. 45-59.

Ishihara, K. and Towhata, I. (1983). Sand response to cyclic rotation of principal stress directions as induced by wave loads. Soils and Foundations, 23(4), pp. 11-26.

Kokusho, T. (1980). Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range. Soils and Foundations, 20(2), pp. 45-60.

Kuribayashi, E., Iwasaki, T., Tatsuoka, F., and Horiuchi, S. (1974). Dynamic deformation characteristics of soils—measurements by the resonant column test device. Report of the Public Works Research Institute, Japan, No. 912 (in Japanese).

Richart, F.E., Hall, J.R., and Woods, R.D. (1970). Vibration of soils and foundations. Prentice Hall.

Shannon, W.L., Yamane, G., and Dietrich, R.J. (1959). Dynamic triaxial tests on sand. Proceedings of the 1st Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, Vol. 1, pp. 473-86.

Tatsuoka, F. and Shibuya, S. (1991). Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests. Proceedings of the 9th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Bangkok, Vol. 2, pp. 101-77.

Towhata, I. and Ishihara, K. (1985). Undrained strength of sand undergoing cyclic rotation of principal stress axes. Soils and Foundations, 25(2), pp. 135^47.

Viggiani, G. (1991). Dynamic measurements of small strain stiffness of fine grained soils in the triaxial apparatus. Experimental Characterization and Modelling of Soils and Soft Rocks, Proceedings of the Workshop in Napoli, pp. 75-97.

НЕ ТИПОГРАФСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

5

ПОЛЕВЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ГРУНТОВ ПУТЕМ НАБЛЮДЕНИЯ ЗА РАСПРОСТРАНЕНИЕМ ВОЛН

5.1. Исследование грунтов отраженными волнами

Когда волна проходит через границу двух сред, имеющих разную жесткость, согласно закону Снелла (рис. 5.1), направление ее распространения изменяется. Если угол падения волны ψ_1 меньше критического угла ψ_c , волна преломляется и распространяется во второй среде под углом ψ_2, который больше ψ_1 (мы предполагаем, что во второй среде волна распространяется быстрее). Если наклонная волна доходит до границы сред под углом, большим ψ_c , она отражается в первую среду под тем же углом к вертикали ψ_R (рис. 5.2).

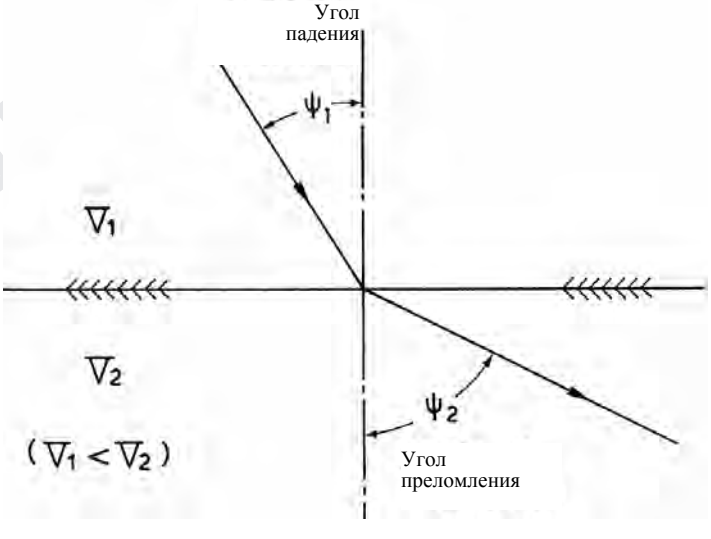


Рис. 5.1. Преломление волны на границе сред

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ЗОВАНИЯ

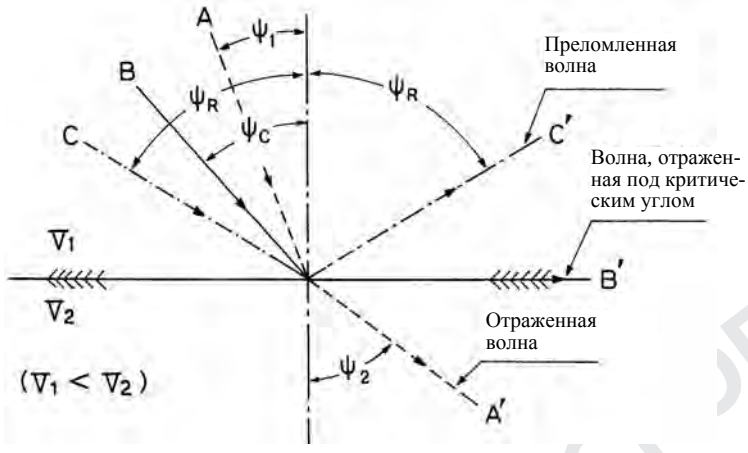


Рис. 5.2. Критический угол падения ψ_c, определяющий границу между отражением и преломлением

Инструментом исследования являются преимущественно отраженные *P*-волны (продольные волны, или волны сжатия). Они быстрее и прибывают первыми, следовательно, их легче обнаружить в точке наблюдения на поверхности грунта. При сейсмическом исследовании грунтовой толщи отраженными волнами (см. рис. 5.3) измеряется время прибытия t_d продольной волны, движущейся по прямой траектории от источника *A* к точкам *B′*, *C′*, *D′*. Такая волна называется продольной. Скорость ее распространения V_1 в поверхностных слоях вычисляют по формуле

$$V_1 = \frac{x}{t_d}, \tag{5.1}$$

где *x* – расстояние от точки *A* до *B′*, *C′*, *D′*.

Другое направление движения – от источника *A* к точкам *B*, *C*, *D* и обратно к точкам *B′*, *C′*, *D′*. Время распространения волны t_r по этой траектории вычисляется по формуле

$$t_r = \frac{\sqrt{x^2 + 4H^2}}{V_1}, \tag{5.2}$$

где *H* – толщина поверхностного слоя грунта.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

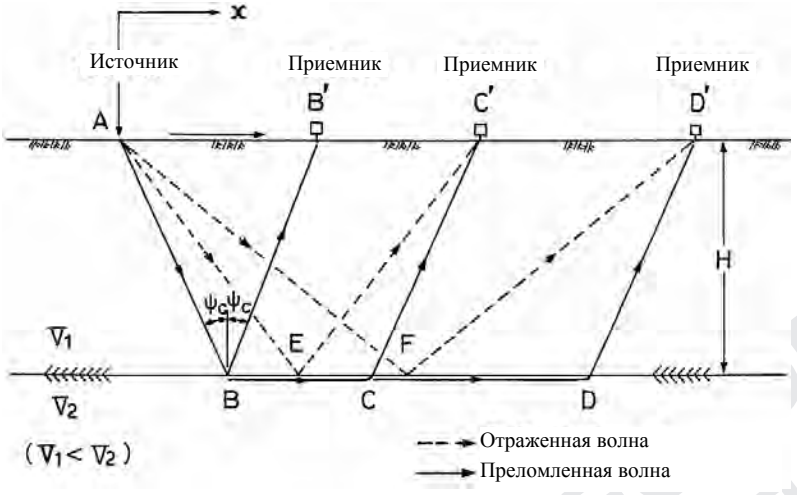


Рис. 5.3. Траектории распространения волн отражения и преломления (Richart et al., 1970)

При проведении исследований в полевых условиях приемник перемещают по поверхности от точки B' до точки D' и строят кривую «время распространения волны – расстояние». Схематично эта кривая показана пунктирной линией на рис. 5.4. Определив ординату этой кривой при $x = 0$, можно рассчитать толщину поверхностного слоя H, зная величину V_1, заданную уравнением (5.1).

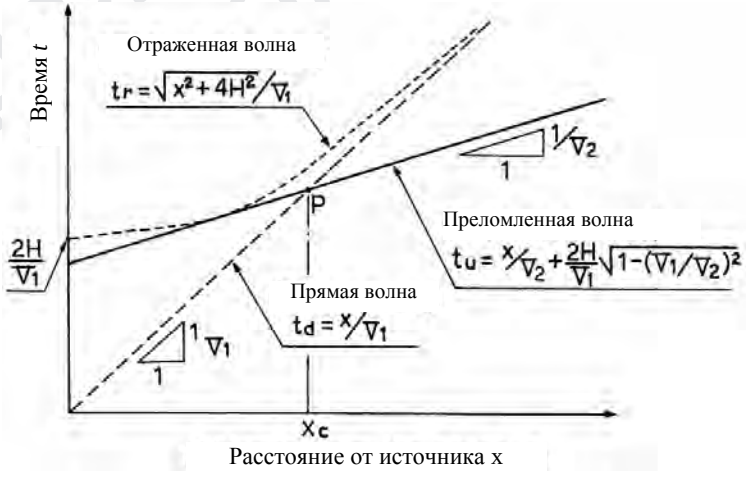


Рис. 5.4. Графики времени распространения прямых, отраженных и преломленных волн

Одним из ограничений применения этого метода является то, что отраженная продольная *P*-волна всегда прибывает на приемник позже, чем прямая волна. Поэтому часто достаточно сложно точно определить время прибытия отраженной волны. Метод отражения применялся для исследования формаций скальных пород, расположенных на глубине от нескольких сотен метров до нескольких километров. Он также может использоваться для исследования слоев грунта на морском дне. Этот метод был недавно усовершенствован для исследования грунтов на небольшой глубине.

5.2. Исследование грунтов преломленными волнами

Этот метод является самым простым и наиболее распространенным способом определения обобщенного геологического разреза грунтов и скальных пород. В этом случае на поверхность грунта воздействует энергия удара или взрыва, и фронт ее распространения фиксируется в точке, находящейся на некотором расстоянии от источника. Зная расстояние и время прибытия волны, можно вычислить скорость ее распространения (Ballard & Mclean, 1975). Поскольку при использовании данного метода рассматриваются преломленные волны, он применяется для исследования слабых поверхностных слоев грунта, подстилаемых более жесткими отложениями или скальными породами, благодаря которым волны преломляются.

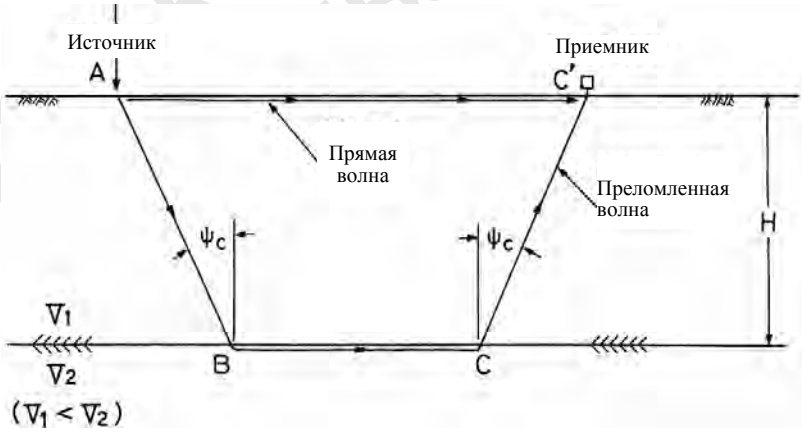


Рис. 5.5. Траектория распространения преломленной волны

Основная идея этого метода показана на рис. 5.5, где V_1 и V_2 – скорости распространения волн через поверхностные и глубинные слои. Переменная H означает толщину поверхностного слоя. Когда в точке A возникает импульс, волны генерируются и распространяются во

всех направлениях, но наиболее важными являются волна, движущаяся по поверхности и прибывающая в точку C', и волна, идущая в глубину к точке B и прибывающая в точку C' после движения вдоль границы сред и прохождения через точку C. Первая волна называется *прямой*, вторая – *преломленной*. Время распространения прямой волны t_d вычисляется по формуле (5.1).

Для вычисления времени распространения преломленной волны необходимо знать критический угол падения ψ_c, под которым волна преломляется в точке B и продолжает распространяться в сторону точки C по траектории B–C. Обозначим направление падения и преломленной волны ψ_1 и ψ_2, как на рис. 5.1. Тогда, по закону Снелла, углы ψ_1 и ψ_2 связаны с зависимостью между скоростью распространения волны в двух контактирующих средах следующим образом:

$$\frac{\sin\psi_1}{\sin\psi_2} = \frac{V_1}{V_2}. \tag{5.3}$$

Для преломленной волны, распространяющейся по траектории вдоль границы сред, угол преломления равен $\psi_2 = 90^o$. Тогда критический угол падения будет

$$\sin\psi_c = \frac{V_1}{V_2}. \tag{5.4}$$

Это означает, что из многих волн, распространяющихся от источника A, только волна, приходящая в точку B под углом ψ_c, после преломления продолжает движение вдоль границы сред в нижней среде. Волна, критически преломленная под углом ψ_c, не может быть прямо обнаружена в какой-либо точке на поверхности, поскольку она дальше движется в горизонтальном направлении. Однако, согласно теории распространения упругих волн, во время движения вдоль границы сред преломленная волна создает возмущения, которые порождают волну, распространяющуюся вверх в верхнем слое. Эта новая волна называется *головной*. Она распространяется со скоростью V_1 под углом 90°–ψ_c к границе сред. Прибытие головной волны на поверхность может фиксироваться на любом расстоянии от источника, большем $2H\text{tg}\psi_c$. Волна, которая обнаруживается на расстоянии от источника, меньшем $2H\text{tg}\psi_c$, представляет собой фронт отраженной волны, показанной на рис. 5.3 (между точками A и B').

Возвращаясь к графику на рис. 5.5, можно легко найти выражение для времени распространения волны t_u, движущейся по траектории $ABCC'$:

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

$$t_u = \frac{H}{V_1 \cos\psi_c} + \frac{x - 2Htg\psi_c}{V_2} + \frac{H}{V_1 \cos\psi_c}, \qquad (5.5)$$

где V_2 – скорость распространения сдвиговой волны в нижней среде.

Отметим, что скорость распространения преломленной волны, имеющей критический угол, должна приниматься как V_2, так как она движется в нижней среде вдоль границы сред. Поскольку предполагается, что скорость распространения волны в нижней среде выше, чем в поверхностной, время прохождения волны от B до C должно быть существенно меньше. Именно по этой причине головная волна доходит до приемника быстрее, чем прямая. Используя уравнение (5.4), можно выразить критический угол ψ_c как функцию V_1/V_2 и, следовательно, опустить ψ_c в уравнении (5.5). Перепишем формулу для определения t_u:

$$t_u = \frac{x}{V_2} + 2H\sqrt{\frac{1}{V_1^2} - \frac{1}{V_2^2}}. \qquad (5.6)$$

В графической форме уравнение (5.6) будет представлять прямую линию с наклоном $1/V_2$, пересекающую ось t_u в точке с ординатой $2H\sqrt{1/V_1^2 - 1/V_2^2}$, как показано на рис. 5.4. На этом же рисунке представлен график прямой волны в соответствии с уравнением (5.1). Из рисунка видно, что при небольшом расстоянии от источника первой прибывает прямая волна, а за ней – отраженная. Если же расстояние от источника достаточно велико, то сначала прибывает преломленная волна, а затем – прямая. Расстояние x_c называют дистанцией до точки одновременного вступления прямой и преломленной волны (crossover distance). Полагая, что $t_d = t_u$, из уравнений (5.1) и (5.6), можно получить выражение для x_c:

$$x_c = 2H\sqrt{\frac{V_2 + V_1}{V_2 - V_1}}. \qquad (5.7)$$

На практике при исследовании грунтов преломленными волнами можно успешно контролировать прибытие волны, зафиксировав источник колебаний в определенной точке и передвигая приемник вдоль линейного ряда на поверхности грунта. Строя графики времени прибытия прямой и преломленной волн в зависимости от расстояния до источника, можно получить кривые распространения волн (см.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

рис. 5.4). Определив угол наклона двух этих линий, вычисляют величины V_1 и V_2. Из того же графика можно получить величину x_c. Подставив x_c в (5.7), определяют толщину поверхностного слоя H.

Приведенная концепция позволяет описывать распространение как сдвиговых, так и продольных волн. Хорошо известно, что продольные волны всегда распространяются с большей скоростью, чем сдвиговые. Каким бы ни был импульс, исходящий от источника, всегда образуются обе эти волны, следовательно, в записях приемника всегда содержатся данные об их прибытии, а также шумы неизвестного происхождения.

В данных условиях довольно трудно определить точное время прибытия отраженной сдвиговой волны, поскольку она всегда приходит после продольной волны. Гораздо легче выявить время распространения продольной волны, так как она всегда фиксируется на приемнике первой. Поэтому описанный метод исследования грунтов преломленными волнами повсеместно применяется на практике только для продольных волн.

5.3. Прямой и обращенный сейсмический каротаж (Downhole and uphole methods)

Прямой и обращенный сейсмический каротаж используют для наблюдения за распространением продольных и сдвиговых волн в вертикальном направлении в грунте вблизи пробуренных скважин. Обращенный сейсмический каротаж (uphole method) заключается в генерировании волн в определенной точке скважины и фиксации их прибытия на поверхность. Источником волн является, как правило, взрыв, производимый в скважине и порождающий одновременно сдвиговые и продольные волны (*S*-волны и *P*-волны). Прибытие этих волн фиксируется несколькими приемниками, размещенными в определенном порядке на поверхности грунта. В грунтах, имеющих низкую или среднюю жесткость, *P*-волны распространяются гораздо быстрее, чем *S*-волны, что и фиксируется датчиком. При рассмотрении жестких грунтов или скальных пород различие в скоростях распространения двух этих волн незначительно, поэтому трудно выделить данные о прибытии сдвиговой волны.

При использовании прямого сейсмического каротажа (downhole method) к стенке скважины прикрепляют сейсмоприемник (геофон) или гидрофон (рис. 5.6), чтобы записывать время прибытия фронта волны, движущейся вниз от источника, расположенного на поверхности грунта. В качестве источника используют деревянный щит, закрепленный на поверхности, по которому ударяют ручным моло-

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

том. Удар в горизонтальном направлении порождает горизонтально поляризованную сдвиговую волну. Продольная волна генерируется с помощью вертикального удара или резкого опускания груза на щит. Геофон последовательно опускают на необходимую глубину, при этом каждый раз на поверхности создается волна. Подобное исследование можно эффективно проводить в условиях плотной городской застройки, при ограниченном пространстве для испытаний. Этот метод широко используется в Японии, поскольку его можно совмещать с бурением и испытанием на стандартную пенетрацию (SPT).

Полученные данные обычно наносят на график в осях времени и расстояния от источника. На рис. 5.7 приводится типичный пример записи данных о продольных и сдвиговых волнах, полученных путем прямого сейсмического каротажа. Соединив опытные точки в нескольких сегментах, можно схематически представить скорость распространения волн и толщину каждого слоя. В этой же скважине определялись характер напластования грунтов и проводились SPT-испытания (см. рис. 5.7). Как видно из рисунка, минимальная толщина слоя грунта, которую можно идентифицировать, используя данный метод, составляет порядка 2…3 м, а большинство данных представляют собой осредненные величины скорости в нескольких тонких слоях.

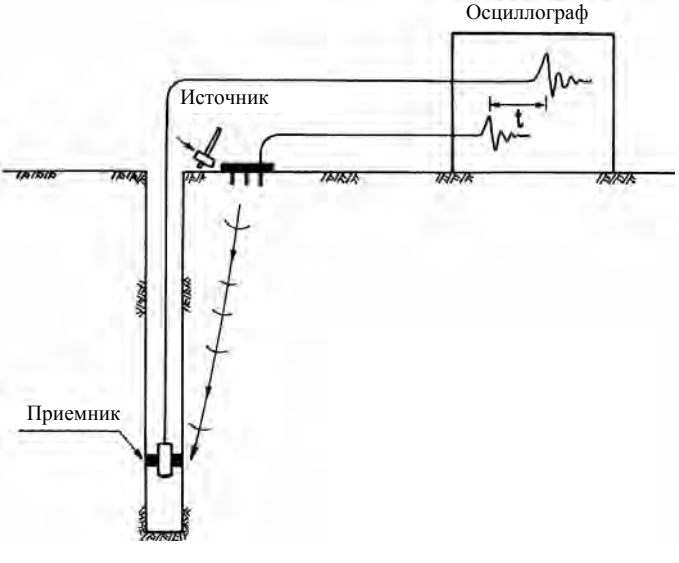


Рис. 5.6. Схема прямого сейсмического каротажа (downhole method)

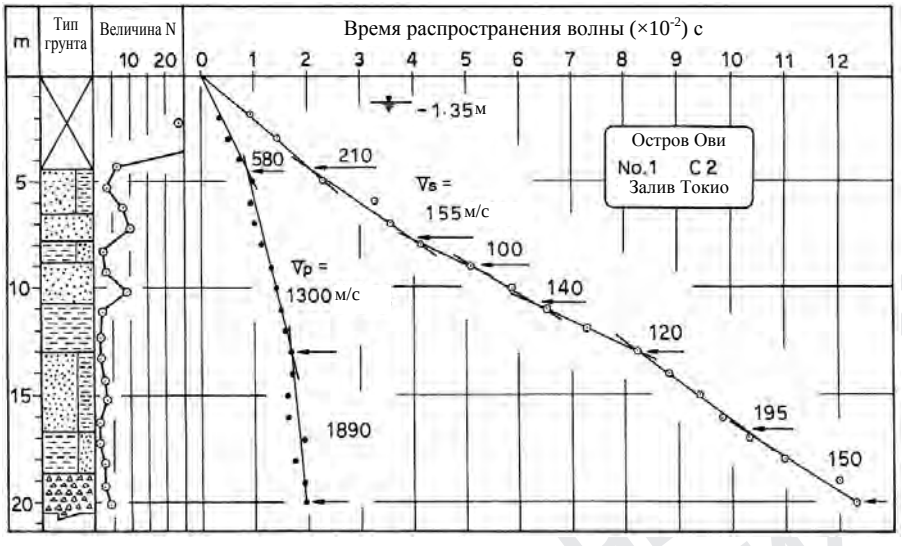


Рис. 5.7. Пример измерения скорости волн с помощью метода прямого сейсмического каротажа (downhole method)

5.4. Метод межскважинного просвечивания (Crosshole method)

При использовании метода межскважинного просвечивания сдвиговая волна или волна сжатия генерируются источником импульсов, находящимся в одной скважине, а ее распространение в горизонтальном направлении фиксируется датчиками, расположенными на одной линии в двух или трех соседних скважинах. Схема испытания приведена на рис. 5.8.

Энергия импульса в источнике создается несколькими способами. При параллельном проведении SPT-испытаний волна сжатия генерируется падением молота на дно скважины. Генерация сдвиговой волны осуществляется с помощью специальной системы, состоящей из анкера и молота, размещенных внутри скважины. Это приспособление опускается на тросе на нужную глубину и крепится к стенке скважины специальными зажимами. При падении молота на закрепленный анкер генерируется сдвиговое движение, направленное вниз. К этой системе можно прикрепить специальное приспособление, позволяющее осуществлять удары, направленные вверх. Таким образом, вертикально ориентированный импульс можно приложить в скважине как в верхнем, так и в нижнем направлении.

В соседних скважинах геофоны, записывающие вертикальную

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

скорость, плотно прикреплены к стенкам на той же высоте, на которой расположен анкер в скважине-источнике. Когда молот опускается на анкер, сигналы из геофонов записываются и сохраняются на осциллографе. Разницу во времени распространения волны, зафиксированную двумя соседними геофонами, используют для вычисления скорости сдвиговой волны. На ранних стадиях развития подобных технологий считалось, что метод межскважинного просвечивания может применяться для получения величины модуля как функции деформации сдвига (Auld, 1977; Troncoso et al., 1977; Grant & brown, 1981), однако на практике это не использовалось.

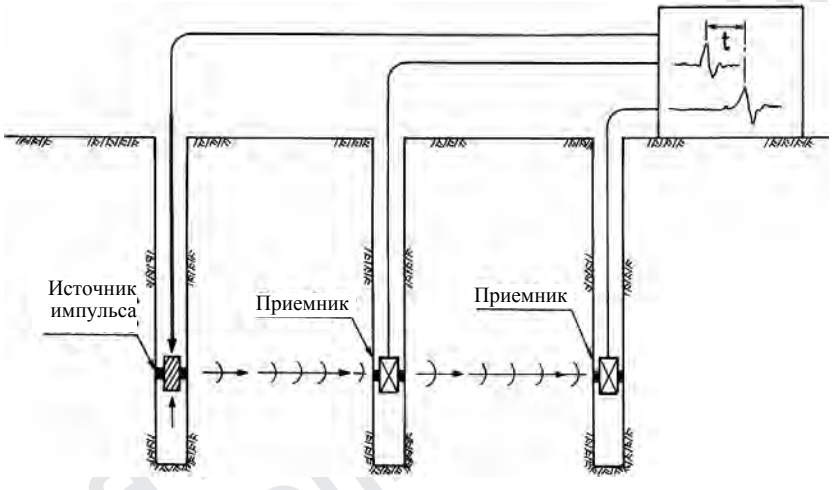


Рис. 5.8. Схема межскважинного просвечивания

При выборе расстояния между скважинами руководствуются следующим: расстояние должно быть достаточно большим, чтобы возникало ощутимое различие во времени распространения волн, и достаточно малым, чтобы уменьшить возможность «вторжения» внешней преломленной волны из соседних слоев грунта. Как правило, расстояние между скважинами составляет 2…5 м. Преимущество метода межскважинного просвечивания состоит в том, что он может использоваться для определения величин модулей отдельных слоев грунта при их горизонтальном напластовании. Однако обычно стоимость подобного исследования достаточно велика, так как нужно пробурить более трех скважин. Детальное описание метода межскважинного просвечивания приводится в работах Stokoe & Wood (1972), Stokoe & Richart (1973), Anderson & Wood (1975), Hoar & Stokoe (1978).

НЕ ДЛЯ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

5.5. Метод испытания подвесным зондом

Измерение скорости с помощью подвесного зонда – относительно новый метод, разработанный японской компанией Ойо (Ogura, 1979; Ogura, 1988; Kitsunezaki, 1982). Основной принцип применения данной технологии показан на рис. 5.9. Как известно, если элемент среды перемещается в полупространстве в горизонтальном направлении, возникают сдвиговые волны, распространяющиеся во всех направлениях. На рис. 5.9 показаны две типичные сдвиговые волны – горизонтальная и вертикальная. Волны сжатия также генерируются во всех направлениях (на рис. 5.9 показана волна, распространяющаяся в горизонтальном направлении). Цель испытания подвесным зондом – фиксация распространения горизонтально поляризованной сдвиговой волны, движущейся в массиве грунта в вертикальном направлении.

На практике для измерения скорости волны подвесной зонд опускают на тросе в скважину, заполненную водой. Зонд состоит из источника и геофонов с гибким изоляционным цилиндром между ними (рис. 5.10). Волны, генерируемые источником, записываются геофонами, находящимися на расстоянии 1 м друг от друга. В классической модели длина зонда составляет 7 м, а центральная точка геофонов расположена на расстоянии 5 м от нижнего конца зонда. Всю систему центрируют, чтобы зонд нигде не касался стенки скважины.

Импульс от источника сначала передается в жидкость в скважине. Затем соседние со стенкой скважины слои грунта перемещаются в горизонтальном направлении вместе с движущейся водой (рис. 5.10). Сдвиговая волна перемещается вертикально через слои грунта. В это время жидкость вынуждена двигаться горизонтально вместе с прилегающими слоями грунта, соответственно, волна, распространяющаяся в жидкости, имеет ту же скорость, что и волна, распространяющаяся в грунте. Когда сдвиговая волна приходит в точку приема, одновременно с ней в эту же точку прибывает горизонтальная волна, распространяющаяся в жидкости. Таким образом, наблюдая с помощью геофонов за движением жидкости, можно измерить время распространения сдвиговой волны и, следовательно, скорость ее распространения.

НЕДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

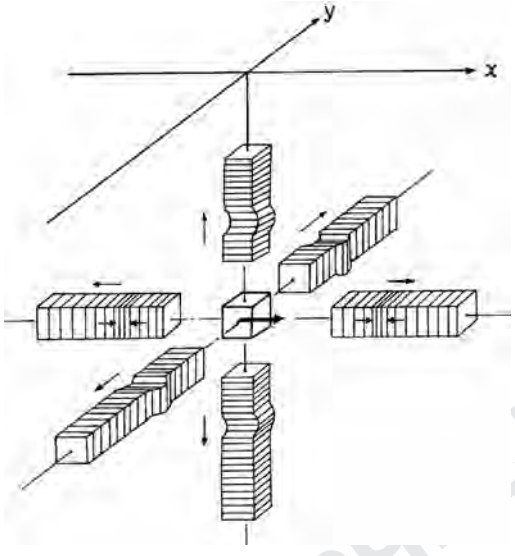


Рис. 5.9. Деформация грунта в полупространстве
в результате воздействия горизонтального импульса

Когда источник создает импульс, практически трудно генерировать только сдвиговую волну, поскольку всегда образуется волна сжатия, которая чаще всего движется в вертикальном направлении через жидкость в скважине. Эта волна называется трубной (tube wave) и зачастую является источником помех в приемниках. Уменьшить воздействие трубной волны можно с помощью специального приспособления для источника колебаний. Не менее эффективным является помещение на пути распространения трубной волны препятствия, которое трудно обойти, поскольку большая часть энергии волны отражается от препятствия. В качестве препятствия используется изоляционный цилиндр, называемый фильтрационной трубой, состоящий из резиновой трубки, заполненной сжатым воздухом. Его устанавливают в центре подвесного зонда (рис. 5.10).

Эксперименты показали, что, даже если фильтрационная труба меньше поперечного сечения скважины, она все равно очень эффективно препятствует прохождению трубной волны и таким образом уменьшает шум. Поэтому ко времени прибытия сдвиговой волны на приемник, большинство шумов уже подавлено, и на два геофона в точке приема передается чистый сигнал сдвиговой волны. Кроме того, система геофонов спроектирована таким образом, что она имеет такую же плотность, как окружающая ее жидкость в скважине, а сам геофон может свободно перемещаться, не создавая силы инерции при взаимодействии с жидкостью.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

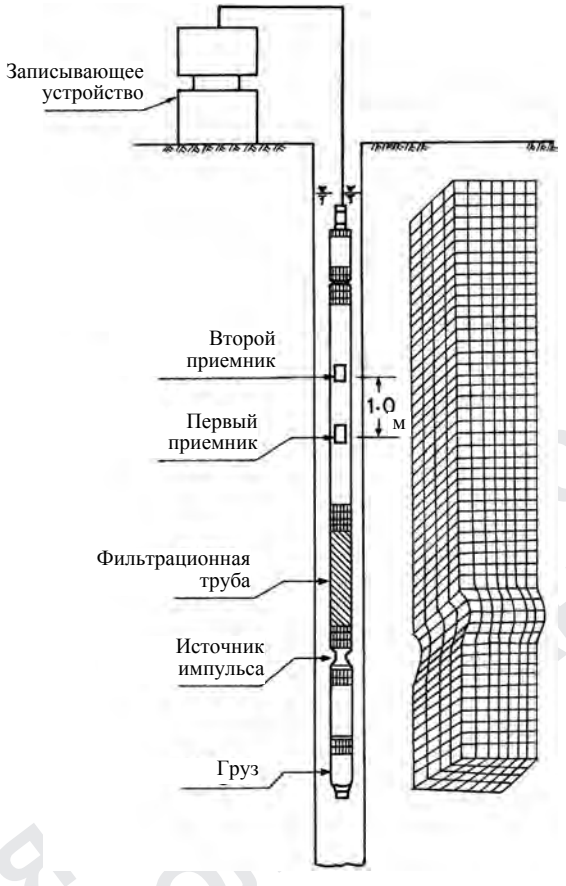


Рис. 5.10. Измерение скорости при помощи подвесного зонда (Nigbor & Imai, 1994)

На практике импульс генерируется электрическим устройством в одном горизонтальном направлении, а движение в том же направлении фиксируется геофонами. Затем источник импульса активируется в противоположном направлении, и измеряется результирующий горизонтальный сигнал. На рис. 5.11 схематично показаны деформация слоя грунта вследствие воздействия сдвиговой волны и результаты, записанные двумя приемниками, расположенными на расстоянии 1 м друг от друга. Парные записи волн, поляризованных в разных направлениях, четко фиксируются, что позволяет точно выявить время прибытия волны в две точки приема (рис. 5.12).

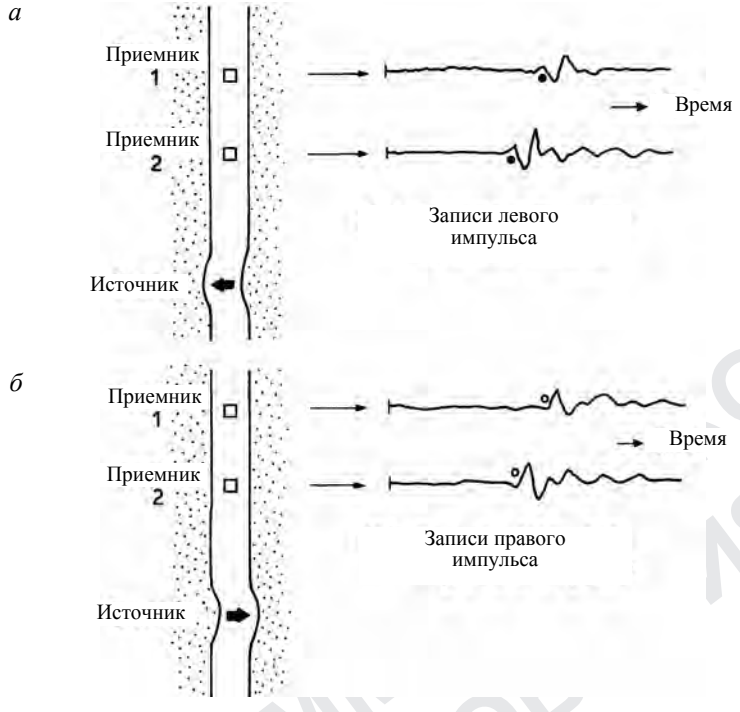


Рис. 5.11. Наблюдение за фронтами распространения волн методом испытания подвесным зондом

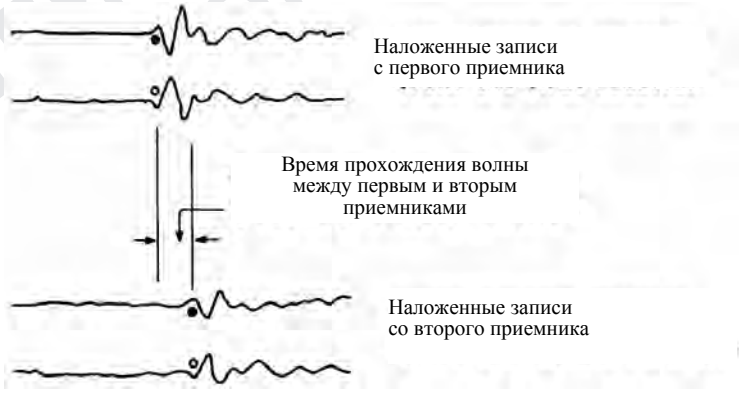


Рис. 5.12. Запись перемещений, полученная при помощи подвесного зонда

Используя специальный прибор для возбуждения импульса в источнике, можно также генерировать волну сжатия (*P*-волну) и определить время ее прибытия на два приемника с помощью вертикальных

датчиков в комплекте тех же геофонов. На рис. 5.13 приведен типичный пример измерения скорости подвесным зондом на площадке на восточной стороне моста через залив в Сан-Франциско (Nigbor & Imai, 1994). Величины измеренных скоростей изменяются от V_s = 230 мс$^{-1}$ в верхних слоях глины до V_s = 1400 мс$^{-1}$ в коренных подстилающих породах.

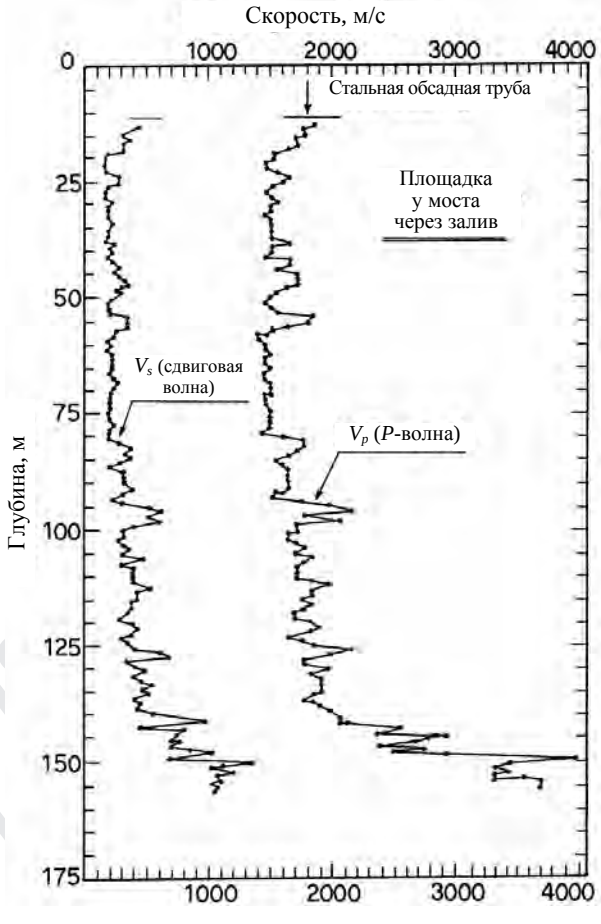


Рис. 5.13. Пример измерения скорости волны на глубине методом испытания подвесным зондом (Nigbor & Imai, 1994)

На рис. 5.14 (Ishihara et al., 1989) показаны результаты другого испытания. Здесь скорость сдвиговой волны, полученная подвесным зондом, сравнивается со скоростями, измеренными методом прямого сейсмического каротажа от удара молота по поверхности грунта. Данные, полученные при различных испытаниях, совпадают с достаточной степенью точности. На рис. 5.15 приводится пример полевого

измерения скорости волны на площадке реки Саванны в Южной Каролине. Площадка представлена прибрежными горизонтальными отложениями недоуплотненного песка, глины, известняка и гравия. На рис. 5.16 построен график изменения коэффициента Пуассона по глубине, вычисленного по данным *P*-волн и *S*-волн. Из графика видно, что величина коэффициента Пуассона для водонасыщенных грунтов составляет примерно 0,5 и уменьшается по мере увеличения жесткости грунта.

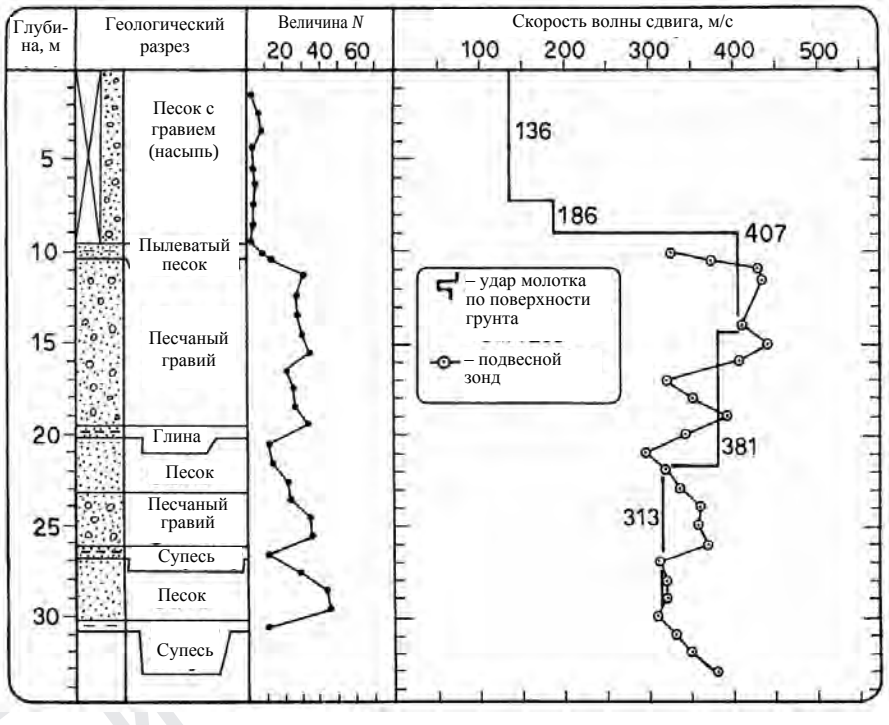


Рис. 5.14. Сравнение величин скоростей сдвиговой волны, измеренных методом сейсмического каротажа и методом испытания подвесным зондом (Nigbor & Imai, 1994)

Можно выделить следующие характерные особенности испытания подвесным зондом:

1. Этот метод имеет очевидные преимущества перед другими технологиями, поскольку позволяет вести измерения на расстоянии меньше 1 м по всей глубине отложения. Следовательно, можно построить геологический разрез с высокой степенью точности.

2. Возможно измерение скорости на очень большой глубине, поскольку источник расположен близко от приемников. Максимальная глубина испытания – 300 м.

3. Энергия от источника всегда передается через жидкость, заполняющую скважины, поэтому при отсутствии в них воды проводить измерения невозможно.

4. Метод позволяет успешно определять скорость волны на участке скважины, не укрепленной обсадной трубой. При использовании жестких обсадных труб сложно измерить время прохождения сдвиговой волны через слои грунта. Однако применение гибкой обсадки, например из винилхлорида, позволяет эффективно использовать подвесной зонд для наблюдения за распространением сдвиговой волны.

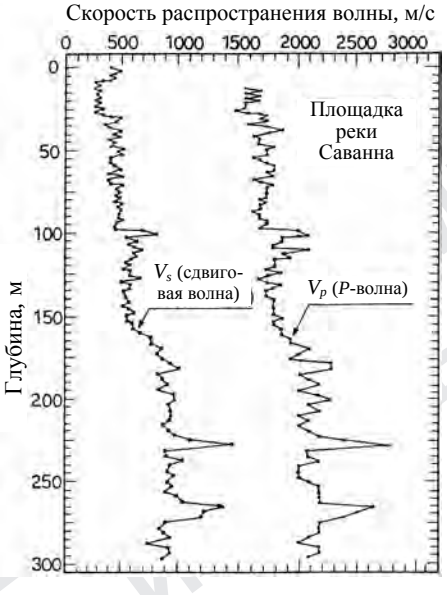


Рис. 5.15. Пример измерения скорости волны по глубине методом испытания подвесным зондом (Nigbor & Imai, 1994)

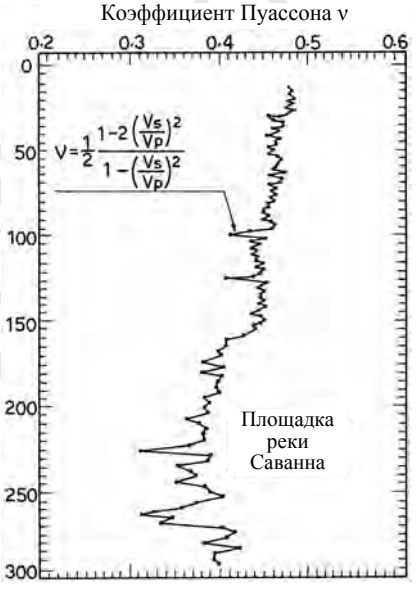


Рис. 5.16. Пример распределения коэффициента Пуассона с глубиной по результатам измерения скорости методом испытания подвесным зондом (Nigbor & Imai, 1994)

5.6. Спектральный анализ поверхностных волн (SAWS)

Этот метод заключается в наблюдении за распространением поверхностных волн релеевского типа по поверхности грунта. Известно, что большинство волн, возникающих на поверхности упругого полу-

пространства под воздействием вертикальной колеблющейся нагрузки, являются релеевскими (*R*-волны). Поместив на некотором расстоянии от источника датчик, фиксирующий вертикальные перемещения, можно записать вертикальный компонент распространения релеевской волны. Если передаваемые источником колебания имеют синусоидальную форму, поверхность полупространства также будет испытывать синусоидальные перемещения. На рис. 5.17 указаны длины (L_R) различных волн для двух случаев вертикального перемещения. Если вертикальное смещение генерируемого движения представлено формулой

$$\nu_0(t) = \nu_0 \sin \omega t, \tag{5.8}$$

то вертикальное перемещение в любой другой точке, отличной от источника, выражается как

$$\nu(t) = \nu \sin(\omega t - \varphi), \tag{5.9}$$

где φ – разность фаз; ν – амплитуда.

Поскольку время отставания между источником и точкой на расстоянии x равно x/V_R, можно переписать уравнение (5.9) следующим образом (Richart et al., 1970, с. 113):

$$\nu(t) = \nu_a \sin \omega(t - x/V_R) = \nu_a \sin\left(\omega t - \frac{2\pi f x}{V_R}\right), \tag{5.10}$$

где V_R – скорость распространения *R*-волны; f – частота колебания.

Фазовый угол можно выразить уравнением

$$\varphi = \frac{2\pi f x}{V_R}. \tag{5.11}$$

Когда расстояние x равно длине волны L_R, величина фазового угла должна составлять 2π. Следовательно, уравнение (5.11) сводится к хорошо известному отношению

$$V_R = fL_R. \tag{5.12}$$

С другой стороны, согласно теории упругих волн, скорость распространения релеевской волны в однородном полупространстве является функцией скорости сдвиговой волны V_s и волны сжатия V_p (или

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

коэффициента Пуассона). Эта функция графически представлена на рис. 5.18 как зависимость отношения V_R/V_s от коэффициента Пуассона ν. Из рисунка видно, что скорость распространения *R*-волны меньше скорости сдвиговой волны V_s в 0,874…0,955 раз, и для практических целей она может приниматься примерно равной V_s. Поэтому уравнение (5.12) можно переписать в виде

$$V_s \doteq fL_R. \tag{5.13}$$

С учетом приведенного выше логического обоснования релеевские волны можно использовать для неразрушающих методов подземного исследования или оценки качества покрытия на автомагистралях и взлетно-посадочных полосах.

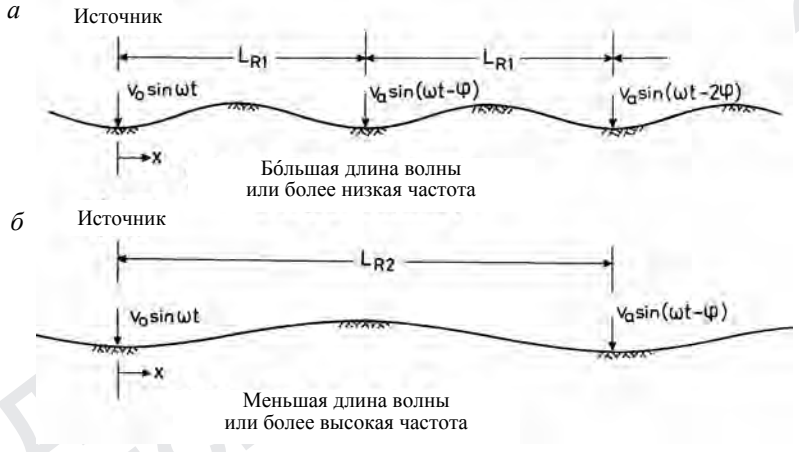


Рис. 5.17. Зависимость релеевской волны от частоты колебаний

На ранней стадии развития методики испытаний к поверхности грунта в вертикальном направлении прикладывали постоянную вибрацию известной частоты, а позиции, на которых вертикальное движение поверхности совпадало по фазе с движением вибратора, фиксировали с помощью перемещения вертикально ориентированного датчика по поверхности грунта по направлению от источника. Предполагалось, что расстояние между двумя соседними пиками или впадинами равно длине распространяющейся релеевской волны L_R. Зная исходную величину частоты *f*, с помощью уравнения (5.12) вычисляли скорость распространения волны V_R.

Другие величины фазовой скорости V_R обычно получали, изменяя частоту вибратора. Таким образом была построена кривая зависимости между фазовой скоростью V_R и частотой или длиной волны, называемая *кривой дисперсии*.

Кривую дисперсии или зависящие от частоты колебаний характеристики релеевской волны можно также получить из теории распространения волн в упругих полупространствах. Согласно этой теории, релеевская волна должна распространяться с постоянной фазовой скоростью, не зависящей от частоты колебаний, если полупространство представляет собой однородную среду. На рис. 5.18 показана скорость распространения волны в такой ситуации, а на рис. 5.19 – зависимость амплитуды релеевской волны от относительной глубины. На рис. 5.20 приводятся примеры распределения вертикальных амплитуд по глубине для двух случаев, изображенных на рис. 5.17. Видно, что по мере увеличения длины волны деформации распространяются на большую глубину.

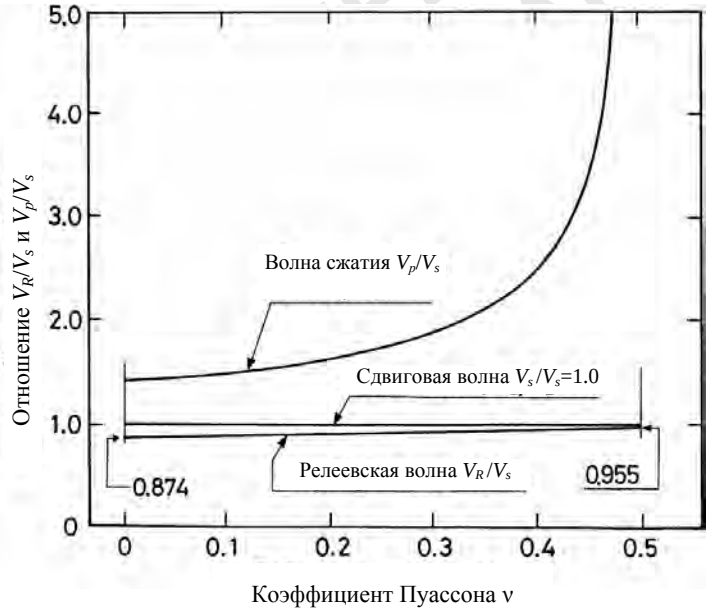


Рис. 5.18. Скорость распространения различных волн как функция коэффициента Пуассона (Richart, Hall and Woods, 1970)

НЕ ДЛЯ ПЕРЕЧЕСКОГО ...НИЯ

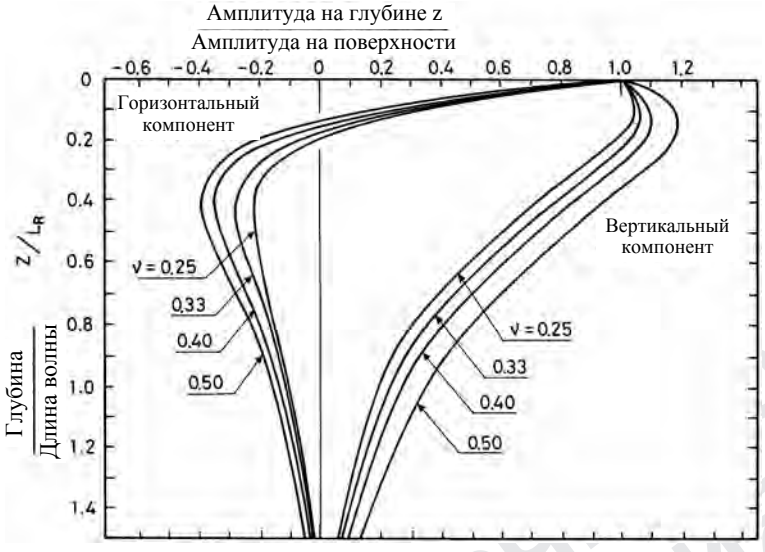


Рис. 5.19. Зависимость амплитуды релеевских волн от глубины в упругом полупространстве (Richart, Hall and Woods, 1970)

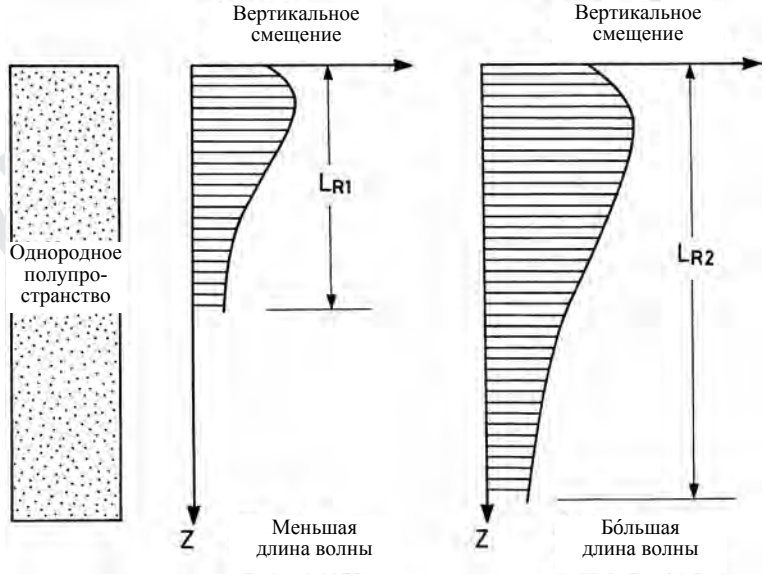


Рис. 5.20. Зависимость распределения вертикального смещения от длины волны при распространении релеевской волны (Stokoe et al., 1994)

В упругом полупространстве, состоящем из одного слоя, расположенного на полубесконечной среде, аналогичный анализ релеевских волн указывает на то, что при большей частоте колебаний источника волна распространяется в основном в верхнем слое, поэтому фазовая скорость определяется по упругим свойствам верхнего слоя. Это может соответствовать случаю, изображенному на рис. 5.21, поскольку деформация в полупространстве в основном происходит в среде в пределах верхнего слоя, где длина волны короче. Напротив, если начальная частота низка, деформация двухслойного полупространства, вызванная распространением *R*-волны, в основном возникает в нижней части полупространства, поскольку низкой частоте соответствует бóльшая длина волны.

Таким образом, при рассмотрении двухслойной системы (см. рис. 5.21) фазовая скорость распространения *R*-волны зависит от частоты или длины волны. На рис. 5.21 изображена зависимость отношения V_R/V_s от L_R/H, где H – толщина верхнего слоя. Согласно графику, влияние нижнего слоя становится более существенным по мере увеличения длины волны из-за распространения волновых движений на бóльшую глубину. Эту особенность можно использовать, например, для определения упругих свойств каждого слоя путем измерения скорости *R*-волны, которая генерируется начальными колебаниями с высокой и низкой частотами.

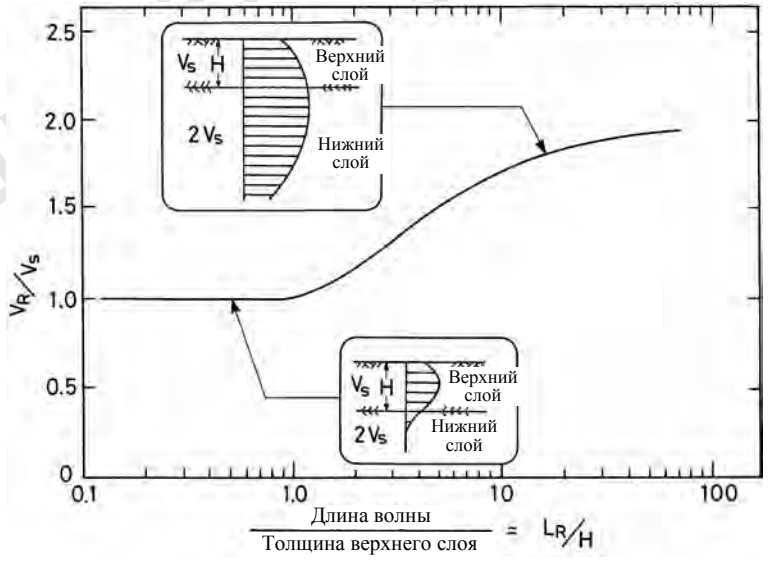


Рис. 5.21. Скорость распространения релеевской волны в двухслойном полупространстве как функция длины волны (Stokoe et al., 1994)

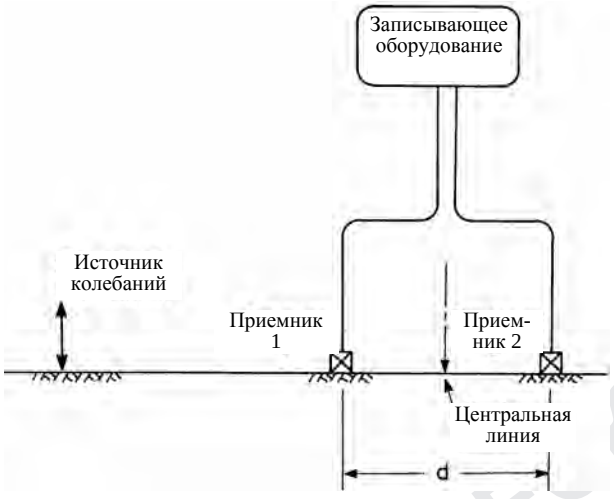


Рис. 5.22. Схема полевых измерений методом SASW

Приведенный метод можно применять и для анализа многослойного полупространства, состоящего из сред с разными характеристиками упругости. Зависимость распространения *R*-волны от частоты может использоваться и для исследования грунтов или скальных пород в полевых условиях. Однако приложение постоянной вибрационной нагрузки на поверхности грунта – продолжительный и дорогостоящий процесс. Поэтому с помощью цифрового электронного оборудования был разработан метод приложения к поверхности импульсной нагрузки. Эта технология получила название SASW – спектральный анализ поверхностных волн (spectral analysis of surface waves) (Stokoe & Nazarin, 1983; Nazarin & Stokoe, 1984; Stokoe et al., 1994).

На рис. 5.22 приводится общая схема испытания методом SASW. Сначала устанавливают два приемника по обе стороны от воображаемой центральной линии. Затем ударом молота к поверхности прикладывают вертикальный импульс, генерируя группу поверхностных волн, имеющих различные частоты и скорость распространения. Эта группа фиксируется с помощью приемников и записывается на специальное устройство. По окончании измерений приемники остаются на прежнем месте, а источник передвигают в противоположном от центральной линии направлении, и испытание повторяют.

Осреднив результаты двух-трех серий измерений, можно получить данные высокого качества, характеризующие условия площадки вблизи центральной линии. Пару подобных опытов повторяют с другим расстоянием между двумя датчиками. При уменьшении расстояния между датчиками получают характеристики слоев грунта, залегающих

ближе к поверхности, при увеличении расстояния получают свойства более глубинных отложений. В полевой практике при оценке геологического разреза до глубины порядка 50 м расстояния между датчиками могли составлять 1, 4, 16 и 64 м. Необходимые длина и частота волн обеспечиваются различными источниками импульсов нагружения. Если расстояние между приемниками составляет 1…4 м, для испытаний можно использовать небольшой ручной молот, при расстоянии 5…10 м применяют тяжелый падающий молот или кувалду весом 20…70 кг.

Сигналы от датчиков поступают на записывающее устройство. Полученные данные разлагают по частотам, используя алгоритм быстрого преобразования Фурье. Для более удобного анализа данных в частотной сфере может применяться спектральный анализатор. Наиболее важная величина, получаемая в ходе спектрального анализа, – спектральная плотность взаимно-корреляционной функции (cross-spectral density function). Она определяется как спектр результата (записанного движения), умноженный на комплексно сопряженное число спектра начального движения. Спектральная плотность взаимно-корреляционной функции указывает на разность фаз между двумя точками приема при разных частотах. С другой стороны, время распространения волны обычно определяется выражением x/V_R из уравнения (5.10). Подставляя $t = x/V_R$ в (5.11), получаем

$$t = \frac{\varphi}{2\pi f}. \tag{5.14}$$

Разность фаз φ, выводимая из спектральной плотности взаимно-корреляционной функции, выражается как функция частоты. Поэтому, согласно (5.14), время распространения волны тоже будет зависеть от частоты. Тогда уравнение (5.14) перепишется следующим образом:

$$t(f) = \frac{\varphi(f)}{2\pi f}. \tag{5.15}$$

Отметим, что время, необходимое для распространения *R*-волны на определенное расстояние *d*, в основном зависит от частоты и длины этой волны. Это объясняется дисперсионной природой распространения *R*-волн через многослойное полупространство.

Поскольку расстояние между двумя приемниками *d* известно, можно рассчитать скорость волны:

$$V_R = \frac{d}{t(f)}. \tag{5.16}$$

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Соответствующая длина волны определяется следующим образом:

$$L_R = \frac{V_R}{f} = \frac{d}{ft(f)} = 2\pi \frac{d}{\varphi(f)}. \tag{5.17}$$

Выполнив описанные вычисления, можно начертить дисперсионную кривую для исследуемого слоя грунта в полевых условиях.

На следующем этапе на основе дисперсионной кривой анализируются глубина и реальная скорость сдвиговой волны в каждом слое грунта. Эта задача называется обратным преобразованием. На практике при применении метода SASW для обратного преобразования используется прямое моделирование (forward modelling) (Stokoe et al., 1994). При этом теоретически определенная и построенная на основании предполагаемой модели геологического разреза грунта дисперсионная кривая сравнивается с дисперсионной кривой, построенной по результатам полевых измерений. При неудовлетворительном совпадении графиков изменяются первоначальная модель геологического разреза и теоретическая дисперсионная кривая, которая снова сравнивается с экспериментальной дисперсионной кривой. Подобная итерационная процедура повторяется до достижения хорошего соответствия между кривыми. Теоретические предпосылки для правильного выполнения прямого моделирования детально рассматриваются в работах Гукунски и Вудса (Gucunski & Woods, 1991, 1992).

Пример прямого моделирования приводится на рис. 5.23–5.25. На рис. 5.23 рассматриваются три профиля скорости. Дисперсионные кривые для этих профилей построены на основе теоретических данных, а также по результатам анализа исследуемой площадки (см. рис. 5.24). Профиль *1* соответствует первому приближению, *2* – модифицированный профиль для второго приближения. При третьем приближении с использованием профиля *3* достигается хорошее соответствие между теоретическими и экспериментальными дисперсионными кривыми в широком диапазоне длин волн. Поэтому профиль *3* выбирается в качестве геологического разреза для площадки (см. рис. 5.25). На той же площадке скорость волны измеряли на небольших глубинах методом межскважинного просвечивания. Сравнительный анализ результатов испытаний методами SASW и перекрестных скважин показывает, что они достаточно хорошо согласуются между собой. Последние разработки в области SASW-анализа приводятся в работе Токиматсу (Tokimatsu et al., 1991, 1992 a,b).

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

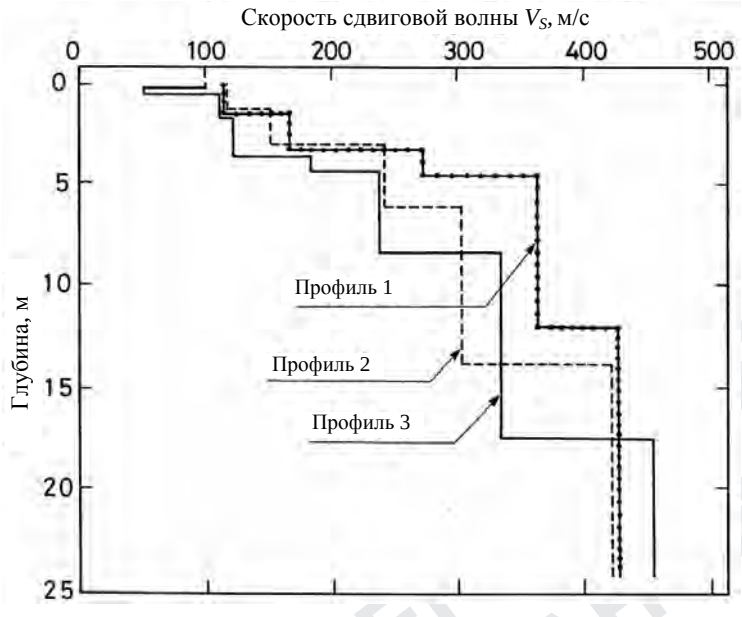


Рис. 5.23. Иллюстрация метода прямого моделирования, применяемого для SASW-анализа (Stokoe et al., 1994)

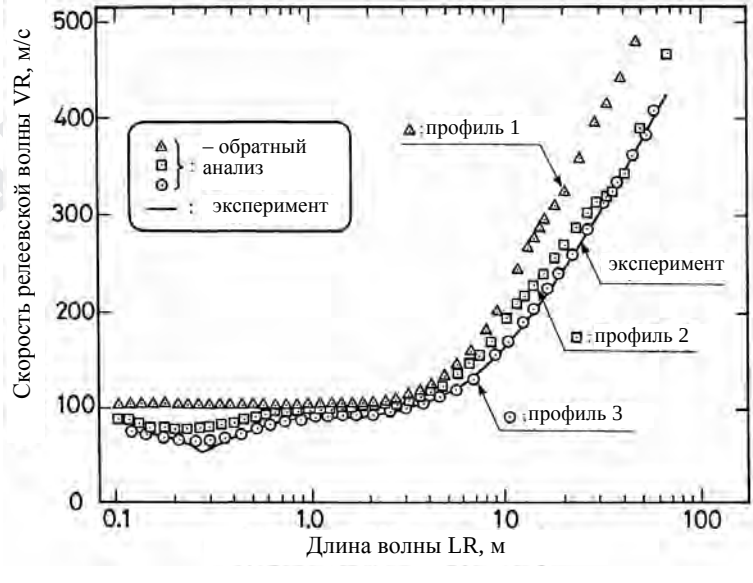


Рис. 5.24. Сравнение дисперсионных кривых, полученных экспериментально по результатам SASW-анализа (Stokoe et al., 1994)

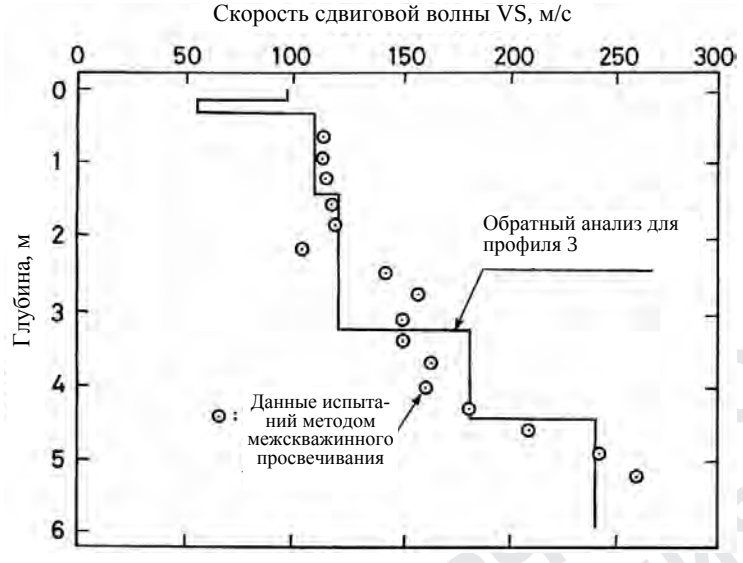


Рис. 5.25. Сравнение графиков скорости, полученных методами SASW-анализа и межскважинного просвечивания (Stokoe et al., 1994)

В заключение перечислим основные преимущества и недостатки метода SASW:

1. SASW-анализ – самый экономичный и быстрый метод, поскольку не требует бурения скважины, а все измерения могут проводиться на поверхности грунта. Он хорошо подходит для полевых испытаний грунтов с содержанием гравия, для которых практически невозможно восстановить образец ненарушенной структуры.

2. При исследовании геологических разрезов грунтов, в которых слои с большей скоростью распространения волны подстилаются слоями с меньшей скоростью ее распространения, нужно с особой осторожностью относиться к анализу результатов полевых испытаний. Для этих случаев необходимо создать адекватную теоретическую модель, соответствующую экспериментальным данным.

3. При использовании метода SASW данные по геологическому разрезу обычно получают как средние значения по заданной глубине. Поэтому потенциал этого метода недостаточен для идентификации тонких слоев с различными скоростями распространения сдвиговых волн.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Список литературы

Anderson, D.G. and Woods, R.D. (1975). Comparison of field and laboratory shear moduli. Proceedings of the Conference on In-Situ Measurements of Soil Properties, ASCE, Raleigh, N.C. Vol. 1, pp. 69-92.

Auld, B. (1977). Cross-hole and down-hole V_s by mechanical impulse. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 103, GT12, pp. 1381-93.

Ballard, R.F. and Mclean, F.G. (1975). Seismic field methods for in situ moduli. Proceedings of the ASCE Specialty Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties, North Carolina State University, Vol. 1, pp. 121-50.

Grant, W.P. and Brown, F.R. (1981). Dynamic behaviour of soils from field and laboratory tests. Proceedings of the International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Vol. II, pp. 591-96.

Gucunski, N. and Woods, R.D. (1991). Use of Rayleigh modes in interpretation of SASW test. Proceedings of the 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Vol. 1, pp. 1399-1408.

Gucunski, N. and Woods, R.D. (1992). Numerical simulation of the SASW test. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 11(4), pp. 213-27.

Hoar, R.J. and Stokoe, K.H. (1978). Generation and measurement of shear waves in situ. Dynamic Geotechnical Testing, ASTM, STP654, pp. 1381-93.

Ishihara, K., Kokusho, T., and Silver, M.L. (1989). Recent developments in evaluating characteristics of local soils. Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Vol. 4, pp. 2719-34.

Kitsunezaki, C. (1982). Some basic problems of shear wave logging by means of the suspension-type sonde. Journal of Mining College, Akita University, Series A, 6(2), pp. 93-108.

Nazarin, S. and Stokoe, K.H. (1984). In situ shear wave velocity from spectral analysis of surface waves. Proceedings of the 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, Vol. Ill, pp. 31-38.

Nigbor, R.L. and Imai, Y. (1994). The suspension P-S velocity logging method. Geophysical Characterization of Sites, A special volume by TC10 for XIII ICSMFE, New Delhi, pp. 57-61. Ogura, K. (1979). Development of the suspension type S-Wave log system. Oyo technical report, No. 1, pp. 143-59.

Ogura, K. (1988). Expansion of applicability for suspension P-S logging. Oyo technical report No. 10, pp. 69-98.

Richart, F.E., Hall, J.R., and Woods, R.D. (1970). Vibration of Soils and Foundations.

Prentice-Hall. Stokoe, K.H. and Woods, R.D. (1972). In situ shear wave velocity by cross-hole method. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 98, SM5, pp. 443-60.

Stokoe, K.H. and Richart, F.E. (1973). In situ and laboratory shear wave velocities. Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Foundation Engineering, Moscow, Vol. 1, Part 2, pp. 403-9.

Stokoe, K.H. and Nazarin, S. (1983). Effectiveness of ground improvement from spectral analysis of surface waves. Proceedings of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Helsinki, pp. 91-4.

Stokoe, K.H., Wright, S.G., Bay, J.A., and Roesset, J.M. (1994). Characterization of geotechnical sites by SASW method. Geotechnical Characterization of Site, Special volume of ISSMFE TC10, New Delhi.

Tokimatsu, K., Kuwabara, S., Tamura, S., and Miyadera, Y. (1991). V_s Determination from steady state Rayleigh wave method. Soils and Foundations, 31(2), pp. 153-63.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

6

МОДУЛИ СДВИГА ПРИ ДЕФОРМАЦИЯХ МАЛОЙ АМПЛИТУДЫ

6.1. Определение модулей сдвига при деформациях малой амплитуды в ходе лабораторных испытаний

В настоящее время накоплен колоссальный объем опытных данных по оценке модуля сдвига различных грунтов при очень низком уровне деформаций. Этот модуль называется максимальным, или начальным модулем сдвига, или же модулем сдвига при деформациях малой амплитуды и обозначается G_{max} или G_0. Для определения этого модуля в лабораторных условиях широко использовался метод резонансного испытания колонн. В последние годы благодаря простоте проведения все большую популярность во всем мире, в особенности в Японии, приобретает циклическое испытание на трехосное сжатие с точным определением осевых деформаций и характеристик демпфирования. Рассмотрим результаты этих исследований, причем особое внимание будем уделять лабораторным испытаниям.

6.1.1 Модуль сдвига песков

В любых лабораторных испытаниях по определению модуля сдвига несвязных грунтов при малых деформациях измерения выполняют при разных величинах эффективного обжимающего напряжения σ'_0 для различных состояний плотности, выражаемой разными коэффициентами пористости *e*. В ранних работах Гардина и Ричарта (Hardin & Richart, 1963) влияние коэффициента пористости выражалось через функцию $F(e)$:

$$F(e) = \frac{(2{,}17 - e)^2}{1 + e} \quad \text{или} \quad F(e) = \frac{(2{,}97 - e)^2}{1 + e}. \tag{6.1}$$

Следовательно, можно разделить измеренную величину модуля сдвига G_0 на функцию $F(e)$ и построить график зависимости этого соотношения от эффективного обжимающего напряжения при проведении испытания. Таким способом обработаны типичные результаты циклических испытаний образцов песка «Toyoura» в приборе трехос-

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

ного сжатия (рис. 6.1). Модуль сдвига G_0 определялся по кривой «напряжение–деформация» на десятом цикле нагружения (Kokusho, 1980). Амплитуда сдвиговой деформации γ_a (см. рис. 6.1) получена путем преобразования измеренной осевой деформации ε_a по соотношению

$$\gamma_a = (1+\nu)\varepsilon_a. \tag{6.2}$$

Для водонасыщенного песка, исследуемого в данном испытании, коэффициент Пуассона $\nu = 0{,}5$. На рис. 6.1 видно, что данные о каждой амплитуде деформации в логарифмических осях могут быть представлены прямыми линиями:

$$G_0 = AF(e)(\sigma_0')^n, \tag{6.3}$$

где G_0 и σ'_0 измеряются в кПа.

В данной эмпирической зависимости константы A и n зависят от амплитуды деформации сдвига. При небольшой деформации сдвига ($\gamma_a = 10^{-5}$) результаты испытаний (рис. 6.1) дают типичную формулу для определения модуля сдвига:

$$G_0 = 8400\frac{(2{,}17-e)^2}{1+e}(\sigma_0')^{0{,}5}. \tag{6.4}$$

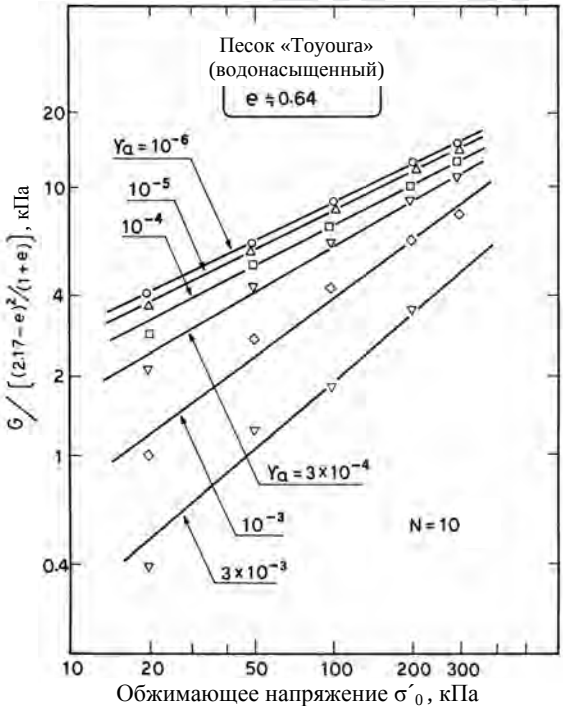


Рис. 6.1. Влияние обжимающего напряжения на модуль сдвига при малой деформации (Kokusho, 1980)

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Для других песков были выведены похожие формулы, однако в общем виде большинство из них можно выразить через (6.3). В табл. 6.1 дается обобщение эмпирических формул, составленное Кокушо (Kokusho, 1987). Из таблицы видно, что в большинстве случаев n = 0,5, в то время как A изменяется в достаточно большом диапазоне, что отражает изменчивость модуля для различных песков. Что касается $F(e)$, то первая из функций (6.1) обычно используется для описания образцов чистого песка с круглыми частицами и с коэффициентом пористости в пределах 0,5…1,2. Для песков с угловатыми зернами и пылеватых, характеризующихся более высоким коэффициентом пористости, используется вторая из функций (6.2).

Таблица 6.1.

Константы для предложенных эмпирических зависимостей при малых модулях деформации: $G_0 = A \cdot F(e)(\sigma'_0)^n$ (Kokusho, 1987)

	Источники	A	$F(e)$	n	Грунт	Метод испытания
Песок	Hardin-Richart, 1963	7000	$(2{,}17-e)^2/(1+e)$	0,5	Песок «Ottawa» с круглыми частицами	Резонансное испытание колонн
		3300	$(2{,}97-e)^2/(1+e)$	0,5	Углозернистый дробленый кварц	То же
	Shibata-Soelarno, 1975	42000	$0{,}67-e/(1+e)$	0,5	Три вида чистого песка	Ультразвуковой импульс
	Iwasaki et al., 1978	9000	$(2{,}17-e)^2/(1+e)$	0,38	11 видов чистого песка	Резонансное испытание колонн
	Kokusho, 1980	8400	$(2{,}17-e)^2/(1+e)$	0,5	Песок «Toyoura»	Трехосное циклическое испытание
	Yu-Richart, 1984	7000	$(2{,}17-e)^2/(1+e)$	0,5	Три вида чистого песка	Резонансное испытание колонн
Глина	Hardin-Black, 1968	3300	$(2{,}97-e)^2/(1+e)$	0,5	Каолинит и т. д.	То же
		4500	$(2{,}97-e)^2/(1+e)$	0,5	Каолинит, I_p=35	»
	Marcuson–Wahls, 1972	450	$(4{,}4-e)^2/(1+e)$	0,5	Бентонит, I_p=60	»
	Zen-Umehara, 1978	2000~ ~4000	$(2{,}97-e)^2/(1+e)$	0,5	Перемятая глина, I_p=0~50	»
	Kokusho et al., 1982	141	$(7{,}32-e)^2/(1+e)$	0,6	Глина ненарушенной структуры, I_p=40~85	Трехосное циклическое испытание

Примечание. Величины G_0 и σ'_0 – в кПа; I_p – число пластичности.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

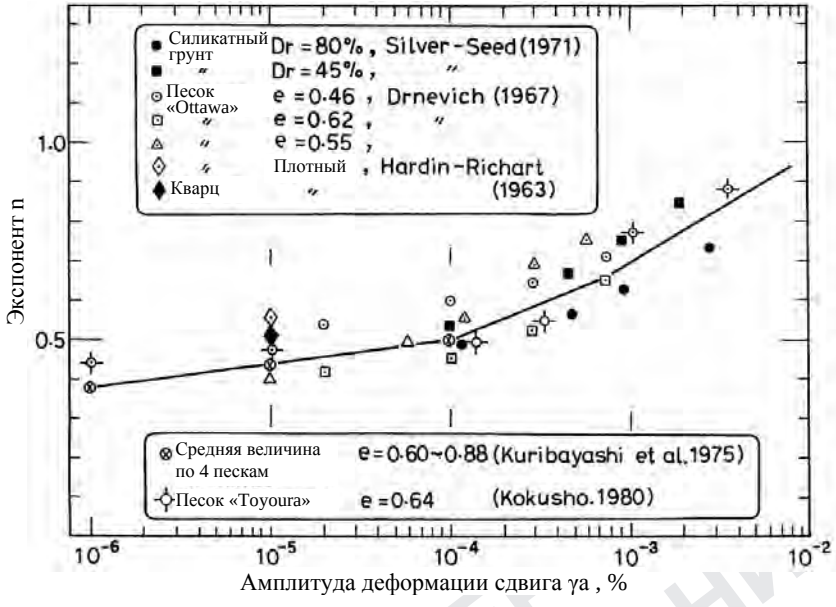


Рис. 6.2. Влияние амплитуды деформации на показатель степени (*n*) обжимающего напряжения

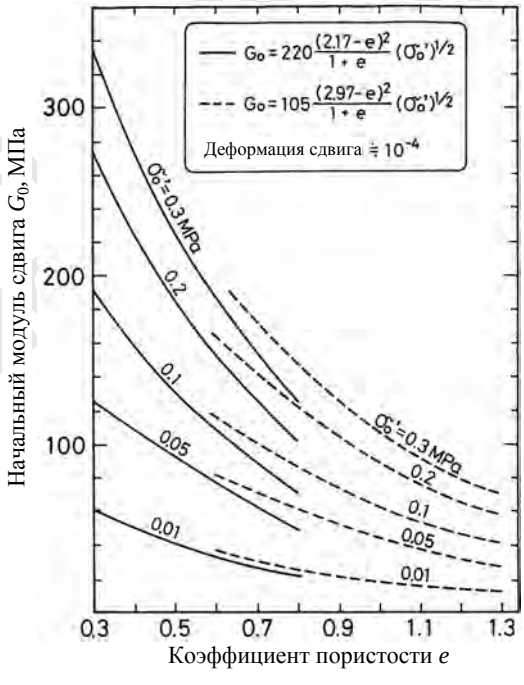


Рис. 6.3. Модуль сдвига при деформациях малой амплитуды для несвязных грунтов как функция коэффициента пористости и обжимающего напряжения

На рис. 6.1 видно, что эмпирическая зависимость, представленная уравнением (6.3), обычно изменяется вместе с амплитудой деформации сдвига. Это изменение может быть выражено через константы A и n, которые уменьшаются по мере увеличения амплитуды деформации сдвига. Величина n из рис. 6.1 нанесена на рис. 6.2 в зависимости от деформаций сдвига по данным из разных источников. Можно видеть, что показатель степени n возрастает по мере увеличения амплитуды деформации сдвига. Нижний предел n, достигаемый при бесконечно малой деформации, совпадает со значением 1/3, которое выводится из контактной задачи теории упругости Герца (см. Richart et al., 1970, с. 145). Верхнюю границу $n = 1{,}0$ при больших деформациях разумнее всего рассматривать, используя хорошо известный критерий разрушения Кулона, определяющий условие прочности на сдвиг, пропорциональной обжимающему напряжению. Поскольку величина n зависит от деформации сдвига, обычно для определения модуля сдвига при малой амплитуде деформации G_0 из уравнения (6.3) принимают амплитуду деформации $\gamma_a = 10^{-5}$. Величина A чаще всего зависит от гранулометрического состава песка, поэтому для проектирования необходимо проводить испытания образцов конкретных материалов. Формулы, предложенные Гардином и Ричартом (Hardin & Richart, 1963), представлены на рис. 6.3.

6.1.2. Модуль сдвига связных грунтов

Для исследования влияния коэффициента пористости и эффективного обжимающего напряжения Гардин и Блэк (Hardin & Black) провели серию вибрационных испытаний на кручение на образцах перемятой каолинитовой глины с числом пластичности $I_p = 21$. Образцы нормально уплотняли до определенной величины эффективного обжимающего напряжения, а затем приводили в состояние резонанса в испытаниях на кручение с вибрацией. Определенный таким образом модуль сдвига наносили на график в зависимости от коэффициента пористости (рис. 6.4) На этом графике представлены данные и из других источников, а также сплошные кривые, полученные на основании эмпирической формулы для песков с угловатыми зернами.

Из рисунка видно, что для нормально уплотненных глин модуль сдвига при деформациях малой амплитуды при данном обжимающем напряжении уменьшается с увеличением коэффициента пористости. Отметим, что характерные изменения модуля сдвига в зависимости от коэффициента пористости и эффективного обжимающего напряжения с определенной степенью точности можно представить эмпирической формулой, предложенной Ричартом (Richart et al., 1970) для песков с

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

угловатыми зернами.

Каолинит и голубая бостонская глина, образцы которых испытывали таким же образом, имеют низкую пластичность и такие же низкие значения коэффициента пористости, как пески с угловатыми зернами и пылеватые. Поэтому применимость эмпирических формул, подобных (6.3), ограничивается низкопластичными глинами с коэффициентом пористости, меньшим 1,5.

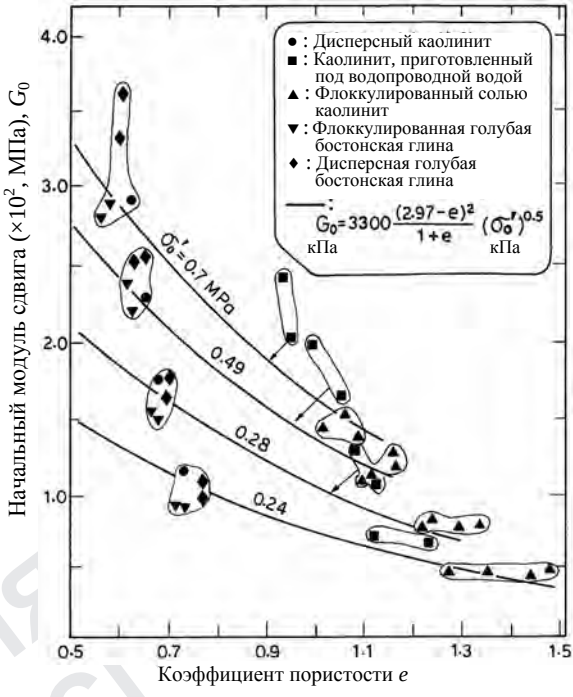


Рис. 6.4. Модуль сдвига связных грунтов при деформациях малой амплитуды как функция коэффициента пористости и обжимающего напряжения (Hardin & Black, 1968)

Хамфриес и Уолс (Humphies & Wahls, 1968) проводили резонансные испытания колонн на образцах перемятой сильно сжимаемой бентонитовой глины с числом пластичности 60. Результаты испытаний записывали в форме эмпирического уравнения регрессии. Если пренебречь членами с незначительным влиянием, это уравнение можно записать так:

$$G_0 = 35000 - 13000e. \qquad (6.5)$$

В данном уравнении влияние обжимающего напряжения явно выражается через коэффициент пористости, который является однознач-

ной функцией обжимающего напряжения при нормальном уплотнении (рис. 6.5).

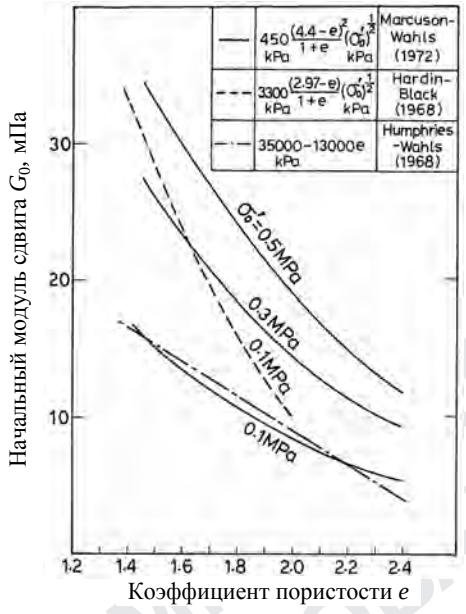


Рис. 6.5. Модуль сдвига связных грунтов при деформации малой амплитуды как функция коэффициента пористости и обжимающего напряжения

Маркусон и Уолс (Marcuson & Wahls, 1972) проводили серию резонансных испытаний колонн на образцах той же бентонитной глины. Результаты испытаний могут быть записаны следующим образом:

$$G_0 = 450\frac{(4{,}4-e)^2}{1+e}(\sigma_0')^{0{,}5}. \qquad (6.6)$$

Это отношение представлено в графической форме на рис. 6.5, где величины обжимающего напряжения σ'_0 составляют 0,1; 0,3 и 0,5 МПа. Заметим, что при обжимающем напряжении 0,1 МПа уравнение (6.5) дает практически такую же величину модуля сдвига, что и (6.6). Модуль сдвига низкопластичных глин гораздо больше, чем высокопластичных.

Хорошо известно, что недренированная прочность на сдвиг нормально уплотненных грунтов увеличивается пропорционально обжимающему напряжению при уменьшении коэффициента пористости вследствие консолидации. Если в результате разгрузки до определен-

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

ного обжимающего напряжения глина становится переуплотненной, недренированная прочность на сдвиг при том же обжимающем напряжении будет больше, чем у нормально уплотненного образца. Это объясняется прежде всего тем, что в состоянии переуплотнения коэффициент пористости уменьшается.

Интересно установить, существует ли такая тенденция для модуля сдвига при испытании глин в условиях динамического нагружения. Для проверки данного положения Хамфриес и Уолс (Humphies & Wahls, 1968) проводили исследование на специально подготовленных образцах каолинитовой глины со средним числом пластичности $I_p = 35$. Согласно рис. 6.6, *а*, сначала образец изотропно уплотняли от точки *A* до точки *B*, а затем разгружали до точки *C*. Через несколько циклов нагружения–разгружения к образцу глины прикладывалась вибрация кручения. Модуль сдвига определяли в резонансных условиях (рис. 6.6, *б*), для переуплотненных грунтов он оказался на 10…20% больше, чем для нормально уплотненных.

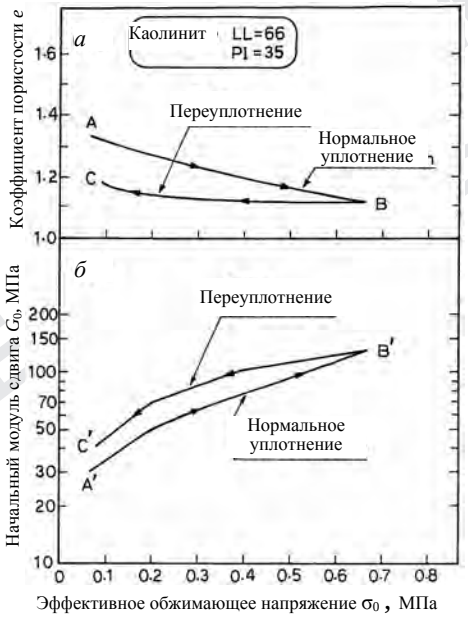


Рис. 6.6. Влияние переуплотнения на модули сдвига низкопластичных глин при деформациях малой амплитуды (Humphies & Wahls, 1968)

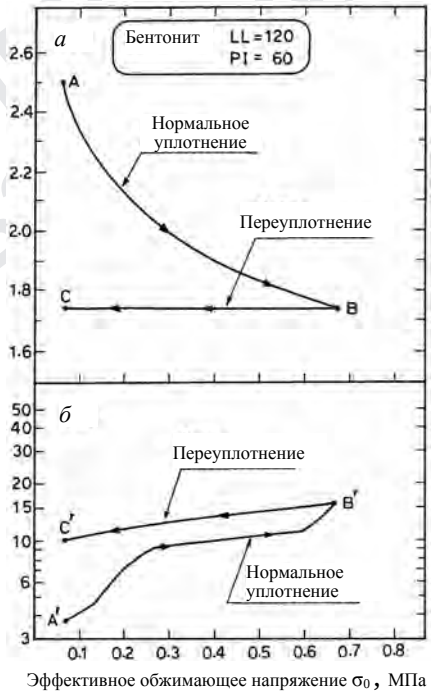


Рис. 6.7. Влияние переуплотнения на модуль сдвига при деформациях малой амплитуды для высокопластичных глин (Humphies & Wahls, 1968)

Такие же испытания проводили на образцах более сжимаемой бентонитовой глины с бóльшим числом пластичности (I_p = 60). Один из результатов испытаний показан на рис. 6.7. Здесь прослеживается та же тенденция, что в случае с каолинитом, причем величина модуля сдвига бентонита меньше, поскольку он обладает гораздо большей сжимаемостью, чем каолинит. Отметим также, что увеличение модуля сдвига с повышением коэффициента переуплотнения OCR более заметно для среднепластичного каолинита, чем для высокопластичного бентонита. Из этого наблюдения можно заключить, что, чем больше число пластичности глины, тем выше степень упрочнения вследствие переуплотнения.

Другое доказательство данной гипотезы дается в работах Гардина и Блэка (Hardin & Black, 1968, 1969), проводивших испытания на образцах различных глин ненарушенной структуры (табл. 6.2). Глины в таблице расположены в порядке уменьшения числа пластичности. Такое расположение совпадает с порядком уменьшения влажности, коэффициента пористости и активности грунтов. Значения представленных величин свидетельствуют о том, что глина может переходить из состояния CH в CL (по Единой классификационной системе). На этих образцах ненарушенной структуры проводили многочисленные резонансные испытания колонн, в ходе которых их уплотняли при разных величинах обжимающего давления.

Таблица 6.2.

Физические свойства грунтов, испытанных Гардином и Блэком (Hardin & Black, 1969)

Обозначения	Название	Классификация	Природная влажность	Природный коэффициент пористости	*LL*	*PI*	I_p	Активность
▲	Глина из залива Сан-Франциско	CH	44	1,20	79	27	52	1,16
♦	Глина «Virginia»	CH	33	0,90	54	28	26	–
△	Глина из залива Сан-Франциско	CL-CH	52	1,42	49	25	24	1,11
▽	Пылеватая глина из залива о-ва Родос	CL	36	0,98	42	22	20	0,68
▼	Пылеватый суглинок из небольшой речки	CL	19	0,59	29	15	14	0,79
◊	Коричневый суглинок «Floyd»	CL	25	0,66	34	2	12	0,64
●	Ил из ручья Lick	MN	36	0,95	34	27	7	0,81
○	Ил Сан-Франциско	SM	18	0,51	–	–	–	–

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Результаты исследований показаны на рис. 6.8, где модуль сдвига, деленный на функцию *F(e)*, нанесен в зависимости от эффективного обжимающего напряжения, при котором проводили резонансные испытания колонн. С учетом глубины отбора образцов природную величину обжимающего напряжения следует считать равной 0,2 МПа. Поэтому модули сдвига, полученные при обжимающем напряжении меньше 0,2 МПа, соответствуют переуплотненным образцам. На рис. 6.8 представлена в обобщенном виде часть результатов исследования.

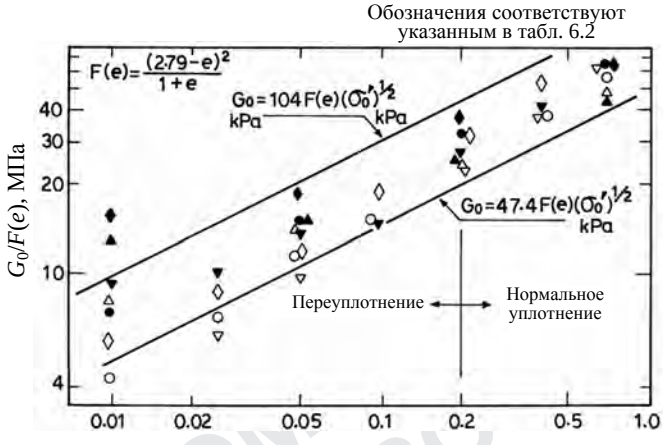


Рис. 6.8. Влияние переуплотнения на модуль сдвига при деформации малой амплитуды для глин разной пластичности

На этом рисунке большая часть опытных точек находится в зоне, ограниченной двумя наклонными линиями. Обратим внимание на результаты испытаний переуплотненных образцов. Очевидно, что увеличение модуля сдвига, вызванное переуплотнением, более заметно для высокопластичных глин, чем для грунтов с низким числом пластичности. Таким образом, существует тенденция к увеличению модуля сдвига по мере возрастания числа пластичности при небольшом обжимающем напряжении (рис. 6.9). Исходя из этого Гардин и Блэк (Hardin & Black, 1968) сформулировали гипотезу о влиянии коэффициента переуплотнения следующим образом. Пусть модуль сдвига нормально уплотненных глин определяется по эмпирическому уравнению (6.3). Тогда модуль сдвига переуплотненной глины G_{C0} можно выразить так:

$$G_{C0} = A_{C0} F(e)(\sigma_0')^{n_0}, \qquad (6.7)$$

где A_{C0}, n_0 – константы.

Когда величина обжимающего напряжения σ'_0 совпадает с величиной давления переуплотнения σ'_p, модуль сдвига G_0 равен G_{C0}. Тогда

$$A_{C0} = A \cdot (\sigma'_p)^{1/2-n_0} = A \cdot (\sigma'_0)^{K_s},$$
$$K_s = \frac{1}{2} - n_0. \tag{6.8}$$

Подставляя это соотношение в уравнение (6.7), получим

$$G_{C0} = AF(e)(OCR)^{K_s}(\sigma'_0)^{0,5},$$
$$OCR = \sigma'_p / \sigma'_0. \tag{6.9}$$

Величина показателя степени n_0 получена Гардином и Блэком (Hardin & Black, 1968) в ходе испытаний различных глин. На рис. 6.10 показатель n_0 нанесен на график в зависимости от числа пластичности. Из рисунка видно, что n_0 уменьшается от 0,5 до 0 с увеличением коэффициента переуплотнения глин. Однако для практических целей можно предположить, что для глин с числом пластичности больше или меньше 40 показатель n_0 принимает значения 0,5 и 0. С учетом этой аппроксимации для высоко- и низкопластичных глин принимают соответственно величины $K_s = 0$ и $K_s = 1$, как показано на рис. 6.10. Поэтому для глин с числом пластичности меньше 40 эмпирическое выражение (6.3) можно применять без учета переуплотнения. Напротив, если число пластичности переуплотненной глины больше 40, то из уравнения (6.9) получаем новое выражение:

$$G_0 = AF(e)(\sigma'_p)^{1/2}. \tag{6.10}$$

Это означает, что в любой эмпирической формуле для высокопластичных переуплотненных глин вместо текущего обжимающего напряжения следует использовать давление переуплотнения, что позволяет определить влияние сжатия на модуль сдвига.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

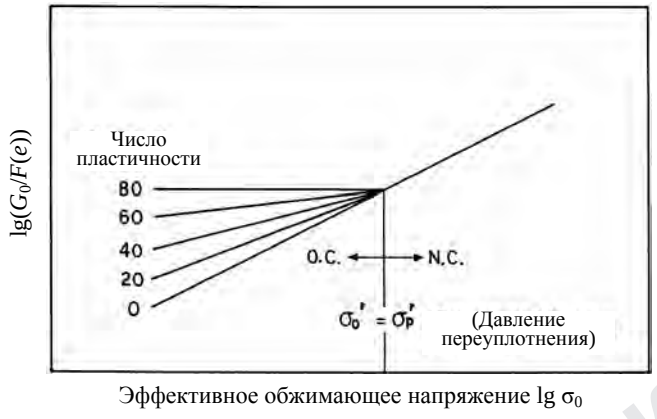


Рис. 6.9. Влияние коэффициента переуплотнения на характеристики модуля сдвига

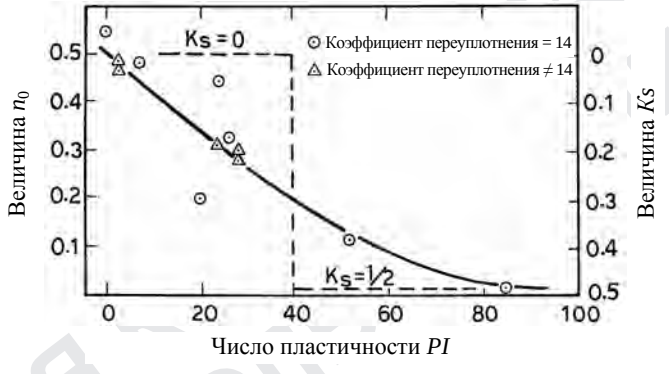


Рис. 6.10. Зависимость между величиной K_s и числом пластичности (Hardin & Black, 1969)

Таким образом, можно констатировать, что при малой амплитуде деформации на модуль сдвига связных грунтов влияет число пластичности, если грунт переуплотнен, однако это влияние не распространяется на нормально уплотненные грунты.

6.1.3. Определение модуля сдвига гравелистых грунтов на восстановленных образцах

В последнее время в Японии проводились широкомасштабные исследования крупнозернистых грунтов с целью прояснения сейсмической работы делювиальных отложений плотного песка и гравия. Большинство испытаний выполнялось в лабораторных условиях в приборах трехосного сжатия. В приборы помещали цилиндрические образцы диаметрами 10 и 30 см длиной 20 и 50 см и подвергали их

воздействию циклических осевых напряжений. Сухие образцы уплотняли трамбовкой до 5…10 слоев для получения необходимой плотности, а затем насыщали водой, до достижения величины $B > 95\%$. Циклическую нагрузку прикладывали в недренированных условиях. Для оценки деформаций использовали бесконтактный тензодатчик, что позволяло измерять очень малые величины деформации (до 10^{-5}). Поскольку уровень деформаций был очень низким, давление поровой воды не увеличивалось, и образцы не испытывали негативного воздействия от вдавливания мембраны.

Результаты испытаний обычно выражают через начальный модуль сдвига, деленный на некоторую функцию коэффициента пористости. Это отношение наносится на график в зависимости от величины эффективного обжимающего напряжения σ'_0. На графике, выполненном Нишио (Nishio et al., 1985), в качестве рабочего параметра принимается амплитуда осевой деформации (рис. 6.11). Для бесконечно малой деформации 10^{-5} модуль сдвига G_0 выражается следующим образом:

$$G_0 = 9360\frac{(2{,}17-e)^2}{1+e}(\sigma'_0)^{0{,}44}, \qquad (6.11)$$

где G_0 и σ'_0 измеряются в кПа.

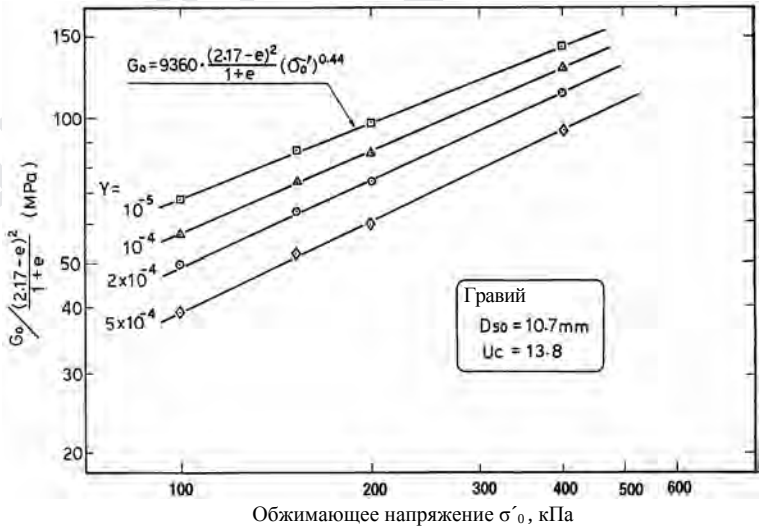


Рис. 6.11. Зависимость модуля сдвига при деформациях малой амплитуды от эффективного обжимающего напряжения

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ЗОВАНИЯ

В табл. 6.3 приводятся аналогичные эмпирические отношения для восстановленных образцов гравия, полученные несколькими группами исследователей (здесь A – множитель, n – показатель степени эффективного обжимающего напряжения). На рис. 6.12 показаны гранулометрические кривые для испытуемых материалов. Грунты в основном хорошо просеяны и содержат 30% гравия с частицами диаметром больше 2 мм. На рис. 6.13 приводятся кривые гранулометрического состава грунтов, описанных Танакой (Tanaka et al., 1987). Анализируя результаты испытаний (см. табл. 6.3), можно констатировать, что среднее значение показателя степени – 0,5, а величина константы A может варьировать в зависимости от типа материала и его гранулометрического состава. На рис. 6.14, где представлены величины модулей деформации небольшой амплитуды, приведенные в табл. 6.3, видно, что наблюдаются значительные различия в величинах модуля сдвига G_0, скорее всего, зависящие от типа материала и его гранулометрического состава.

Таблица 6.3.

Константы в эмпирических зависимостях для начального модуля сдвига гравия, $G_0 = A \cdot F(e)(\sigma'_0)^n$

Источники	A	$F(e)$	n	Грунт	Размер образца	Метод испытания
Prange, 1981	7230	$(2{,}97-e)^2/(1+e)$	0,38	Балласт, D_{50}=40 мм, U_c=3,0	∅ 100 см длина 60 см	Резонансное испытание колонн
Kokusho & Esashi, 1981	13000	$(2{,}17-e)^2/(1+e)$	0,55	Щебень, D_{50}=30 мм, U_c=10	∅ 30 см, длина 60 см	Трехосное испытание
Kokusho & Esashi, 1981	8400	$(2{,}17-e)^2/(1+e)$	0,60	Круглый гравий, D_{50}=10 мм, U_c=20	То же	То же
Tanaka et al., 1987	3080	$(2{,}17-e)^2/(1+e)$	0,60	Гравий, D_{50}=10 мм, U_c=20	∅ 10 см, длина 20 см	<<
Goto et al., 1987	1200	$(2{,}17-e)^2/(1+e)$	0,85	Гравий, D_{50}=2 мм, U_c=10	∅ 30 см, длина 60 см	<<
Образцы ненарушенной структуры						
Nishio et al, 1985	9360	$(2{,}17-e)^2/(1+e)$	0,44	Гравий, D_{50}=10,7 мм, U_c=13,8	∅ 30 см, длина 60 см	Трехосное испытание

Примечание. Величины G_0 и σ'_0 – в кПа.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

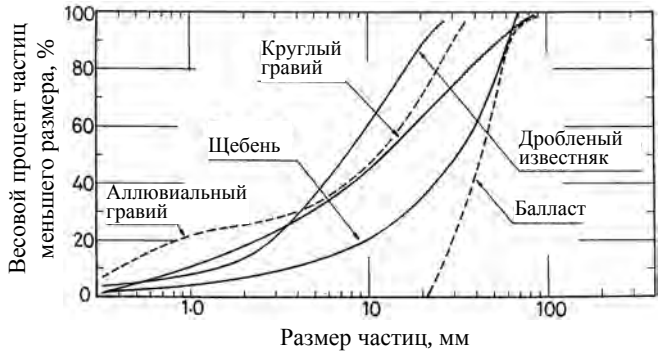


Рис. 6.12. Кривые гранулометрического состава испытанных гравелистых грунтов

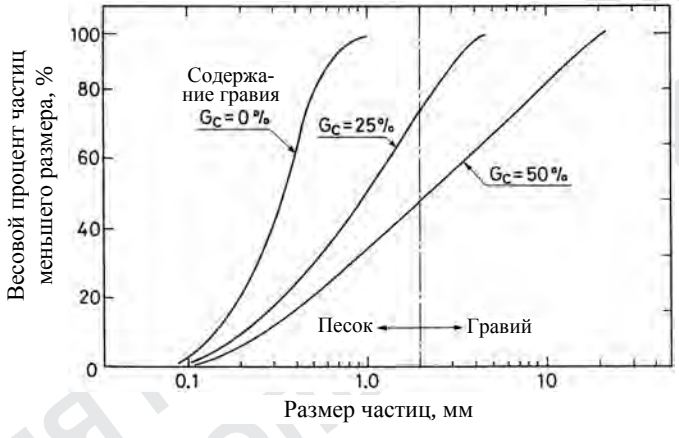


Рис. 6.13. Кривые гранулометрического состава песков с различным содержанием гравия (Tanaka et al., 1987)

Для оценки влияния гравия Танака (Tanaka et al., 1987) проводил три серии испытаний на образцах грунта с содержанием гравия 0, 25 и 50% от массы образцов. На рис. 6.13 показаны кривые гранулометрического состава этих материалов. В первой серии испытаний грунт помещали в контейнер глубиной 200 см, длиной 200 см и шириной 100 см. После приложения природного давления в 100 кПа с помощью ударов по штампу, установленному в контейнере, генерировалась сдвиговая волна. Модуль сдвига определяли по скорости распространения волны в контейнере. На рис. 6.15 пунктирными линиями показаны величины модулей сдвига, полученные таким образом, в зависимости от коэффициента пористости.

Поскольку испытанные материалы имели различный диапазон изменений коэффициента пористости, три кривые нанесены на диаграмму с разрывом, а вместе они отражают большой диапазон вели-

чин коэффициента пористости. Интересно, что модуль сдвига уменьшается при увеличении коэффициента пористости в более широком диапазоне. Это относится и к смешанным грунтам с различным содержанием гравия.

Во второй серии испытаний (Tanaka et al., 1987) измерялась скорость распространения ультразвуковой волны через цилиндрический образец, помещенный в прибор трехосного сжатия. Полученный модуль сдвига нанесен на рис. 6.15 в сопоставлении с коэффициентом пористости. На графике прослеживается та же тенденция к уменьшению модуля сдвига по мере увеличения коэффициента пористости.

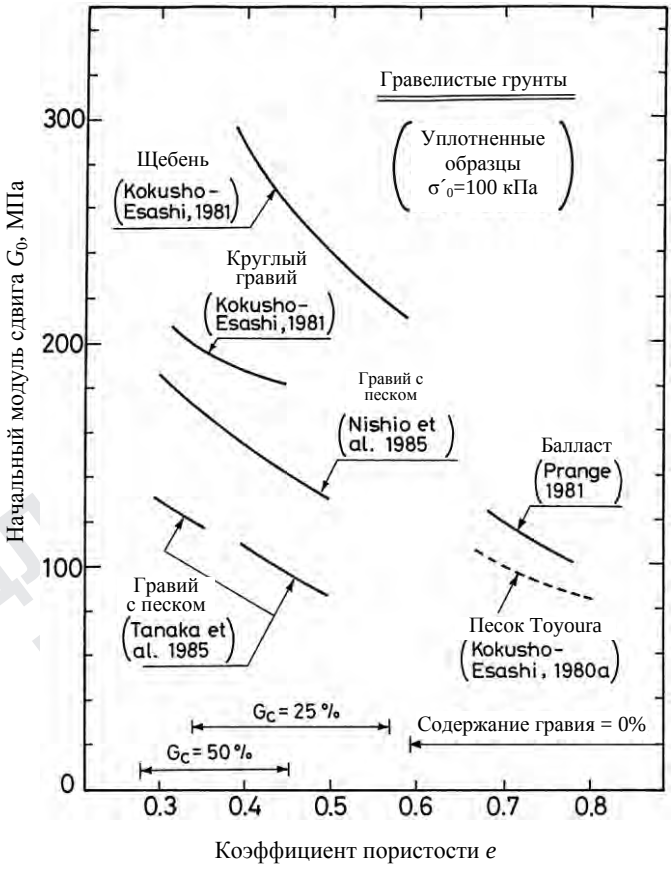


Рис. 6.14. Зависимость модуля сдвига от коэффициента пористости при деформациях малой амплитуды для гравелистых грунтов

Третья серия представляла собой трехосные циклические испытания уплотненного грунта с содержанием гравия 25 и 50%. Ре-

зультаты испытаний, представленные в форме эмпирических уравнений (см. табл. 6.3), приведены на рис. 6.15, где также видна тенденция к уменьшению модуля сдвига при увеличении коэффициента пористости. Полученные результаты (см. рис. 6.15) свидетельствуют о том, что значения модулей сдвига, определенные из трехосных циклических испытаний, меньше модулей, полученных по результатам измерений распространения сдвиговой и ультразвуковой волн. Точная причина такого расхождения неизвестна. Возможно, неплотный контакт между образцом и нагрузочным штампом может вызвать осевое перемещение, превышающее то, которое происходит в самом образце.

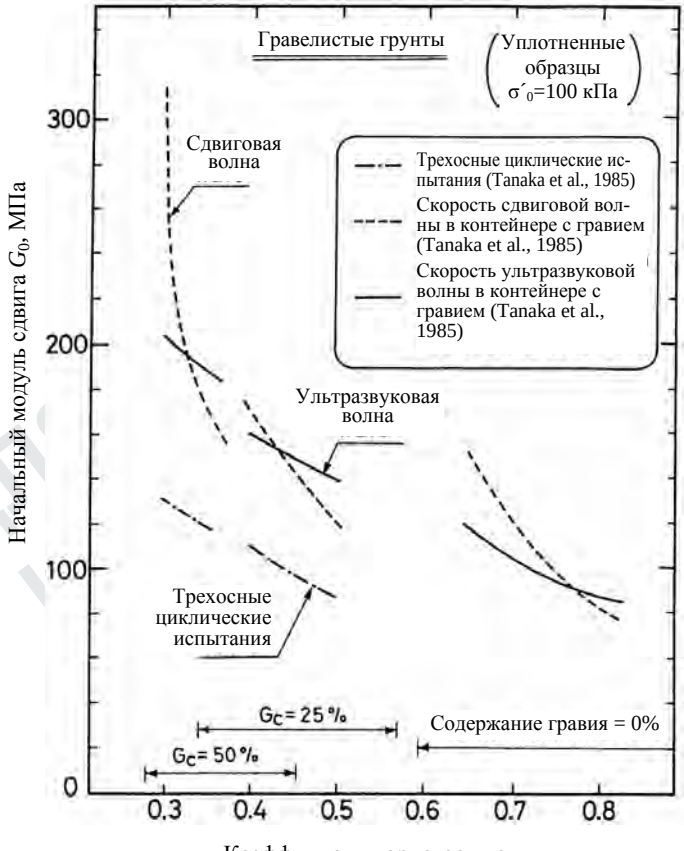


Рис. 6.15. Зависимость модуля сдвига от коэффициента пористости при деформациях малой амплитуды, полученная с помощью различных методов, для гравелистых грунтов

6.1.4. Модуль сдвига гравелистых грунтов, определенный на образцах ненарушенной структуры

В последние годы была проведена значительная работа по отбору высококачественных образцов ненарушенной структуры из залежей гравия, находящихся ниже уровня грунтовых вод. В Японии эти исследования мотивировались необходимостью планирования и проектирования сооружений атомной энергетики в условиях сейсмической нагрузки. Для обеспечения высокого уровня надежности при проектировании закладывается значительно более высокое ускорение, чем обычно, что приводит к рассмотрению значительно бóльших внешних нагрузок. Поэтому все чаще возникает необходимость описания работы плотных песков и песков с содержанием гравия, подверженных интенсивному воздействию динамических касательных напряжений.

С учетом нарушений, возникающих при обычном отборе образцов вдавливаемой трубой, для получения образцов гравия ненарушенной структуры применяли методы замораживания грунта. В одном из методов, используемых Кокушо и Танакой (Kokusho & Tanaka, 1994), грунт сначала радиально замораживали циркуляцией жидкого азота через систему трубок, установленных в буровые скважины. Затем колонну грунта диаметром примерно 2 м замораживали в слое гравия, из которого предполагалось отбирать образцы. После этого проводили отбор образцов с использованием цилиндрического грунтоноса, оснащенного резцами. Отбор образцов осуществлялся вниз от дна пробуренных скважин в зону замороженной колонны. Для охлаждения жидкости в скважине, а также снижения количества тепла, вырабатываемого при резке, в ходе кернирования использовали хлорид кальция либо этиленгликоль. Центральный исследовательский институт энергетической промышленности Японии (CRIEPI) использовал эту технологию при проведении комплексных испытаний на четырех площадках, сложенных песком, перемежающимся с гравием.

На рис. 6.16 приводится инженерно-геологический разрез площадки *T*, где образцы гравия ненарушенной структуры отбирали на глубине 11…15 м и 16…19 м. Гранулометрический состав этих грунтов был практически одинаков (рис. 6.17). Отобранные образцы ненарушенной структуры имели диаметр 30 см и длину 60 см. Коэффициент пористости грунта изменялся в диапазоне 0,28…0,60 (рис. 6.18) и имел тенденцию к уменьшению по мере увеличения содержания гравия. На рис. 6.19 показаны значения полевого коэффициента пористости образцов ненарушенной структуры, отобранных на площадке T, а также максимального и минимального коэффициентов пористости

НЕЛЬЗЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

(e_{max} и e_{min}). Из рисунка видно, что относительная плотность большинства образцов изменяется в диапазоне 60…90%.

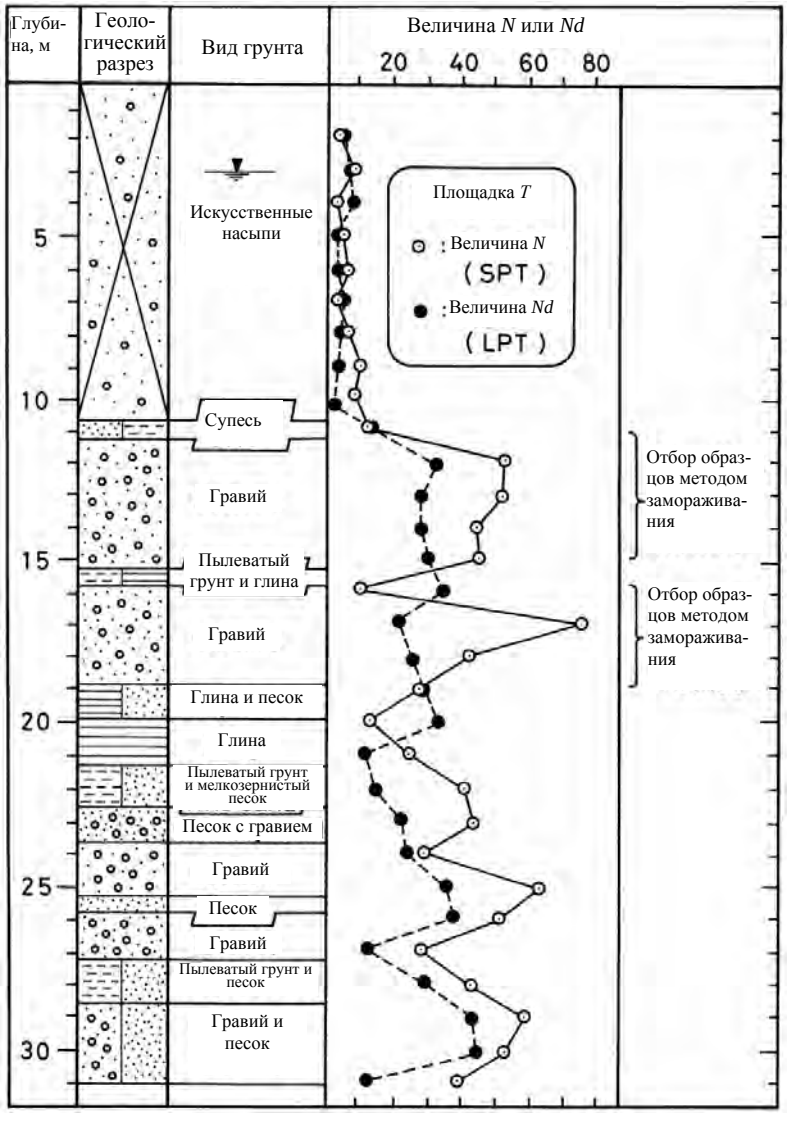


Рис. 6.16. Инженерно-геологический разрез гравелистых грунтов на площадке *T* (Kokusho & Tanaka, 1994)

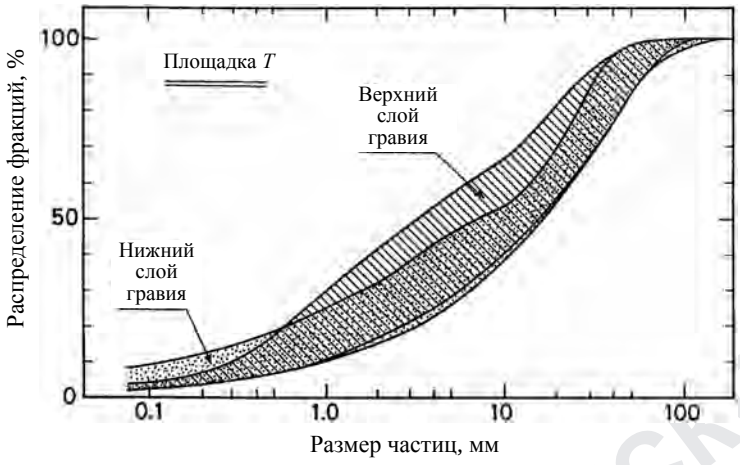


Рис. 6.17. Кривые гранулометрического состава для двух видов гравелистого грунта на площадке *T* (Kokusho & Tanaka, 1994)

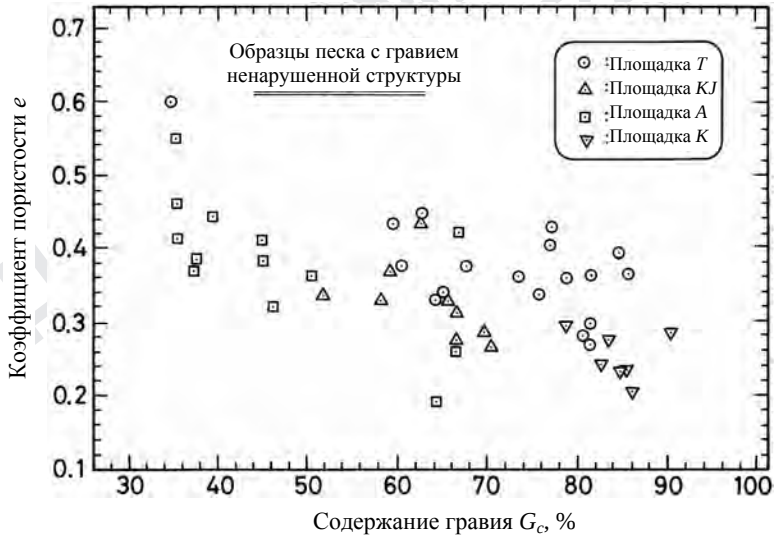


Рис. 6.18. Изменение коэффициента пористости образцов гравелистого грунта ненарушенной структуры по данным четырех площадок (Kokusho & Tanaka, 1994)

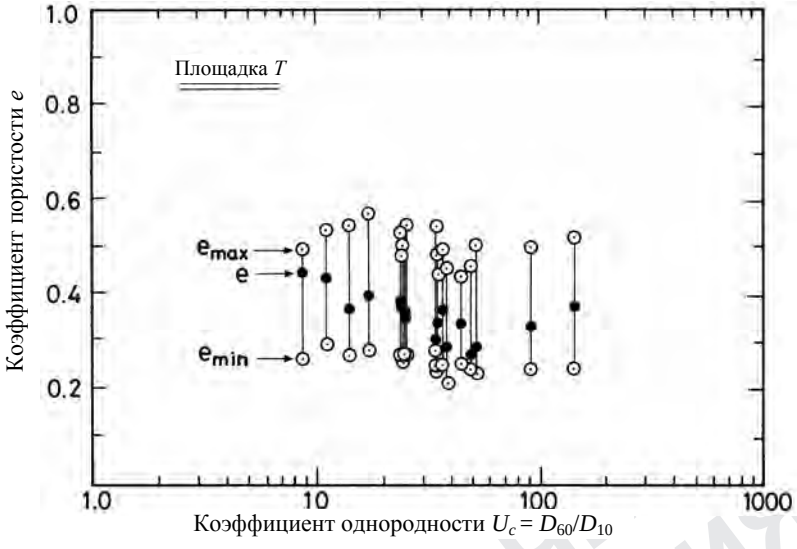


Рис. 6.19. Коэффициент пористости гравелистых грунтов на площадке *T* (Kokusho & Tanaka, 1994)

На рис. 6.20 представлен модуль сдвига G_0 при деформациях малой амплитуды для двух отложений гравия на площадке *T* (обозначены кружками), полученный по данным трехосных циклических испытаний (он нанесен в сопоставлении с логарифмом эффективных обжимающих напряжений). Каждый образец испытывали при последовательно увеличивающихся обжимающих напряжениях. Если предположить, что в общей форме зависимость модуля сдвига от эффективных обжимающих напряжений описывается уравнением (6.3), то можно найти величину показателя *n*, определив наклон прямых линий на рис. 6.20. Для грунтов на площадке *T* показатель n = 0,84 и 0,93.

На рис. 6.20 также приводятся модули сдвига при деформациях малой амплитуды образцов гравелистого грунта ненарушенной структуры, отобранных на других площадках. Из рисунка видно, что величина показателя *n* составляет 0,56 и 0,93, в среднем – 0,75, что значительно больше соответствующих величин для восстановленных образцов гравия (см. рис. 6.11). Средняя величина n = 0,87, характеризующая грунты на площадке *T* (см. рис. 6.20), существенно больше средних величин n = 0,72 и 0,70 для песка с гравием, образцы которых отбирали на площадках *KJ* и *A*.

Для исследования влияния коэффициента пористости рассматри-

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

вали результаты испытаний с пяти площадок, проводимых при обжимающем напряжении, соответствующем полевым условиям. На рис. 6.21 приводится зависимость начального модуля сдвига G_0 от коэффициента пористости. Значительный разброс данных (по сравнению с результатами испытаний восстановленных образцов) отражает потенциальную изменчивость свойств отложений ненарушенной структуры в полевых условиях. Однако тенденция уменьшения модуля сдвига при увеличении коэффициента пористости прослеживается для всех грунтов на одной и той же площадке.

На площадке *A* проводили не только отбор образцов ненарушенной структуры методом замораживания грунта, но и применяли традиционную технологию вдавливания грунтоноса. Трехосные циклические испытания также проводили на образцах условно-ненарушенной структуры, отобранных трубчатым грунтоносом. Из результатов этих испытаний (показаны на рис. 6.21 черными ромбиками) видно, что модуль сдвига при деформациях малой амплитуды образцов, отобранных грунтоносом, в целом меньше полученного при испытании образцов ненарушенной структуры с использованием технологии замораживания грунта.

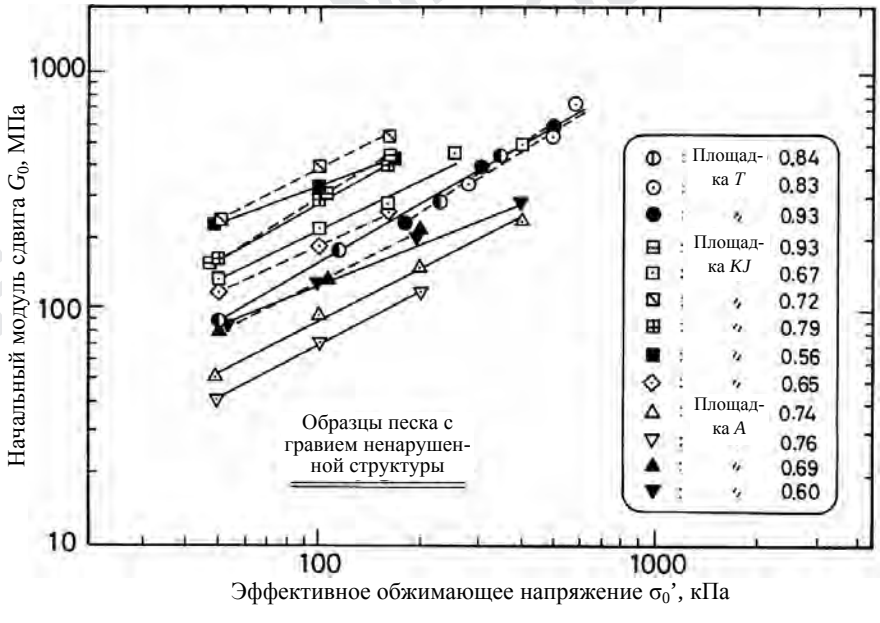


Рис. 6.20. Зависимость начального модуля сдвига от обжимающих напряжений для образцов песка с гравием ненарушенной структуры (Kokusho & Tanaka, 1994)

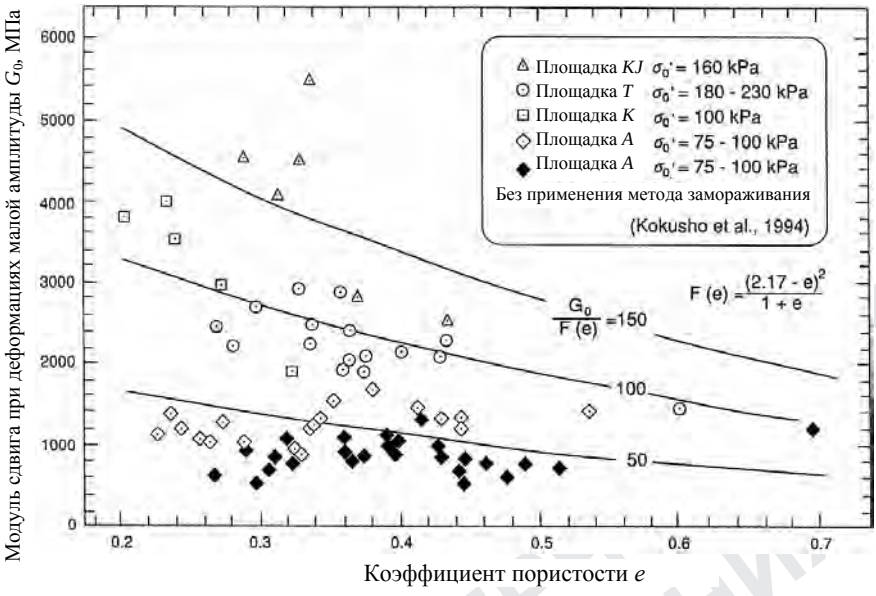


Рис. 6.21. Зависимость модуль сдвига от коэффициента пористости для образцов песка с гравием ненарушенной структуры (Kokusho & Tanaka, 1994)

6.2. Зависимость модуля сдвига от времени при деформациях малой амплитуды

Гардин и Блэк (Hardin & Black, 1968), а также Хамфиес и Уолс (Humphies & Wahls, 1968) выяснили, что модуль сдвига при деформациях малой амплитуды для перемятых глин после завершения первичной консолидации увеличивается во времени при действии постоянного обжимающего напряжения. Это явление было изучено в лабораторных условиях на специально подготовленных образцах глины с использованием прибора для резонансного испытания колонн (Afifi & Woods, 1971, Marcusin & Wahls, 1972, Afifi & Richart, 1973).

На рис. 6.22 приведен типичный пример изменения модуля сдвига каолинитовой глины во времени при постоянном обжимающем напряжении (Anderson & Stokoe, 1977). Из рисунка видно, что модуль сдвига значительно увеличивается в процессе первичной консолидации, а после ее завершения скорость возрастания модуля становится незначительной. Увеличение модуля вследствие консолидации можно объяснить соответствующим уменьшением коэффициента пористости, однако продолжительное увеличение модуля сдвига при постоянном обжимающем напряжении по окончании первичной

консолидации может рассматриваться только как результат упрочнения связей между частицами во времени. При долговременных испытаниях модуль сдвига при деформациях малой амплитуды G_0 увеличивается практически линейно логарифму времени. Для описания этого эффекта Афифи и Ричарт (Afifi & Richart, 1973) предложили использовать коэффициент I_G *:*

$$I_G = \frac{\Delta G_0}{\lg(t_2 / t_1)}, \tag{6.12}$$

где t_1 и t_2 – произвольно выбранные точки во времени после завершения первичной консолидации; ΔG_0 – увеличение модуля сдвига в период времени t_1–t_2.

Согласно рис 6.22, I_G равен ΔG_0 в одном логарифмическом цикле времени. Для устранения возможного влияния вида грунта и обжимающего напряжения Афифи и Ричарт (Afifi & Richart, 1973) предложили использовать нормализованный коэффициент N_G:

$$N_G = \frac{1}{G_{1000}} \frac{\Delta G_0}{\lg(t_2 / t_1)}, \tag{6.13}$$

где G_{1000} – модуль сдвига, измеренный через 1000 мин после приложения постоянного обжимающего напряжения после первичной консолидации.

Таким образом, коэффициент N_G характеризует процентное увеличение модуля сдвига в течение одного логарифмического цикла времени. Для удобства вычислений, если рассматривать ΔG_0 как увеличение модуля в течение любого 10-кратного периода времени ($t_2/t_1 = 10$), выражение (6.13) можно переписать следующим образом:

$$N_G = \frac{\Delta G_0}{G_{1000}}. \tag{6.14}$$

Первоначально влияние времени исследовали с использованием искусственных образцов связных грунтов, но позже было выявлено, что такой же эффект наблюдается для образцов связных и сыпучих грунтов ненарушенной структуры (Stokoe & Richart, 1973; Trudeau et al., 1974).

Проанализировав результаты лабораторных испытаний, Афифи и Ричарт (Afifi & Richart, 1973) обнаружили, что N_G уменьшается с увеличением размера частиц грунта. Из обобщающего графика (рис. 6.23)

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

видно, что временной эффект становится незначительным для песчаных грунтов со средним диаметром частиц больше D_{50} = 0,05 мм. Широкий диапазон вариации N_G для мелкозернистых грунтов можно объяснить тем, что эти изменения происходят в зависимости от характера связных грунтов, выражаемого числом пластичности I_p.

На рис. 6.24 приводится обобщение имеющихся результатов испытаний (Kokusho, 1987), величина N_G нанесена в сопоставлении с I_p. Из рисунка видно, что увеличение модуля во времени становится более выраженным при увеличении пластичности грунтов. Отметим, что для образцов ненарушенной структуры увеличение модуля сдвига N_G происходит примерно так же, как и в образцах перемятой глины. Поэтому можно предположить, что часть величины модуля сдвига, увеличившегося во времени, не определяется в лаборатории из-за нарушений структуры грунта в ходе отбора и подготовки образцов. Допустим, что жесткость грунтов в полевых условиях складывается из двух частей, одна из которых обусловлена первичной консолидацией, вторая – долгосрочным влиянием времени. Согласно изложенной гипотезе, если прочность как эффект временно́го воздействия утрачивается из-за нарушения структуры при отборе образцов, то часть жесткости, вызванной первичной консолидацией, сохраняется, поскольку в процессе отбора образцов коэффициент пористости не изменяется.

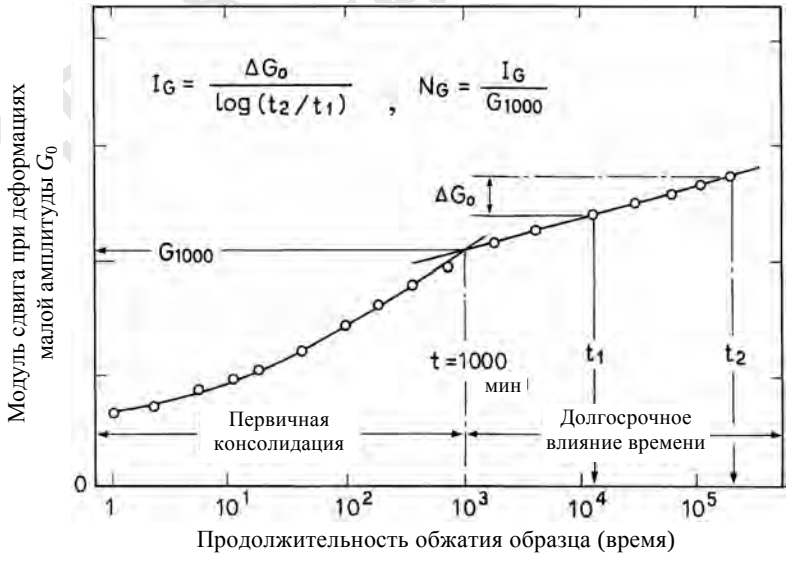


Рис. 6.22. Влияние времени воздействия на модуль сдвига при деформациях малой амплитуды (Anderson & Stokoe, 1977)

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

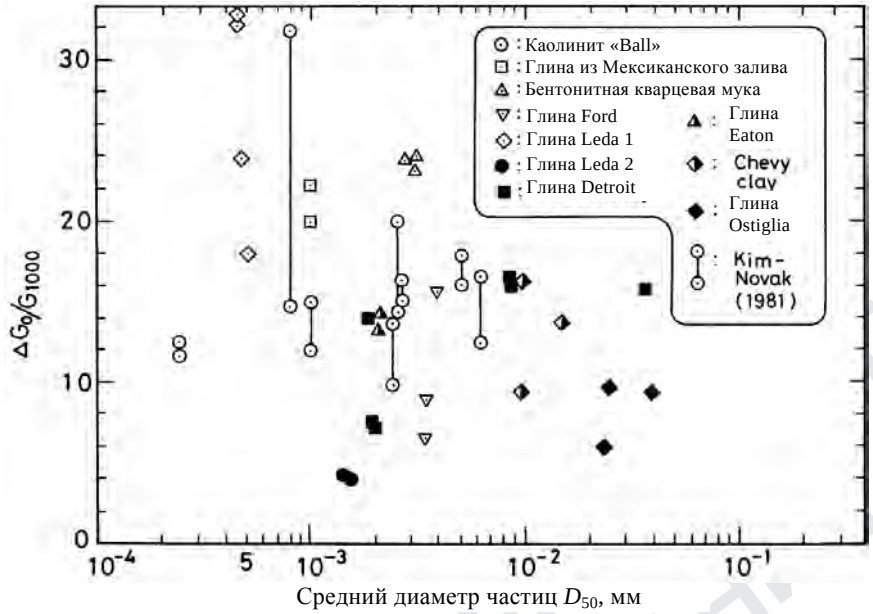


Рис. 6.23. Долговременное увеличение модуля сдвига в зависимости от среднего диаметра глинистых частиц

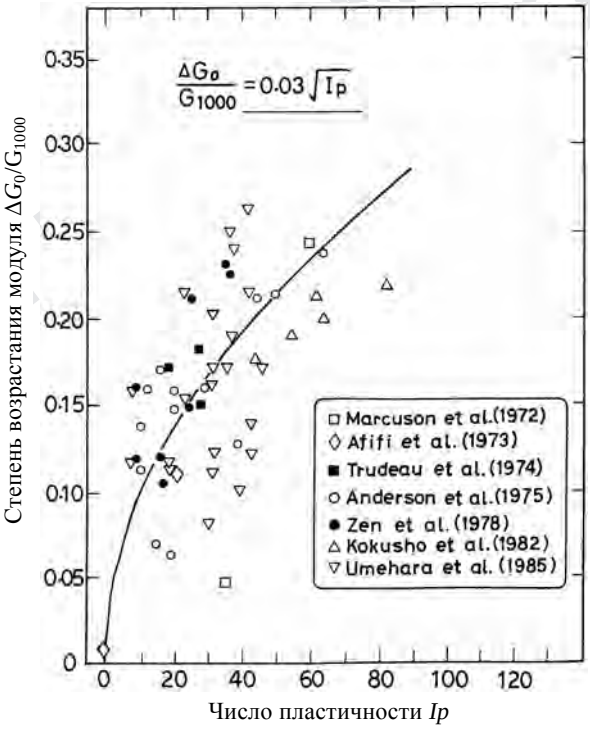


Рис. 6.24. Зависимость степени увеличения модуля сдвига от числа пластичности (Kokusho, 1987)

С учетом приведенной гипотезы Андерсон и Стокое (Anderson & Stokoe, 1977) выполнили анализ влияния времени при оценке модуля G_{OF} в полевых условиях исходя из результатов лабораторных испытаний образцов грунта ненарушенной структуры. Сначала на основании лабораторных испытаний или эмпирических отношений определяли модуль сдвига при деформациях малой амплитуды G_{OL} после завершения первичной консолидации. Модуль сдвига для полевых условий вычисляется так:

$$G_{OF} = G_{OL} + N_G F_A, \tag{6.15}$$

где F_A – коэффициент, отражающий возраст площадки.

Очень трудно четко определить величину F_A, так как в основном она зависит от времени, прошедшего после окончания первичной консолидации до настоящего момента, однако для информации можно использовать данные, приведенные на рис. 6.24.

6.3. Модули сдвига при деформациях малой амплитуды по данным полевых испытаний

Последние достижения в развитии полевых, а также лабораторных методик испытания высококачественных образцов грунта ненарушенной структуры позволяют получать более надежные результаты для анализа и проектирования сооружений с учетом поведения грунтов при землетрясениях. Рассмотрим модули сдвига грунтов в полевых условиях исходя из принципов, рассмотренных в предыдущих разделах.

6.3.1. Начальные модули сдвига, определенные с помощью записи скорости в полевых условиях

Йокота (Yokota et al., 1981) сравнил величины модулей сдвига, полученных в ходе полевых и лабораторных испытаний для грунтов аллювиального и делювиального происхождения. В полевых условиях модули сдвига определяли с помощью прямого сейсмического каротажа, а в лаборатории – на основании резонансного испытания колонн – образцов грунта ненарушенной структуры, отобранных из той же скважины. На рис. 6.25 приведено сравнение модулей сдвига (G_{OF} и G_{OL}) глинистых и песчаных грунтов аллювиального происхождения, определенных соответственно в процессе лабораторных и полевых

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

испытаний. Для отложений сравнительно позднего периода (и, следовательно, с малым модулем сдвига) результаты, полученные в ходе полевых и лабораторных испытаний, примерно одинаковы. Подобное сравнение для глин и песков делювиального происхождения (рис. 6.26) показало, что модули сдвига, полученные в результате лабораторных испытаний, меньше модулей, измеренных методом сейсмического каротажа. Для отложений делювиального происхождения с модулями сдвига больше 50 МПа такие явления, как цементация или старение, ведут к увеличению жесткости грунтов. Оказывается, что часть жесткости, обусловленная эффектом упрочнения, утрачивается из-за нарушения структуры при отборе, транспортировке и подготовке образцов в лаборатории.

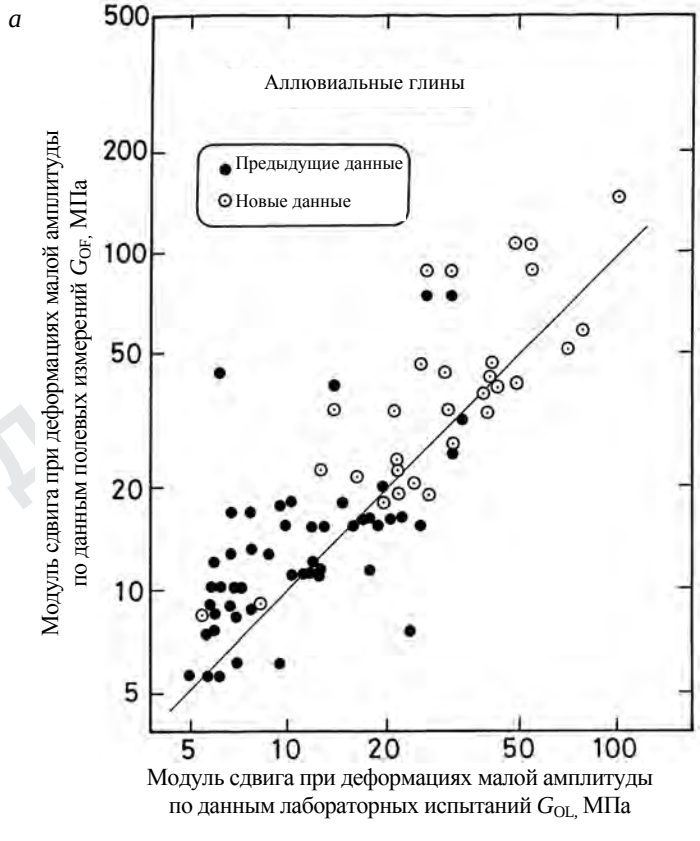


Рис. 6.25. Сравнение величин модулей сдвига, полученных по данным полевых и лабораторных испытаний (Yokota et al., 1985): *a* – для аллювиальных глин

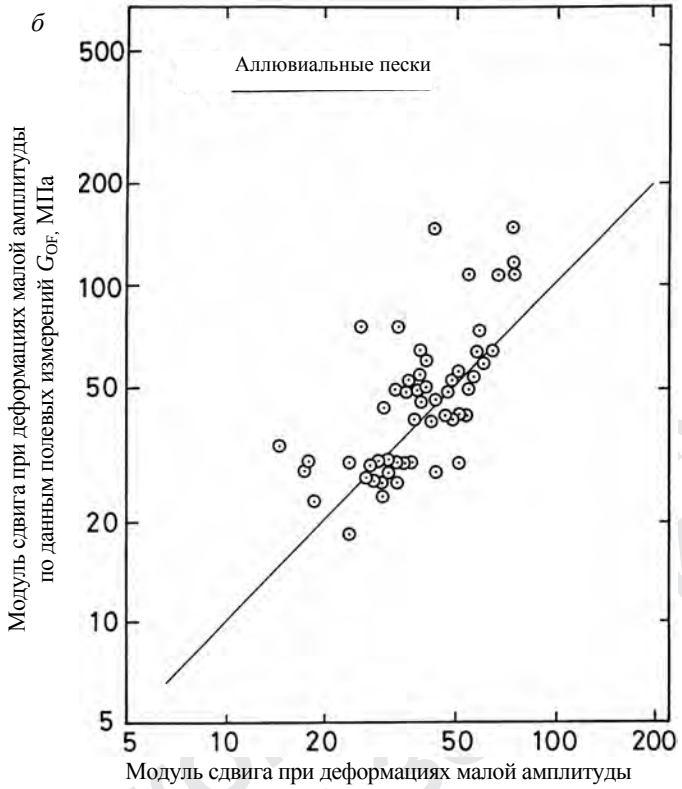


Рис. 6.25. Сравнение величин модулей сдвига, полученных по данным полевых и лабораторных испытаний (Yokota et al., 1985): *б* – для аллювиальных песков

В разд. 6.1.4 описывались комплексные лабораторные испытания образцов песка с гравием ненарушенной структуры. На той же площадке проводили полевые испытания по измерению скорости сдвиговой волны с использованием метода сейсмического каротажа. Кокушо и Танака (Kokusho & Tanaka, 1994) сравнивали модуль сдвига, полученный в результате измерения скорости сдвиговой волны, с модулем сдвига при деформациях небольшой амплитуды, измеренным в ходе испытания на циклическую нагрузку образцов ненарушенной структуры (рис. 6.27). На площадке *Т* скорость измеряли с небольшим шагом по глубине скважины с помощью подвесного зонда. Полученные результаты сравнивали с лабораторными величинами модуля образцов ненарушенной структуры, отобранных с соответствующих глубин.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

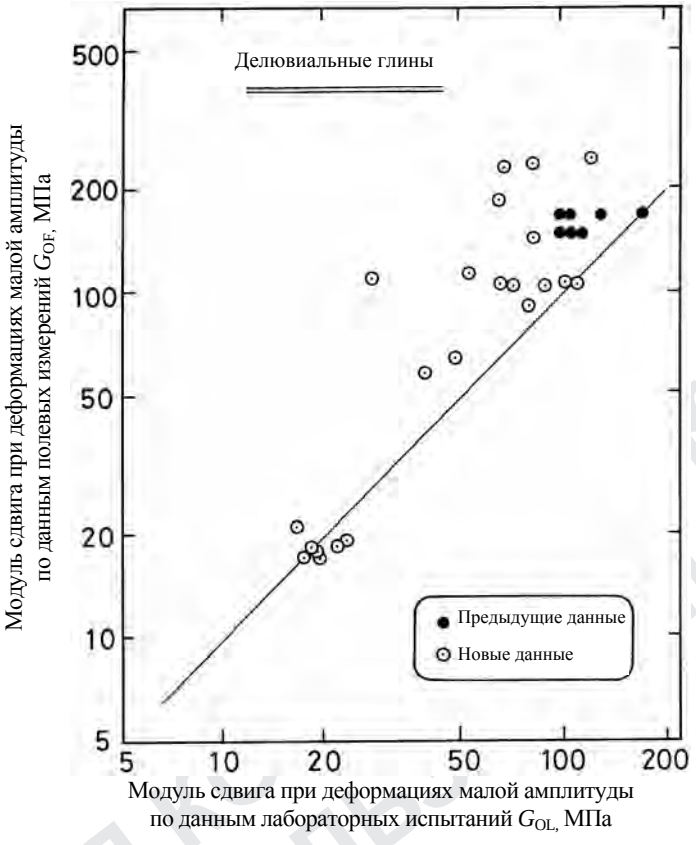


Рис. 6.26. Сравнение величин модулей сдвига, полученных по данным полевых и лабораторных испытаний (Yokota et al., 1985)

На других площадках испытания проводили с гораздо большим шагом измерений по глубине скважины, поэтому одно значение модуля по данным полевых измерений сравнивали с несколькими модулями образцов ненарушенной структуры, отобранных на соответствующей глубине. Величины модуля сдвига, полученные в результате полевых измерений, были примерно на 50% больше определенных в лаборатории с помощью трехосных циклических испытаний образцов ненарушенной структуры (см. рис. 6.27). Эта тенденция соответствует результатам, наблюдаемым на рис. 6.26, *б*, где приводится аналогичное сравнение для делювиальных песков средней и высокой прочности.

Таким образом, можно сделать вывод, что для песка или гравия, отобранных из делювиального или более раннего отложения, модуль сдвига при деформациях малой амплитуды, определенный в лабора-

торных испытаниях высококачественных образцов ненарушенной структуры, будет примерно на 50% меньше, чем измеренный при испытании нетронутых грунтов в полевых условиях.

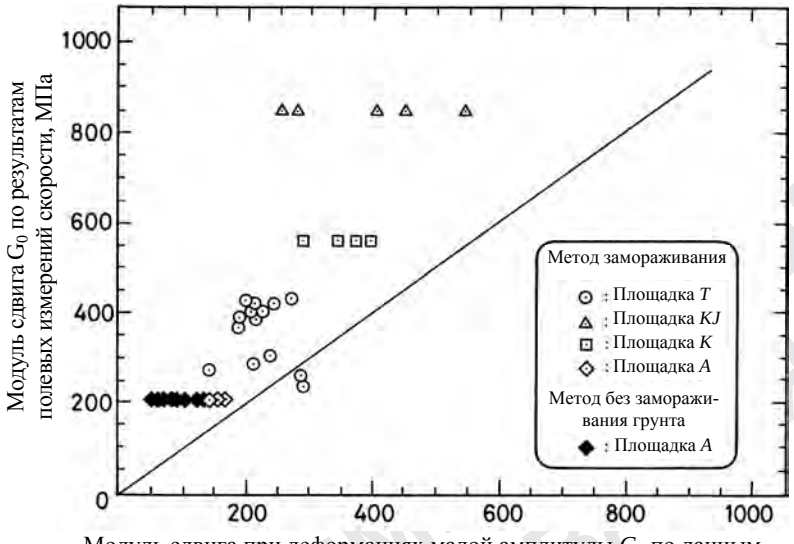


Рис. 6.27. Сравнение величин модулей сдвига, полученных по результатам полевых и лабораторных испытаний (Kokusho &Tanaka, 1994)

Значительное расхождение модулей сдвига, полученных по результатам полевых и лабораторных испытаний, объясняется различной жесткостью грунта. Ясуда и Ямагучи (Yasuda & Yamaguchi, 1985) сопоставили многочисленные результаты испытаний и построили графики, где отношения между модулями сдвига из полевых и лабораторных испытаний нанесены в сопоставлении с модулем сдвига, определенным при измерении скорости распространения волн в поле. На рис. 6.28 показан один из таких графиков, на котором отражены опубликованные данные по связным грунтам (не из Японии). Стрелки на рисунке указывают на поправки в лабораторных данных на возможное увеличение модуля сдвига во времени за 20 лет после завершения первичной консолидации.

Если не учитывать влияние времени, то можно говорить о тенденции к уменьшению модуля сдвига, определенного в лаборатории, по мере увеличения жесткости грунта, что соответствует концепции, приведенной в разд. 6.2. Из рис. 6.28 следует, что данная тенденция существует даже при поправке на фактор времени. На

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

рис. 6.29 приводятся данные по японским пескам, также собранные Ясудой и Ямагучи (Yasuda & Yamaguchi, 1985). Большая часть этих данных получена в ходе испытаний образцов, отобранных вдавливаемым грунтоносом, что предполагает некоторое нарушение структуры грунта. Данные по сравнительно молодым отложениям (аллювиальным грунтам и искусственным насыпям) обозначаются незакрашенными кружками, данные по относительно старым (делювиальным) отложениям – черными кружками. Результаты испытаний (см. рис. 6.29) свидетельствуют об общей тенденции к уменьшению модуля сдвига, определенного в лаборатории, по мере увеличения жесткости песка.

Объединив предыдущие и новые данные, Кокушо (Kokusho, 1987) построил средние кривые, а также кривые, определяющие верхнюю и нижнюю границы (рис. 6.30). Из обобщенного графика можно заключить, что модуль сдвига, определенный на основании измерения скорости, изменяется в пределах 30…50 МПа (150…160 м/с), а модуль сдвига при деформациях малой амплитуды, полученный в лабораторных испытаниях, может быть близким к модулю грунта в полевых условиях. Если модуль сдвига, определенный в ходе лабораторных испытаний, оказывается больше 30…50 МПа, по-видимому, его нужно определять с помощью полевых измерений.

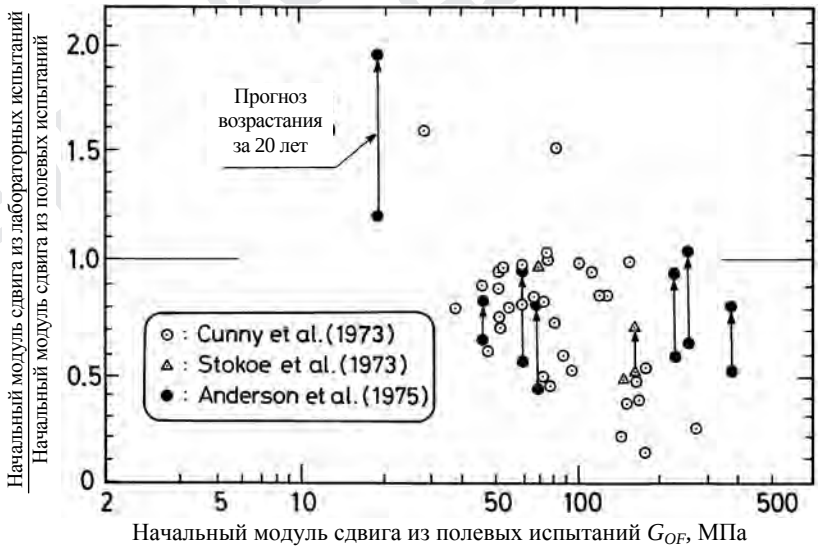


Рис. 6.28. Сравнение модулей сдвига, полученных по результатам полевых и лабораторных испытаний (Yasuda & Yamaguchi, 1985)

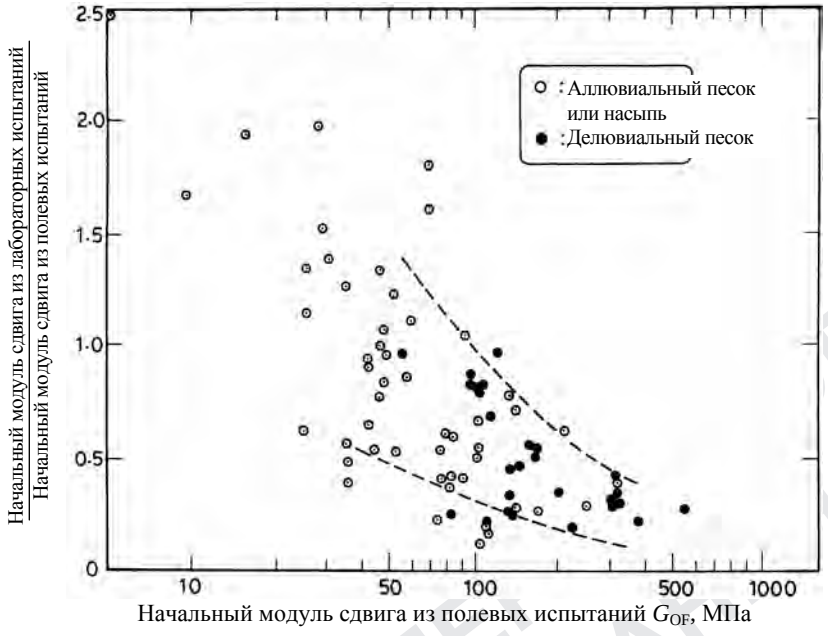


Рис. 6.29. Сравнение величин модулей сдвига, полученных в полевых и лабораторных испытаниях (Yasuda & Yamaguchi, 1985)

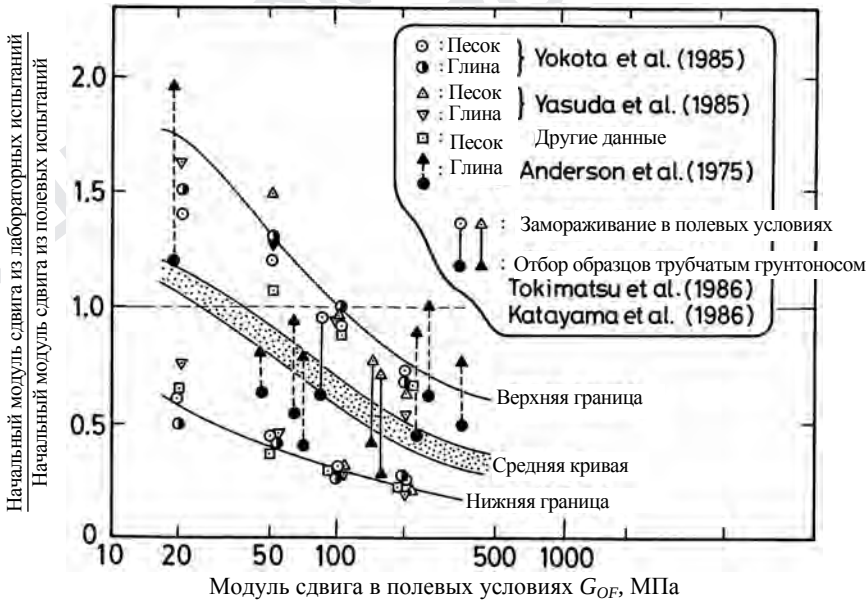


Рис. 6.30. Сравнение величин модулей сдвига, полученных в полевых и лабораторных испытаниях (Kokusho, 1987)

Существует несколько причин описанного отклонения. Одной из самых вероятных среди них является нарушение структуры образцов при их отборе и подготовке. В общем, рыхлые образцы становятся более плотными и характеризуются большей жесткостью, а жесткие – разуплотняются и их жесткость уменьшается. На рис. 6.31 схематично показан эффект нарушения структуры образцов. Чем больше это нарушение, тем больше разница в соотношении модулей сдвига G_{OL}/G_{OF} в диапазоне большой или малой жесткости, что отражает потенциальное увеличение или уменьшение объема грунта вследствие дилатансии.

На практике применяют несколько видов сложных грунтоносов, позволяющих отбирать образцы ненарушенной структуры из глинистых и песчаных отложений. Однако достаточно сложно получить идеальный образец ненарушенной структуры любого грунта и исследовать его в лаборатории в условиях, абсолютно идентичных полевым. Таким образом, можно считать, что нижняя граничная кривая на рис. 6.31 отражает использование передовых технологий при отборе образцов с минимальным нарушением их структуры.

Рис. 6.31. Влияние степени нарушения структуры образца на соотношение модулей сдвига, полученных из полевых и лабораторных испытаний

6.4. Вычисление модуля сдвига по полевым испытаниям на зондирование

Для определения модуля сдвига при деформациях малой амплитуды в полевых условиях многие исследователи предлагали использовать зависимости между скоростью распространения сдвиговой волны, измеренной в полевых условиях, и числом ударов N при стандартном зондировании (SPT). Одна из таких зависимостей, полученная Имаи и Йошимурой (Imai & Yoshimura, 1972), показана на рис. 6.32, где видно, что скорость распространения сдвиговой волны увеличивается с возрастанием величины N для SPT.

Как будет показано в разд. 12.1.1, в Японии величина N на практике испытаний в среднем примерно в 1,2 раза меньше, чем N_{60} в США. Поэтому на рис. 6.32 на абсциссе обозначено $N = 0{,}833\ N_{60}$. Подобное обобщение данных проводилось многими исследователями. Результаты их работ приведены на рис. 6.33, где модуль сдвига G_0, вычисленный по величине скорости сдвиговой волны, сопоставлен с величиной N для SPT. Уравнение прямой, показанной на логарифмической шкале (см. рис. 6.33), можно представить формулой

$$G_0 = aN^b. \tag{6.16}$$

Величины a и b, определенные для каждой прямой (см. рис. 6.33), приводятся в табл. 6.4. Можно заметить, что показатель степени b принимает значение от 0,6 до 0,8, а величина коэффициента a колеблется в пределах 1,0…1,6 кПа.

Таблица 6.4

Величины a и b в уравнении $G_0 = aN^b$

Величина a, кПа	Величина b	Источники
1,0	0,78	Imai & Yoshimura, 1970
1,22	0,62	Ohba & Toriumi, 1970
1,39	0,72	Ohta et al., 1972
1,20	0,80	Ohsaki & Iwasaki, 1973
1,58	0,67	Hara et al., 1974

Зависимость (6.16) можно использовать для приблизительного вычисления модуля сдвига G_0 при деформациях малой амплитуды исходя из количества ударов N в испытаниях SPT. Более подробная информация относительно данной корреляции приводится в работах Сикоры (Sykora 1987 a, b).

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

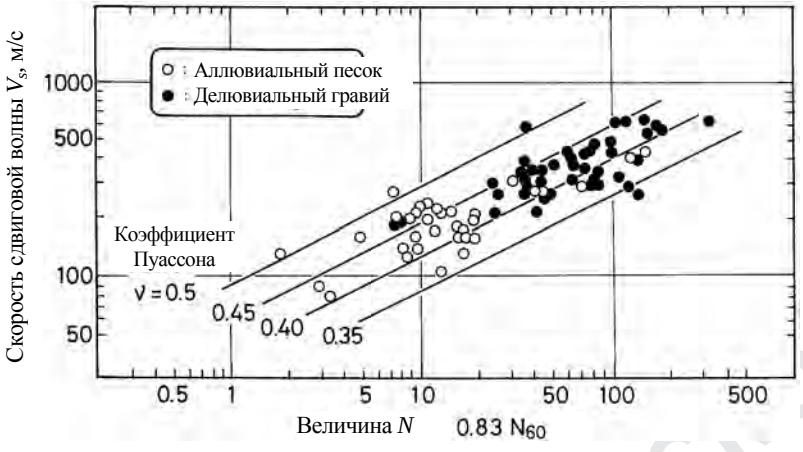


Рис. 6.32. Зависимость между скоростью сдвиговой волны и величиной N в SPT (Imai & Yoshimura, 1972)

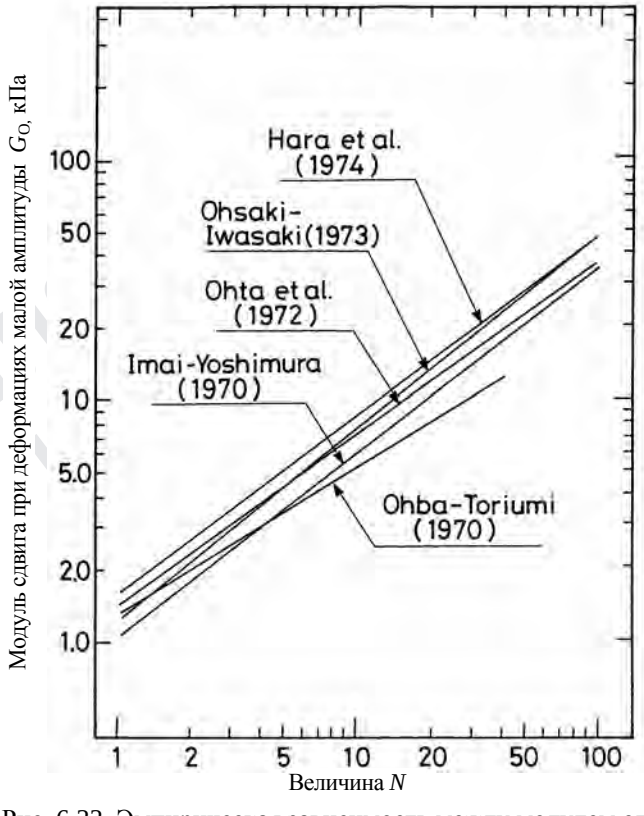


Рис. 6.33. Эмпирическая зависимость между модулем сдвига и величиной N в испытаниях SPT (Ohsaki & Iwasaki, 1973)

6.5. Коэффициент Пуассона водонасыщенных грунтов

В линейной теории упругости коэффициент Пуассона ν выражается через модули сдвига G_0 и объемной деформации K:

$$\nu = \frac{1}{2} \cdot \frac{3K - 2G_0}{3K + G_0}. \tag{6.17}$$

Предполагается, что, если условия дренирования не влияют на модуль сдвига, то модуль объемной деформации зависит от того, в каких условиях (дренированных или недренированных) происходит деформация грунта. Пусть к водонасыщенному элементу грунта в недренированных условиях прикладывается сжимающее напряжение σ. Это напряжение делится на две части: компонент $\overline{\sigma}$ передается на твердые элементы грунта, а компонент u передается на поровую воду. Следовательно,

$$\sigma = \overline{\sigma} + u. \tag{6.18}$$

Сначала предположим, что скелет грунта и поровая жидкость деформируются независимо, не взаимодействуя между собой. Если объем твердых частиц грунта V сжимается под воздействием эффективного напряжения $\overline{\sigma}$ до величины V_b, то получим следующую зависимость:

$$\frac{\Delta V_b}{V} = C_b \cdot \overline{\sigma}, \tag{6.19}$$

где C_b – сжимаемость скелета грунта.

Объем воды, содержащейся в порах грунта, представим как nV, где n – пористость. Если поровая вода под действием порового давления u сжимается на величину ΔV_w, то

$$\frac{\Delta V_w}{nV} = C_l \cdot u, \tag{6.20}$$

где C_l – сжимаемость самой воды.

Теперь вводим дренированные условия через соотношение величин ΔV_w и ΔV_b. Если $\Delta V_w > \Delta V_b$, вода может поступать в поры, если $\Delta V_w < \Delta V_b$, вода будет отжиматься из пор. Отметим, что в обеих ситуациях подразумеваются дренированные условия. Следовательно, в

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

недренированных условиях

$$\Delta V_b = \Delta V_w. \tag{6.21}$$

Это рассматривается как условие совместимости, необходимое для возникновения взаимодействия между двумя независимо деформирующимися средами – твердым грунтом и поровой жидкостью.

Подставляя (6.19) и (6.20) в выражение для недренированных условий (6.21) и используя (6.18), получим

$$\frac{\Delta V_b}{V} = \frac{nC_\ell}{1+\dfrac{nC_\ell}{C_b}} \cdot \sigma. \tag{6.22}$$

Если твердая структура грунта рассматривается как упругодеформируемая среда, то модуль объемной деформации определяется из уравнения (6.22):

$$K = \frac{1+\dfrac{nC_\ell}{C_b}}{nC_\ell}. \tag{6.23}$$

Хорошо известно, что коэффициент порового давления Скемптона (Skempton, 1954) вычисляется по формуле

$$B = \frac{1}{1+\dfrac{nC_\ell}{C_b}}.$$

Подставляя это выражение в (6.23) и (6.17), получим формулу для коэффициента Пуассона водонасыщенных грунтов:

$$\nu = \frac{1}{2}\frac{3-2G_0nC_\ell B}{3+G_0nC_\ell B}. \tag{6.24}$$

Известно, что сжимаемость твердой фазы слабых грунтов C_b очень велика по сравнению со сжимаемостью воды C_l, поэтому $B \approx 1{,}0$. Для таких грунтов величина G_0nC_l также мала. Вводя эти аппроксимации в (6.24), получим простую формулу для определения коэффициента Пу-

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

ассона для слабых водонасыщенных грунтов:

$$\nu = \frac{1}{2}(1 - nG_0G_\ell). \tag{6.25}$$

Эта аппроксимированная формула была независимо получена Ишихарой (Ishihara 1970, 1971) на основании линейной теории пористой упругой среды. Если предположить, что C_l = 4,8 x 10^{-5} МПа, а n = 0,4…0,6, можно численно представить уравнение (6.25), как показано на рис. 6.34.

Коэффициент Пуассона соотносится со скоростями сдвиговой V_s и продольных V_p волн согласно формулам

$$\nu = \frac{1}{2}\frac{(V_p/V_s)^2 - 2}{(V_p/V_s)^2 - 1}, \qquad G_0 = \rho V_s^2. \tag{6.26}$$

На рис. 6.34 показаны величины коэффициента Пуассона, полученные из данных по V_s и V_p, измеренных в полевых условиях, с использованием уравнения (6.26). Коэффициент Пуассона слабых водонасыщенных грунтов примерно равен 0,5 и уменьшается с увеличением жесткости грунта.

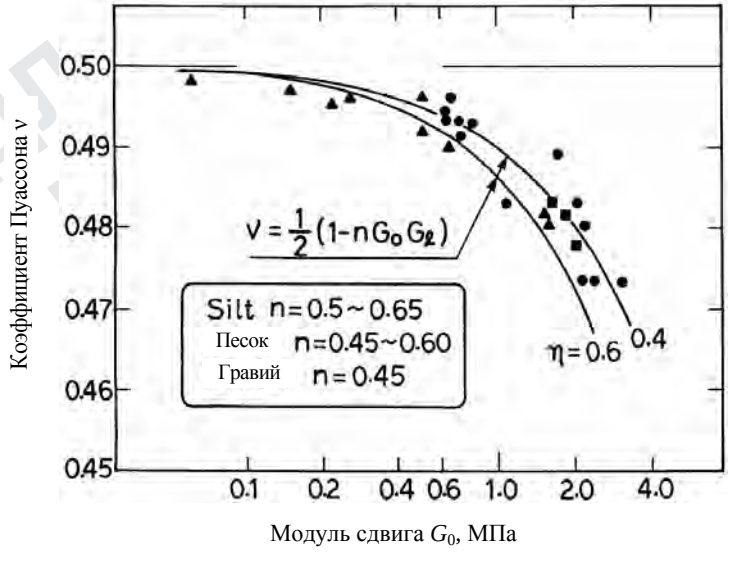


Рис. 6.34. Коэффициент Пуассона как функция модуля сдвига

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Список литературы

Afifi, S.S. and Woods, R.D. (1971). Long-term pressure effects on shear modulus of soils. Journal of Soil Mechanics and Foundations, ASCE, 97, SM10, 1445-60.

Ann, S.S. and Richart, F.E., Jr. (1973). Stress-history effects on shear modulus of soils. Soils and Foundations, 13, 77-95.

Anderson, D.G. and Woods, R. D. (1975). Comparison of field and laboratory shear moduli. Proceedings of the Conference on in situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, North California, pp. 69-92.

Anderson, D.G. and Stokoe, K.H. (1977). Shear modulus: a time-dependent soil property. Dynamic Geotechnical Testing, ASTM, SPT654, 66-90.

Cunny, R. W. and Fry, Z. B. (1973). Vibratory in situ and laboratory soil moduli compared. Journal of Soil Mechanics and Foundations, ASCE 99, SM2 1022-76.

Drnevich, V.P., Hall, J.R., and Richart, F.E. (1967). Effects of amplitude of vibration on the shear modulus of sand. Proceedings of the International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials, Albuquerque, New Mexico, pp. 189-99.

Goto, S., Syamoto, Y., and Tamaoki, S. (1987). Dynamics properties of undisturbed gravel samples obtained by the in situ freezing method. Proceedings of the 8th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Kyoto, pp. 233-6. Gray and Kashmeeri (1971).

Hara, A., Ohta, T., Niwa, M., Tanaka, S., and Banno, T. (1974). Shear modulus and shear strength of cohesive soils. Soils and Foundations, 14, 1-12.

Hardin, B.O. and Richart, F.E. (1963). Elastic wave velocities in granular soils. Journal of Soil Mechanics and Foundations, ASCE, 89, SMI, 33-65.

Hardin, B.O. and Black, W.L. (1968). Vibration modulus of normally consolidated clay. Journals of Soil Mechanics and Foundations, ASCE, 94, SM2, 353-69.

Hardin, B.O. and Black, W.L. (1969). Closure to vibration modulus of normally consolidated clay. Journal of Soil Mechanics and Foundations, ASCE, 95, SM6, 1531-7.

Humphries and Wahls (1968). Stress history effects on dynamic modulus of clay. Journal of Soil Mechanics and Foundations, ASCE, 94, SM2, 371-89.

Imai, T. and Yoshimura, M. (1970). Elastic shear wave velocity and mechanical characteristics of soft soil deposits. Tsuchi to Kiso, 18, No. 1, 17-22 (in Japanese).

Ishihara, K. (1970). Approximate forms of wave equations for water-saturated porous materials and related dynamic modulus. Soils and Foundations, 10, 10-38.

Ishihara, K. (1971). On the longitudinal wave velocity and Poisson's ratio in saturated soils. Proceedings of the 4th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Bangkok, Vol. 1, pp. 197-201.

Iwasaki, T., Tatsuoka, F., Tokida, K., and Yasuda, S. (1978). A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies in various sites in Japan. Proceedings of the 2nd International Conference on Microzonation for Safer Construction—Research and Application. Vol. 2, pp. 885-96.

НЕ ДЛЯ ПУБЛИЧНОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Kayatama, L., Fukui, F., Goto, M., Makihara, Y., and Tokimatsu, K. (1986). Comparison of dynamic deformation characteristics of dense sand between undisturbed and disturbed samples. Proceedings of the 21st Annual Conference of the JSSMFE, pp. 583–4 (in Japanese).

Kim, T.C. and Novak, M. (1981). Dynamic properties of some cohesive soils of Ontario. Canadian Geotechnical Journal, 18, 371–89.

Kokusho, T. (1980). Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range. Soils and Foundations, 20, 45–60.

Kokusho, T. and Esashi, Y. (1981). Cyclic triaxial test on sands and coarse materials. Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Vol. 1.

Kokusho, T., Yoshida, Y., and Esashi, Y. (1982). Dynamic soil properties of soft clay for wide strain range. Soils and Foundations, 22, 1-18.

Kokusho, T. (1987). In situ dynamic soil properties and their evaluation. Proceedings of the 8th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Kyoto, Vol. 2, pp. 215–35.

Kokusho, T. and Tanaka, Y. (1994), Dynamic properties of gravel layers investigated by in situ freezing sampling. Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Ground Failures under Seismic Conditions, Atlanta, pp. 121–40.

Kuribayashi, E., Iwasaki, T., Tatsuoka, F., and Horiuchi, S. (1975). Effects of particle characteristics on dynamic deformational properties of soils. Proceedings of the 5th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Bangalore, India, pp. 361–7.

Marcuson, W.F. and Wahls, H.E. (1972). Time effects on dynamics shear modulus of clays. Journal of Soil Mechanics and Foundations, ASCE, 98, SMI 2, 1359–73.

Nishio, N., Tamaoki, K., and Machida, Y. (1985). Dynamic deformation characteristics of crushed gravel by means of large-size triaxial test apparatus. Proceedings of the 20th Annual Convention, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 603–4.

Ohba, S. and Toriumi, I. (1970). Research on vibrational characteristics of soil deposits in Osaka, part 2, on velocities of wave propagation and predominant periods of soil deposits. Abstracts, Technical Meeting of Architectural Institute of Japan (in Japanese).

Ohsaki, Y. and Iwasaki, R. (1973). On dynamic shear moduli and Poisson's ratios of soil deposits. Soils and Foundations, 13, 61–73.

Ohta, T., Hara, A., Niwa, M., and Sakano, T. (1972). Elastic shear moduli as estimated from N-value. Proceedings of the 7th Annual Convention of Japan Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 265–8.

Prange, B. (1981). Resonant column testing of railroad ballast. Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Vol. 1.

Richart, F.E., Hall, J.R., and Woods, R.D. (1970). Vibrations of soils and foundations, Prentice Hall.

Shibata, T. and Soelarno, D.S. (1975) Stress-strain characteristics of sands under cyclic loading. Proceedings of the Japan Society of Civil Engineering, No. 239, pp. 57-65 (in Japanese).

НЕ ПРЕДНАЗНАЧЕНО ДЛЯ ПУБЛИЧНОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Silver, M.L. and Seed, H.B. (1971). Deformation characteristics of sands under cyclic loading. Proceedings of ASCE, SM8, pp. 1081–98.

Skempton, A.W. (1954). The pore pressure coefficient A and B, Geotechnique, 4, 143–7.

Stokoe, K.H. and Richart, F.E. (1973). In situ and laboratory shear wave velocities. Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, Vol. 1, Part 2, pp. 403–9.

Sykora, D. (1987a). Examination of existing shear wave velocity and shear modulus correlations in soils. US Army WES. Miscellaneous Paper GL-87–22, Vicksburg, MS.

Sykora, D. (1987b). Creation of data base of seismic shear wave velocities for correlation analysis, US Army WES, Miscellaneous Paper GL-87-26, Vicksburg, MS.

Tanaka, Y., Kudo, K., Yoshida, Y., and Ikemi, M. (1987). A study on the mechanical properties of sandy gravel—dynamic properties of reconstituted sample, Report U87019, Central Research Institute of Electric Power Industry, (in Japanese).

Tokimatsu, K. and Hosaka, Y. (1986). Effects of sample disturbance on dynamic properties of sand. Soils and Foundations, 26, No. 1, 53–64.

Trudeau, P.J., Whitman, R.V., and Christian, J.T. (1974). Shear wave velocity and modulus of a marine clay. Journal of the Boston Society of Civil Engineers, pp. 12-25.

Umehara, Y., Zen, K., Higuchi, Y. and Ohneda, H. (1985). Laboratory tests and in situ seismic survey on vibratory shear moduli of cohesive soils. Proceedings of the 7th Japan Earthquake Engineering Symposium, pp. 577–84.

Yasuda, S. and Yamaguchi, I. (1985). Dynamic shear modulus obtained in the laboratory and in situ. Proceedings of the Symposium on Evaluation of Deformation and Strength of Sandy Grounds. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 115–18 (in Japanese).

Yokota, K., Imai, T., and Konno, M. (1981). Dynamic deformation characteristics of soils determined by laboratory tests. Oyo Technical Report No. 3, pp. 13-37.

Yokota, K. and Konno, M. (1985). Comparison of soil constants obtained from laboratory tests and in situ tests. Proceedings of the Symposium on Evaluation of Deformation and Strength of Sandy Grounds, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 111-14 (in Japanese).

Yu, P. and Richart, F.E. (1984). Stress ratio effects on shear modulus of dry sands. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 110, GT3, 331–45.

Zen, K., Umehara, Y., and Hamada, K. (1978). Laboratory tests and in situ seismic survey on vibratory shear modulus of clayey soils with various plasticities. Proceedings of the 5th Japanese Earthquake Engineering Symposium, pp. 721–8.

НЕ ДЛЯ ОЗНАЙОМЛЕННЯ

7

ЗАВИСИМОСТЬ МОДУЛЯ СДВИГА И КОЭФФИЦИЕНТА ДЕМПФИРОВАНИЯ ОТ ДЕФОРМАЦИИ

7.1. Модуль деформации и коэффициент демпфирования, определенные из лабораторных испытаний

Хорошо известно, что деформационные характеристики грунта нелинейны. Это свойство нелинейности выражается через модуль сдвига и коэффициент демпфирования, величины которых значительно изменяются в зависимости от амплитуды деформации сдвига при циклическом нагружении.

7.1.1. Пески

Ивасаки (Iwasaki et al., 1978) и Кокушо (Kokusho, 1980) проводили детальные исследования динамических свойств грунтов, зависящих от деформации, на стандартном японском песке «Toyoura» (D_{50} = =0,19 мм, U_c = 1,3). В испытаниях Кокушо (Kokusho, 1980) образцы подготавливались следующим образом: водонасыщенный песок заливали в форму, а затем уплотняли с помощью ручного вибратора до получения желаемой плотности. В испытаниях применяли прибор трехосного сжатия с датчиком деформаций бесконтактного типа. Испытания проводили при обжимающем напряжении 100 кПа.

На рис. 7.1 показаны результаты испытаний на образцах различной плотности. На этом рисунке модуль сдвига, нормализованный по отношению к начальному модулю при деформации 10^{-6}, соотносится с амплитудой деформации γ_a. Величина γ_a вычислена по уравнению (6.2). Модуль сдвига, определенный из трехосных циклических испытаний, несколько изменяется по мере увеличения количества циклов нагружения, поскольку в испытании используется относительно большая деформация. После 10 циклов нагрузки по мере увеличения деформации модуль сдвига уменьшается и достигает примерно 1/10 от начального значения, когда уровень деформации возрастает до 0,5% (рис. 7.1). Из рисунка видно, что уменьшение модуля сдвига под влиянием деформации практически не зависит от коэффициента пористости. Величины коэффициента демпфирования (рис. 7.2), полу-

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

ченные по результатам тех же испытаний, соотносятся на графике с деформацией сдвига. Из рис. 7.2 видно, что коэффициент демпфирования D_0 увеличивается при нарастании деформаций сдвига и достигает ~0,25 при деформации сдвига 0,5%. Отношение между коэффициентом демпфирования и деформацией сдвига не зависит от плотности образца (см. рис. 7.2).

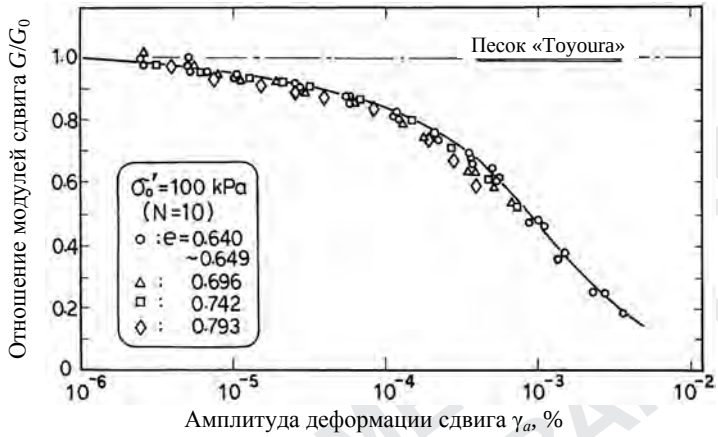


Рис. 7.1. Зависимость нормализованного модуля сдвига от деформации сдвига для песка «Toyoura» (Kokusho, 1980)

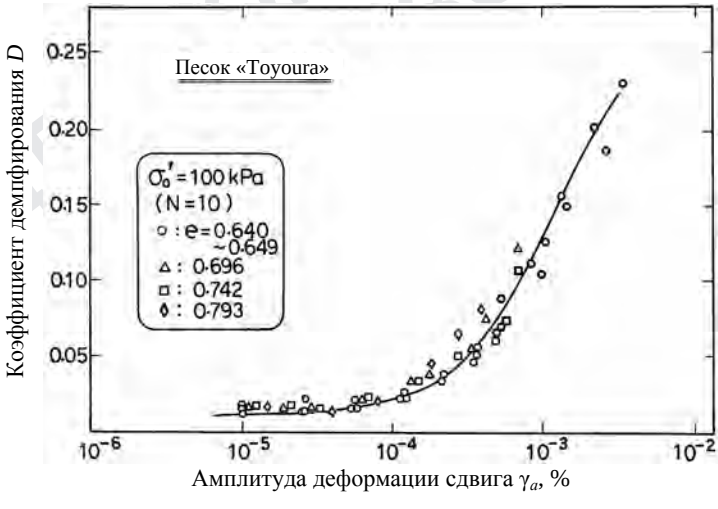


Рис. 7.2. Зависимость коэффициента демпфирования от деформации сдвига для песка «Toyoura» (Kokusho, 1980)

По описанной схеме исследовалось и влияние количества циклов нагружения на динамическую работу песка «Toyoura». Согласно ре-

зультатам испытаний, величины модуля сдвига, полученные в ходе 2-го и 10-го циклов нагружений, различаются не более чем на 10% при деформации сдвига больше 10^{-4}. Примерно такое же различие характерно и для коэффициента демпфирования. Можно также отметить, что при количестве циклов нагружения >10 их влияние несущественно. Следовательно, практически во всех случаях можно пренебречь изменениями модуля сдвига и коэффициента демпфирования вследствие увеличения количества циклов нагружения. Исключение составляет случай недренированного сдвига при деформации большой амплитуды, где происходит значительное нарастание давления поровой воды.

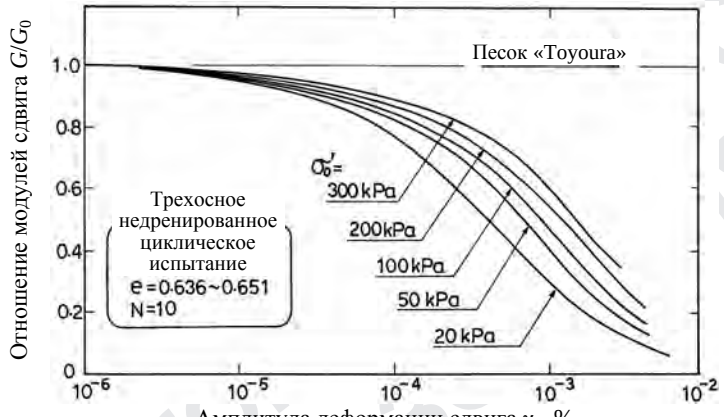


Рис. 7.3. Влияние обжимающих напряжений на модуль сдвига, зависящий от деформации (Kokusho, 1980)

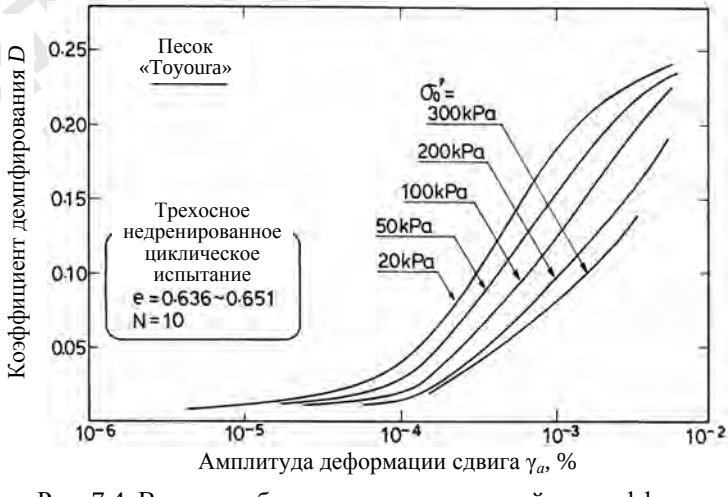


Рис. 7.4. Влияние обжимающих напряжений на коэффициент демпфирования, зависящий от деформации (Kokusho, 1980)

Японские исследователи изучали влияние обжимающих напряжений на динамические свойства песка «Toyoura» в зависимости от деформации (Iwasaki et al., 1978, Tatsuoka & Iwasaki, 1978, Kokusho, 1980). Кокушо (Kokusho, 1980) обобщил результаты испытаний на трехосное циклическое сжатие (рис. 7.3). В этих испытаниях образцы были уплотнены под давлением 20…300 кПа и затем подвержены циклическому осевому нагружению в недренированных условиях. На графике видно, что скорость уменьшения модуля сдвига увеличивается вместе с деформацией при снижении обжимающих напряжений. Это можно объяснить, рассмотрев зависимость обжимающих напряжений от прочности τ_f и начального модуля сдвига G_0. Пусть прочность песка выражается через критерий разрушения Кулона–Мора:

$$\tau_f = \sigma_0' \operatorname{tg} \varphi, \tag{7.1}$$

где φ – угол внутреннего трения.

Подставляя этот критерий, а также формулу для модуля сдвига при деформации малой амплитуды для чистых песков (6.1) в выражение для определения эталонной деформации (3.43), получим отношение эталонной деформации к обжимающему напряжению:

$$\gamma_r \propto (\sigma_0')^{0.5}. \tag{7.2}$$

Согласно определениям, показанным на рис. 7.5, можно интерпретировать эталонную деформацию как деформацию, возникающую на пересечении двух основных линий ($\tau = G_0\gamma$ и $\tau = \tau_f$), которые рассматриваются как крайние асимптоты, огибающие фактические кривые «напряжение–деформация». При большей величине эталонной деформации γ_r кривая «напряжение–деформация» отклоняется вправо.

Возвращаясь к (7.2), можно определить, что эталонная деформация возрастает вместе с обжимающим напряжением. Следовательно, увеличение обжимающих напряжений приводит к увеличению модуля сдвига при данном уровне деформации (см. рис. 7.5), что подтверждают результаты испытаний (см. рис. 7.3).

Анализируя характеристики демпфирования для песка «Toyoura», полученные в ходе тех же испытаний (рис. 7.4), мы увидим, что коэффициент демпфирования возрастает при уменьшении обжимающих напряжений. Этот факт может рассматриваться как логическое следствие, если предположить, что коэффициент демпфирования связан с отношением модулей G/G_0 зависимостью (3.58).

НЕ ПЕЧАТЬ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

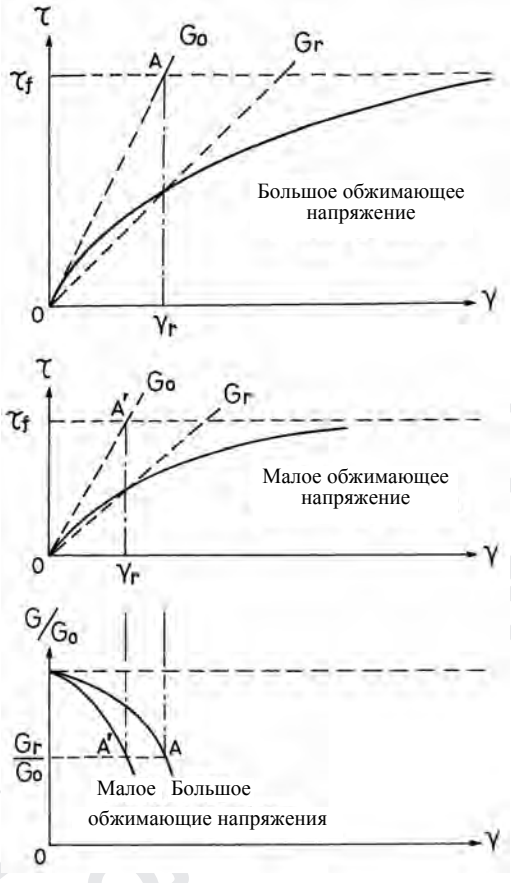


Рис. 7.5. Влияние обжимающих напряжений на эталонную деформацию

Результаты испытаний (см. рис. 7.1, 7.2) свидетельствуют о наличии зависимости между отношением модулей сдвига G/G_0, коэффициентом демпфирования D и величиной деформации сдвига, принимаемой в качестве рабочего параметра. Используя полученные характеристики для каждой величины амплитуды сдвиговой деформации, Татсуока и Ивасаки (Tatsuoka & Iwasaki, 1978) построили график (рис. 7.6), где коэффициент демпфирования нанесен в зависимости от соотношения модулей деформации, которое надписывается над каждой точкой данных как рабочий параметр. Такие же графики строились по результатам испытаний других исследователей (рис. 7.7). Несмотря на некоторый разброс значений, в основном коэффициент демпфирования обратно пропорционален отношению модулей сдвига.

Результаты приведенных выше испытаний описывают работу песка под воздействием циклического нагружения в недренированных

условиях. Кокушо (Kokusho, 1980) проводил также серии трехосных циклических испытаний в дренированных условиях. Результаты этих испытаний показали, что при величинах деформаций от 10^{-6} до 5×10^{-3} дренирование практически не влияет ни на модуль, ни на характеристики демпфирования песка Toyoura. Это вполне логично, если вспомнить, что эффект дилатансии начинает проявляться, когда деформация превышает 5×10^{-3} (см. рис. 3.1).

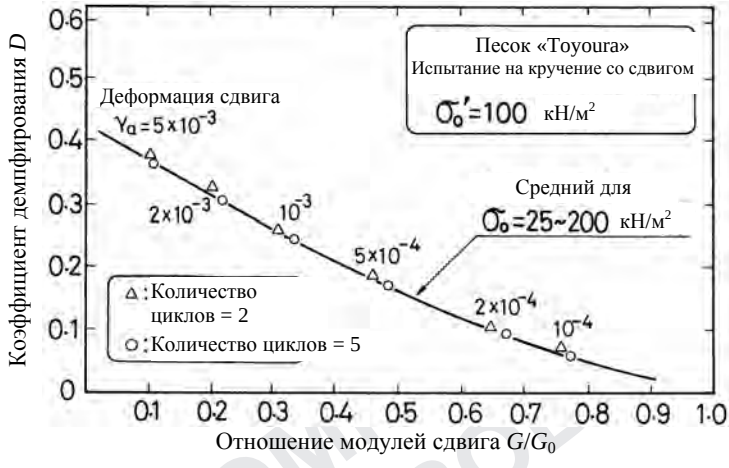


Рис. 7.6. Зависимость коэффициента демпфирования от отношения модулей сдвига (Tatsuoka & Iwasaki, 1978)

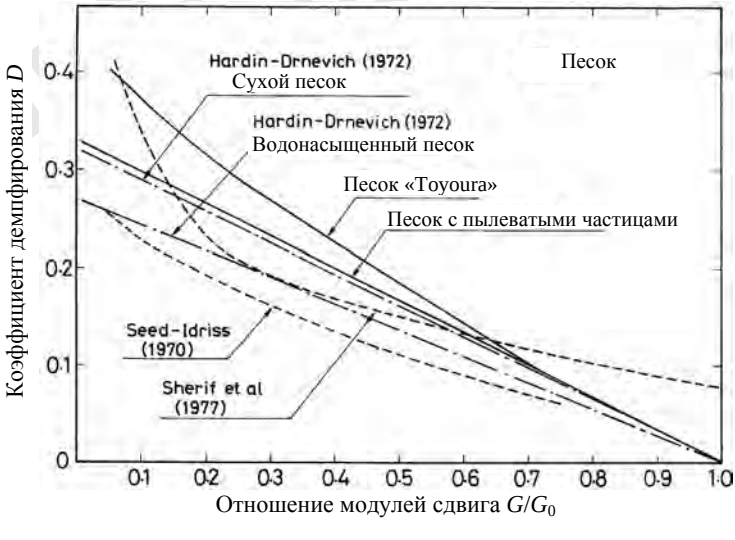


Рис. 7.7. Зависимость коэффициента демпфирования от отношения модулей сдвига (Tatsuoka & Iwasaki, 1978)

7.1.2. Связные грунты

С самого начала исследования по выявлению зависимости деформационных характеристик связных грунтов от деформации проводили на образцах ненарушенной структуры. Широкомасштабные лабораторные испытания, выполненные в разных странах (Seed & Idriss, 1970, Kovacs et al. 1971, Hardin & Drnevich, 1972, a,b, Taylor & Parton, 1973), показали, что модуль глин значительно уменьшается при увеличении амплитуды деформации после преодоления порога деформации.

Андерсон и Ричарт (Anderson & Richart, 1976) также проводили комплексные испытания на образцах пяти видов глин ненарушенной структуры, отобранных в США. Глины отличались малым числом пластичности (от 20 до 45), величина недренированной прочности на сдвиг изменялась в диапазоне 70…85 кПа и только у одной глины составляла 15 кПа. На рис. 7.8 обобщены результаты испытаний с использованием прибора для резонансного испытания колонн. Интересно, что модуль сдвига начинает уменьшаться только после того, как амплитуда деформации сдвига достигнет 5×10^{-5}. Это не соответствует поведению несвязных грунтов, где модуль начинает уменьшаться при деформации примерно 10^{-5} (см. рис. 7.1 и 7.3).

Андреассон (Andreasson 1979, 1981) также исследовал зависимость модуля сдвига от деформации на образцах пластичных глин, отобранных на трех площадках в районе Готенбурга (Швеция). Число пластичности глин изменялось от 20 до 60. Образцы ненарушенной структуры испытывали в лаборатории с использованием прибора для резонансного испытания колонн. Проводились также полевые испытания с использованием винтового штампа для определения величин модуля при больших уровнях деформации. На рис. 7.8 видно, что кривая уменьшения модуля готенбургской глины по форме подобна графику, построенному Андерсоном и Ричартом (Anderson & Richart, 1976) для американских глин.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

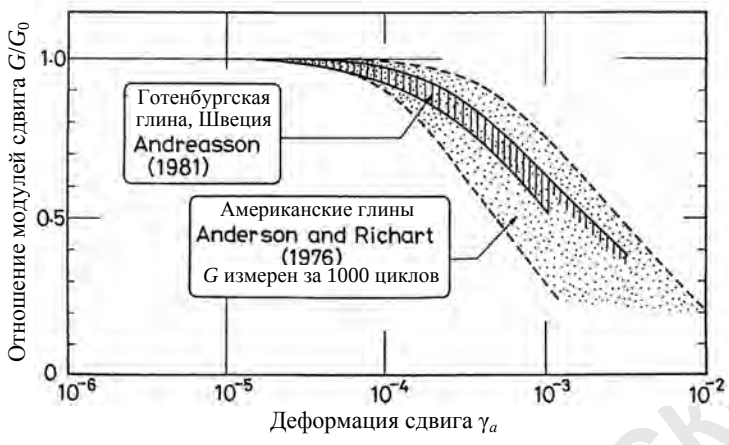


Рис. 7.8. Кривые уменьшения модуля сдвига для глин

Кокушо (Kokusho et al., 1982) провел серию трехосных циклических испытаний на образцах мягкой глины ненарушенной структуры из аллювиального отложения в Теганума (Япония) с использованием высокочувствительного датчика перемещений. Число пластичности глин изменялось в пределах 40…100, а влажность – 100…170%. Начальные модули сдвига при очень малых уровнях деформации составили 2500…7500 кПа. На рис. 7.9, *а*, величины модуля сдвига, полученные в результате испытаний, показаны как функция деформации сдвига. На рис. 7.9, *б* обобщаются величины демпфирования, измеренные в ходе испытаний. Коэффициент демпфирования при деформации разрушения составил примерно 16%, что намного меньше, чем для песчаных грунтов.

Ким и Новак (Kim & Novak, 1981) и Кокушо (Kokusho et al., 1982) исследовали влияние обжимающих напряжений при консолидации на модуль сдвига, зависящий от деформаций. Результаты циклических испытаний Кокушо (Kokusho et al., 1982) представлены на рис. 7.10, *а*. Отношение модулей сдвига для четырех различных грунтов с примерно одинаковым числом пластичности показано на графике в зависимости от амплитуды сдвиговой деформации. Из рисунка видно, что обжимающие напряжения (они изменялись от 45 до 500 кПа) практически не влияют на деформируемость связных грунтов ненарушенной структуры с числом пластичности 35…55. Согласно рис. 7.10, *б*, где показан коэффициент демпфирования, полученный в ходе тех же испытаний, влияние обжимающих напряжений на демпфирование, зависящее от деформации, пренебрежимо мало.

НЕ ПРЕДНАЗНАЧЕНО ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

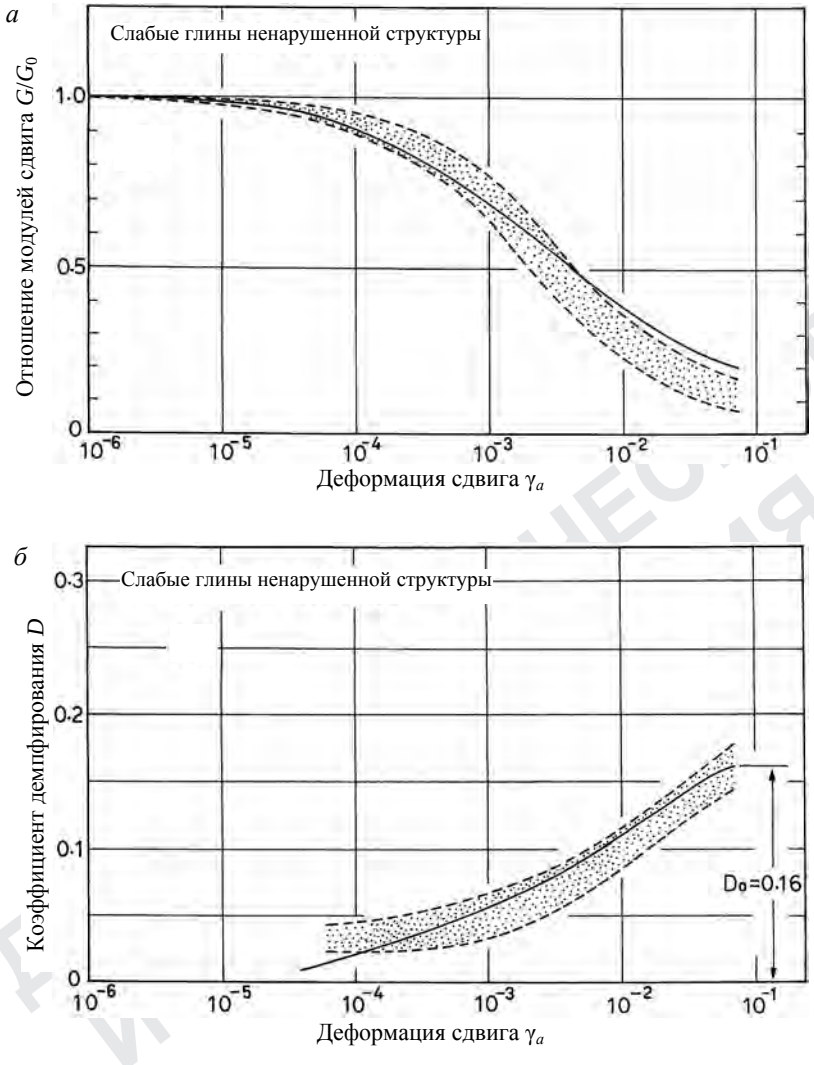


Рис. 7.9. Зависимость модуля сдвига от деформации слабых глин из Теганума (Kokusho et al., 1982)

Ким и Новак (Kim & Novak, 1981) также изучали влияние обжимающих напряжений (рис. 7.11). Коэффициент демпфирования для семи образцов естественного грунта ненарушенной структуры при малой деформации 2×10^{-5} наносили на график в соотношении с обжимающими напряжениями. Из рис. 7.11 видно, что демпфирование при деформации малой амплитуды постепенно уменьшается по мере увеличения обжимающих напряжений.

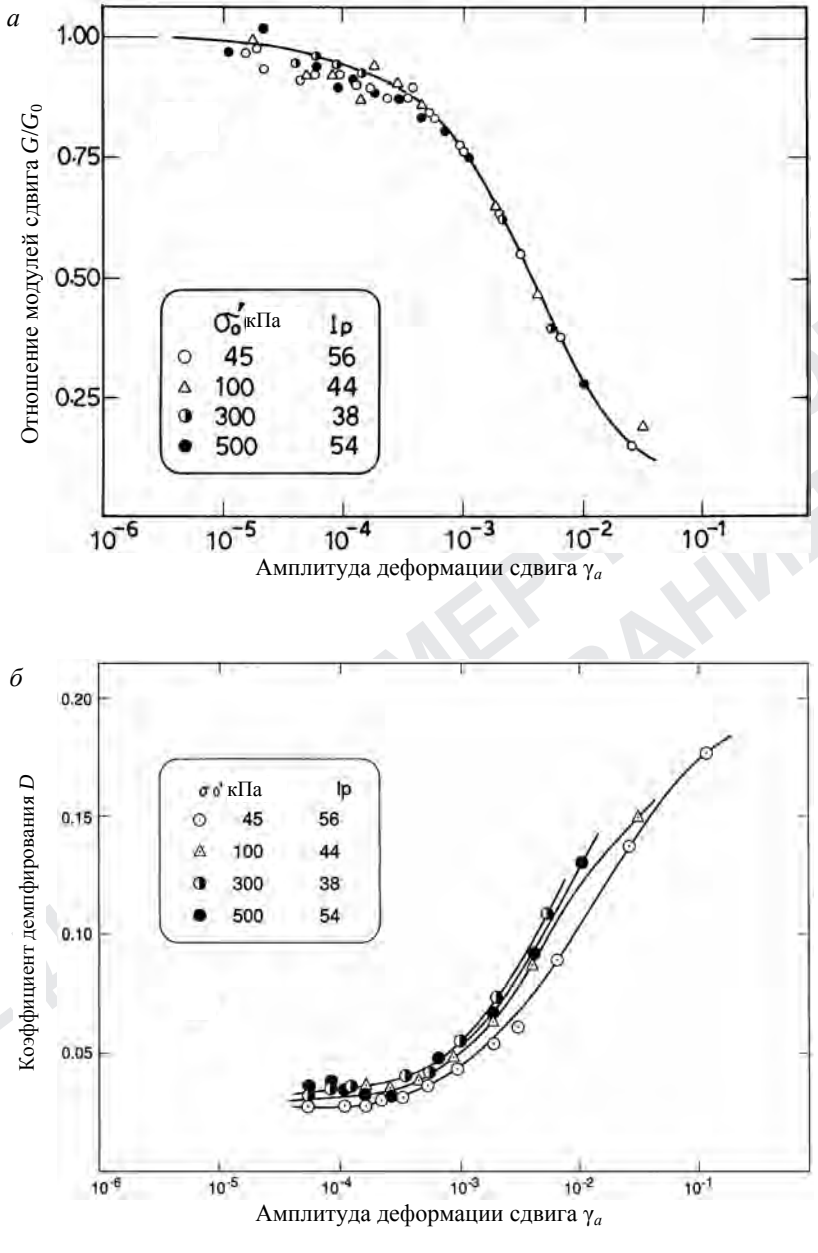


Рис. 7.10. Влияние обжимающих напряжений на модуль сдвига, зависящий от деформации, для связных грунтов (Kokusho et al., 1982)

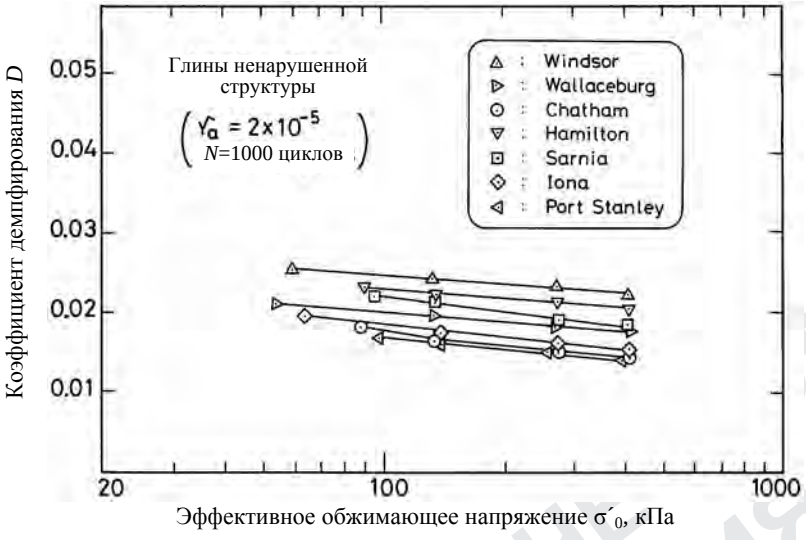


Рис. 7.11. Зависимость демпфирования глин при малых деформациях от эффективных обжимающих напряжений (Kim & Novak, 1981)

Кокушо (Kokusho et al., 1982) исследовал также влияние истории консолидации (нормальное уплотнение, переуплотнение или долговременное приложение уплотняющего давления) на образцах естественных глин ненарушенной структуры с числом пластичности I_p = = 40…60. Обобщенные данные испытаний (рис. 7.12) показывают, что история консолидации грунта не оказывает заметного влияния на изменение модуля сдвига и демпфирования (будь то нормально уплотненные, переуплотненные или грунты, подвергавшиеся долговременному воздействию обжимающего давления после окончания первичной консолидации). Поэтому модуль сдвига и коэффициент демпфирования таких грунтов будут уменьшаться или увеличиваться в той же пропорции в широком диапазоне деформаций сдвига.

Исходя из этого можно предложить простой метод оценки зависимости модуля сдвига глины от деформации в полевых условиях. Если в поле модуль сдвига определен по скорости сдвиговой волны, а кривая уменьшения модуля построена по результатам лабораторных испытаний образцов ненарушенной структуры, то эта кривая может быть использована как зависимость полевого модуля сдвига от деформации. Отметим, что получить кривые зависимости модуля от деформации непосредственно по данным полевых испытаний очень трудно.

НЕ ПРЕДНАЗНАЧЕНО ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

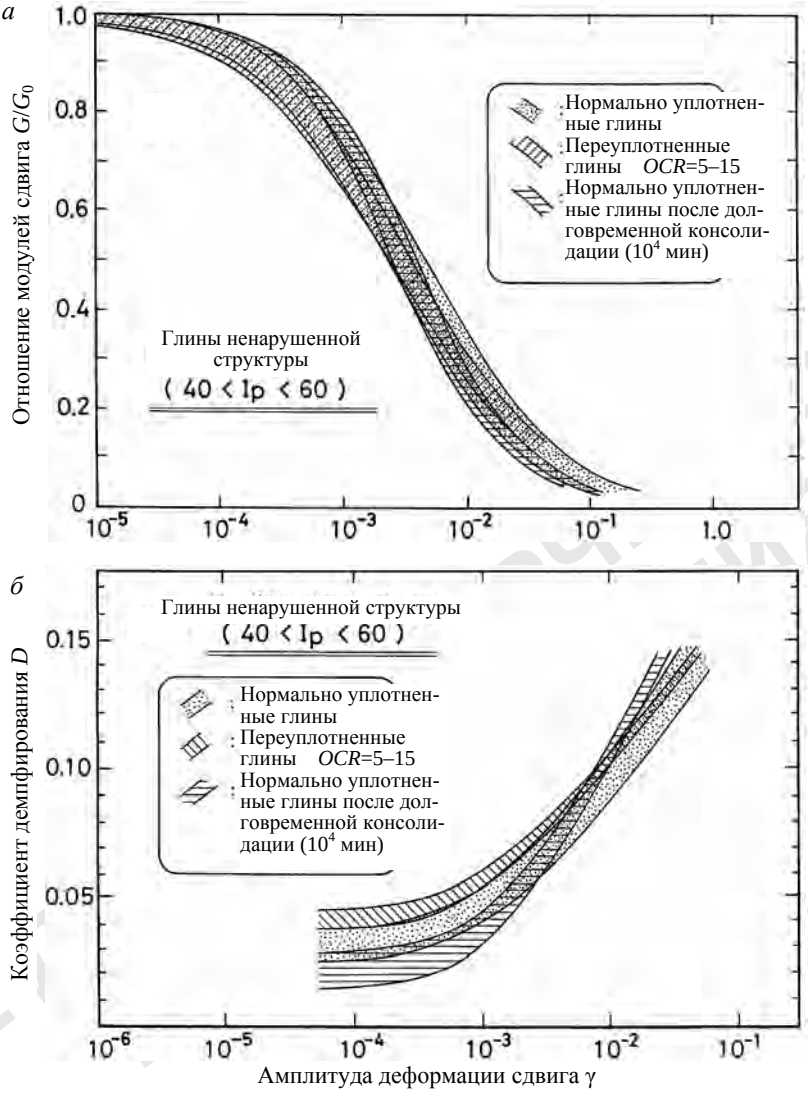


Рис. 7.12. Влияние истории консолидации на модуль, зависящий от деформации, и коэффициент демпфирования (Kokusho et al., 1982)

7.1.3. Восстановленные образцы гравелистых грунтов

Для оценки деформаций песков с содержанием гравия используются те же приборы и методики проведения испытаний, что и для чистых песков, но со значительно большими размерами образца. Одна из первых попыток проведения подобных исследований была пред-

принята Студером (Studer et al., 1980) при изучении площадки под строительство камненабросной плотины и атомной электростанции. На рис. 6.12 показаны кривые гранулометрического состава дробленого известняка и аллювиального гравия, на образцах которых проводились трехосные циклические испытания. Образцы уплотняли в форме диаметром 15 см и высотой 30 см. Полученные в ходе испытаний величины отношения модулей сдвига и коэффициента демпфирования нанесены на график в зависимости от амплитуды деформаций (рис. 7.13). Как видно из рисунка, уменьшение модуля щебня и округлого гравия возникает при уровне деформации 5×10^{-6}, что меньше, чем для чистых песков. Коэффициент демпфирования начинает увеличиваться примерно при том же уровне деформации.

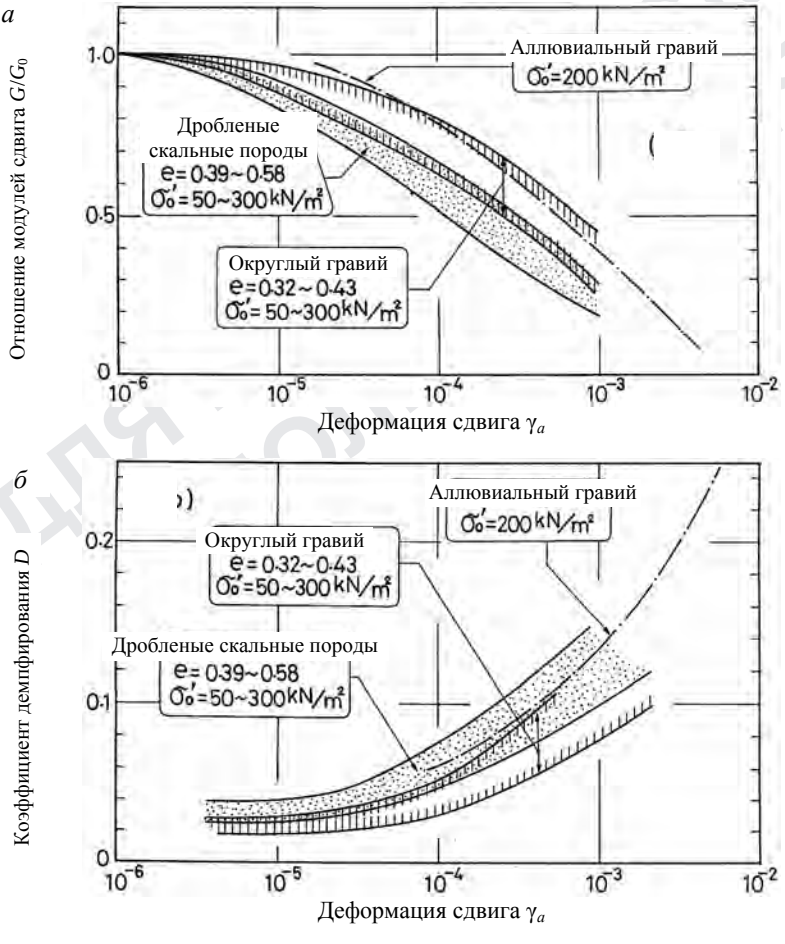


Рис. 7.13. Модуль сдвига, зависящий от деформации, для крупнозернистых грунтов (Kokusho, 1980)

Кокушо (Kokusho, 1980) проводил подобные серии испытаний на образцах дробленых скальных пород, кривые гранулометрического состава которых приведены на рис. 6.12. Результаты этих испытаний (см. рис. 7.13) отражают тенденцию к снижению модуля сдвига и возрастанию коэффициента демпфирования при увеличении деформации сдвига, что подтверждено исследованиями Студера (Studer et al., 1980). Танака (Tanaka et al., 1987) изучал влияние обжимающих напряжений на модуль и на демпфирование на образцах из материала с 25- и 50%-ным содержанием гравия. Кривая гранулометрического состава данного материала приведена на рис. 6.13. Результаты испытаний (рис. 7.14) указывают на высокую степень нелинейности поведения материалов с более низким обжатием. Это подтверждается явным уменьшением модуля и возрастанием коэффициента демпфирования при уменьшении обжимающих напряжений.

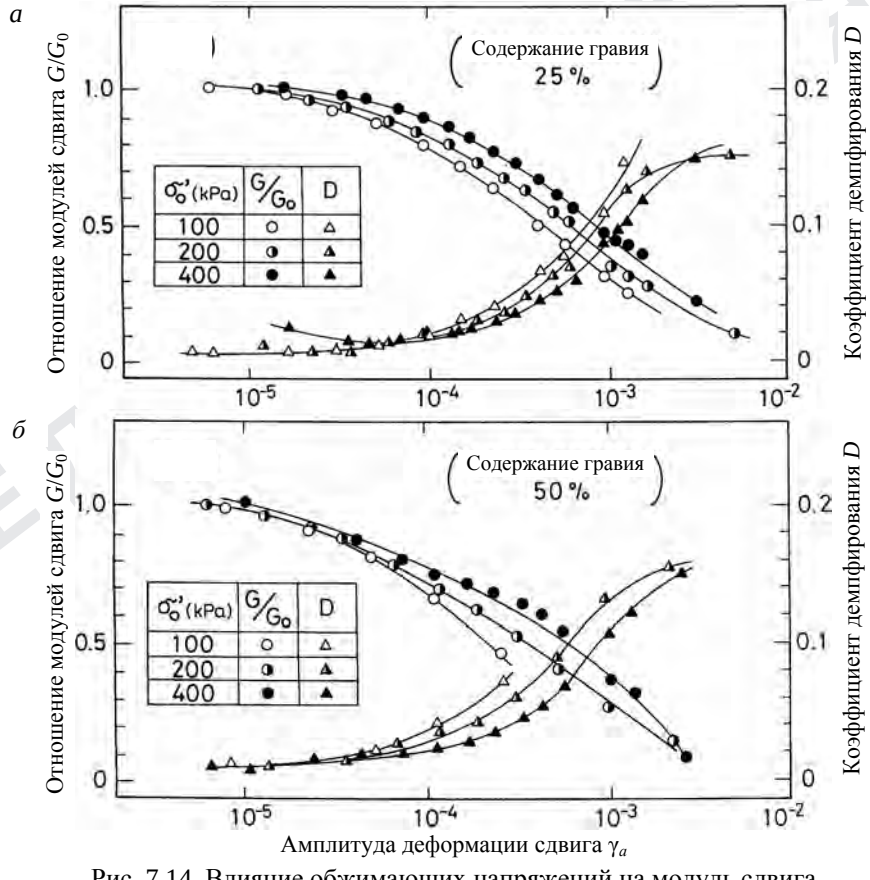


Рис. 7.14. Влияние обжимающих напряжений на модуль сдвига и коэффициент демпфирования в зависимости от деформаций восстановленных образцов гравелистого грунта (Tanaka et al., 1987)

7.1.4. Образцы гравелистых грунтов ненарушенной структуры

В разд. 6.3 изложены результаты широкомасштабного исследования, включавшего отбор образцов песка с гравием ненарушенной структуры методом замораживания и их лабораторные испытания. Основное достижение этого исследования – получение данных по нелинейным деформационным характеристикам материалов ненарушенной структуры, отобранных из гравелистых грунтов. В этом же разделе описаны площадки для отбора образцов и методики их лабораторного испытания. На рис. 7.15 показаны результаты испытаний образцов ненарушенной структуры. Модуль сдвига и коэффициент демпфирования грунта с площадки К нанесены на график в зависимости от амплитуды деформации сдвига. Один из образцов с начальным модулем сдвига G_0 = 458 МПа показан для демонстрации нелинейного поведения начиная с очень малой величины амплитуды деформации сдвига (5×10^{-6}) и заканчивая секущим модулем G, составляющим лишь 20% от величины начального модуля при увеличении амплитуды до 10^{-3}. Значительное уменьшение величины модуля наблюдается при испытании другого образца, с начальным модулем сдвига G_0 = = 288 МПа. Коэффициент демпфирования тех же образцов гравия ненарушенной структуры (см. рис. 7.15,*б*) также резко возрастает при увеличении амплитуды деформации сдвига.

Затем из этих двух образцов с уже нарушенной структурой восстанавливались новые образцы гравия с прежним коэффициентом пористости. На рис. 7.15 показаны модуль сдвига и коэффициент демпфирования, полученные в ходе трехосных циклических испытаний восстановленных образцов. Прежде всего отметим, что сам начальный модуль значительно уменьшается – до 1/3…1/2 от величин, полученных при испытании образцов ненарушенной структуры. При этом уменьшение модуля более заметно на образцах ненарушенной структуры, чем на восстановленных, в особенности в среднем диапазоне деформации – около 10^{-4} (см. рис. 7.15). Различие между образцами ненарушенной и восстановленной структуры более четко проявляется в характеристиках демпфирования (см. рис. 7.15, б). Коэффициент демпфирования материалов ненарушенной структуры более чем в два раза выше, чем у восстановленных образцов, в особенности ярко это выражено в диапазоне малых деформаций сдвига.

НЕ ПРЕДНАЗНАЧЕНО ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

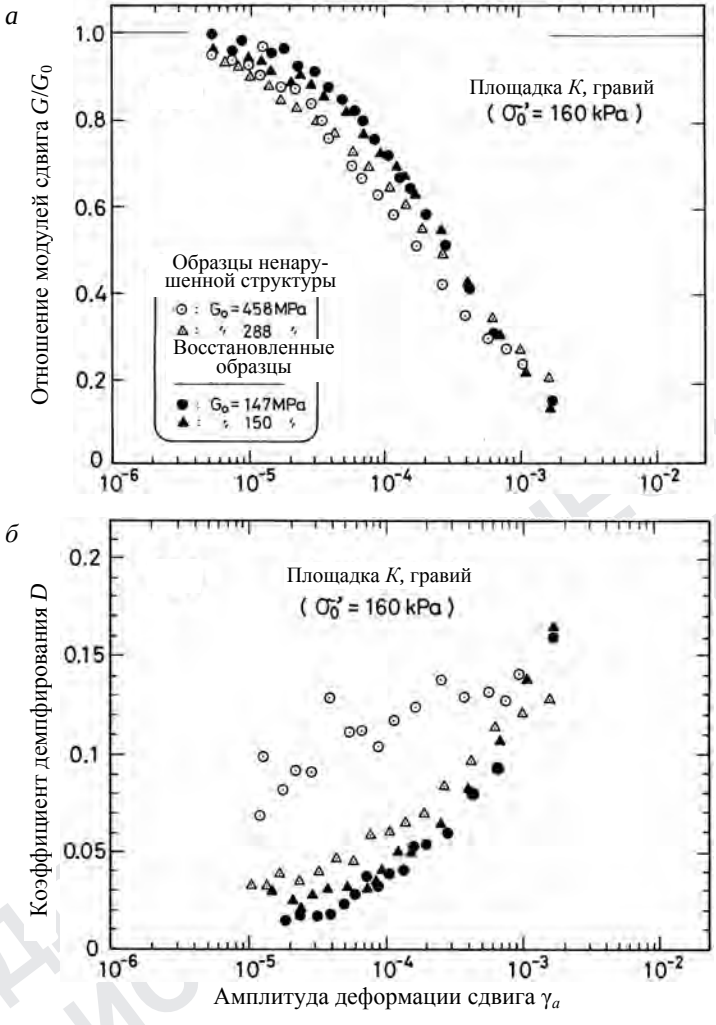


Рис. 7.15. Сравнение модулей сдвига в зависимости от деформации для гравелистых грунтов ненарушенной структуры и восстановленных образцов

7.2. Оценка свойств грунта в полевых отложениях

7.2.1. Зависимость модуля сдвига и коэффициента демпфирования от деформации у образцов с ненарушенной структурой

Обычно очень сложно проводить полевые испытания, в которых к массиву грунта прикладываются равномерные большие деформации. В подобных случаях можно использовать штамповые или прессио-

метрические испытания, однако определение величины деформаций сдвига затруднено из-за их неоднородности в непосредственной близости от источника нагрузок. Исследования по определению зависимости модуля сдвига и коэффициента демпфирования от деформации для грунтов в полевых условиях показали, что предпочтительно проведение лабораторных испытаний высококачественных образцов ненарушенной структуры, которые расцениваются как соответствующие состоянию грунта ненарушенной структуры в полевых условиях.

Однако экономичных методов отбора высококачественных образцов ненарушенной структуры не существует. Поэтому чаще всего на основании различных видов лабораторных испытаний образцов перемятой и восстановленной структуры строят кривые уменьшения модуля в зависимости от деформации. Возникает вопрос, отражает ли построенная таким образом кривая действительное поведение грунта в полевых условиях.

Чтобы ответить на этот вопрос, ученые проводили серии циклических испытаний на образцах одного и того же грунта одинаковой плотности, имеющих нарушенную и ненарушенную структуру. На рис. 7.16 показан один из результатов подобных испытаний (Katayama et al., 1986). В данном случае образцы ненарушенной структуры отбирали методом замораживания из плотного слоя песка, залегающего на глубине 5…9 м и имеющего N=50 для SPT-испытаний и скорость распространения сдвиговой волны – 260 м/с. Средний диаметр частиц песка составлял D_{50} = 0,43, а коэффициент однородности U_c = 1,9. Из замороженных монолитов вырезали образцы в форме полых цилиндров высотой 10 см, внутренним и внешним диаметром 10 и 6 см соответственно. После оттаивания образцы подвергали воздействию циклических касательных напряжений кручения. В качестве альтернативного варианта образцы нарушенной структуры восстанавливали до первоначального коэффициента пористости, а затем подвергали воздействию циклических касательных напряжений кручения в недренированных условиях.

Согласно полученным результатам (см. рис. 7.16), модуль сдвига образцов ненарушенной структуры при малых деформациях практически в два раза больше, чем восстановленных образцов. Однако это различие уменьшается с увеличением амплитуды циклической деформации сдвига. Величины модуля сдвига образцов плотного песка нарушенной и ненарушенной структуры при любой деформации, нормализованного по отношению к величине модуля при малой деформа-

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

ции, показаны на рис. 7.17. Из рисунка видно, что уменьшение модуля образцов ненарушенной структуры (по сравнению с образцами восстановленной структуры) более четко проявляется при средних деформациях.

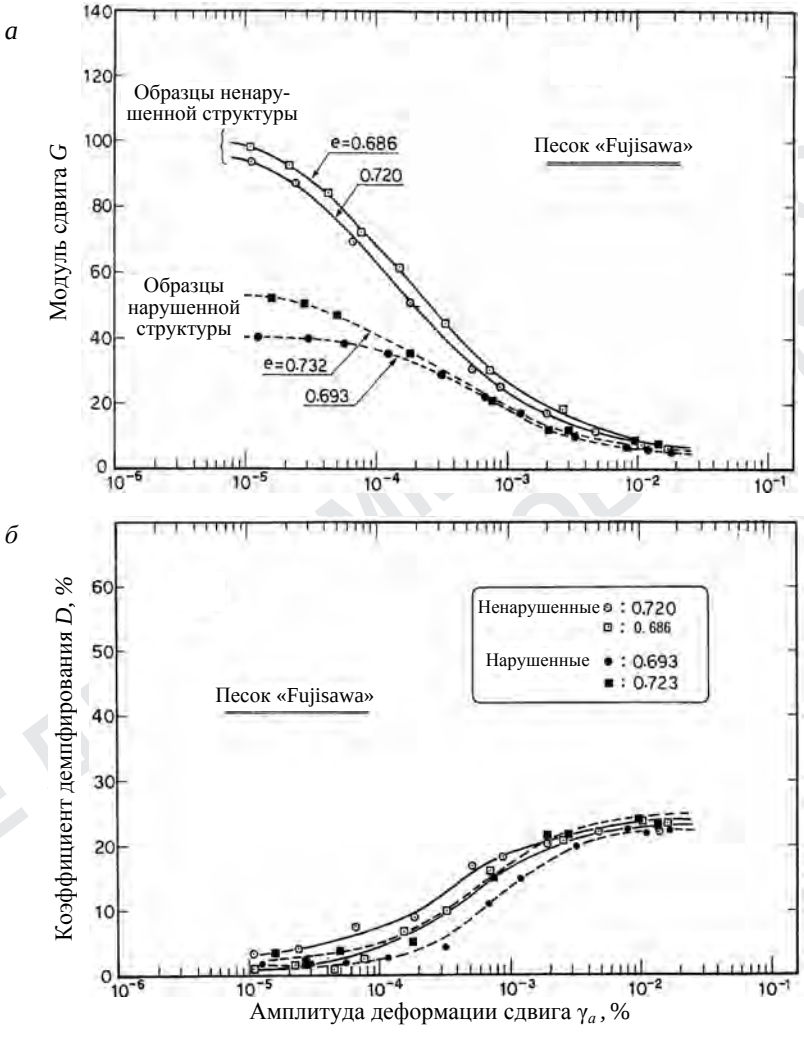


Рис. 7.16. Сравнение модулей сдвига в зависимости от деформации для образцов плотного песка нарушенной и ненарушенной структуры (Katayama et al., 1986)

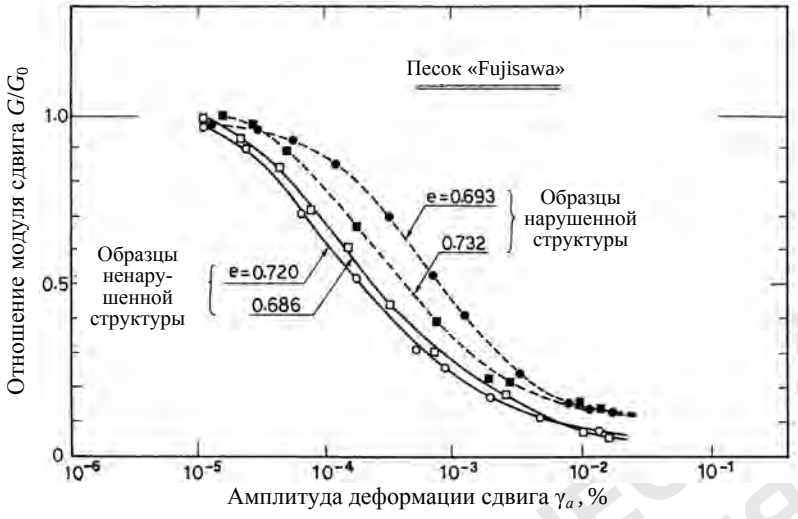


Рис. 7.17. Влияние нарушения структуры образца на модуль сдвига в зависимости от деформации (Katayama et al., 1986)

Что касается коэффициентов демпфирования, полученных по данным тех же испытаний (см. рис. 7.16, *б*), то здесь существенного различия для образцов песка нарушенной и ненарушенной структуры не наблюдается.

На рис. 7.18 приводится другой пример испытаний образцов песка с гравием. Хатанака (Hatanaka et al., 1988) использовал образцы грунта диаметром 30 см, отобранные методом замораживания из слоя плотного песка с гравием, залегающего на глубине 20 м на площадке, расположенной недалеко от железнодорожной станции Токио. Образцы восстановленной и ненарушенной структуры, имеющие диаметр 30 см и одинаковую плотность, исследовали с помощью трехосного прибора циклического сжатия. Результаты испытания показали, что при деформациях, превышающих 10^{-3}, величины модуля сдвига образцов нарушенной и ненарушенной структуры практически совпадают (см. рис. 7.18,*а*). Коэффициент демпфирования практически не зависит ни от обжимающих напряжений, ни от структуры образца (см. рис. 7.18,*б*).

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

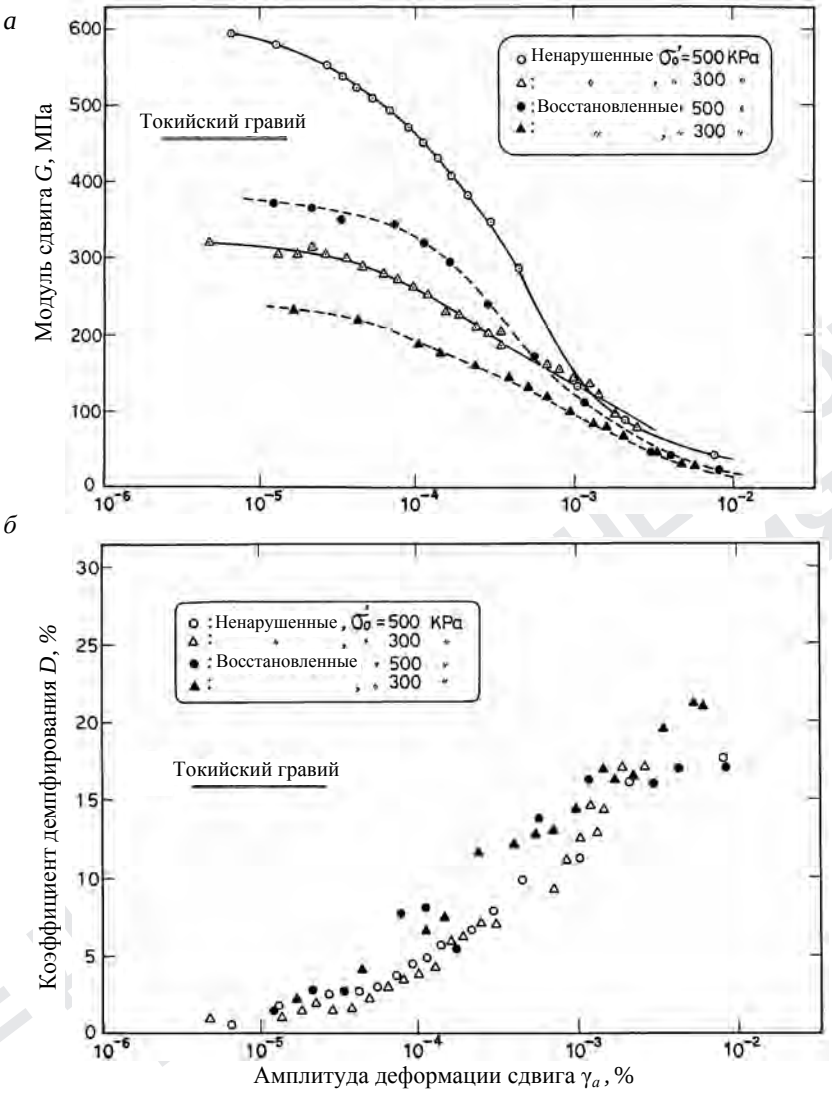


Рис. 7.18. Влияние нарушения структуры образца из песка с гравием на модуль сдвига в зависимости от деформации (Hatanaka et al., 1988)

7.2.2. Метод определения деформационных характеристик грунта в полевых условиях

В предыдущих разделах отмечалось, что величина модуля сдвига при малой деформации G_{OF}, определенная в полевых условиях, обычно отличается от величины G_{OL}, полученной при лабораторных испы-

таниях восстановленных образцов и даже образцов ненарушенной структуры. То же самое можно сказать и о зависимости модуля сдвига от деформации в диапазоне средних и больших деформаций. С учетом изложенного сформулируем процедуру вычисления модулей сдвига в полевых условиях в большом диапазоне деформаций сдвига:

1. Первый шаг – измерение скорости распространения сдвиговой волны в полевых условиях с помощью сейсмического каротажа или межскважинного просвечивания. Исходя из скорости распространения сдвиговой волны можно получить величину модуля сдвига при малой амплитуде деформации в полевых условиях G_{OF}.

2. Желательно также провести серию лабораторных испытаний, включающих трехосные циклические испытания и циклические испытания на кручение, а также резонансные испытания колонн на образцах ненарушенной структуры, отобранных на исследуемой площадке. В результате получим зависимость отношения модулей сдвига G_L/G_{OL} от деформации сдвига. Если невозможно сохранить образец ненарушенной структуры, то в испытаниях по оценке зависимости отношения модулей от деформации можно использовать восстановленные образцы той же плотности. При отсутствии возможности проведения лабораторных испытаний можно использовать соотношения, приведенные в литературе.

3. Как уже говорилось, точность, с которой данное соотношение отражает реальное состояние грунтов ненарушенной структуры в полевых условиях, в большой мере определяется степенью нарушения структуры испытуемых образцов. В общих чертах оценить влияние нарушения структуры образца можно, сравнив кривые уменьшения модуля восстановленных и высококачественных образцов ненарушенной структуры, отобранных с использованием метода замораживания грунта. На рис. 7.17 и 7.18 представлены данные подобного сравнения для песков и гравия. На основании этих и других данных вычисляется зависимость между отношением модулей сдвига в полевых (G_F/G_{OF}) и лабораторных (G_L/G_{OL}) условиях. Эта зависимость наносится на график (рис. 7.19) в соотношении с деформацией сдвига (здесь же показаны диапазон вариации и средняя кривая). Средняя кривая соответствует линии *D* на рис. 7.20. Данное отношение можно назвать *поправочным коэффициентом* C_r, который определяется как

$$C_r = \frac{G_F / G_{OF}}{G_L / G_{OL}}. \qquad (7.3)$$

Степень нарушения структуры восстановленных образцов очень высока. Считается, что при отборе образцов с помощью грунтоноса

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

она меньше. Поэтому исходя из метода интерполяции можно предложить кривую *C* (см. рис. 7.20), отражающую зависимость между состоянием грунта в полевых условиях и образцами, отобранными грунтоносом. Поскольку структура грунта гораздо меньше нарушается при отборе монолитов грунта, кривая *B* на рис. 7.20 представляет собой наиболее близкую корреляцию между полевыми и лабораторными испытаниями.

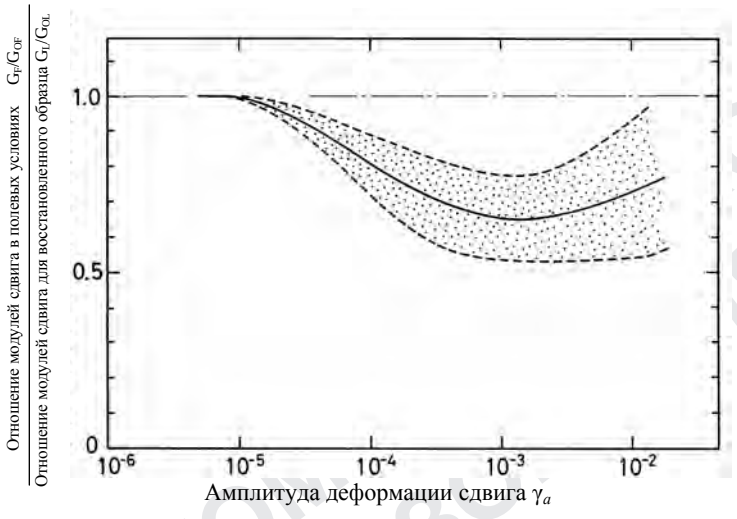


Рис. 7.19. Влияние нарушения структуры образца на модуль сдвига в зависимости от деформации

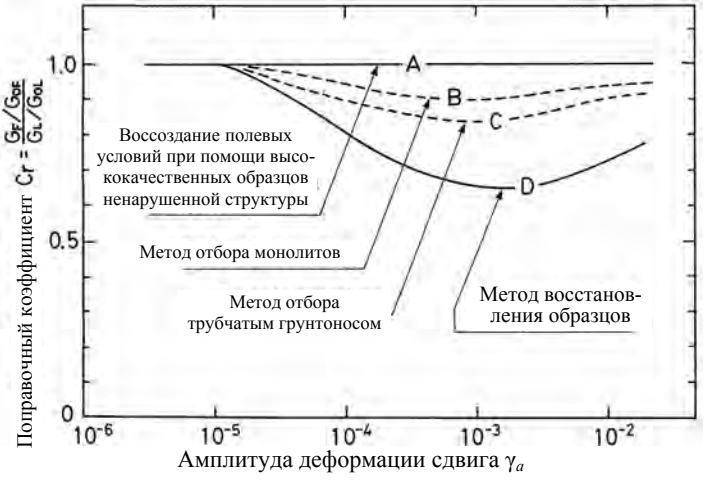


Рис. 7.20. Степень нарушения структуры образца при использовании разных методов отбора грунта, влияющих на модуль сдвига, зависящий от деформации

4. Последний шаг – построение кривой зависимости модуля от деформации в полевых условиях. Для этого необходимо определить отношение G_F/G_{OF} к γ_a на основе данных из литературных источников или по результатам лабораторных испытаний. В зависимости от качества данных, которое можно определить исходя из метода отбора грунта, для корректировки можно принять одну из четырех кривых (см. рис. 7.20). Для учета нарушения структуры образца можно умножить G_L/G_{OL} при любой деформации на поправочный коэффициент C_r, соответствующий этому уровню деформации. Таким образом определяется отношение модуля сдвига в полевых условиях G_F/G_{OF}. Зная уже на первом шаге величину G_{OF}, можно оценить модуль сдвига в полевых условиях как функцию деформации сдвига.

Отметим, что нарушение структуры образцов не оказывает значительного влияния на характеристики демпфирования, поэтому для анализа могут использоваться величины, определенные в ходе испытаний любых образцов.

7.3. Факторы, влияющие на уменьшение модуля и характеристики демпфирования

Известно, что амплитуда циклической деформации сдвига, при которой начинается заметное уменьшение жесткости, зависит от эффективных обжимающих напряжений и количества циклов нагружения. Как видно на рис. 7.3 и 7.4, отношение модулей сдвига G/G_0 и коэффициент демпфирования D начинают изменяться при более низком уровне сдвиговой деформации, если эффективное обжимающее напряжение мало. Обычно уменьшение модуля начинается при более низком уровне сдвиговой деформации, когда увеличивается количество циклов нагружения. Однако эти факторы не являются постоянным свойством грунта, а характеризуют его состояние.

С другой стороны, из сравнения кривой уменьшения жесткости (см. рис. 7.1) с кривыми на рис. 7.2 или 7.10 видно, что у песков модуль начинает уменьшаться при меньшем уровне деформации сдвига, чем у глин. Кроме того, известно, что даже у связных грунтов диапазон деформаций сдвига, при которых происходит уменьшение модуля, достаточно широк. Эту проблему исследовали Вучетик и Добри (Vucetic & Dobry, 1991; Vucetic, 1992), которые отметили важность числа пластичности грунта I_p. В результате исследования и анализа многочисленных данных авторы предложили семейство кривых (рис. 7.21), которое представляет средние зависимости, отражающие влияние числа пластичности на модуль и характеристики демпфирования связных грунтов (Vucetic & Dobry, 1991). Графики на рис. 7.21

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

показывают, как по мере роста числа пластичности кривые уменьшения модуля поднимаются вверх, а кривые демпфирования опускаются вниз.

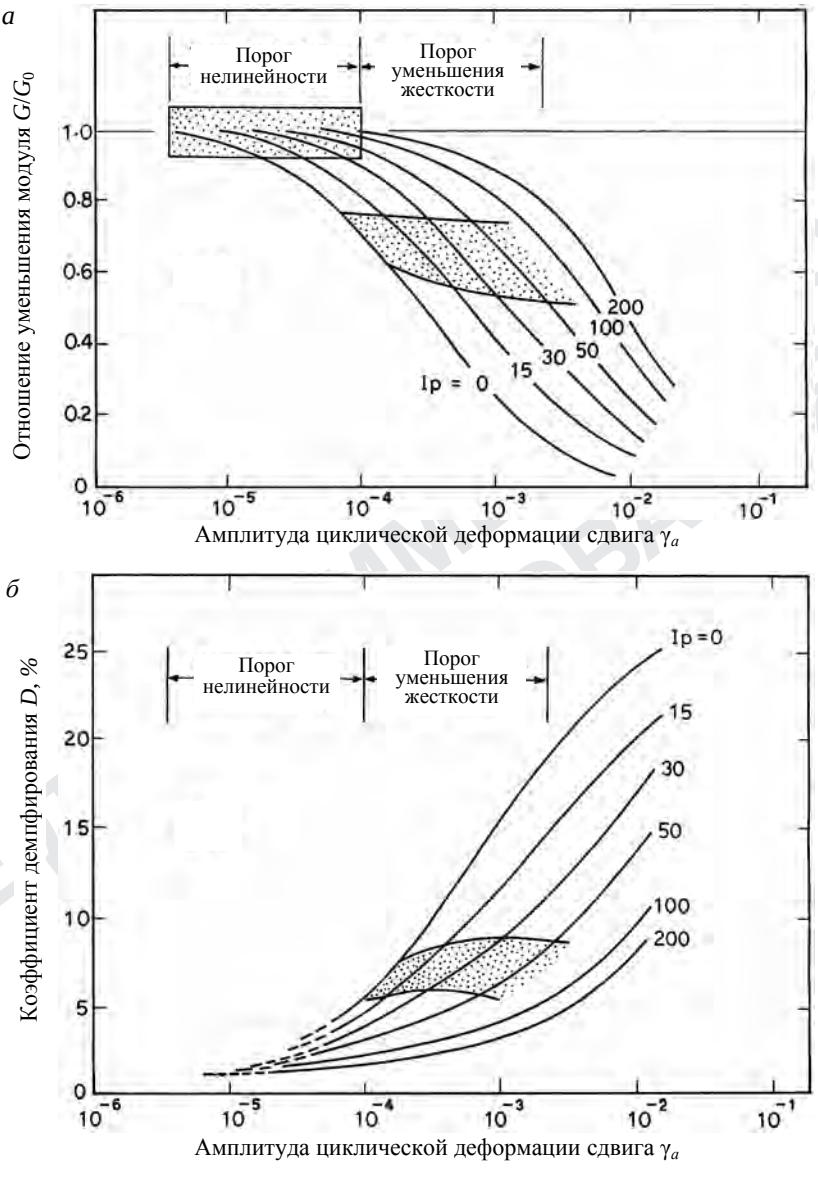


Рис. 7.21. Пороговые величины деформации для глин с разными числами пластичности по отношению к нелинейности и уменьшению жесткости (Vucetic & Dobry, 1991)

Отметим, что эти графики также отражают работу водонасыщенных несвязных непластичных грунтов (песка и гравия), для которых построена соответствующая кривая с $I_p = 0$. Несвязные грунты начинают работать нелинейно при самом низком уровне деформации и максимальной величине коэффициента демпфирования. На другом полюсе находятся высокопластичные грунты. Они ведут себя линейно до величины деформации 10^{-4}, т. е. при наименьшем коэффициенте демпфирования. Согласно рис. 7.21, существует большой диапазон пороговых величин деформации, при которых модуль сдвига начинает уменьшаться. Величина деформации сдвига, характеризующая такое состояние, может стать рабочим параметром для разграничения областей линейного и нелинейного поведения различных грунтов. Вучетик (Vucetic, 1994, a) предложил называть деформацию, при которой $G/G_0 = 0{,}99$, *пороговой величиной деформации сдвига*. Проанализировав многочисленные данные испытаний (Georgiannou et al., 1991, Kim & Novak, 1981, и др.), Вучетик (Vucetic, 1994, b) предложил среднюю кривую (рис. 7.22), связывающую пороговую деформацию сдвига γ_l и число пластичности связных грунтов. При этом следует ожидать, что коэффициент демпфирования начнет увеличиваться, когда величина деформации сдвига выйдет за пределы уровня пороговой деформации сдвига (см. рис. 7.22).

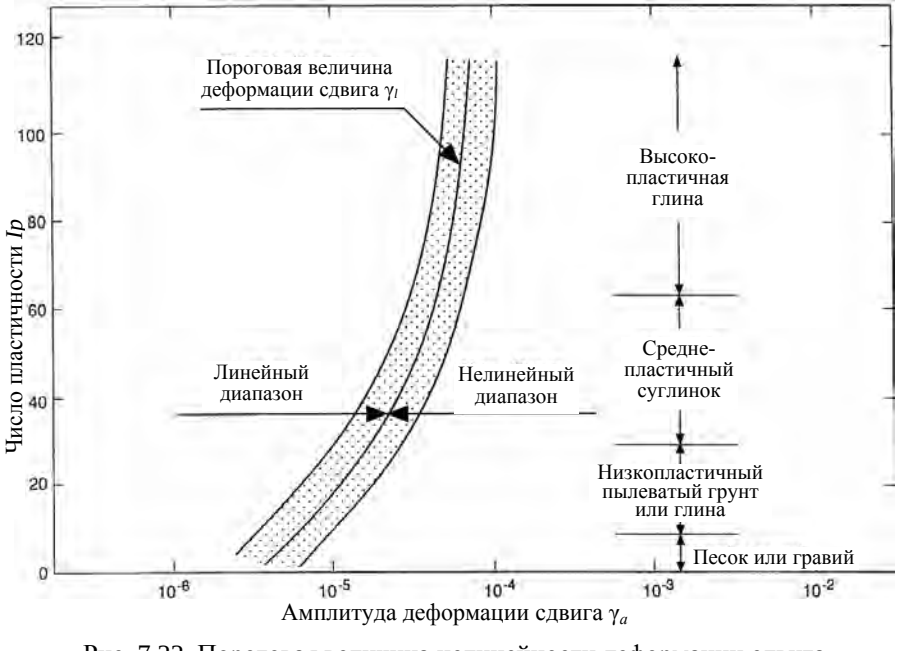


Рис. 7.22. Пороговая величина нелинейности деформации сдвига в зависимости от числа пластичности

Список литературы

Anderson, D.G. and Richart, F.E. (1976). Effects of straining in shear modulus of clay. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 102, GT9, 975-87.

Andreasson, B. (1981). Dynamic deformation characteristics of a soft clay. Proceedings of the International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, Vol. 1, pp. 65-70.

Andreasson, B. (1979). Deformation characteristics of soft, high-plastic clays under dynamic loading conditions. Department of Geotechnical Engineering, Chalmers University of Technology, Goteborg, Sweden.

Georgiannou, V.N., Hight, D.W., and Burland, J.B. (1991). Behaviour of clayey sands under undrained cyclic triaxial loading. Geotechnique, 41, 383-93.

Hardin, B.O. and Drnevich, V.P. (1972a). Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects. Journal of Soil Mechanics and Foundations, ASCE, 98, SM6, 603-24.

Hardin, B.O. and Drnevich, V.P. (1972b). Shear modulus and damping of soils: design equation and curves. Journal of Soil Mechanics and Foundations, ASCE, 98, SM7, 667-92.

Hatanaka, M, Suzuki, Y., Kawasaki, T., and Endo, M. (1988). Cyclic undrained shear properties of high quality undisturbed Tokyo gravel. Soils and Foundations, 28, 57-68.

Iwasaki, T., Tatsuoka, F., Tokida, K., and Yasuda, S. (1978). A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan. Proceedings of the 2nd International Conference on Microzonation for Safer Construction Research and Application. Vol. 2, pp. 885-96.

Katayama, I., Fukui, F., Goto, M., Makihara, Y., and Tokimatsu, K. (1986). Comparison of dynamic deformation characteristics of dense sand between undisturbed and disturbed samples. Proceedings of the 21st Annual Conference of JSSMFE, pp. 583-4 (in Japanese).

Kim, T.C. and Novak, M. (1981). Dynamic properties of some cohesive soils of Ontario. Canadian Geotechnical Journal, 18, 371-89.

Kokusho, T. (1980). Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range. Soils and Foundations, 20, 45-60.

Kokusho, T., Yoshida, Y., and Esashi, Y. (1982). Dynamic properties of soft clays for wide strain range. Soils and Foundations, 22, 1-18.

Kovacs, W.D., Seed, H.B., and Chan, C.K. (1971). Dynamic modulus and damping ratio for a soft clay. Journal of Soil Mechanics and Foundations, ASCE, 97, SMI, 59-75.

Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1970). Soil moduli and damping factors for dynamic analysis. Report No. EERC 70-10, University of California, Berkeley.

Sherif, M.A., Ishibashi, I., and Gaddah, A.H. (1977). Damping ratio for dry sands. Journal of ASCE, 103, GT7, pp. 743-56.

Studer J., Zingg, N., and Prater, E.G. (1980). Investigation on cyclic stress-strain characteristics of gravel material. Proceedings of the 7th World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey, Vol. 3, pp. 355-62.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Tanaka, Y., Kudo, Y., Yoshida, Y., and Ikemi, M. (1987). A study on the mechanical properties of sandy gravel—dynamic properties of reconstituted sample. Central Research Institute of Electric Power Industry, Report U87019.

Tatsuoka, F. and Iwasaki, T. (1978). Hysteretic damping of sands under cyclic loading and its relation to shear modulus. Soils and Foundations, 18, 25—40.

Taylor, P.W. and Parton, J.M. (1973). Dynamic torsion testing of soils. Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, Part 2, Moscow, pp. 425-32.

Vucetic, M. (1992). Soil properties and seismic response. Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, Spain, Vol. IH, pp. 1199-1204.

Vucetic, M. (1994a). Cyclic Characterization for Seismic Regions Based on PI. Proceedings of the 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 329-32.

Vucetic, M. (1994b). Cyclic threshold shear strains in soils. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 120, pp. 2208-28.

Vucetic, M. and Dobry, R. (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response. Journal of Geotechnical Engineering, 117, 89-107.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

8

ВЛИЯНИЕ СКОРОСТИ НАГРУЖЕНИЯ НА УМЕНЬШЕНИЕ ЖЕСТКОСТИ СВЯЗНЫХ ГРУНТОВ

Способность грунтов к разрыхлению или уплотнению в ходе дренированного сдвига, а также изменение давления поровой воды при недренированном сдвиге не проявляются в диапазоне бесконечно малых и малых деформаций. Эффект дилатансии возникает, когда величина деформации сдвига превышает 10^{-3}, о чем говорилось в разд. 1.3. Напомним, что основные изменения свойств грунта вследствие циклического нагружения (уменьшение жесткости водонасыщенных грунтов и упрочнение сухих или частично водонасыщенных грунтов) происходят под влиянием дилатансии. Поэтому влияние эффекта повторения нагрузки, описанного в 1.2.2, начинает сказываться при деформации в грунте выше 10^{-3}. Этот эффект также называется циклическим уменьшением жесткости.

Другой важной особенностью динамического нагружения является влияние скорости приложения нагрузки на деформационные характеристики грунта. Было установлено, что сопротивление грунтов деформации при монотонном нагружении возрастает по мере увеличения скорости нагружения, а пороговая величина деформации сдвига, разделяющая области, где влияние скорости существенно и несущественно, составляет примерно 10^{-3}. Скорость нагружения также может существенно влиять на механизм деформации грунта в условиях циклического нагружения. В этом случае можно считать, что период, точнее, четверть периода повторения нагрузки соответствует времени монотонного нагружения. Следовательно, для циклического нагружения при амплитуде деформации сдвига, превышающей 10^{-3}, сопротивление грунтов деформированию будет больше при нагружении с более высокой частотой.

Таким образом, деформационные характеристики связных грунтов, подвергающихся циклическому нагружению при деформациях сдвига $>10^{-3}$, должны рассматриваться в контексте циклического изменения жесткости грунта и скорости нагружения.

НЕЛЬЗЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

8.1. Классификация схем нагружения

Обычно выделяют три типа методов приложения нагрузки: медленное статическое, кратковременное и повторяющееся нагружение (рис. 8.1). В испытании на статическое нагружение нагрузку прикладывают монотонно до разрушения образца, что может занимать от нескольких секунд до нескольких минут и больше. Нагружение, при котором разрушение происходит быстрее, называется кратковременным, или быстрым. Наименьшее время нагружения в лабораторных условиях составляет порядка 0,001 с.

Существуют также два вида повторяющегося нагружения: медленное и быстрое повторение нагрузки. Испытания с медленным приложением повторяющейся нагрузки проводят для исследования влияния циклической нагрузки на характеристики консолидации или ползучести глин (данный аспект выходит за пределы рассматриваемой тематики и не будет затрагиваться). Испытания с быстрым приложением повторяющейся нагрузки проводят для исследования деформации сдвига связных грунтов в диапазоне средних и больших величин. Большинство испытаний, период которых составляет 1…5 с, можно рассматривать как быстрое повторяющееся нагружение. Следовательно, термин «испытание на повторяющееся (или циклическое) нагружение» можно использовать применительно к испытаниям, в которых последовательно повторяются быстрые нагрузки.

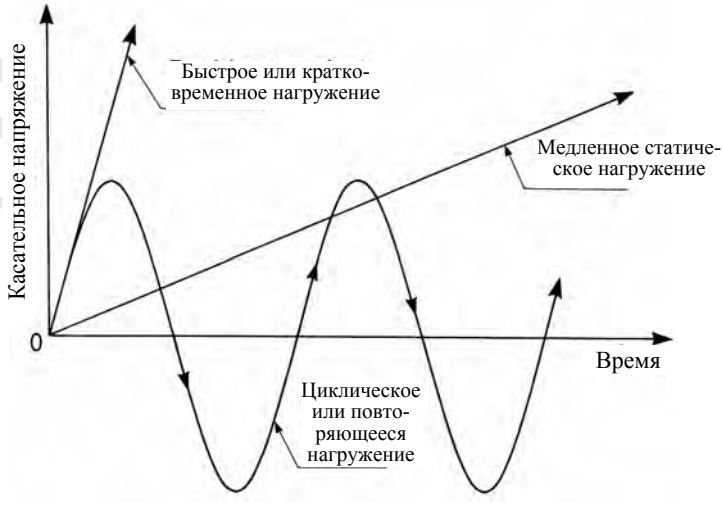


Рис. 8.1. Виды нагружения

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

При воздействии на грунт циклической сдвиговой деформации с амплитудой γ_a уменьшение жесткости грунта отразится в изменениях на кривой «напряжение–деформация» по мере увеличения количества циклов нагружения (рис. 8.2, *а*). Если амплитуда деформации увеличивается до γ_b, произойдут аналогичные изменения зависимости «напряжение–деформация» с увеличением количества циклов нагружения (рис. 8.2, *б*). Поэтому, совместив кривые гистеризиса для определенного количества повторений и нанеся их на одну диаграмму, получим группу кривых (рис. 8.3), где каждая кривая гистеризиса располагается вдоль «скелетной», или серединной кривой, также зависящей от числа повторений. Следовательно, уменьшение жесткости грунта отражается на скелетной кривой, которая меняет форму по мере увеличения количества циклов нагружения. Построив скелетную кривую для определенного количества циклов, получим кривую «напряжение–деформация» (рис. 8.4), по которой можно вычислить секущие модули для данной амплитуды циклического нагружения. Таким образом, секущий модуль – функция количества циклов нагружения, а также амплитуды деформации сдвига.

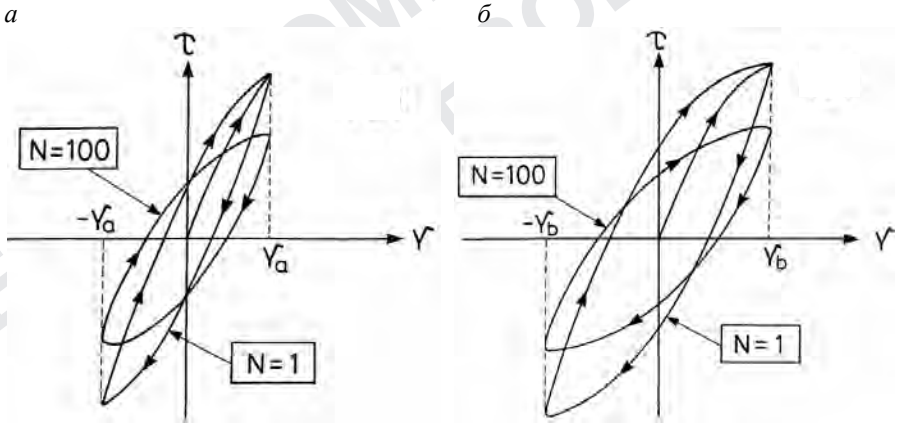


Рис. 8.2. Кривые «напряжение–деформация»
при циклическом нагружении

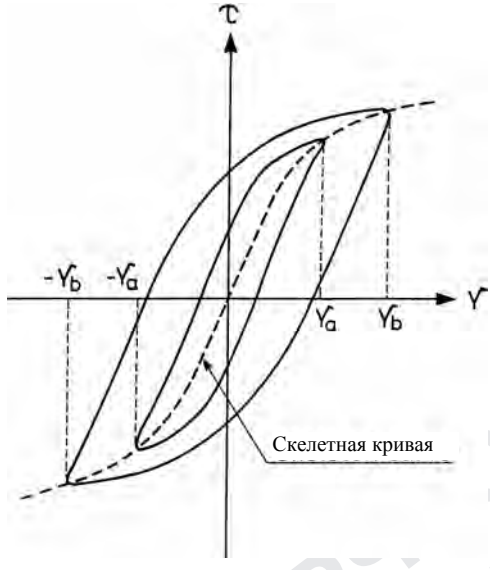


Рис. 8.3. Петли гистерезиса и скелетная кривая

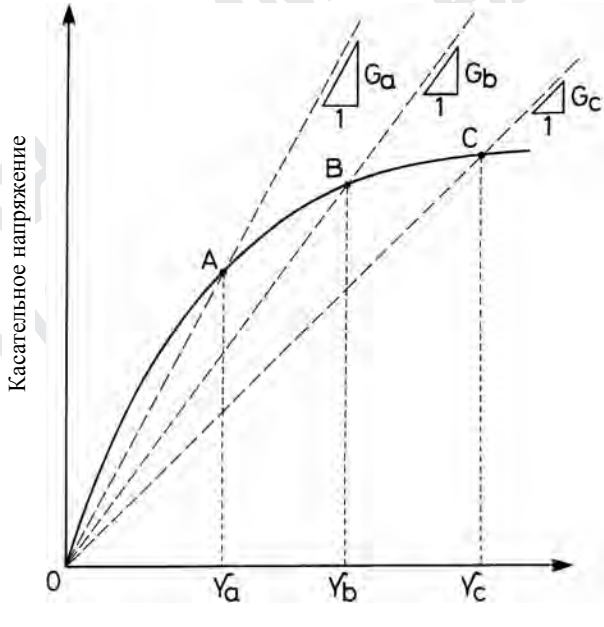


Рис. 8.4. Уменьшение жесткости при увеличении деформаций

8.2. Деформационные характеристики грунтов при кратковременном нагружении

Еще в середине 1940-х гг. в Гарвардском университете проводили исследования работы грунтов в условиях кратковременного нагружения. Целью исследований была оценка устойчивости естественных склонов вдоль Панамского канала. В результате комплексных лабораторных испытаний Казагранде и Шэннон (Casagrande & Shannon, 1948), а также Казагранде и Уильсон (Casagrande &Wilson, 1951) определили, что модуль и прочность глин в условиях динамического нагружения больше, чем при медленном статическом нагружении. На рис. 8.5 приводится один из результатов данного исследования. К образцам перемятой каолинитовой глины прикладывали одноосные нагрузки с различными скоростями. Величины модуля сдвига и прочности грунта при испытании на быстрое нагружение при времени до разрушения 0,02 с оказались гораздо больше, чем при испытаниях на статическое нагружение, где время до разрушения составило 4 мин. Многие исследователи, проводившие аналогичные испытания по оценке влияния скорости нагружения, пришли к такому же заключению (Witman, 1957, Ellis & Hartman, 1976, Ohsaki et al., 1957; 1964, Richardson & Witman, 1963, Shimming et al., 1966).

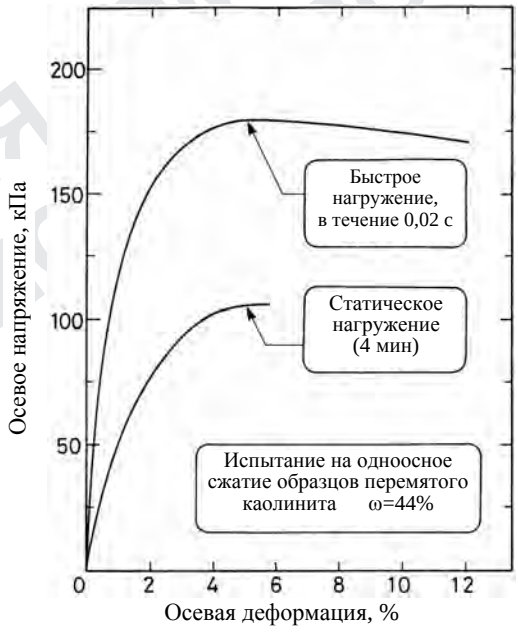


Рис. 8.5. Сравнение кривых «напряжение–деформация» для испытаний на медленное статическое и быстрое нагружение

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Как следует из рис. 8.3, величина модуля в большой степени зависит от уровня деформации сдвига как при быстром, так и при медленном нагружении. Посмотрим, есть ли разница между зависимостью модуля от деформации в условиях быстрого и медленного нагружения. Для этого по кривой «напряжение–деформация» определены величины секущих модулей при деформации 0,2% (см. рис. 8.5), которые нанесены на график (рис 8.6, *а*) в соотношении со временем нагружения до разрушения. Выяснилось, что при низком уровне деформации (0,2%) скорость нагружения практически не влияет на модуль. Аналогичные графики строились по данным того же испытания при большой деформации – 2% (рис. 8.6, *б*). В этом случае заметна тенденция к уменьшению модуля по мере увеличения времени нагружения. Отсюда следует, что различие в модулях при быстром и медленном нагружении зависит от величины деформации сдвига: при увеличении последней разница между быстрым и медленным модулями возрастает.

Для количественной оценки этой тенденции модуль E_{st}, полученный при нагружении в течение 1 мин, был выбран в качестве величины, представляющей модуль при медленном нагружении, а E_d, полученный при времени нагружения 0,1…0,25 с, принят за модуль при быстром нагружении. Выбранные таким образом два времени нагружения показаны стрелками на рис. 8.6. Чтобы оценить влияние времени нагружения на зависимость модуля от деформации, сравним величины E_{st} и E_d, вычисленные при различных уровнях деформации, как показано на рис. 8.4.

По данным большинства лабораторных испытаний были построены графики (рис. 8.7), на которых отношение между динамическим и статическим модулями E_d/E_{st} соотнесено с деформацией сдвига. На рис. 8.7 точки из одного источника данных обозначены одинаковыми символами. Большинство исследуемых материалов – глины или суглинки с числом пластичности I_p = 15…50. Влажность изменялась от 20 до 50%. Большая часть данных получена из испытаний на одноосное сжатие, меньшая – из трехосных испытаний.

Как видно из рис. 8.7, несмотря на разброс данных, отношение E_d/E_{st} увеличивается с ростом деформации сдвига. При средней деформации 1% увеличение динамического модуля по сравнению со статическим в среднем составило 50%. В области малых деформаций (порядка 10^{-3}) различие между модулями исчезает. Для каждой группы опытных данных величина деформации ε была нормализована по отношению к деформации при разрушении ε_f, и полученные значения наносились на ось абсциссы (рис. 8.8) для оценки влияния деформации на отношение динамического модуля к статическому E_d/E_{st}. Отме-

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

тим, что на рис. 8.8 видно увеличение E_d/E_{st} при росте деформации. Заметим, что динамический модуль связных грунтов начинает превышать статический при возрастании деформации до уровня, примерно равного 1/100 деформации разрушения.

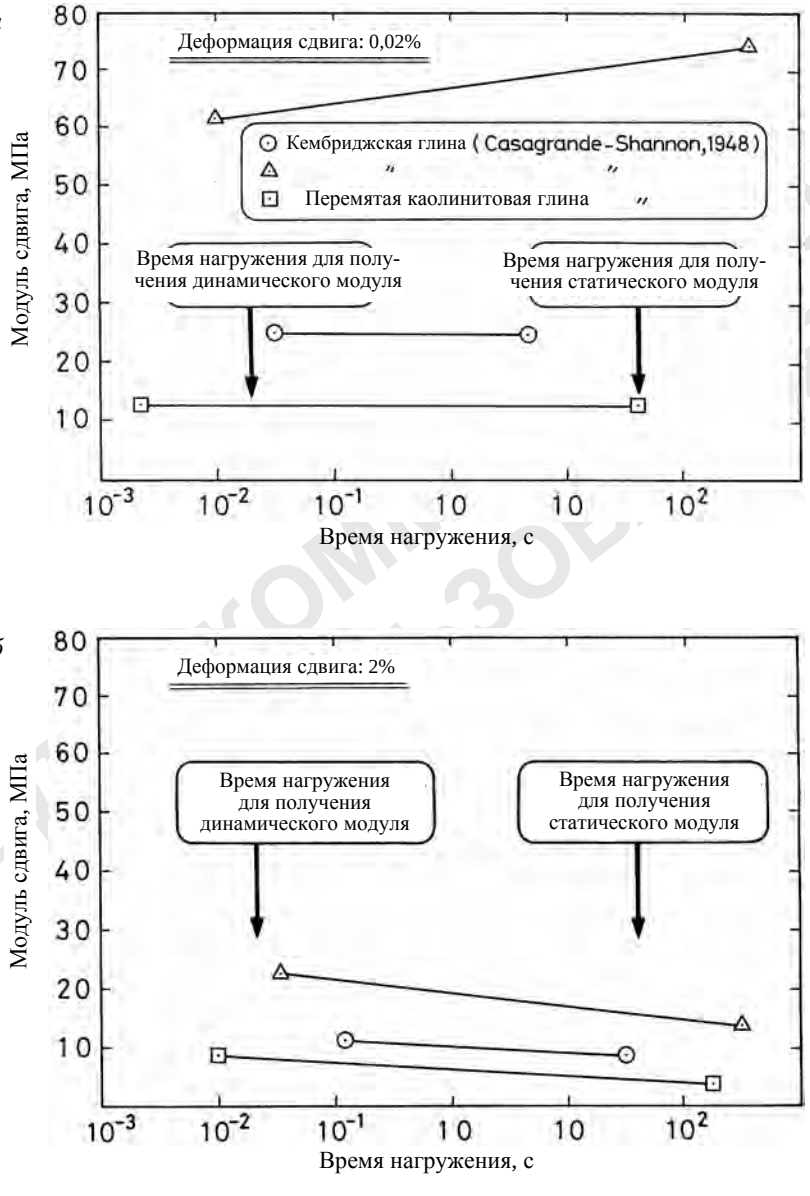


Рис. 8.6. Влияние времени нагружения на модуль сдвига для глин при уровнях деформации 0,2% (*а*) и 2% (*б*)

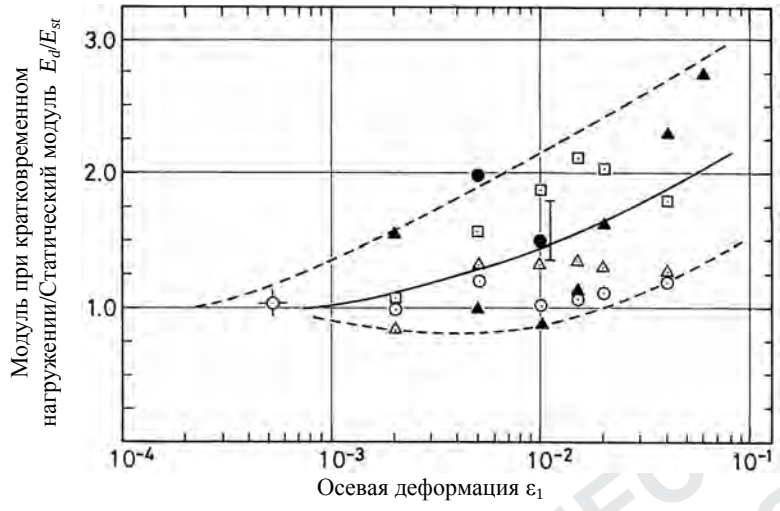


Рис. 8.7. Влияние величины осевой деформации на отношение модуля при кратковременном нагружении к статическому

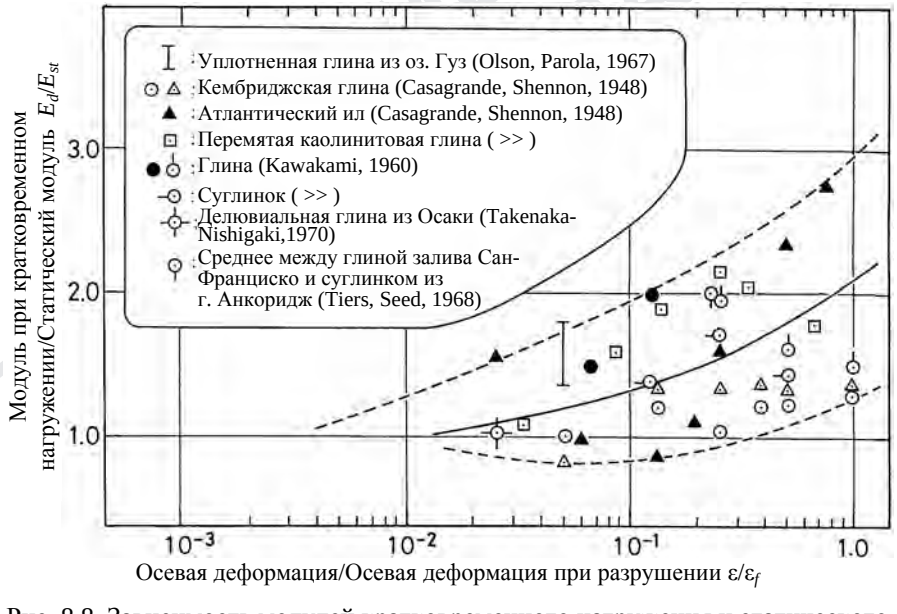


Рис. 8.8. Зависимость модулей кратковременного нагружения и статического от осевой деформации, нормализованной к деформации разрушения

Выше влияние скорости нагружения оценивалось путем сопоставления модулей при длительном (1 мин) и кратковременном (0,1…0,25 с)

нагружении. Посмотрим, как изменяется модуль со временем нагружения до разрушения. На рис. 8.9 приведены результаты серии испытаний на образцах уплотненной глины из о. Гуз (Olson & Parola, 1967). На графике показана зависимость нормализованного модуля сдвига от времени нагружения до разрушения. Нормализация производится делением модуля сдвига G, взятого в любой момент времени нагружения, на модуль G_{60}, полученный во время нагружения за 1 мин. Все эти модули определяли при деформации сдвига 1%. Глину из о. Гуз с числом пластичности 14 уплотняли при трех различных величинах влажности (см. рис. 8.9) под давлением 670 кПа. Как видно из рисунка, модуль сдвига при большой деформации (1%) значительно увеличивается с ростом скорости нагружения до разрушения. Модуль за кратчайший промежуток времени нагружения (0,006 с) примерно на 70% больше полученного при статическом нагружении – 1 мин.

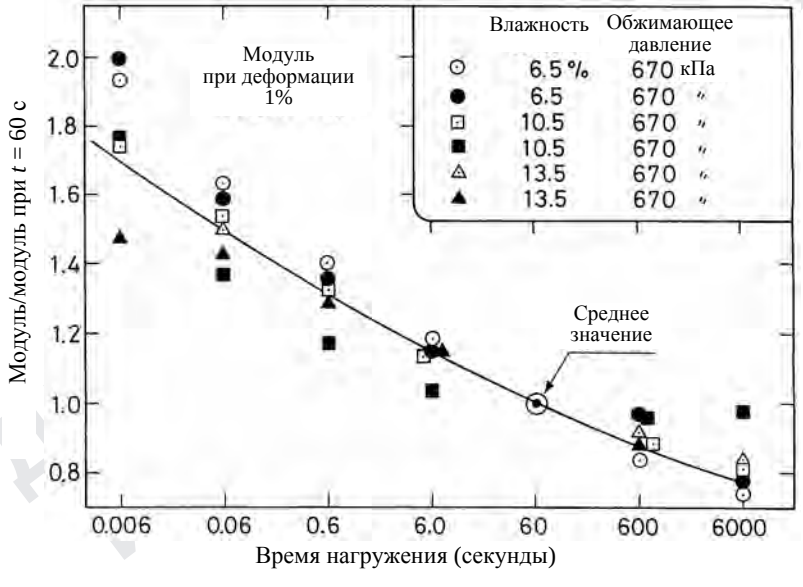


Рис. 8.9. Влияние времени нагружения на модуль сдвига связных грунтов при деформации 1% (Olson & Parola, 1967)

Увеличение модуля обусловлено вязкой природой связных грунтов. Влияние вязкости можно качественно объяснить с помощью модели Кельвина, представленной уравнением (3.18). Представим монотонную нагрузку как $\tau = \tau_p t$, где τ_p – скорость нагружения. Нагрузку начинают прикладывать при $t = 0$ с $\tau = 0$. При таких начальных условиях интегрирование (3.18) дает следующую зависимость между напряжениями, деформациями и временем:

$$\gamma = \frac{\tau}{G} - \frac{\dot{\tau}_p \bar{t}}{G'}(1 - e^{-t/\bar{t}}), \qquad (8.1)$$

где $t = G'/G$ – время релаксации, а G' – константа демпфирования (см. рис. 3.4, *а*).

Зависимость (8.1) схематически изображена на рис. 8.10, из которого видно, что ордината пересечения асимптот с осью τ увеличивается при возрастании скорости приложения нагрузки, следовательно, с увеличением скорости нагружения кривая «напряжение – деформация» становится более крутой. Хотя модель Кельвина не идеально подходит к данному случаю, она может использоваться для физического объяснения влияния скорости нагружения на деформационные характеристики связных грунтов.

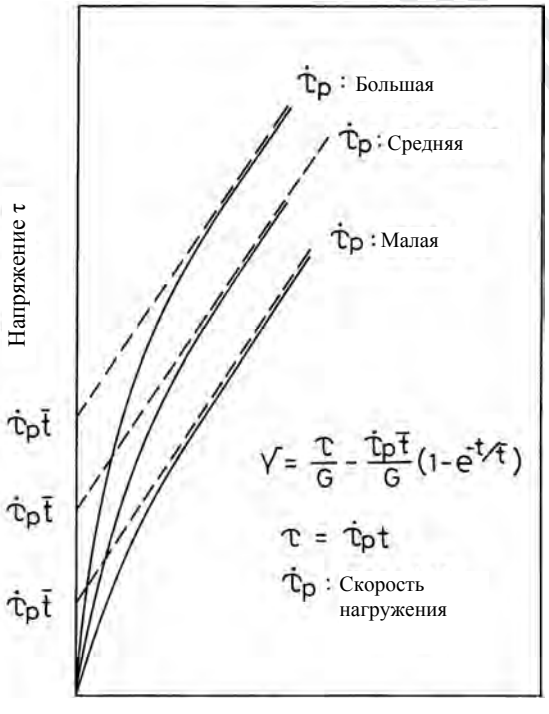


Рис. 8.10. Оценка влияния скорости нагружения на модуль на основе вязкоупругой модели

НЕ ДЛЯ ВОСПРОИЗВЕДЕНИЯ

8.3. Деформационные характеристики грунтов под воздействием циклического нагружения

Ввиду симметричной природы нагружения элементов грунта с ровной поверхностью во время землетрясений для изучения уменьшения жесткости связных грунтов под воздействием циклической нагрузки проводили лабораторные испытания. Для моделирования описанных полевых условий выбирали такую схему нагружения, при которой при любом испытании с использованием приборов трехосного сжатия или простого сдвига происходило изменение знака приложенных касательных напряжения (реверс нагрузки). При проведении испытаний на циклическое нагружение частота прилагаемой нагрузки колебалась в диапазоне 0,5…5 Гц, но большинство испытаний проходило при частоте примерно 1 Гц. С учетом четверти периода время нагружения в этих испытаниях составляет 0,25 с.

8.3.1. Связные грунты

На рис. 8.11 обобщены результаты нескольких серий трехосных испытаний на сдвиг образцов связных грунтов перемятой и ненарушенной структуры. Испытания проводили с приложением деформации с изменяемой амплитудой. Большинство исследуемых грунтов – суглинки с числом пластичности I_p = 14…45. Кокушо (Kokusho et al., 1971) использовал в своих испытаниях каолинит, смешанный с монтмориллонитовой глиной с пределом текучести 140% и числом пластичности 118. Влажность высокопластичной глины составляла 30…80%. Амплитуда деформации в испытаниях колебалась в широком диапазоне – от 0,1 до 15%. Секущие модули Юнга E_1, определенные в первом цикле при различных уровнях деформации по методике, показанной на рис. 8.4, использовали для нормализации секущих модулей E_N для N-го цикла.

Величина модуля E_{10} для 10-го цикла, нормализованного по отношению к E_1, нанесена на рис. 8.11, *а* в зависимости от амплитуды деформации сдвига, нормализованной по отношению к деформации при разрушении ε_f, полученной из другого испытания на монотонное статическое нагружение. На рис. 8.11, *а* видно, что модуль E_{10} значительно уменьшается при увеличении амплитуды деформации. Более заметно падение модуля сотого цикла нагружения E_{100} при увеличении амплитуды деформации на этом цикле (рис. 8.11, *б*). Несмотря на большой разброс данных, обусловленный различными типами грунтов и методиками проведения испытаний, можно начертить средние кривые (сплошные линии) через опытные точки на рис. 8.11, *а* и *б*. Полученные таким образом средние кривые нанесены на график

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

(рис. 8.11, *в*), откуда видно, что величина модуля сдвига уменьшается при увеличении амплитуды деформации и количества циклов нагружения. На графике показаны данные по амплитуде деформации, превышающей ее величину при разрушении, поскольку при испытаниях на быструю повторяющуюся нагрузку грунты могут противостоять деформациям, превышающим деформации, возникающие при разрушении в испытаниях на медленное монотонное нагружение.

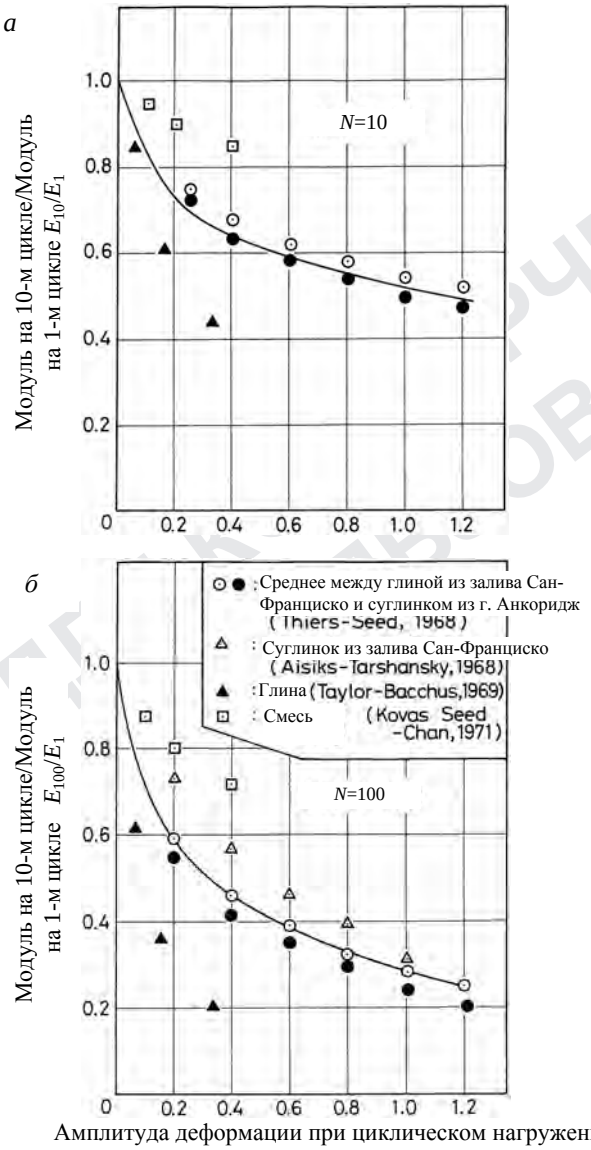


Рис. 8.11 (начало). Зависимость модуля сдвига от амплитуды деформаций: *а* – модуль на 10-м цикле/модуль на 1-м цикле; *б* – модуль на 100-м цикле/модуль на 1-м цикле

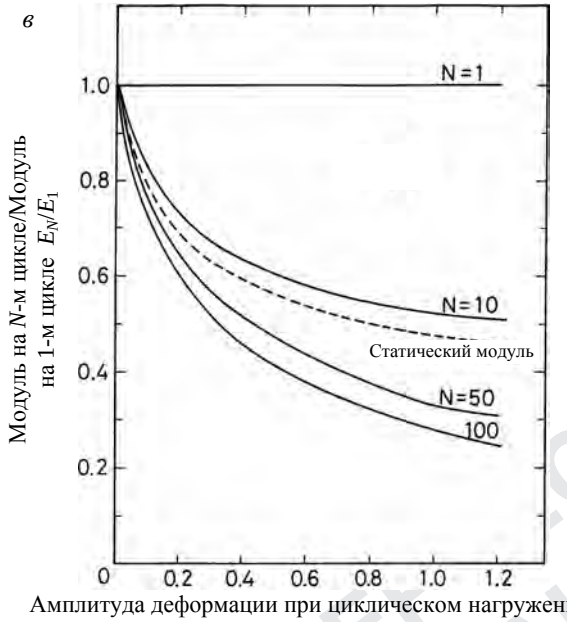


Рис. 8.11 (окончание). Зависимость модуля сдвига от амплитуды деформаций: *в* – модуль на *N*-м цикле/модуль на 1-м цикле

Как уже указывалось, период циклической нагрузки в описанных испытаниях в среднем составил примерно 1,0 с, что соответствует эквивалентному времени нагружения около 0,25 с. Поэтому модуль сдвига для первого цикла нагружения E_1, принятый в качестве точки отсчета на рис. 8.11, *в*, дает эквивалентную величину модуля при времени нагружения 0,25 с. Таким образом, этот модуль интерпретируется как эквивалент динамического модуля E_d, показанного на рис. 8.8. Если в качестве ординаты графика на рис. 8.8 взять обратное отношение E_d/E_{st}, а абсциссу оставить без изменений, то модифицированный график можно использовать для интерпретации зависимости между E_{st}/E_1 и нормализованной амплитудой сдвига (что аналогично графику на рис. 8.11, *в*). Измененную таким образом кривую с рис. 8.8 перенесем на рис. 8.11, *в* (пунктирная линия). Отметим, что эта линия отражает зависимость статического модуля E_{st} от деформации. Поскольку на рис. 8.8 приведены данные из разных источников, точное сравнение выполнить невозможно. Однако зависимость статического модуля от деформации можно рассмотреть в общих рамках деформационных характеристик в условиях циклического нагружения. На основе ана-

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

лиза данных, показанных на рис. 8.11, *в*, изменение модуля можно характеризовать следующим образом:

1. На первом цикле приложения нагрузки во всем диапазоне деформаций модуль сдвига равен модулю, полученному при кратковременном нагружении со временем нагружения 0,25 с. Очевидно, что в зависимости от деформации этот модуль E_1 будет значительно больше, чем статический модуль E_{st}, кроме того, он в 2,2 раза больше статического модуля при деформации разрушения.

2. В результате уменьшения жесткости связных грунтов при увеличении количества циклов нагружения модуль последовательно уменьшается.

3. На этапе, когда циклическая нагрузка прикладывается примерно в 20-й раз, во всем диапазоне деформаций модуль совпадает с величиной, полученной при статическом нагружении в течение 1 мин. Поэтому увеличение модуля, вызванное скоростью нагружения, постепенно замедляется, что вызвано уменьшением жесткости вследствие многократного приложения нагрузки. После 20 циклов нагружения увеличение модуля прекращается, т. е. грунт приходит в состояние, аналогичное состоянию при статическом нагружении.

4. При дальнейшем приложении циклических нагрузок модуль продолжает уменьшаться из-за постоянно действующего эффекта снижения жесткости грунта. Однако весьма вероятно, что уменьшение модуля становится незначительно малым и прекращается после сотого цикла приложения нагрузки.

8.4. Оценка циклического уменьшения жесткости

Влияние циклического уменьшения жесткости в условиях задаваемой деформации можно количественно выразить через индекс уменьшения жесткости δ_D, предложенный Идриссом (Idriss et al., 1978) для условий трехосной деформации. Обозначим секущие модули Юнга на первом и N-м циклах нагружения соответственно E_1 и E_N. Тогда индекс уменьшения жесткости определится как отношение между двумя этими модулями:

$$\delta_D = \frac{E_N}{E_1} = \frac{(\sigma_d)_{N/\varepsilon_a}}{(\sigma_d)_{1/\varepsilon_a}} = \frac{(\sigma_d)_N}{(\sigma_d)_1}, \qquad (8.2)$$

где $(\sigma_d)_1$ и $(\sigma_d)_N$ – амплитуда осевого напряжения на первом и N-м циклах нагружения. Индекс δ_D в условиях задаваемых напряжений определится как

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

$$\delta_D = \frac{E_N}{E_1} = \frac{\sigma_a/(\varepsilon_a)_N}{\sigma_a/(\varepsilon_a)_1} = \frac{(\varepsilon_a)_1}{(\varepsilon_a)_N}, \tag{8.3}$$

где $(\varepsilon_a)_1$ и $(\varepsilon_a)_N$ – амплитуды осевой деформации на первом и N-м циклах нагружения.

Уменьшение жесткости при прямом сдвиге также определяется при нагружении с задаваемой деформацией:

$$\delta_D = \frac{G_N}{G_1} = \frac{(\tau_a)_{N/\gamma_a}}{(\tau_a)_{1/\gamma_a}} = \frac{(\tau_a)_N}{(\tau_a)_1}, \tag{8.4}$$

где G_1 и G_N – секущие модули на первом и N-м циклах нагружения; $(\tau_a)_1$ и $(\tau_a)_N$ – амплитуды касательных напряжений на первом и N-м циклах нагружения.

С помощью кривых уменьшения модуля (см. рис. 8.11, *в*), можно достаточно просто рассчитать величины E_N/E_1 и нанести их на график в соотношении с количеством циклов нагружения. Построенный таким образом график показан на рис. 8.12, где отношение амплитуды деформации γ_a/γ_f принимается в качестве рабочего параметра. Обобщение данных на рис. 8.12 указывает на то, что индекс уменьшения жесткости δ_D на графике в логарифмической шкале линейно снижается с увеличением количества циклов нагружения. Проведя через опытные точки для каждой амплитуды прямые линии, их можно записать так:

$$\log E_1 - \log E_N = \mathrm{d}\log N. \tag{8.5}$$

Перепишем (8.5) с учетом δ_D из (8.2):

$$\delta_D = \frac{E_N}{E_1} = N^{-d}, \tag{8.6}$$

где d – параметр уменьшения жесткости (Idriss et al., 1978), определяемый наклоном прямой линии.

Величину d можно определить альтернативным способом – через модуль сдвига:

$$\delta_D = \frac{G_N}{G_1} = N^{-d}. \tag{8.7}$$

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Величину d легко рассчитать по наклону прямых линий на логарифмическом графике (см. рис. 8.12). Поскольку с увеличением амплитуды деформации наклон прямых также увеличивается, очевидно, что параметр уменьшения жесткости постепенно возрастает вместе с амплитудой деформации. Теперь можно представить величину δ_D как функцию амплитуды деформации сдвига. На рис. 8.13 построен подобный график на основе данных рис. 8.12. При использовании деформации сдвига γ_a в качестве оси абсцисс деформация при разрушении была принята равной $\gamma_f = 3\%$, поскольку такая величина отражает опытные данные по различным суглинкам. Параметр уменьшения жесткости сначала значительно увеличивается с амплитудой деформации сдвига, но затем для переуплотненного грунта его зависимость от деформации становится менее выраженной (см. рис. 8.13). Напомним, что существует нижний предел деформации, ниже которого уменьшения жесткости не происходит, так как ниже этого уровня деформации не наблюдается эффект дилатансии (на рис. 8.14 это не показано).

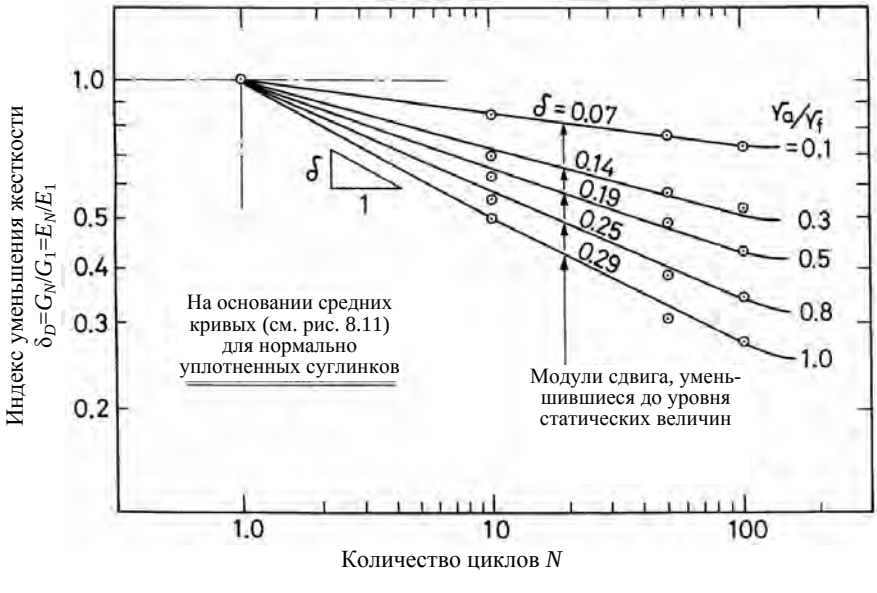


Рис. 8.12. Уменьшение модуля с ростом циклов нагружения

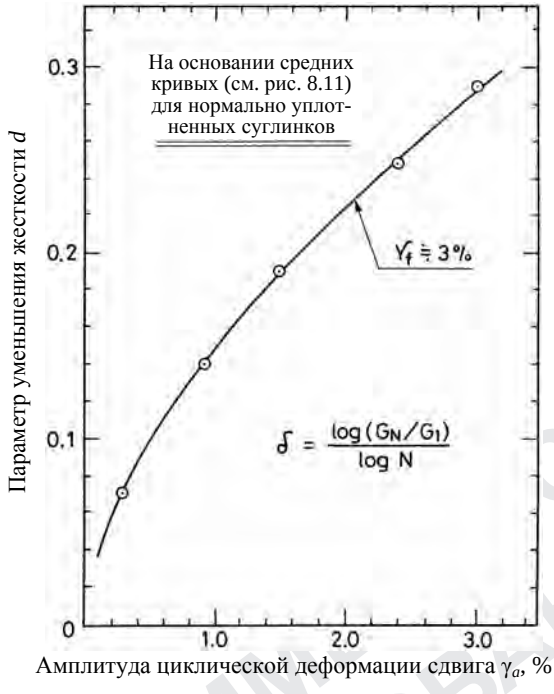


Рис. 8.13. Параметр уменьшения жесткости как функция амплитуды деформации

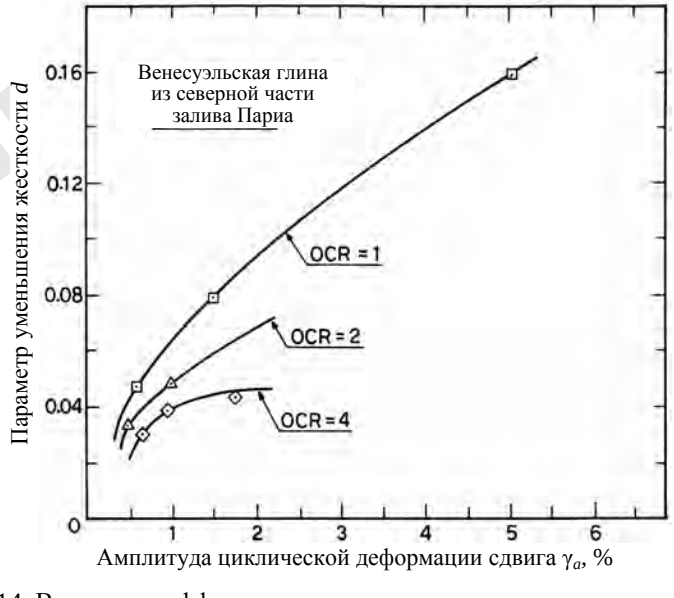


Рис. 8.14. Влияние коэффициента переуплотнения на параметр уменьшения жесткости в зависимости от деформации (Vucetic and Dobry, 1988)

Величина параметра уменьшения жесткости однозначна, она вычисляется по (8.6) и (8.7) независимо от вида деформации (трехосное сжатие или простой сдвиг). Однако значения деформаций сдвига γ_a и ε_a для двух этих видов деформации будут различными. Поэтому, когда параметры уменьшения жесткости для различных видов деформации для сравнения строят на одном графике (см. рис. 8.13), нужно помнить о правиле трансформации γ_a в ε_a. Этот аспект анализировался в работе Вучетика и Добри (Vucetic and Dobry, 1988). Рассматривая параметр, не зависящий от вида деформированного состояния и используемый в теории пластичности, они получили зависимость

$$\gamma_a = \sqrt{3}\,\varepsilon_a . \tag{8.8}$$

Для приблизительной трансформации можно также использовать хорошо известное отношение, основанное на теории упругости:

$$\gamma_a = (1+\nu)\,\varepsilon_a , \tag{8.9}$$

где ν – коэффициент Пуассона.

Вучетик и Добри также подробно исследовали факторы, влияющие на уменьшение жесткости (Vucetic & Dobry, 1988). Они выяснили, что среди других факторов на уменьшение жесткости низко- и среднепластичных глин значительное влияние оказывает переуплотнение. Авторы проводили многочисленные серии испытаний на простой сдвиг в условиях задаваемой деформации на образцах глины, залегающей в шельфовой зоне в Венесуэле (глина VNP). Образцы глины ненарушенной структуры уплотняли под действием вертикального давления, в 1,5…2 раза превышающего вертикальное природное давление грунта. Затем образцы разгружали до меньшего вертикального напряжения, чтобы получить желаемый коэффициент переуплотнения. Испытания проводили в соответствии с методикой SHANSEP, предложенной Лэддом и Футтом (Ladd & Foott, 1974).

По результатам испытаний был определен индекс уменьшения жесткости δ_D, полученный из (8.6) и являющийся функцией числа циклов N для разных амплитуд деформации γ_a. Затем для определения параметра уменьшения жесткости d согласно (8.6) из логарифмического графика определяли наклон прямой $\delta_D - N$. На рис. 8.14 результаты испытаний представлены в виде параметра уменьшения жесткости в соотношении с амплитудой деформации γ_a для каждого состояния переуплотнения, причем величины коэффициента переуплотнения OCR составили 1,0; 2,0 и 4,0. Можно видеть, что при небольшом переуплотнении (в пределах OCR = 4,0) снижение жесткости значи-

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

тельно уменьшается при увеличении коэффициента переуплотнения.

Другим важным фактором, влияющим на уменьшение жесткости, является пластичность глины. Большинство данных, полученных в ходе трехосных циклических испытаний и испытаний на простой сдвиг различных глин, отбирались из нескольких геотехнических лабораторий, после чего были установлены величины d как функция γ_a (Tan & Vucetic, 1989). На рис. 8.15 представлено обобщение этих данных для нормально уплотненных морских глин (число пластичности испытуемых глин указано на рисунке). Данные по глине из залива Сан-Франциско получены из трехосных циклических испытаний и преобразованы через уравнение (8.8), данные о глинах из залива Аляска (GAL) также получены из трехосных циклических испытаний. Величины параметра уменьшения жесткости для нескольких морских глин из Венесуэлы были получены в ходе циклических испытаний на простой сдвиг.

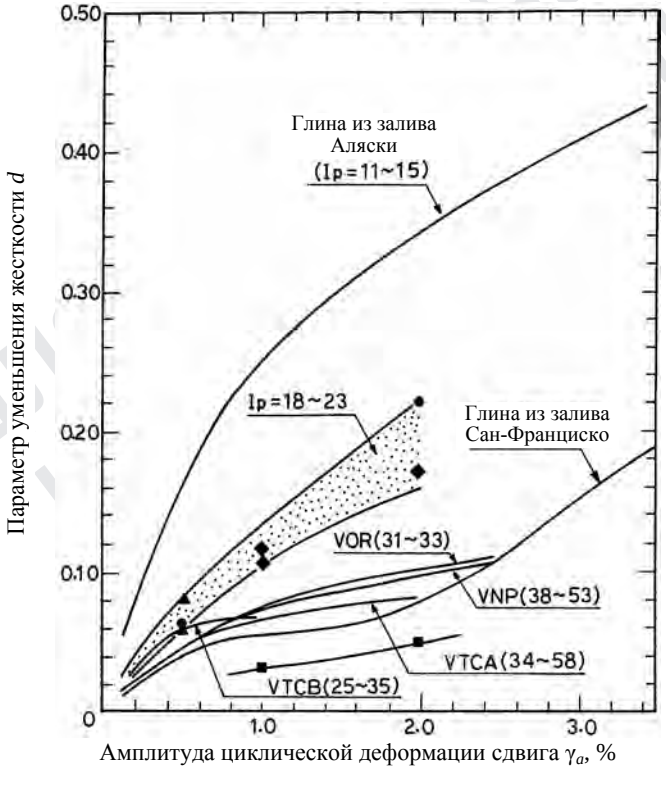


Рис. 8.15. Влияние числа пластичности на параметр уменьшения жесткости в зависимости от деформации нормально уплотненных глин (Tan & Vucetic, 1989)

Обобщение данных испытаний (см. рис. 8.15) указывает на то, что у низкопластичных глин параметр уменьшения жесткости больше, чем у высокопластичных. Это означает, что более пластичные глины меньше подвержены снижению жесткости в процессе приложения циклических нагрузок.

Всесторонне исследуя влияние коэффициента переуплотнения и числа пластичности, Тан и Вучетик (Tan & Vucetic, 1989) проводили многочисленные серии испытаний на простой сдвиг при задаваемой деформации на образцах шести видов глин с разными коэффициентами переуплотнения. Полученный параметр уменьшения жесткости d нанесен на график (рис. 8.16) в зависимости от амплитуды циклической деформации сдвига γ_a (числа пластичности I_p указаны на рисунке). Для низкопластичных глин (I_p = 11…15) параметр уменьшения жесткости значительно снижается при увеличении коэффициента переуплотнения OCR от 1,0 до 2,0. Аналогичная ситуация наблюдается для глин средней пластичности (I_p = 18…23), здесь OCR изменяется от 1 до 4. Отсюда можно сделать вывод, что циклическое уменьшение жесткости наиболее четко прослеживается у нормально уплотненных глин с небольшим числом пластичности, а у глин с большим коэффициентом переуплотнения и большей пластичностью уменьшение жесткости становится все менее значительным.

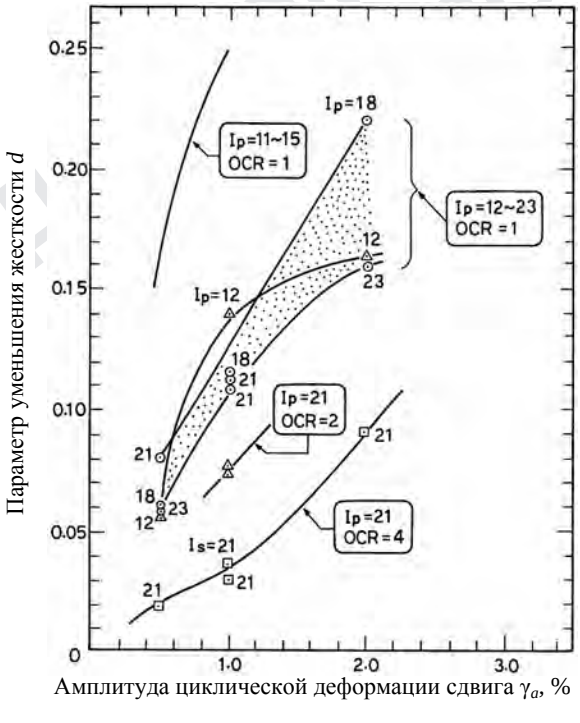


Рис. 8.16. Влияние числа пластичности на параметр уменьшения жесткости в зависимости от деформации переуплотненных глин (Tan & Vucetic, 1989)

8.5. Пороговые деформации циклического уменьшения жесткости

В предыдущем разделе рассматривалось уменьшение жесткости грунтов при средней или большой амплитуде циклической деформации. Однако очевидно, что существует нижний предел, до которого циклического уменьшения жесткости не происходит. Поскольку уменьшение жесткости возникает вследствие дилатансии, нижний предел амплитуды циклической деформации должен быть равен пороговой величине между состояниями грунта при наличии и отсутствии дилатансии. Для исследования этого эффекта Добри (Dobry et al., 1980) проводил лабораторные испытания водонасыщенных песков, обобщенные результаты которых показаны на рис. 8.17 (Dobry, 1989). Давление поровой воды, развивающееся в течение 10 циклов нагружения, нанесено на график в зависимости от амплитуды циклической деформации сдвига. Из рис. 8.17 видно, что давление в поровой воде не возникает, если величина амплитуды циклической деформации сдвига не превышает 10^{-4}. Таким образом, величину 10^{-4} можно принять за нижний предел деформации сдвига, необходимый для развития давления в поровой воде. Этот предел называется *объемной пороговой деформацией сдвига*. Вучетик (Vucetic, 1994) обозначил ее γ_v.

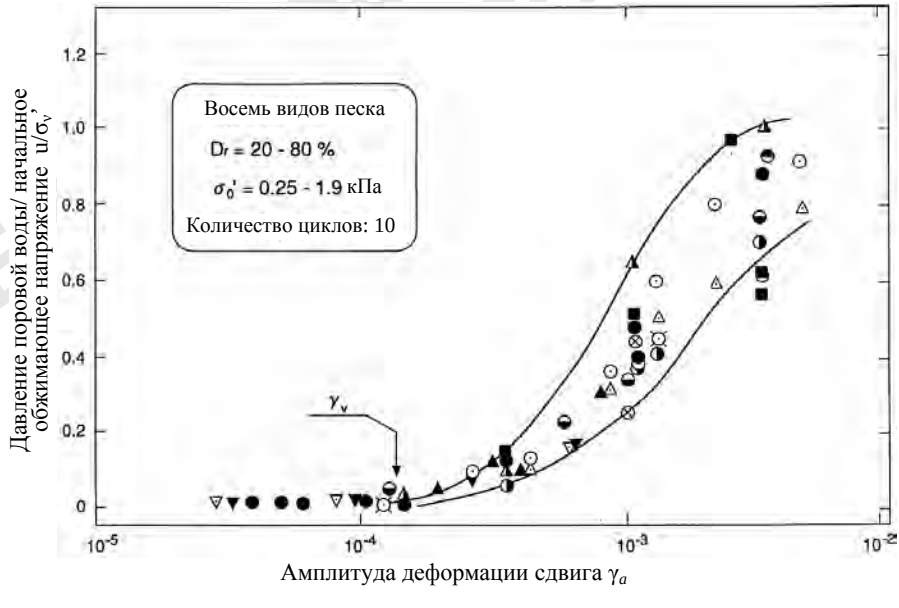


Рис. 8.17. Зависимость давления поровой воды от деформации сдвига (Dobry, 1989)

Циклические испытания на простой сдвиг образцов водонасыщенных грунтов в аналогичных условиях описаны в работе Ohara & Matsuda, 1988 (рис. 8.18). Давление поровой воды и объемная деформация нанесены на графике в зависимости от амплитуды циклической деформации. Давление поровой воды начинает увеличиваться, когда образец глины испытывает достаточно большую деформацию сдвига, превышающую 7×10^{-3}. В этой же серии испытаний измеряли объемную деформацию, возникающую вследствие рассеивания порового давления (см. рис. 8.18, *б*).

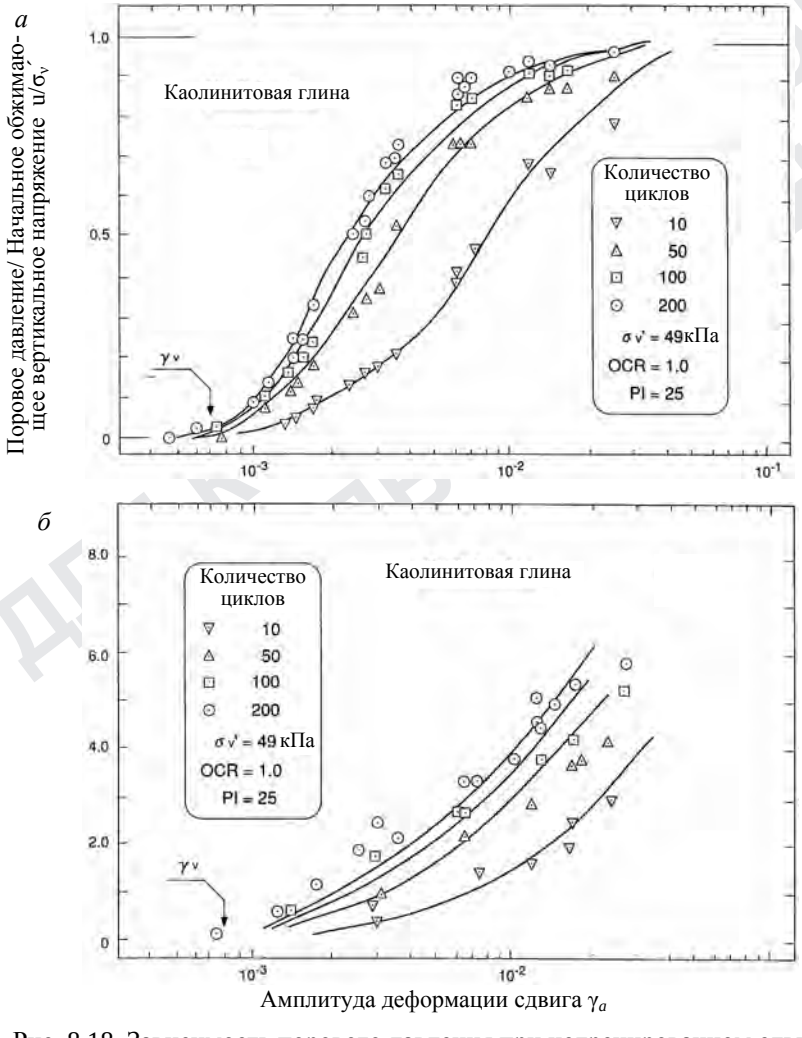


Рис. 8.18. Зависимость порового давления при недренированном сдвиге и объемной деформации в процессе последующей реконсолидации от амплитуды деформации сдвига (Ohara & Matsuda, 1988)

Как видно из рисунка, давление поровой воды начинает расти при амплитуде циклической деформации больше 10^{-3}. Следовательно, эту величину можно принять в качестве пороговой деформации сдвига γ_v для испытанной глины. Необходимо иметь в виду, что уменьшение объема образца связано с ростом давления поровой воды, поэтому эти два явления начинают проявляться при одинаковой деформации сдвига. В приведенных примерах величина γ_v для песков (10^{-4}) примерно на порядок меньше, чем для глин (10^{-3}).

Возникает вопрос, какой из факторов больше влияет на величину объемной пороговой деформации γ_v. В разд. 7.3 число пластичности названо самым важным фактором для определения пороговой деформации сдвига γ_l, разделяющей линейное и нелинейное поведение грунта. Поэтому интересно еще раз исследовать влияние числа пластичности на величину γ_v. Вучетик (Vucetic, 1994) на основе данных многочисленных испытаний построил график зависимости величины γ_v от числа пластичности для различных грунтов (рис. 8.19). Полученные результаты показывают, что пороговая объемная деформация γ_v начинает увеличиваться при возрастании числа пластичности грунта.

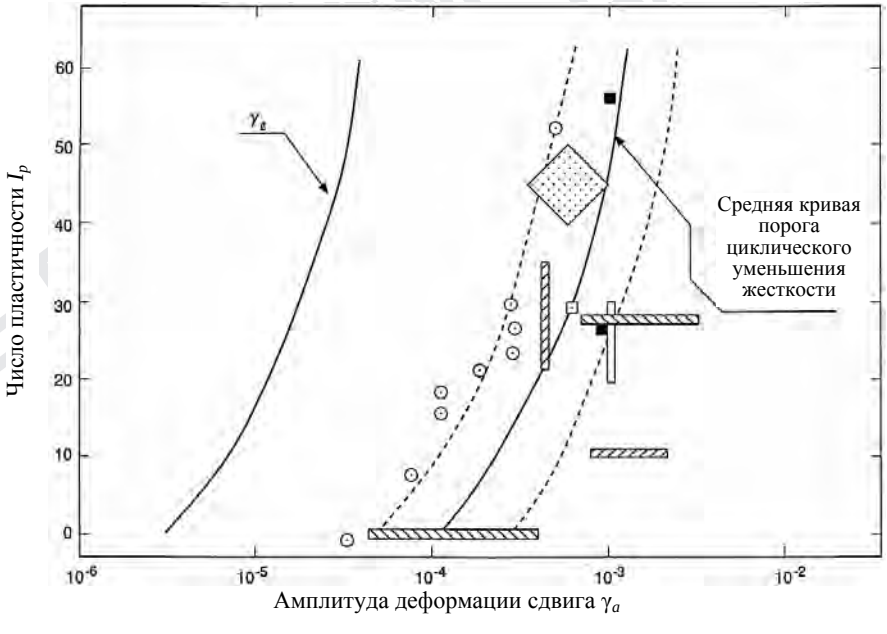


Рис. 8.19. Влияние числа пластичности на пороговую деформацию, вызывающую циклическое уменьшение жесткости (Vucetic, 1994)

8.6. Пороговые деформации и эталонная деформация

Как уже говорилось, существуют два вида пороговой деформации, используемых для характеристики работы грунта: пороговая деформация сдвига γ_l разделяет стадии линейной и нелинейной работы грунта, а объемная пороговая деформация сдвига γ_v разделяет условия, в которых возникает (или не возникает) уменьшение его жесткости. Было также установлено, что пороговая деформация обоих видов увеличивается с ростом числа пластичности грунта. Данные о пороговой деформации (см. рис. 7.22, 8.19) и I_p объединены на рис. 8.20. Интересно, что построенные кривые похожи по форме, что свидетельствует о сходстве базового механизма, характеризующего работу грунтов на критических стадиях развития деформации сдвига. На самом деле эти кривые параллельны, их разделяет примерно 1,5 логарифмических цикла (Vucetic, 1994).

Рис. 8.20. Влияние числа пластичности на два вида пороговой деформации, связанные с нелинейностью и циклическим уменьшением жесткости

Кокушо (Kokusho et al, 1982) исследовал влияние числа пластичности на уменьшение жесткости по результатам нескольких серий испытаний (рис. 8.21). Амплитуда циклической деформации сдвига, необходимая для уменьшения жесткости до величины, значительно меньше начальной, показана на графике в зависимости от числа пла-

стичности. На рис. 8.21 приводятся характерные кривые, показанные на рис. 8.20, со сдвигом оси абсцисс, поэтому полученная кривая лучше соответствует данным Кокушо (Kokusho et al, 1982).

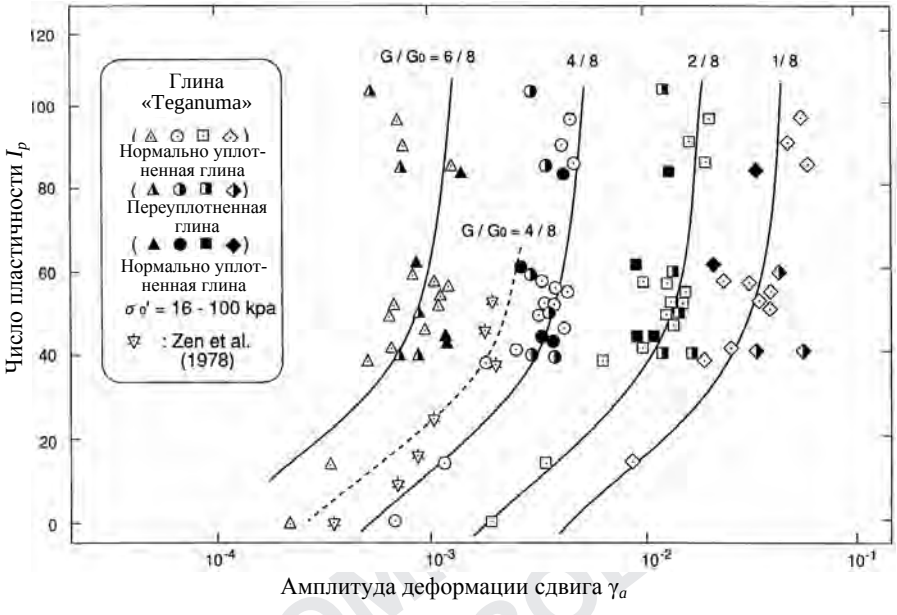


Рис. 8.21. Влияние числа пластичности на уменьшение жесткости в зависимости от деформации (Kokusho et al, 1982)

Кривые для γ_l и γ_v могут приниматься в качестве серединных кривых, представляющих общую тенденцию изменения опытных данных (см. рис. 8.21). Поэтому характерные кривые для γ_l и γ_v можно использовать для уточнения степени уменьшения модуля как функции числа пластичности. Семейство кривых на рис. 8.21 указывает на равную степень циклического уменьшения жесткости. Следовательно, полезно рассмотреть эти кривые в качестве пороговых для γ_l и γ_v. На рис. 8.22 семейство кривых из рис. 8.21 представлено вместе с пороговыми кривыми. Сравним эти две группы кривых, характеризующих одинаковое уменьшение жесткости, с кривой объемной пороговой деформации сдвига. Циклическое снижение жесткости глины «Teganuma» происходит, когда жесткость уменьшается примерно до 70% от начальной величины (см. рис. 8.22). На рис. 8.21 пунктиром показаны результаты испытаний, представленные в работе Zen et al., 1978. Они свидетельствуют о том, что уменьшение жесткости искусственно перемешанных материалов равно примерно $G/G_0 = 0{,}75$, причем степень ее уменьшения до некоторой степени зависит от вида грунта.

Однако изучение результатов других испытаний показало, что пороговый модуль уменьшается в пределах 0,6…0,85 (Vucetic, 1994). На это указывает поперечная зона, отмеченная точками на рис. 7.21, где представлена группа кривых уменьшения модуля для грунтов с разным числом пластичности. Практически горизонтальное расположение этой зоны указывает на то, что характеристики уменьшения жесткости не зависят от числа пластичности.

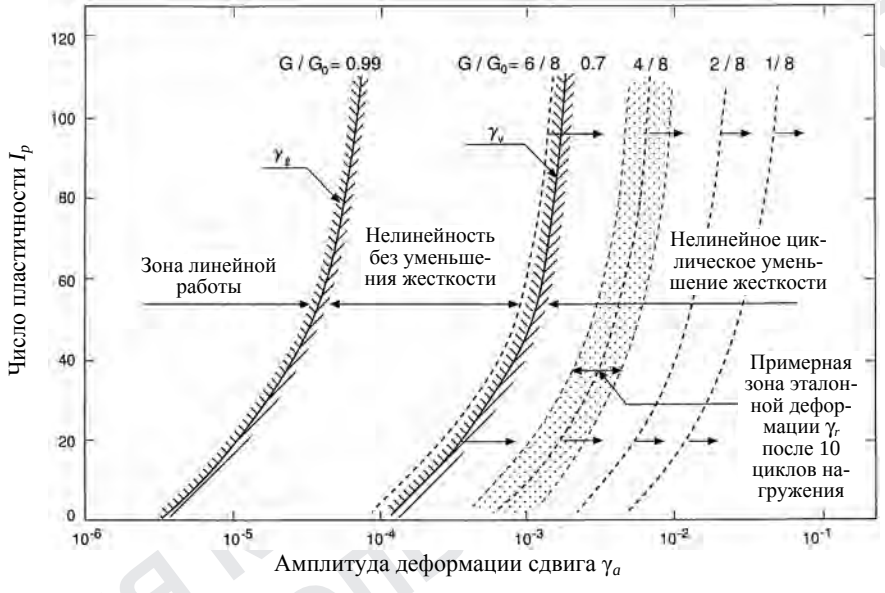


Рис. 8.22. Влияние числа пластичности на уменьшение жесткости (обобщенный график)

Как уже упоминалось, эталонная деформация определяется по (3.43) и зависит не только от природных свойств грунта (например пластичности), но и от напряженного состояния, а также количества циклов приложения нагрузки. Однако, если за нормальное состояние грунта принять такое, при котором эффективное обжимающее напряжение $\sigma'_0 \approx 100$ кПа, а число циклов нагружения составляет 10…20, тогда эталонную деформацию можно выразить как функцию числа пластичности. Внимательное изучение результатов многочисленных испытаний показало, что эталонная деформация проявляется, когда модуль сдвига уменьшается до 40…60% от начальной величины. Поэтому величина $G/G_0 = 0{,}5$ может быть принята за среднюю, необходимую для уменьшения модуля до величины, при которой возникает эталонная деформация.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

На рис. 8.22 показаны зоны эталонной деформации и ее средних величин как функция числа пластичности. Отметим, что зона эталонной деформации на рис. 8.22 в нормальных условиях, описанных выше, находится справа от кривой γ_v, где всегда происходит циклическое уменьшение жесткости. Другими словами, при воздействии на грунты циклических нагрузок при амплитуде деформации, равной эталонной деформации, грунты уже циклически деформированы, что сопровождается постепенным изменением их свойств – накоплением объемных деформаций или увеличением давления поровой воды.

Список литературы

Aisiks, E.G. and Tarshansky, I.W. (1968). Soil studies for seismic design of San Francisco Transbay Tube. Vibration Effects of Earthquakes on Soils and Foundations, ASTM, STP450, pp. 138-66.

Casagrande, A. and Shannon, W.L. (1948). Research on stress-deformation and strength characteristics of soils and soft rocks under transient loading. Harvard University Soil Mechanics Series No. 31.

Casagrande, A. and Wilson, S.D. (1951). Effect of rate of loading on the strength of clay and shales at constant water content. Geotechnique, 2, pp. 251-63.

Dobry , R. (1989). Some basic aspects of soil liquefaction during earthquakes. Earthquake hazards and the design of constructed facilities in the Eastern United States. Annals of the New York Academy of Sciences, 558, 172-82.

Dobry R., Powell D.J., Yokel F.Y., and Ladd, R.S. (1980). Liquefaction potential of saturated sand - the stiffness method. Proceedings of the 7th World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey, Vol. 3, pp. 25-32.

Ellis, W. and Hartman, V.B. (1967). Dynamic soil strength and slope stability. Proceedings of the ASCE, SM4, pp. 355-73.

Idriss, I.M., Dobry, R., and Singh, R.M. (1978). Nonlinear behaviour of soft clays during cyclic loading. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, **104,** GT12, 1427-47.

Kawakami, F. (1960). Properties of compacted soils under transient loads. Soils and Foundation, Vol. 1, No. 2, pp. 23-9.

Kokusho, T., Yoshida, Y., and Esashi, Y. (1982). Dynamic properties of soft clays for wide strain range. Soils and Foundations, 22, 1-18.

Kovacs, W.D., Seed, H.B., and Chan, C.K. (1971). Dynamic moduli and damping ratios for a soft clay. Journal of Soil Mechanics and Foundations, ASCE, 97, SMI, 59-75.

Ladd, C.C. and Foott, R. (1974). New design procedure for stability of soft clays. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, **100,** No. GT7, 763-86.

Ohara, S. and Matsuda, H. (1988). Study on the settlement of saturated clay layer induced by cyclic shear. Soils and Foundations, 28, 103-113.

Ohsaki, Y. (1964). Dynamic properties of soils and their application. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 29-56.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Ohsaki, Y., Koizumi, Y., and Kishida, H. (1957). Dynamic properties of soils. Transactions of the Architectural Institute of Japan, 54, 357-9.

Olson, R.E. and Parola, J.F. (1967). Dynamic shearing properties of compacted clay.Proceedings of the International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials, University of New Mexico, 173-81.

Richardson, A.M. and Whitman, R.V. (1963). Effect of strain rate upon undrained shear resistance of a saturated remoulded fat clay. Geotechnique, 310-24.

Shimming, B.B., Hass, H.J., and Sax, H.C. (1966). Study of dynamic and static failure envelops. Proceedings of the ASCE, SA2, 105-23.

Takenaka, J. and Nishigaki, Y. (1970). Dynamic behaviour of diluvial soil deposits in Ohsaka. Proceedings of the 5th Annual Convention of Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 89-91 (in Japanese).

Tan, K. and Vucetic, M. (1989). Behaviour of medium and low plasticity clays under simple shear conditions. Proceedings of the 4th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Mexico City, pp. 131-41.

Taylor, P.W. and Bacchus, D.R. (1969). Dynamic cyclic strain tests on a clay. Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 401-9.

Tiers, G.R. and Seed, H.B. (1968). Strength and stress-strain characteristics of clays subjected to seismic loading conditions. Vibration Effects of Earthquakes on Soils and Foundations, ASTM, STP450, 3-56.

Vucetic, M. and Dobry, R. (1988). Degradation of marine clays under cyclic loading. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 114, GT2, 133-49.

Vucetic, M. (1994). Cyclic threshold shear strains in soils. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 120, GT12, 2208-27.

Whitman, R.V. (1957). The behaviour of soils under transient loading. Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 207-10.

Zen, K., Umehara, Y., and Hamada, K. (1978). Laboratory tests and in situ seismic survey on vibratory shear modulus of clayey soils with various plasticities. Proceedings of the 5th Japanese Earthquake Engineering Symposium, pp. 721-8.

НЕ РЕПРОДУКТИВНОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

9

ПРОЧНОСТЬ СВЯЗНЫХ ГРУНТОВ В УСЛОВИЯХ КРАТКОВРЕМЕННОГО И ЦИКЛИЧЕСКОГО НАГРУЖЕНИЯ

9.1. Виды нагрузок при динамических испытаниях грунтов

Для определения динамической прочности грунтов проводили различные испытания на динамическое нагружение. Все испытания можно разделить на четыре группы в зависимости от того, было ли нагружение быстрым или медленным, монотонным или цикличным (рис. 9.1). Испытания на монотонное нагружение могут проходить при меняющейся скорости. В обычных статических испытаниях скорость нагружения такова, что про цесс разрушения занимает несколько минут. Испытания на монотонное нагружение, в которых разрушение происходит через несколько секунд, классифицируются как испытания на быстрое нагружение. Испытания на быстрое нагружение (или кратковременные) проводят с целью определения прочности грунта при нагрузке, вызванной взрывами, например, детонацией взрывчатых веществ или падением бомбы.

Ко второму типу динамического нагружения относится приложение циклической нагрузки вслед за статическим монотонным нагружением образца (рис. 9.1, *б*). Чаще всего подобные испытания проводят для определения прочности грунтов при землетрясениях. На начальной стадии производится статическое монотонное нагружение, когда величина касательного напряжения соответствует устойчивому статическому состоянию грунта перед землетрясением. Такое состояние характерно для грунтов, залегающих в основании склонов. После приложения постоянных касательных напряжений образцы грунта подвергают циклическому нагружению до их разрушения. На этой фазе испытаний моделируют воздействие циклических касательных напряжений при землетрясениях.

Цель третьего типа испытаний – определение изменений прочности и жесткости грунта, вызванных сейсмическими воздействиями (см. рис. 9.1, *в*). После определенного количества циклов нагружения образцы грунта разупрочняются, и их статическая прочность и де-

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

формационные свойства изменяются по сравнению с первоначальными. Знание этих свойств грунтов необходимо для анализа устойчивости дамб и насыпей.

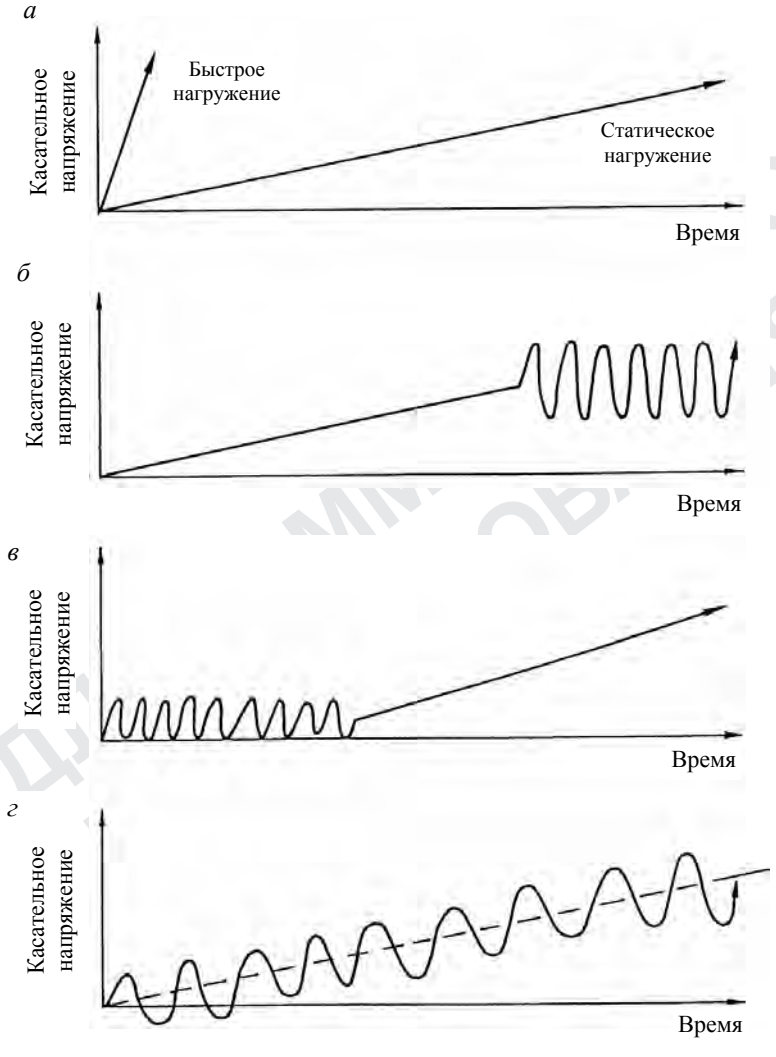


Рис. 9.1. Типы испытаний на динамическое нагружение:
а – монотонное нагружение; *б* – монотонно-циклическое нагружение;
в – циклически-монотонное нагружение;
г – монотонно увеличивающееся циклическое нагружение

На рис. 9.1, *г* показана схема испытаний четвертого типа, которые применяются редко и предназначены для изучения статической прочности грунта, подверженного вибрационному воздействию. Статическое сопротивление грунта, находящегося в непосредственной близости от обычных или шпунтовых свай, может уменьшаться из-за вибрации, вызванной погружением сваи. В таких случаях прочностные свойства грунта определяют в ходе лабораторных испытаний, в которых на образец грунта, расположенный на вибростенде, воздействуют монотонно возрастающие касательные напряжения.

9.2. Определение динамической прочности грунта

Из четырех типов испытаний на динамическую нагрузку (см. рис. 9.1) для определения прочности грунтов в условиях сейсмического нагружения чаще всего проводят испытания второго типа. Ниже будет приведено детальное описание методики определения динамической прочности грунта с помощью испытаний в приборах циклического трехосного сжатия. Возможны две схемы нагружения в зависимости от того, сколько образцов (один или несколько) потребуется для определения прочностных характеристик грунта.

9.2.1. Испытание на циклическое нагружение в один этап

В данном испытании применяется схема нагружения (рис. 9.2), представленная в виде зависимости «касательное напряжение – деформация сдвига». Сначала образец уплотняется под действием изотропного давления σ'_0. Затем к образцу в дренированных или недренированных условиях прикладывают статическое осевое напряжение σ_s, что обозначено точкой *P* на рис. 9.2. При испытании водонасыщенных образцов для достижения консолидации, соответствующей продолжительному действию напряжений перед землетрясением, касательные напряжения должны прикладываться только в дренированных условиях. К частично водонасыщенным образцам касательные напряжения могут прикладываться в недренированных условиях. Далее к образцу прикладывают заданное количество однородных циклических осевых напряжений с амплитудой, при которой не возникает разрушения. По окончании циклического нагружения в образце сохраняется остаточная осевая деформация (точка *A* на рис. 9.2, *а*).

В следующем испытании новый образец также уплотняют и воздействуют на него таким же количеством циклов осевых напряжений, но с большей амплитудой. Определив остаточную осевую деформацию, наносят точку *B* на рис. 9.2, *б*. Затем аналогичное испытание на

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

циклическое нагружение проводят на третьем образце, снова увеличивая амплитуду колебаний. Таким образом на графике «напряжение–деформация» (см. рис. 9.2, *в*) определяют точку *C*. Подобные испытания повторяют столько раз, сколько необходимо для получения величин остаточных деформаций при больших амплитудах циклических касательных напряжений.

Нанеся на диаграмму все ранее полученные точки (*A*, *B*, *C* и т. д.) и соединив их, строят зависимость «напряжение–деформация» (рис. 9.2, *г*), которую можно назвать зависимостью между напряжением и остаточной деформацией. В подобного рода зависимостях наиболее наглядно представлены свойства грунта в условиях сейсмического нагружения. Зная амплитуду циклического касательного напряжения σ_d и начальную величину касательного напряжения σ_s для образца грунта, расположенного под откосом, можно оценить постоянную остаточную деформацию откоса и мобилизованную прочность грунта при ожидаемом землетрясении.

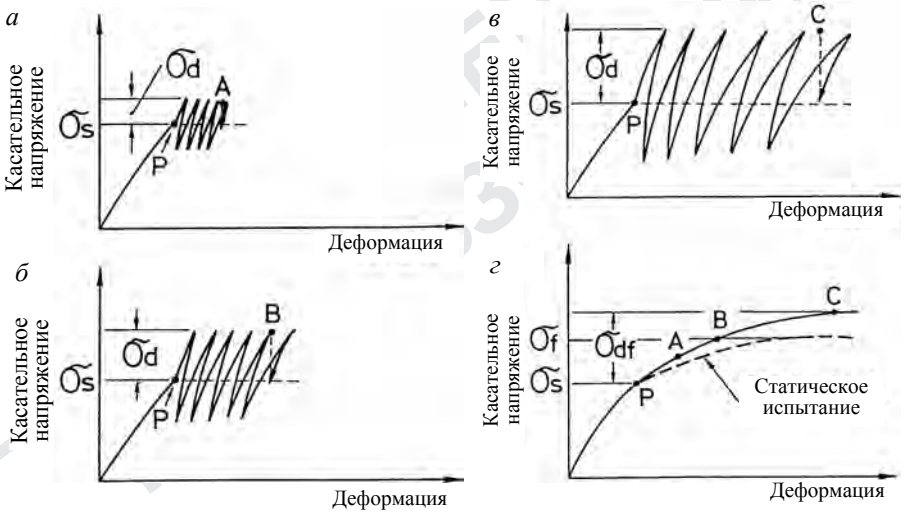


Рис. 9.2. Построение кривой
«касательное напряжение – остаточная деформация»

9.2.2. Испытание на циклическое нагружение в несколько этапов

В описанном выше испытании на циклическое нагружение в один этап для построения кривой «касательное напряжение – остаточная деформация» требуется несколько образцов грунта с одинаковыми свойствами. Если количество образцов ограничено, можно проводить испытания на циклическое нагружение в несколько этапов (рис. 9.3).

Образец грунта уплотняют и прикладывают к нему начальное касательное напряжение σ_s, как и в предыдущем случае. Затем к образцу последовательно прикладывают заданное количество циклов касательных напряжений с относительно небольшой амплитудой. Образец получает деформацию сдвига, отмеченную точкой *A* на рис. 9.3. Затем при том же количестве циклов увеличивают амплитуду нагружения. Образец получает новую деформацию сдвига (точка *B* на рис. 9.3). Аналогичным образом выполняют еще несколько серий однородных осевых нагружений того же образца в недренированных условиях с одинаковым количеством циклов, но постоянно увеличивающейся амплитудой. В конце каждой серии получают точки, которые соединяют и строят кривую, показанную пунктирной линией на рис. 9.3. Эта кривая зависимости «напряжение – остаточная деформация» подобна кривой, полученной в испытаниях на циклическое нагружение, проводимых в один этап.

В рассмотренной схеме нагружения циклические нагрузки с постепенно увеличивающейся амплитудой колебаний последовательно действуют на один и тот же образец. Поэтому на реакцию образца на следующих сериях циклического нагружения будут влиять результаты действия предыдущих циклов с меньшими амплитудами колебаний. В испытуемом образце накапливаются остаточные деформации от предыдущих серий циклического нагружения, что отразится на графике. Жесткость образца будет меньше, чем у образца, не подвергавшегося действию циклического нагружения с меньшими амплитудами. Однако с практической точки зрения влияние такой истории нагружения незначительно и им можно пренебречь. Это подтверждает правомерность испытаний на циклическое нагружение в несколько этапов.

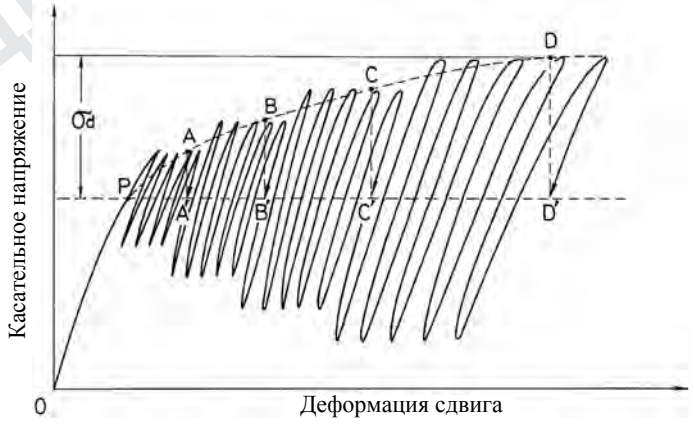


Рис. 9.3. Построение кривой «касательное напряжение – остаточная деформация» по результатам испытаний на циклическое нагружение в несколько этапов

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО РАСПРОСТРАНЕНИЯ

Отметим, что для данного грунта вид кривой «напряжение – остаточная деформация», построенной на основе любого испытания, будет изменяться в зависимости от соотношения начальных и циклических касательных напряжений, а также заданного количества циклов нагружения (рис. 9.4, *а*). Есть основания утверждать, что кривая «напряжение – остаточная деформация» водонасыщенного грунта постепенно выполаживается по мере увеличения количества циклов нагружения. Эффект, достигаемый при испытании с одним циклом нагружения, примерно такой же, как в испытании с приложением быстрой монотонной нагрузки. Поэтому при испытании с одним циклом нагружения кривая «напряжение – остаточная деформация» будет более крутой (рис. 9.4, *а*).

На рис. 9.4, *б* схематически показано влияние начальных касательных напряжений σ_s на кривую «напряжение – остаточная деформация». Когда величина σ_s достаточно велика по сравнению с амплитудой циклического касательного напряжения σ_d, влияние скорости и повторяемости нагружения незначительно, а кривая «напряжение – остаточная деформация» приближается к графику статического испытания.

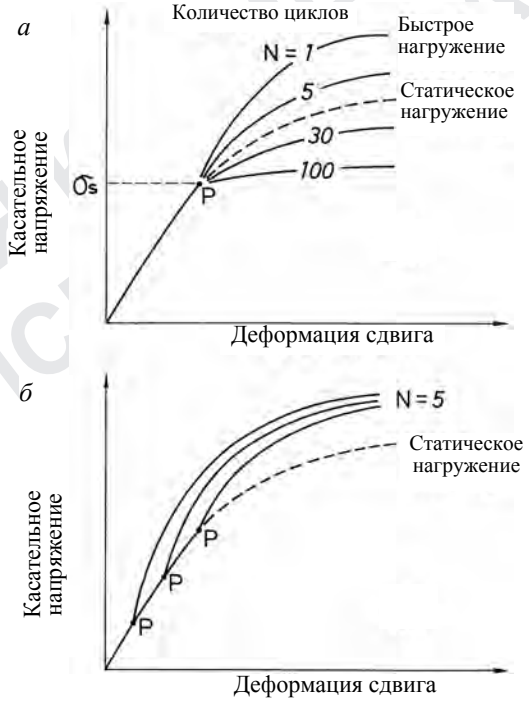


Рис. 9.4. Влияние количества циклов нагружения и величины начального касательного напряжения на кривую «касательное напряжение – остаточная деформация»

НЕ ДЛЯ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

9.2.3. Пример зависимости «напряжение – остаточная деформация»

На рис. 9.5 приведен пример зависимости «напряжение – остаточная деформация». Для лабораторного испытания на трехосное циклическое напряжение были отобраны образцы грунта ненарушенной структуры в виде монолитов недалеко от места оползня в Широиши (юг Сендая, Япония), который произошел во время землетрясения Мьяджикен-оки 12 июня 1978 г. Циклическое нагружение проходило в одну стадию. Образцы насыщали водой и уплотняли при обжимающем давлении $\sigma'_0 = 50$ кПа. Каждый образец в дренированных условиях нагружался статическим осевым напряжением $\sigma_s = 144$ кПа, затем к нему прикладывали циклические нагрузки с различными амплитудами. На рис. 9.5 приводятся обобщенные результаты испытаний (здесь сумма циклического и статического компонентов, нормализованная по отношению к недренированному статическому осевому напряжению при разрушении, нанесена на график в зависимости от остаточной осевой деформации). Отметим, что для получения такой же остаточной деформации в испытаниях с меньшим количеством циклов нагружения требуется большее общее осевое напряжение ($\sigma_s + \sigma_d$), чем в испытаниях с большим количеством циклов. Это происходит из-за снижения жесткости образца вследствие повторных нагружений. В данном случае динамическая прочность пылеватого грунта в 1,5 раза превышает статическую прочность.

Рис. 9.5. Зависимость между касательными напряжениями и остаточной прочностью для пылеватого песка из Широиши

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

9.3. Условия кратковременного нагружения

Многие исследователи проводили лабораторные испытания грунтов на монотонно увеличивающуюся быструю нагрузку. Казагранде и Шеннон (Casagrande & Shannon, 1948), Казагранде и Уилсон (Casagrande & Wilson, 1951) впервые исследовали процесс влияния скорости нагружения на прочность грунта. Испытания образцов глин и сухого песка кратковременной нагрузкой показали, что для глинистых грунтов возрастание скорости деформации от 1 до 8000% в минуту вызывает увеличение прочности грунта на 50% и модуля деформации – примерно на 100%. Уитман (Whitman, 1957) в процессе испытаний связных грунтов кратковременной нагрузкой выявил аналогичное влияние скорости нагружения на прочность и жесткость грунтов. Такие же эффекты воздействия скорости деформации на свойства других связных грунтов наблюдали и другие исследователи (Ohsaki et al., 1957, Kawakami, 1960, Schimming et al., 1957, Olson & Parola, 1967). На рис. 9.6 показаны результаты испытаний связных грунтов ненарушенной структуры на быстрое и статическое нагружение, проведенных в Японии (Ohsaki et al., 1957). В испытаниях на медленное нагружение время до разрушения образца составляло 100 с, в испытаниях на быстрое нагружение – 0,1 с. Можно считать, что повышение скорости нагружения приводит к увеличению прочности грунта на 15% по сравнению с результатами статических испытаний.

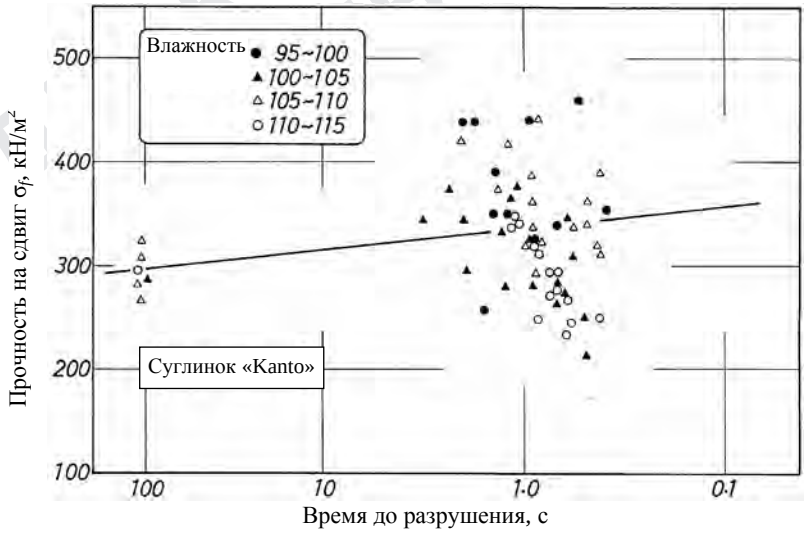


Рис. 9.6. Влияние времени нагружения на прочность грунтов (Ohsaki et al., 1957)

Осаки (Ohsaki, 1964) обобщил комплексные данные о прочности связных грунтов, полученные из испытаний на быстрое нагружение (рис. 9.7). На этом графике данные Осаки дополнены результатами других исследований (Schimming et al., 1966; Olson & Parola, 1967). И хотя на графике наблюдается некоторый разброс точек, скорее всего, обусловленный влиянием на прочность других факторов, тем не менее, прослеживается общая тенденция к увеличению прочности при быстром нагружении по сравнению с медленным. Средняя прямая линия на рис. 9.7 указывает на то, что прочность связных грунтов при времени нагружения 0,25 с примерно на 40% больше, чем при статическом нагружении в течение 100 с.

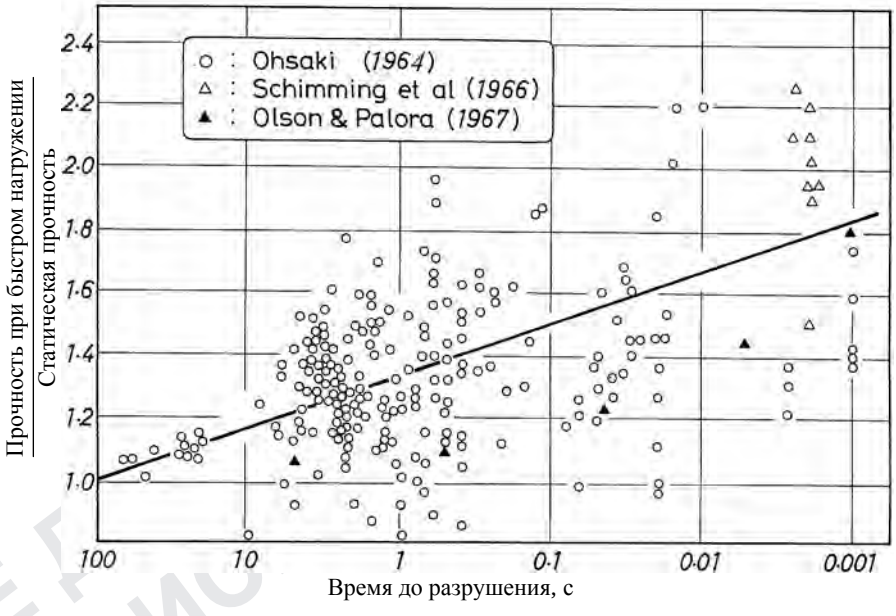


Рис. 9.7. Влияние времени нагружения на прочность связных грунтов

9.4. Комбинированное статическое и циклическое нагружение

В предыдущем разделе было показано, что в условиях комбинированного статического и циклического нагружения прочность грунта можно определить из графика «напряжение – остаточная деформация» (см. рис. 9.2, 9.3). Опубликованы результаты многочисленных лабораторных испытаний по определению циклической прочности связных грунтов. И хотя не все данные представлены в виде кривых зависимости «напряжение – остаточная деформация», в целом можно обобщить

схемы и результаты всех испытаний в соответствии с методикой, изложенной в предыдущих разделах. На рис. 9.9 приводятся результаты испытаний на трехосное циклическое нагружение, выполненных различными авторами (Seed, 1960, Seed & Chan, 1966, Ellis & Hartman, 1967). Испытания проводились на уплотненных, не полностью насыщенных водой связных грунтах. На графике по вертикальной оси нанесена циклическая прочность, определяемая как сумма статического и циклического осевых напряжений, вызывающих разрушение образца, деленная на статическую прочность; по горизонтальной оси – начальное статическое осевое напряжение, деленное на статическую прочность. Далее соотношение циклической и статической прочности для краткости будем называть *показателем циклической прочности*.

Напомним, что при отсутствии начального касательного напряжения направление циклических нагрузок меняется на противоположное – от трехосного сжатия к трехосному растяжению. Однако при увеличении начального касательного напряжения в каждом цикле происходит неполный реверс нагрузки (см. рис. 9.8). Когда начальное касательное напряжение возрастает до значения, отмеченного точкой *B* на рис. 9.9, статический компонент касательного напряжения становится равным циклическому и во время циклического нагружения обращения девиатора напряжений не происходит. При дальнейшем увеличении начального касательного напряжения не происходит смены знака касательного напряжения, нагружение становится однознаковым (см. рис. 9.8, *а*). Но однознаковое нагружение можно проводить, даже если величина начального касательного напряжения меньше значения, соответствующего точке *B* на рис. 9.9. Для этого нужно так настроить прибор, чтобы в образце не возникало трехосное растяжение (см рис. 9.8, *в*).

Результаты испытания, приведенные рис. 9.9, получены в ходе одного цикла нагружения при частоте колебаний 1 Гц. Поэтому время нагружения рассчитывается как ¼ периода цикла и составляет 0,25. При отсутствии начального постоянного напряжения ($\sigma_s/\sigma_f = 0$) показатель циклической прочности для одного цикла нагружения составляет примерно 1,4 (см. рис. 9.9). Отметим, что при отсутствии начального касательного напряжения один цикл нагружения характеризуется изменением знака касательных напряжений – от трехосного сжатия к трехосному растяжению. Поскольку разрушение всегда происходит вследствие трехосного сжатия, циклическая прочность определяется как максимальное осевое напряжение, вызывающее разрушение в условиях трехосного сжатия. Это означает, что нагрузка в один цикл, вызывающая разрушение при частоте 1 Гц, практически эквивалентна монотонной кратковременной нагрузке, прикладываемой в течение

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

0,25 с. С учетом этого факта интересно отметить, что 40%-ное увеличение циклической прочности в ходе нагружения за один цикл (см. рис. 9.9) совпадает с таким же возрастанием прочности при испытании на кратковременную нагрузку, где время нагружения составляет 0,25 с (см. рис. 9.7).

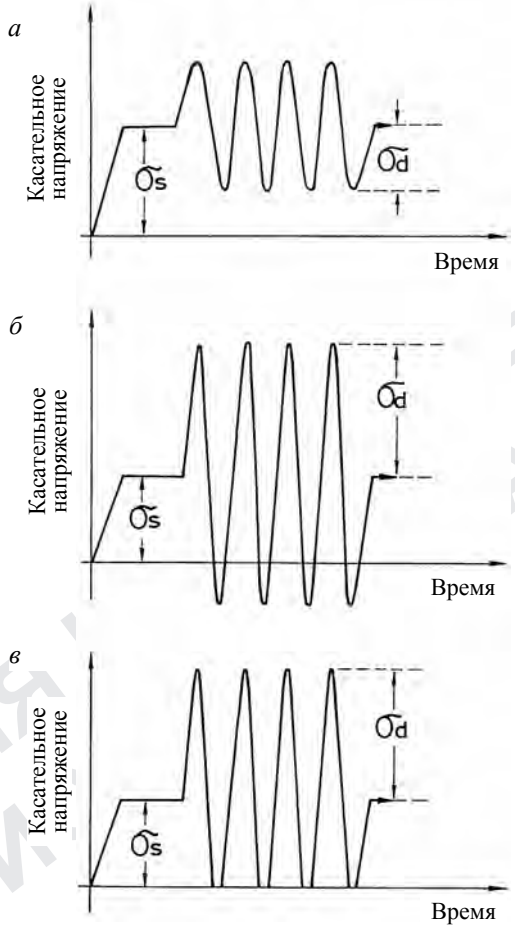


Рис. 9.8. Однознаковое и знакопеременное нагружение: *а* – однознаковое нагружение; *б* – знакопеременное нагружение; *в* – однознаковое нагружение с отсечением напряжений противоположного знака

Из рис. 9.9 следует, что показатель циклической прочности постепенно уменьшается до 1,0 по мере роста начального постоянного касательного напряжения до величины статической прочности данного грунта. Это может происходить из-за того, что рост начального касательного напряжения вызывает относительное снижение доли цикли-

ческого компонента, поэтому напряженное состояние все больше приближается к состоянию статического испытания.

Результаты испытаний на однознаковое нагружение (см. рис. 9.9), проходившее за 50 циклов, обобщены на рис. 9.10. Результаты всех испытаний, проводимых теми же исследователями (см. рис. 9.9, 9.10), приведены на рис. 9.11, где количество циклов нагружения принимается за рабочий параметр. Из рис. 9.11 видно, что при однознаковом циклическом нагружении циклическая прочность постепенно уменьшается по мере увеличения циклов нагружения и при 100 циклах нагружения становится равной статической. Тот факт, что при нагружении за один цикл циклическая прочность максимальна, объясняется большей прочностью грунта в испытаниях на быстрое нагружение. Высокая циклическая прочность, обусловленная влиянием скорости нагружения, постепенно уменьшается при увеличении количества циклов нагружения, так как повторное приложение нагрузки приводит к снижению прочности образца.

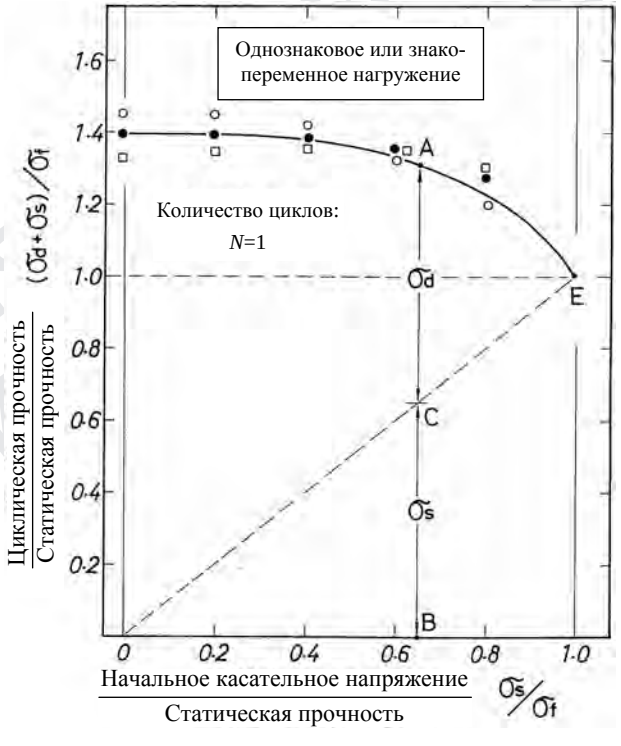


Рис. 9.9. Зависимость циклической прочности от начальных касательных напряжений

Подчеркнем, что, поскольку циклическое нагружение рассматривается как повторение быстрых нагрузок, тенденция к увеличению прочности образца при высокой скорости прикладываемой нагрузки проявляется одновременно с тенденцией к снижению прочности из-за циклической природы нагрузки. Чем меньше запланировано циклов нагружения в опыте, тем очевиднее рост прочности образца при увеличении скорости прикладываемой нагрузки. При увеличении количества циклов нагружения более четко проявляется обратный эффект – уменьшение прочности образца до уровня статической прочности или даже ниже.

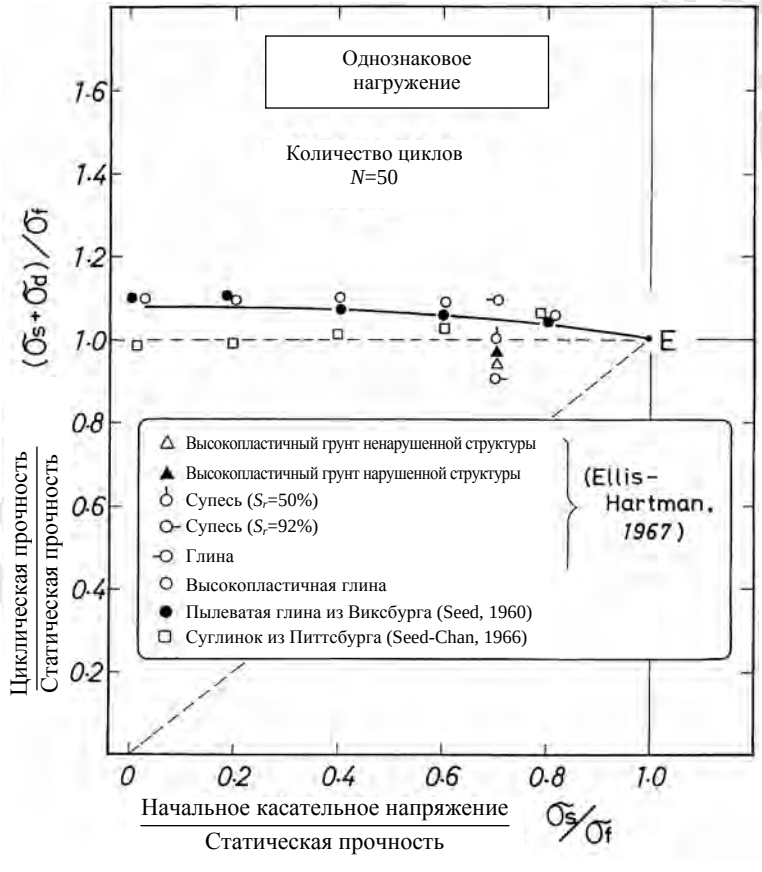


Рис. 9.10. Зависимость отношения циклической прочности от начальных касательных напряжений

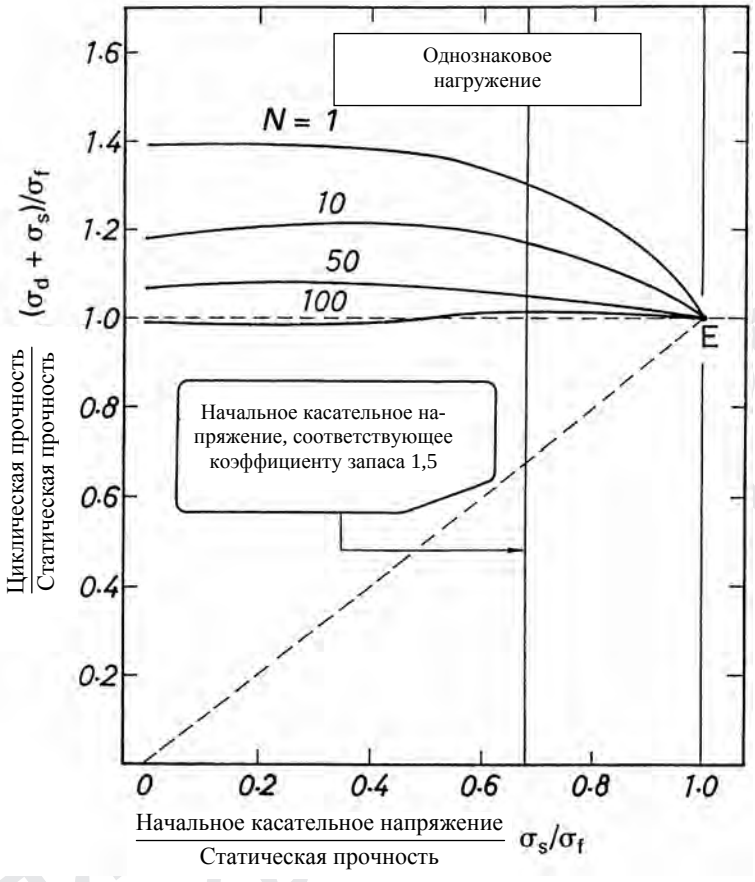


Рис. 9.11. Обобщение результатов испытаний на однозначковое нагружение

Когда на каждом цикле нагружения происходит смена знака напряжений и испытуемый образец подвергается полному или частичному знакопеременному нагружению (см. рис. 9.8), циклическая прочность резко изменяется. На рис. 9.12 приводится сравнение результатов испытаний с 10 циклами нагружения напряжениями одного знака и знакопеременного нагружения. Обобщенные результаты испытаний на знакопеременное нагружение показаны пунктиром на рис. 9.13. Из рисунка видно, что уменьшение циклической прочности более ярко выражено в условиях знакопеременного нагружения. Таким образом, можно считать, что негативное воздействие циклической нагрузки более ощутимо при циклическом знакопеременном нагружении.

Рис. 9.12. Сравнение результатов испытаний на однознаковое и знакопеременное нагружение

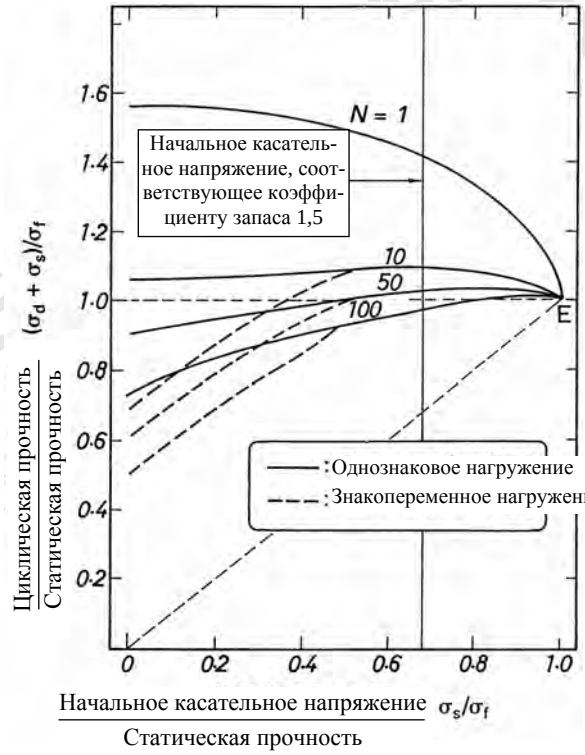


Рис. 9.13. Обобщение результатов испытаний на однознаковое и знакопеременное нагружение

9.5. Приложение непериодической нагрузки

9.5.1. Описание испытания и его результаты

Традиционный прибор трехосного сжатия был подключен к электрогидравлической сервосистеме нагружения, с помощью которой к образцам можно приложить любую осевую нагрузку. Записанная на магнитную ленту программа нагружения передавалась на исполнительный механизм движения поршня прибора.

Образцы вулканической глины ненарушенной структуры были отобраны с поверхности, открывшейся на горном склоне после крупномасштабного оползня, произошедшего 14 января 1978 г. во время 7-балльного землетрясения около Изу (Ishihara & Nagao, 1983). Число пластичности глины примерно равно 30, влажность – 110…140%, степень водонасыщения – 85…90%. Величина сцепления и угол внутреннего трения глины, определенные из обычных трехосных испытаний, составили, соответственно C = 48 кПа и $\varphi = 17^{o}$.

К образцам прикладывали непериодическую нагрузку, соответствующую нагрузке, зарегистрированной с помощью четырех записей горизонтального ускорения, полученных на поверхности пласта плотного песка в районе бухт Хачинохе и Муроран во время землетрясения Токачиоки в 1968 г. в Японии. Эти акселерограммы показаны на рис. 9.14. На рис. 9.15, *а* приведена акселерограмма в направлении «восток – запад» в бухте Муроран. На всех графиках видны несколько доминирующих пиков. Исключение составляет акселерограмма в направлении «восток – запад» в бухте Хачинохе, где наблюдаются несколько резких перепадов. Оба типа волн порождают непериодические нагрузки во время возможных землетрясений.

В сложной истории нагружения всегда можно обнаружить резкий максимум там, где возникает пик касательного напряжения. К образцу прикладывается нагрузка посредством перемещения поршня прибора трехосного сжатия вверх-вниз. В одном из режимов нагружения изменение напряжений во времени должно быть таким, чтобы пик достигался, когда поршень находится в самой нижней точке. Этот тип испытаний относится к испытаниям на максимальное сжатие (СМ-испытания). Возможен вариант, когда пик напряжений приходится на момент нахождения поршня в самой верхней точке. Это – испытания на максимальное растяжение (ЕМ-испытания). Для каждого вида волн применяли оба типа испытаний, чтобы выявить эффекты непериодического нагружения.

На рис. 9.15 приводится один из результатов таких испытаний (Ishihara et al., 1983). При СМ-испытании начальное осевое напряже-

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

ние составляло 70% от статической прочности. Отметим, что прочность образца-близнеца при статическом нагружении составила σ_f = = 84,4 кПа, где σ_f – осевое напряжение при разрушении. Акселерограмма в направлении «восток-запад» в бухте Мууроран использована в трехосных испытаниях при приложении осевых напряжений (см. рис. 9.15, *а*).

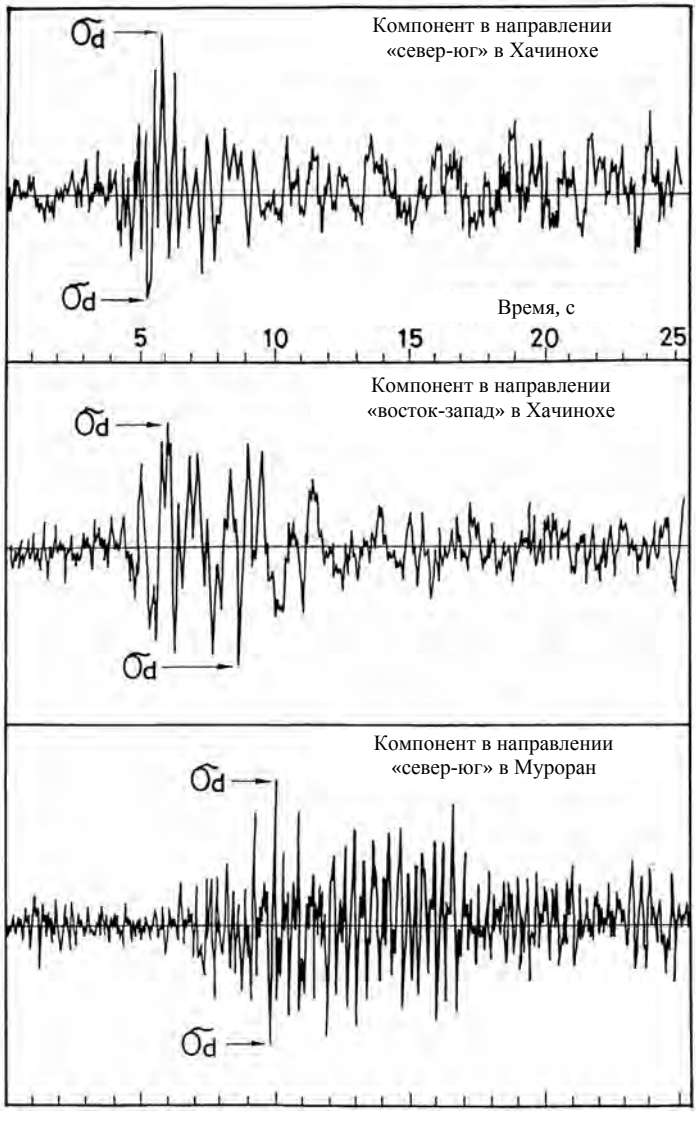


Рис. 9.14. Акселерограммы, использованные в испытаниях на непериодическое нагружение

На рис. 9.15, *б* показано изменение осевой деформации во времени в ходе испытания с амплитудой пика осевого напряжения σ_d = = 87,5 кПа в направлении трехосного сжатия. При данном нагружении остаточная осевая деформация образца при действии непериодической нагрузки составляла ε_{re} = 2,12%. Перед приложением этой нагрузки в образце уже была остаточная деформация ε'_{re} = 1,88%, накопленная при предыдущем нагружении. На рис. 9.15, *в* показано изменение осевой деформации во времени, зафиксированное при последующем нагружении, в котором амплитуда непериодической нагрузки возросла до σ_d = 110,7 кПа. В образце уже накопилась осевая деформация от предыдущего нагружения ε'_{re} = 4,0%. Кроме того, дополнительная остаточная деформация, полученная в ходе данного испытания, составила ε_{re} = 5,85%. Во время последней серии нагружения образец получил большую остаточную деформацию, равную 10,9% (рис. 9.15, *г*).

На рис. 9.16 приводится пример аналогичных испытаний, где исследуется противоположно направленная форма волны (ЕМ-испытание на максимальное растяжение). У испытуемого образца наблюдается примерно такая же статическая прочность σ_d = 84,4 кПа. Изменение осевой деформации во времени показано на рис. 9.16, *б*, *в*, *г*, данные получены так же, как при СМ-испытаниях на максимальное сжатие. Отметим, что пик амплитуды σ_d всегда соответствует максимуму трехосного сжатия. В описанном трехосном испытании начальное касательное напряжение σ_s вызывает трехосное сжатие, поэтому основная часть остаточных деформаций и разрушений в испытуемых образцах происходит при трехосном сжатии. Таким образом, разница между СМ- и ЕМ-испытаниями заключается в различии истории непериодического нагружения. В обоих случаях соотношение напряжений σ_s/σ_f = 0,7 соответствует трехосному сжатию.

Согласно записям развития осевой деформации во времени (см. рис. 9.15, 9.16), бóльшая часть остаточной деформации приходится на момент приложения максимального осевого напряжения. После пика напряжения нагрузка практически не влияет на развитие дополнительной остаточной деформации. Отсюда можно заключить, что во время землетрясений максимальные перемещения или разрушения глинистых откосов происходят почти в то же время, когда на элементы грунта воздействует пиковое касательное напряжение.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

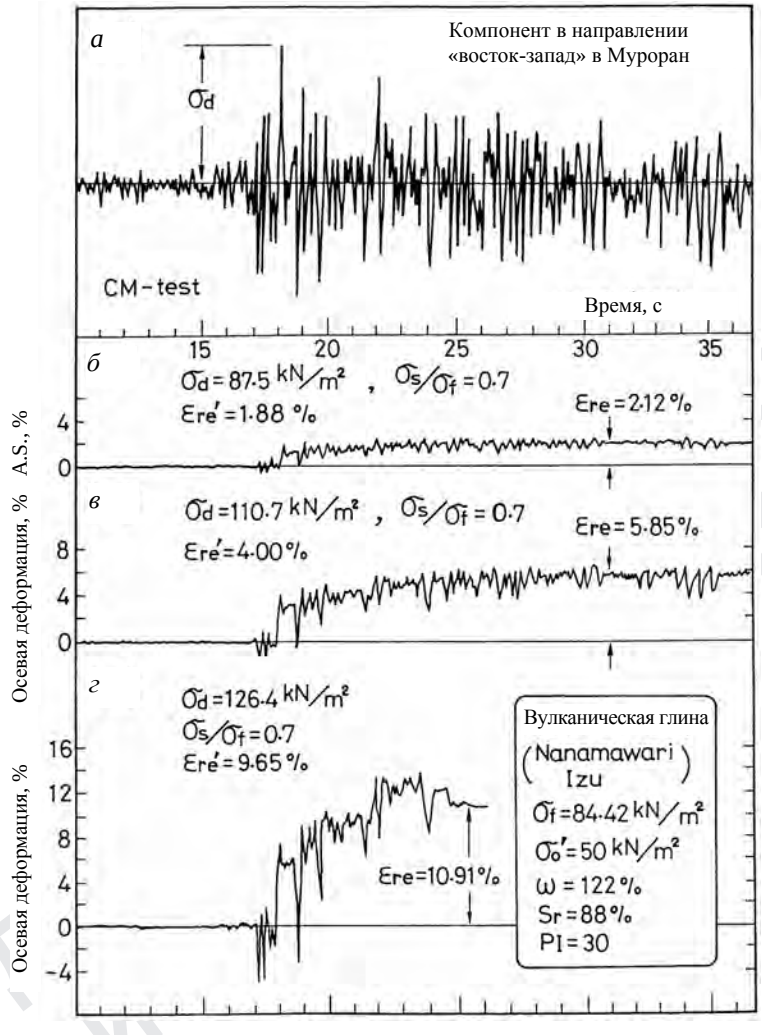


Рис. 9.15. Развитие остаточных деформаций в испытаниях на непериодическое нагружение

Чтобы построить зависимость «напряжение – остаточная деформация» (см. рис. 9.3), суммируют величины общей остаточной деформации $\varepsilon'_{re} + \varepsilon_{re}$, накопленной до текущей серии непериодического нагружения. Эти величины считывают с записей испытания (см. рис. 9.15, 9.16) и наносят на график в сопоставлении с суммой пиковой амплитуды нагрузки σ_d и начального осевого напряжения σ_s. Отметим, что нанесенные на график пики амплитуды σ_d соответствуют максимальной величине трехосного сжатия. Результаты испытаний обобщены на рис. 9.17. На этом графике сумма значений статического и динамиче-

ского осевых напряжений $\sigma_s + \sigma_d$ нормализуется по отношению к статической прочности σ_f, чтобы отделить эффект динамического нагружения от статического. На рис. 9.17 стрелками помечены результаты испытаний, представленных на рис. 9.15 и 9.16. Из рис. 9.17 видно, что кривые зависимости «напряжение–остаточная деформация» при СМ- и ЕМ-испытаниях несколько различаются из-за разной истории нагружения во времени, однако отчетливо прослеживается общая тенденция. Интересно, что остаточная деформация начинает резко возрастать, когда осевое напряжение $\sigma_s + \sigma_d$ достигает 80% от статической прочности.

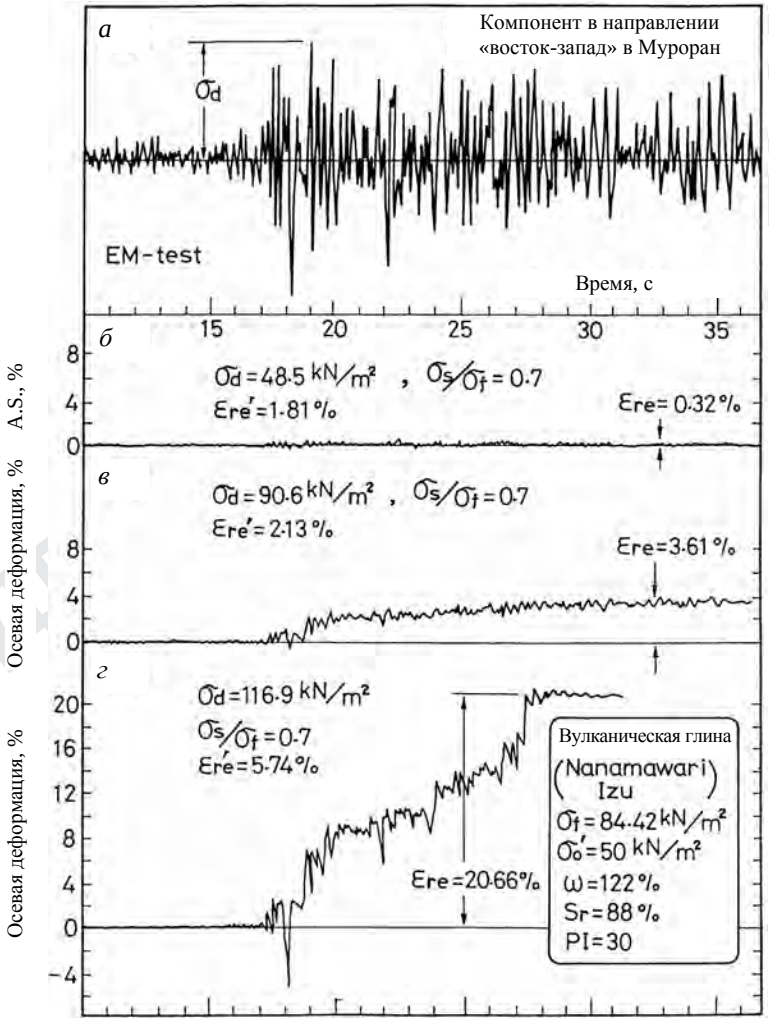


Рис. 9.16. Развитие остаточных деформаций во время испытаний на непериодическое нагружение

На рис. 9.17 также показаны кривые «нагрузка–деформация» для статической фазы нагружения при возрастании начального осевого напряжения до 70% от статической прочности. Здесь же пунктиром нанесены статические кривые «напряжение–деформация», которые могли бы быть получены при дальнейшем нагружении. Как видим, кривая «напряжение–деформация» для статического-динамического нагружения располагается значительно выше, чем аналогичная кривая для чисто статического нагружения. Отсюда следует, что образец грунта, который после статического нагружения подвергается воздействию динамической нагрузки, характеризуется большей жесткостью и прочностью, чем образец, испытывающий только статическую нагрузку вплоть до разрушения. Для данной вулканической глины увеличение прочности при динамическом нагружении больше, чем при статическом, примерно на 100% (см. рис. 9.17). Это объясняется тем, что свойства связных грунтов, испытывающих воздействие кратковременных нагрузок, аналогичных рассмотренной в настоящей схеме испытания, существенно зависят от скорости нагружения.

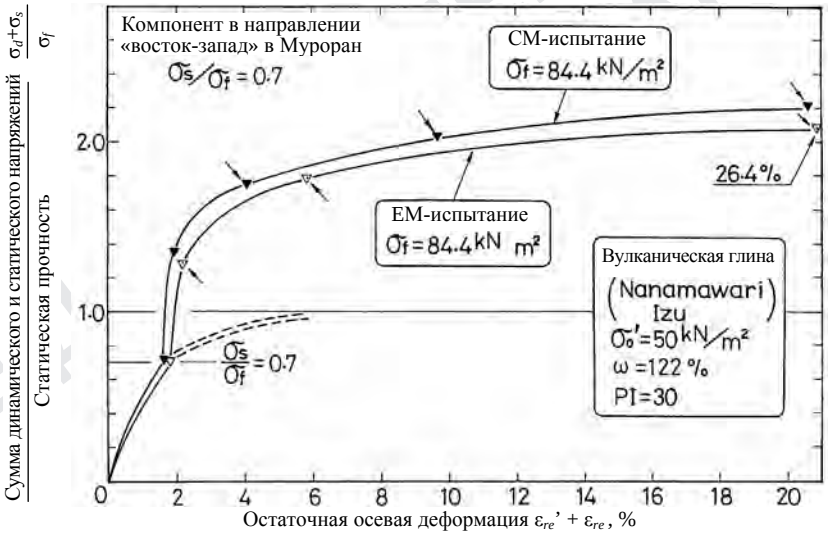


Рис. 9.17. Зависимость между касательными напряжениями и остаточной деформацией

9.5.2. Влияние начальных касательных напряжений

Для исследования влияния начальных касательных напряжений на зависимость «напряжение – остаточная деформация» проводили не-

сколько серий испытаний образцов вулканической глины, к которым прикладывали начальные статические осевые напряжения σ_s/σ_f в диапазоне 0,2…0,9. В этих испытаниях образцы уплотняли при обжимающем напряжении σ'_0 = 50 кПа, при этом для создания осевой нагрузки в каждой серии испытаний использовали четыре акселерограммы (см. рис. 9.14).

На рис. 9.18 приводятся результаты испытаний, в которых начальное касательное напряжение составляло 70% от статической прочности. Несмотря на некоторый разброс значений, обусловленный разной историей нагружения и направлением волн (максимальное сжатие или растяжение), все опытные данные находятся в узкой области, ограниченной пунктирными линиями (см. рис. 9.18). Поэтому разумно провести среднюю кривую в центре этой зоны. Величина осевого напряжения, необходимого для возникновения предельной деформации, примерно в 1,95 больше прочности в условиях статического нагружения (см. рис. 9.18).

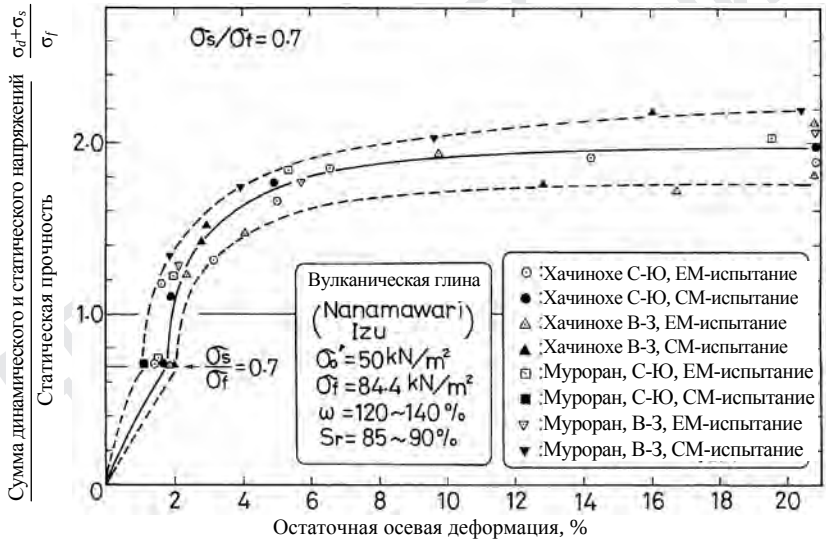


Рис. 9.18. Зависимость между касательными напряжениями и остаточными деформациями

Результаты остальных серий испытаний представлены на рис. 9.19 средними кривыми. Кривая «напряжение – остаточная деформация» несколько выполаживается при увеличении начальных касательных напряжений от 20 до 90% от величины статической прочности. Интересно, что даже при большом значении начального касательного напряжения (σ_s/σ_f = 0,9) кривая «напряжение – остаточная деформация»

находится намного выше аналогичной статической кривой. Можно ожидать, что при увеличении начального касательного напряжения выше 90% от статической прочности кривая «напряжение – остаточная деформация» будет резко опускаться и практически совпадет с аналогичной статической кривой.

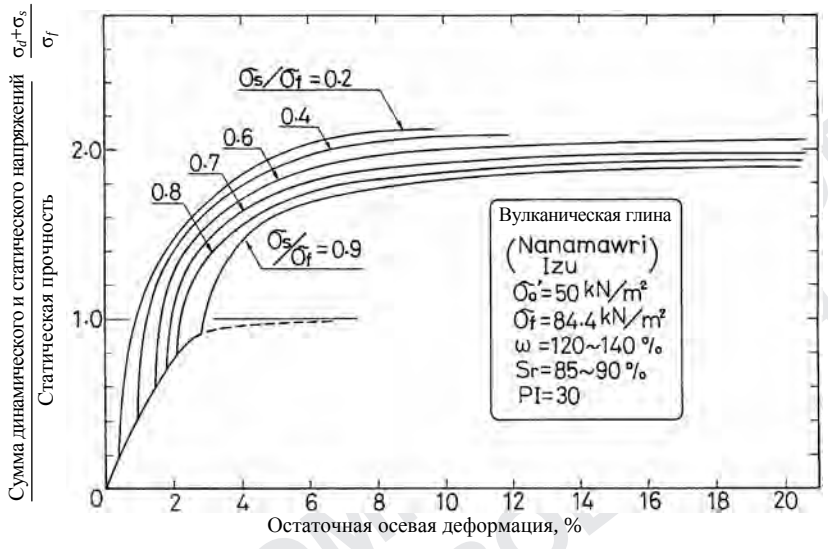


Рис. 9.19. Влияние начальных касательных напряжений на зависимость «касательное напряжение – остаточная деформация»

Из рис. 9.19 следует важный вывод: начальное касательное напряжение не оказывает сильного влияния на зависимость «напряжение – остаточная деформация», если оно изменяется в пределах σ_s/σ_f = = 0,5…0,8, что обычно соответствует напряженному состоянию грунтовых оснований естественных склонов. Следовательно, влияние начального касательного напряжения на зависимость «напряжение – остаточная деформация» может быть адекватно отражено в испытаниях при $\sigma_s/\sigma_f = 0{,}7$.

9.5.3. Влияние обжимающих напряжений

Для оценки влияния обжимающих напряжений были проведены несколько серий испытаний образцов вулканической глины с величинами обжимающих напряжений σ'_0 = 20, 50 и 80 кПа. В каждой серии образцы грунта уплотняли при воздействии обжимающих напряжений, а затем к ним прикладывали начальное касательное напряжение величиной 70% от статической прочности. Динамические испытания выполняли при использовании четырех различных акселерограмм.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

На рис. 9.20, *а* приведены результаты серии испытаний, в которых величина обжимающего напряжения составляет 20 кПа. На графике через опытные точки как статического, так и динамического нагружения проведена средняя кривая зависимости «напряжение – остаточная деформация». Из рисунка видно, что как только нагружение переходит в динамическую фазу, кривая «напряжение – остаточная деформация» становится более крутой, а затем асимптотически приближается к горизонтальной линии, соответствующей величине динамической прочности, которая примерно в 2,15 раз больше статической.

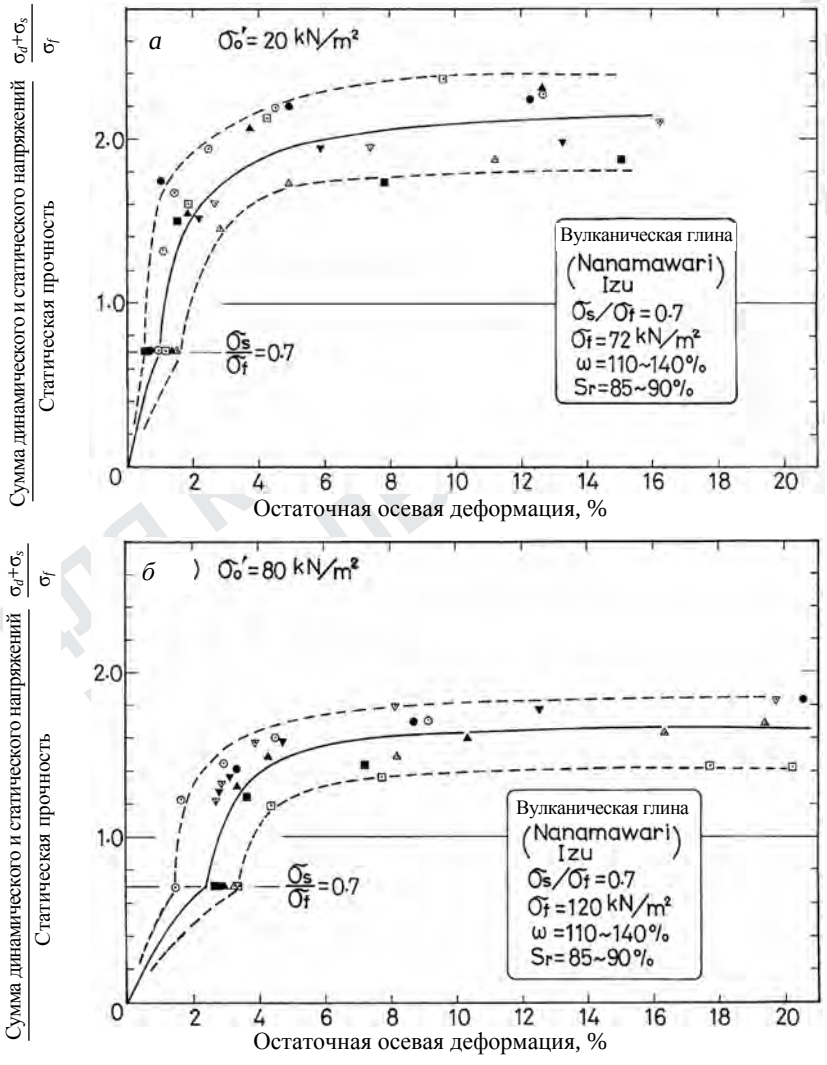


Рис. 9.20. Зависимость между касательными напряжениями и остаточной деформацией при различных величинах обжимающих напряжений

Кривую «напряжение – остаточная деформация» на рис. 9.18 можно рассматривать в качестве частного случая серии опытов с величиной обжимающего напряжения σ'_0 = 50 кПа. На рис. 9.18 наблюдается такое же поведение, как при σ'_0 = 20 кПа, однако в этом случае (см. рис. 9.20, *а*) увеличение динамической прочности составляет 1,95 от статической, что меньше величины 2,15, наблюдаемой при обжимающем напряжении σ'_0 = 20 кПа.

На рис. 9.20, *б* приведены результаты другой серии испытаний при обжимающем напряжении σ'_0 = 80 кПа. Здесь средняя кривая свидетельствует о том, что прочность грунта в условиях динамического нагружения примерно на 65% больше статической. Для сравнения средние кривые зависимости «напряжение – остаточная деформация», показанные на рис. 9.20, *а*, 9.18 и 9.20, *б*, объединены на рис. 9.21. Здесь пунктиром показаны кривые «касательное напряжение – остаточная деформация», которые могли быть получены при последующем нагружении в статических условиях. Как видим, влияние динамической фазы нагружения является очевидным и проявляется в виде увеличения жесткости и прочности грунта.

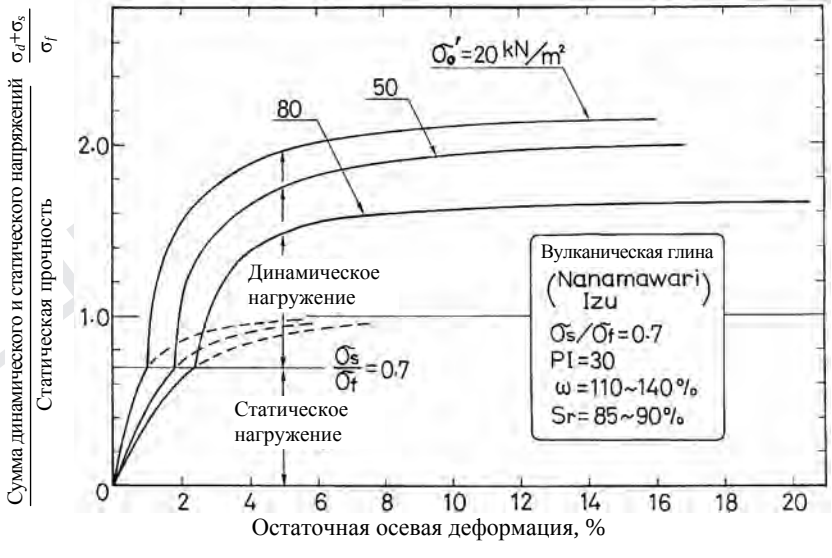


Рис. 9.21. Влияние обжимающих напряжений на зависимость между касательными напряжениями и остаточными деформациями

9.5.4. Зависимость между динамической и статической прочностью

Из предыдущих разделов следует, что начальное статическое касательное напряжение, не превышающее 40…90% от статической прочности грунта, не оказывает заметного влияния на поведение грунта при динамическом нагружении. Поэтому в ходе дальнейшего анализа влияние изменения величины начального касательного напряжения учитывать не будем.

В процессе испытаний установлено, что влияние обжимающего напряжения ощутимо (см. рис. 9.21) и должно учитываться при вычислении остаточных деформаций и прочности грунта в условиях динамического нагружения. Это следствие можно принять за аксиому, поскольку прочность частично водонасыщенных связных грунтов в статических условиях в основном зависит от величины обжимающих напряжений. Их влияние на статическую прочность грунта можно рассматривать через угол внутреннего трения, определяемый как угол наклона предельной огибающей кругов Мора. Поэтому интересно определить критерий разрушения Кулона – Мора для условий динамического нагружения и сравнить его с общепринятым критерием разрушения для условий статического нагружения.

Для определения критерия динамического разрушения сначала на ось абсцисс (рис. 9.22) наносят точку A, показывающую величину обжимающего напряжения σ'_0, затем вправо от этой точки откладывают отрезки AB и AC, соответствующие величинам статической и динамической прочности. Круг Мора, проведенный через точки A и B, соответствует состоянию разрушения при статическом нагружении. Таким же образом можно начертить круг Мора, соответствующий разрушению при динамическом нагружении, проведя его через точки A и C (см. рис. 9.22).

На основании испытаний вулканической глины (см. рис. 9.20) с использованием вышеописанной процедуры были построены круги Мора для условий статического и динамического нагружения. Затем для каждого набора кругов Мора можно провести прямую огибающую линию (рис. 9.23). Для вулканической глины из района Изу статическое сцепление C = 20 кПа, динамическое C_d = 48 кПа. Обратим внимание на то, что в условиях как статического, так и динамического нагружения угол внутреннего трения был практически одинаковым ($\varphi = 17^o$). Очевидно, что влияние динамического нагружения на прочность грунта проявляется только через сцепление, поскольку увеличение прочности при быстром нагружении, таком как сейсмическое непериодическое нагружение, обусловлено прежде всего вязкостью грунта (см. разд. 8.2).

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

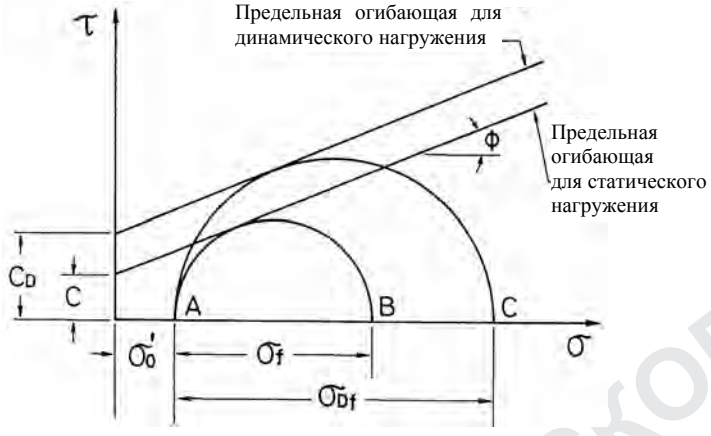


Рис. 9.22. Построение кругов Мора и предельных огибающих для статического и динамического нагружения

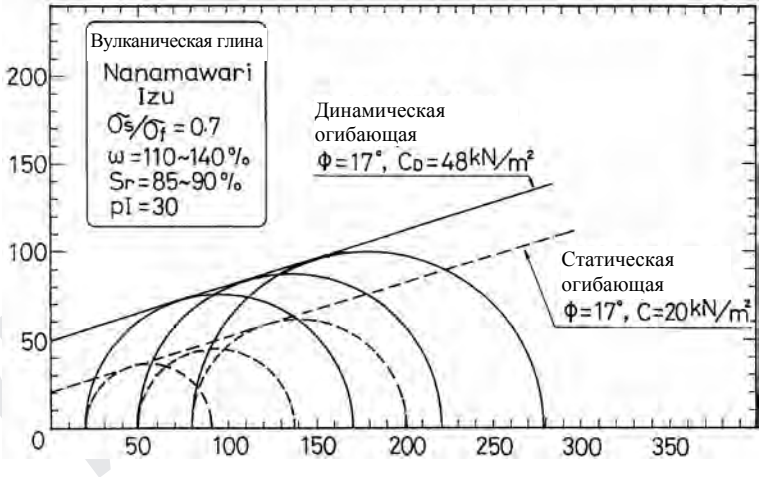


Рис. 9.23. Предельные огибающие, полученные из испытаний на статическое и динамическое нагружение

Поскольку значения угла внутреннего трения при статическом и динамическом нагружении одинаковы, можно вывести зависимость между прочностными параметрами грунта в этих условиях. Предположим, что величины угла внутреннего трения φ и сцепления *C* данного вида грунта известны, тогда при статическом нагружении величина предельного осевого напряжения σ_f при обжимающем напряже-

нии σ'_0 определится следующим образом:

$$\sigma_f = \frac{2\sin\phi}{1-\sin\phi}\sigma'_0 + \frac{2C\cos\phi}{1-\sin\phi}. \tag{9.1}$$

Это – хорошо известное уравнение, описывающее нижнюю прямолинейную огибающую на рис. 9.22. Когда проводят динамическое испытание при такой же величине обжимающего напряжения, предельное осевое напряжение σ_{Df} определится так:

$$\sigma_{Df} = \frac{2\sin\phi}{1-\sin\phi}\sigma'_0 + \frac{2C_D\cos\phi}{1-\sin\phi}. \tag{9.2}$$

Объединив два этих уравнения, получим

$$\frac{C_D}{C} - 1 = \left(1 + \frac{\sigma'_0}{C\cos\phi}\right)\left(\frac{\sigma_{Df}}{\sigma_f} - 1\right). \tag{9.3}$$

Таким образом, зная статические параметры прочности (C и φ), на основе (9.3) можно вычислить динамическое сцепление C_D, если для определения динамической прочности σ_{Df} при обжимающем напряжении σ'_0 проведено всего одно динамическое испытание. Вычислив величину динамического сцепления, можно рассчитать по (9.2) динамическую прочность σ_{Df} для любых других значений обжимающего напряжения.

Приведенную выше программу динамических испытаний применяли для исследования связного грунта с площадки насыпи в Широиши, пострадавшей во время крупного оползня в результате землетрясения Мьяджикен-оки 12 июня 1978 г. (Ishihara & Kasud, 1984). Грунт вулканического происхождения состоит из 13% гравия, 47% песка, 12% ила и 28% глины. Образцы для прибора трехосного сжатия были подготовлены путем консолидации до плотности 18,7 и 19,0 кН/м^3. В табл. 9.1 приведены обобщенные результаты испытаний, вычисленные по вышеизложенной методике, которая представлена на рис. 9.22. Хотя по испытаниям двух глин нельзя сделать окончательных выводов, отметим увеличение сцепления в 1,6…2,4 раза при динамическом нагружении по сравнению со статическим.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Таблица 9.1

Обобщение результатов динамических испытаний на двух видах глин

Параметр	Вулканическая глина (Изу)	Вулканический суглинок (Широиши)	Вулканический суглинок (Широиши)
Удельный вес γ_t , кНм$^{-3}$	13,3	18,7	19,0
Влажность ω, %	110…140	22…23	20…21
Степень водонасыщения S_r ,%	85…90	82…84	82…84
Число пластичности PI	30	18	18
Статическое сцепление C, кН/м^2	20	28	32
Угол внутреннего трения φ, град.	17	14	16
Динамическое сцепление C_D , кН/м^2	48	52	51
C_D/C	2,40	1,86	1,59

Список литературы

Casagrande, A. and Shannon, W.L. (1948). Research on stress-deformation and strength characteristics of soils and rocks under transient loading. Harvard University Soil Mechanics Series No. 31.

Casagrande, A. and Wilson, S.D. (1951). Effect of rate of loading on the strength of clay and shales at constant water content. Geotechnique, 2, 251-63.

Ellis, W. and Hartman, V.B. (1967). Dynamic soil strength and slope stability. Journal of Soil Mechanics and Foundations, ASCE, SM 4, 355-73.

Ishihara, K. and Nagao, A. (1983). Analysis of landslides during the 1978 Izu-Ohshima-Kinkai earthquake. Soils and Foundations, 23, 141-59.

Ishihara, K. and Kasuda, K. (1984). Dynamic strength of a cohesive soil. Proceedings of the 6th Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Budapest, pp. 91-8.

Ishihara, K., Nagao, A., and Mano, R. (1983). Residual strain and strength of clay under seismic loading. Proceedings of the 4th Canadian Conference on Earthquake Engineering, 602-13.

Kawakami, F. (1960). Properties of compacted soils under transient loads. Soils and Foundations, 1, 23-9.

Ohsaki, Y., Koizumi, Y., and Kishida, H. (1957). Dynamic properties of soils. Transactions of the Architectural Institute of Japan, 54, 357-9.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Ohsaki, Y. (1964). Dynamic properties of soils and their application. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 29-56.

Olson, R.E. and Parola, J.F. (1967). Dynamic shearing properties of compacted clay. Proceedings of the International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials, University of New Mexico, pp. 173-81.

Schimming, B.B., Haas, H.J., and Sax, H.C. (1966). Study of dynamic and static failure envelopes. Journal of Soil Mechanics and Foundations, ASCE, SM 2, 105-23.

Seed, H.B. (1960). Soil strength during earthquakes. Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 1, pp. 183-94.

Seed, H.B. and Chan, C.K. (1966). Clay strength under earthquake loading conditions. Journal of Soil Mechanics and Foundations, ASCE, SM2, 53-78.

Whitman, R.V. (1957). The behavior of soils under transient loading. Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, 207-10.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

10

СОПРОТИВЛЕНИЕ ПЕСКА ЦИКЛИЧЕСКОМУ НАГРУЖЕНИЮ

10.1. Моделирование природного напряженного состояния в лабораторных испытаниях

Обычно до начала землетрясения элемент водонасыщенного грунта, находящийся под горизонтальной поверхностью, в течение длительного времени подвергается консолидации в состоянии K_0 (прим. переводчика: K_0 – соотношение горизонтального и вертикального напряжений при консолидации в природных условиях). Во время землетрясения на этот элемент грунта в недренированных условиях действует серия последовательных циклических касательных напряжений (рис. 10.1, *а*). Эти напряжения прикладываются при отсутствии боковой деформации, поскольку считается, что плоская земная поверхность бесконечно простирается в горизонтальном направлении. Если грунт находится на откосе (рис. 10.1, *б*), предполагается, что он подвергся анизотропному уплотнению в условиях K_0 с приложением дополнительного касательного напряжения, действующего в горизонтальной плоскости. Во время землетрясения грунтовый элемент подвергается действию серии циклических касательных напряжений в недренированных условиях (см. рис. 10.1, *б*). Обратим внимание, что при воздействии циклических касательных напряжений допускается свободное деформирование элемента грунта в горизонтальном направлении, обусловленное общим боковым перемещением массива грунта.

При исследовании поведения грунтов в ходе лабораторных испытаний природное напряженное состояние наиболее адекватно моделируется, если испытуемый образец поместить в прибор кручения. Ниже описываются принципы и методики лабораторных испытаний с учетом напряженного состояния, создаваемого в приборе кручения. Согласно типичной схеме испытаний, образцы водонасыщенного грунта сначала уплотняют в состоянии K_0, а затем к ним прикладывают циклические напряжения кручения в недренированных условиях.

При моделировании грунтовых условий с ровной поверхностью циклическая нагрузка кручения должна прикладываться при отсутст-

НЕЛЬЗЯ КОПИРОВАТЬ ИСПОЛЬЗОВАНИЕ

вии боковой деформации, как показано на рис. 10.1, *в*. Это испытания на анизотропно-консолидированное компрессионное кручение (ACOT) (Ishihara & L, 1972). Когда в лаборатории моделируется напряженное состояние откоса, влияние начального касательного напряжения, действующего в горизонтальной плоскости (см. рис. 10.1, *б*), может быть представлено как компонент девиатора напряжений $\sigma'_v - \sigma'_h$, который прикладывается к образцу в состоянии K_0. Затем циклическое напряжение кручения прикладывают в условиях свободного развития боковой деформации, как показано на рис. 10.1, *г*. Такая схема нагружения называется испытанием на анизотропно-консолидированное кручение (ACT) (Ishihara & L, 1972). Изменения бокового напряжения и порового давления при испытаниях ACOT, ACT и ICOT представлены соответственно на рис. 10.2, 10.3 и 10.4.

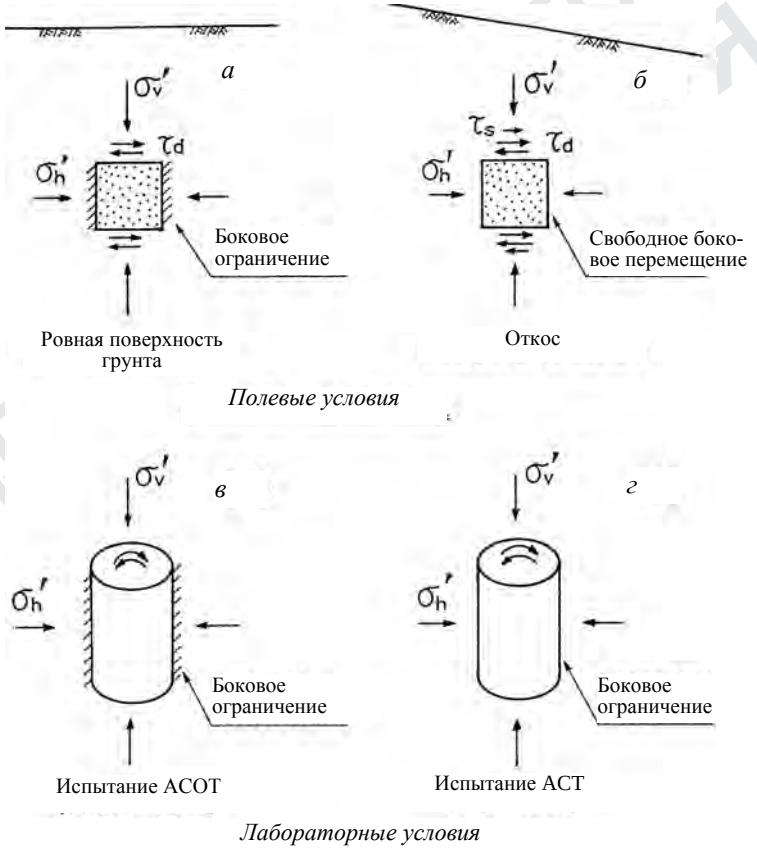


Рис. 10.1. Напряженное состояние грунта в полевых условиях до и во время землетрясения и его моделирование в лабораторных испытаниях на кручение

10.2. Механизм разжижения грунта

Механизм разжижения грунта лучше всего можно понять, наблюдая за развитием порового давления и сдвиговых деформаций в процессе испытаний на кручение. Типичный прибор, используемый в подобных испытаниях, показан на рис. 4.5.

10.2.1. Испытание на циклическое кручение при отсутствии боковой деформации (испытание АСОТ)

Поскольку циклическое напряжение кручения воздействует на образец грунта в недренированных условиях, ни осевые, ни боковые деформации не развиваются на протяжении всего испытания. Таким образом, начальная форма образца восстанавливается всякий раз, когда он проходит нейтральное положение в процессе испытаний на кручение. Поскольку в природных условиях слои грунта часто залегают под ровной поверхностью, очевидно, что испытание АСОТ наиболее приемлемо для моделирования естественных грунтовых условий до и во время землетрясения.

Если исследование проводится при K_0 = 1,0, напряженное состояние, предшествующее циклическому нагружению, становится идентичными изотропно-консолидированному состоянию образца. Если к такому образцу в недренированных условиях приложить циклическое напряжение кручения, он также не подвергнется трехосным деформациям, в том числе и боковой деформации. Таким образом, изотропно-уплотненный образец, к которому приложено циклическое касательное напряжение кручения, имеет такое же напряженное состояние, как изотропно-уплотненный образец в приборе трехосного сжатия под действием циклического осевого напряжения в недренированных условиях. Поэтому для исследования механизма и факторов, влияющих на начало разжижения грунта, проводят трехосные циклические испытания (впервые метод применен Сидом и Ли, Seed & Lee, 1966).

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

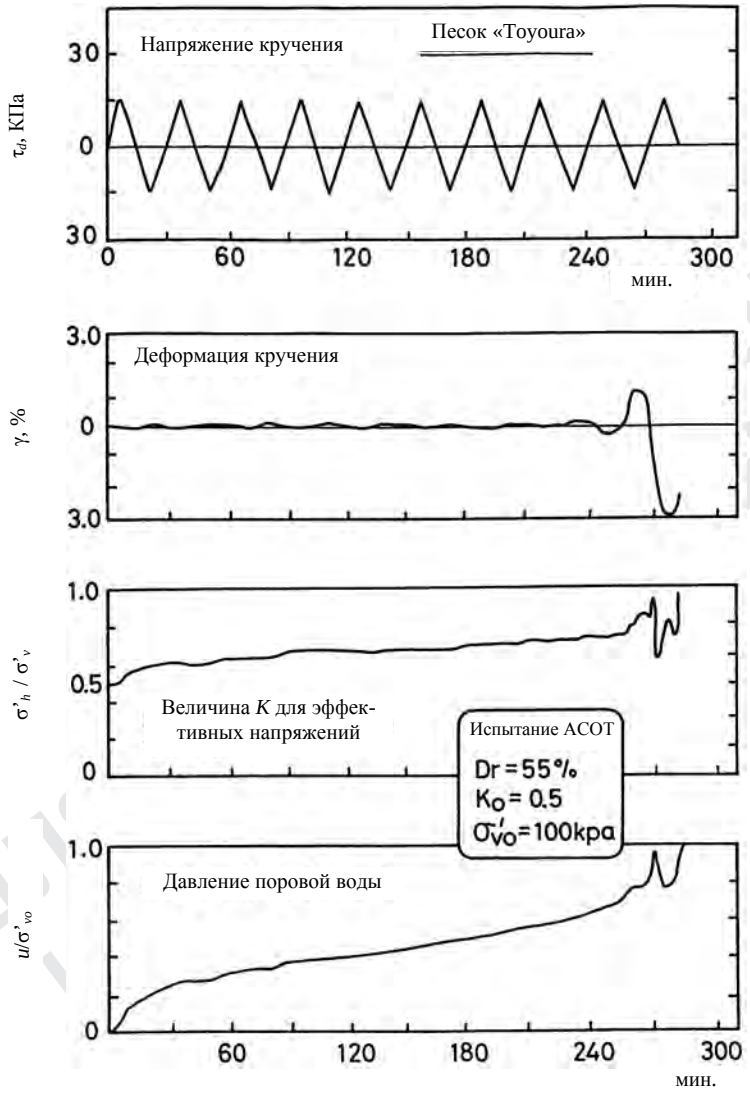


Рис. 10.2. Изменение бокового напряжения и порового давления в испытании АСОТ при отсутствии боковых деформаций

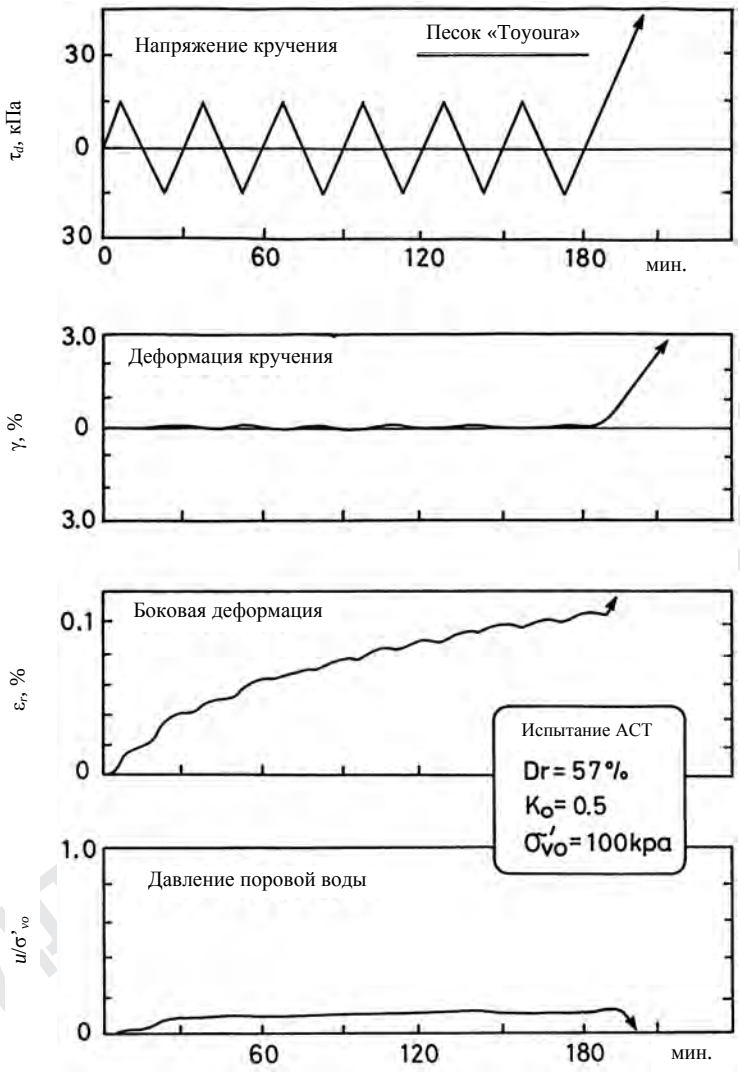


Рис. 10.3. Изменение боковой деформации и порового давления в испытании АСТ без ограничения боковых деформаций

Исследуя результаты испытаний АСОТ на полых цилиндрических образцах в приборах кручения, можно понять механизм, вызывающий разжижение песка. Показанные на рис. 10.2 данные получены в ходе испытания образца песка «Toyoura» с относительной плотностью 55%. Образец грунта анизотропно уплотняли при вертикальном напряжении σ'_{v0} = 100 кПа и боковом напряжении σ'_{h0} = 50 кПа, а затем под-

вергали 10 циклам равномерного напряжения кручения с амплитудой τ_d = 15 кПа. Напряжение кручения прикладывали медленно, в течение 30 мин в каждом цикле, а давление в камере повышали небольшими ступенями, чтобы исключить появление горизонтальной и вертикальной деформаций. На диаграммах (см. рис. 10.2) на оси абсцисс указано приблизительное время.

На рисунке видно, что при циклическом нагружении боковое эффективное напряжение увеличивается до тех пор, пока его величина не становится равной начальному вертикальному напряжению. Одновременно возрастает давление поровой воды до тех пор, пока его величина также не становится равной начальному вертикальному напряжению. Резкий рост сдвиговой деформации кручения на 10-м цикле нагружения указывает на разупрочнение песка. Такое состояние называется разжижением, или циклическим разупрочнением. Основные особенности деформирования представлены на графике «напряжение–деформация» (см. рис. 10.5, *а*). На рис. 10.6, *а* можно наблюдать увеличение давления поровой воды и начало разжижения грунта. Постепенное возрастание объемного компонента напряженного состояния вследствие увеличения бокового напряжения видно на траекториях полного и эффективного напряжений на графике $p' - \overline{q}$ на рис. 10.7, *а*, где по оси ординат нанесено эквивалентное касательное напряжение $\overline{q}$, определяемое формулой

$$\overline{q} = \sqrt{(\sigma - \sigma_\theta)^2 + 4\tau_d^2}\,. \qquad (10.1)$$

где σ_a и σ_Θ – соответственно осевое и окружное напряжения.

На рис. 10.7, *а* большими незакрашенными кружками показано изменение объемного компонента эффективных напряжений в моменты равенства нулю сдвиговой деформации кручения в процессе циклического нагружения. Черные кружки показывают изменение полного объемного компонента напряжений. Маленькие кружки показывают часть траектории напряжения при приложении напряжения кручения τ_d. Из рис. 10.7, *а* видно, что при циклическом нагружении траектория полных напряжений идет вниз, направо от точки *A* к точке *B*, что вызвано возрастанием бокового напряжения. Траектория эффективных напряжений идет вниз от точки *A* к начальной точке вдоль нижней вогнутой линии, которая показывает, что начальная величина K_0 для эффективных напряжений постепенно увеличилась при действии циклических напряжений кручения до K_0 = 1,0 – начала разжижения.

Чтобы лучше понять такое изменение K_0, вспомним процесс разгрузки при обычном трехосном испытании, где K_0 возрастает при от-

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

сутствии боковой деформации. Таким образом, слой песка с горизонтальной поверхностью может прийти в состояние разжижения в результате сейсмического воздействия, сопровождающегося изменением бокового напряжения. В этом случае потеря прочности сопровождается повышением порового давления до 100%. Начало разжижения грунта, описанное выше, происходит без деформаций формоизменения элемента грунта, следовательно, его можно рассматривать как явление, отличающееся от сдвигового разрушения, при котором происходит большая деформация формоизменения грунта.

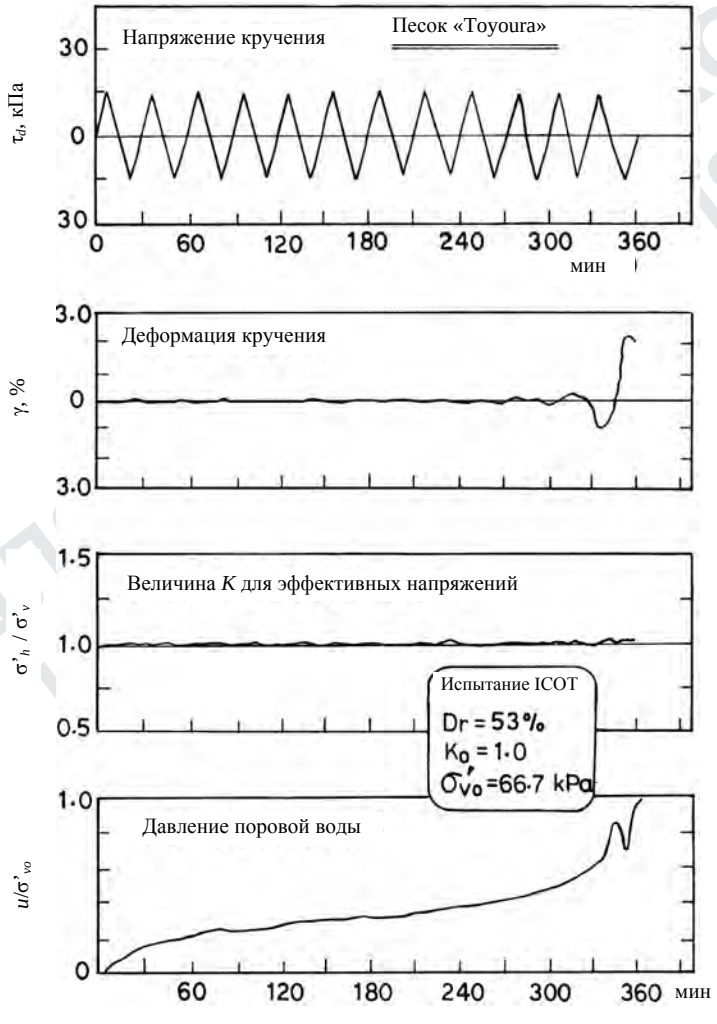


Рис. 10.4. Изменение бокового напряжения и порового давления при испытании ICOT

10.2.2. Испытание на циклическое кручение без ограничения боковой деформации (испытание АСТ)

Начальные величины вертикального и бокового напряжений при недренированном испытании на приложение циклических касательных напряжений кручения не изменяются. Поэтому ограничений боковых перемещений нет, и образец деформируется в боковом и вертикальном направлениях. Таким образом, испытания АСТ моделируют полевые условия, в которых слои грунта подвергаются воздействию начальных касательных напряжений, действующих под склонами, дамбами или насыпями (см. рис. 10.1, *б*). В таких условиях элемент грунта всегда может свободно перемещаться в горизонтальном направлении.

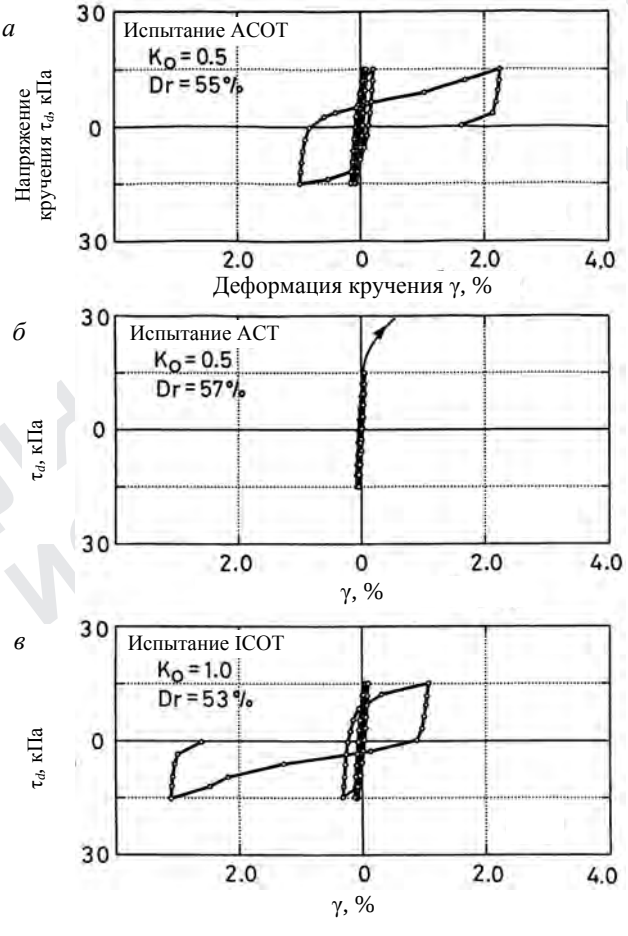


Рис. 10.5. Кривые «напряжение–деформация»
для трех видов циклических испытаний на кручение

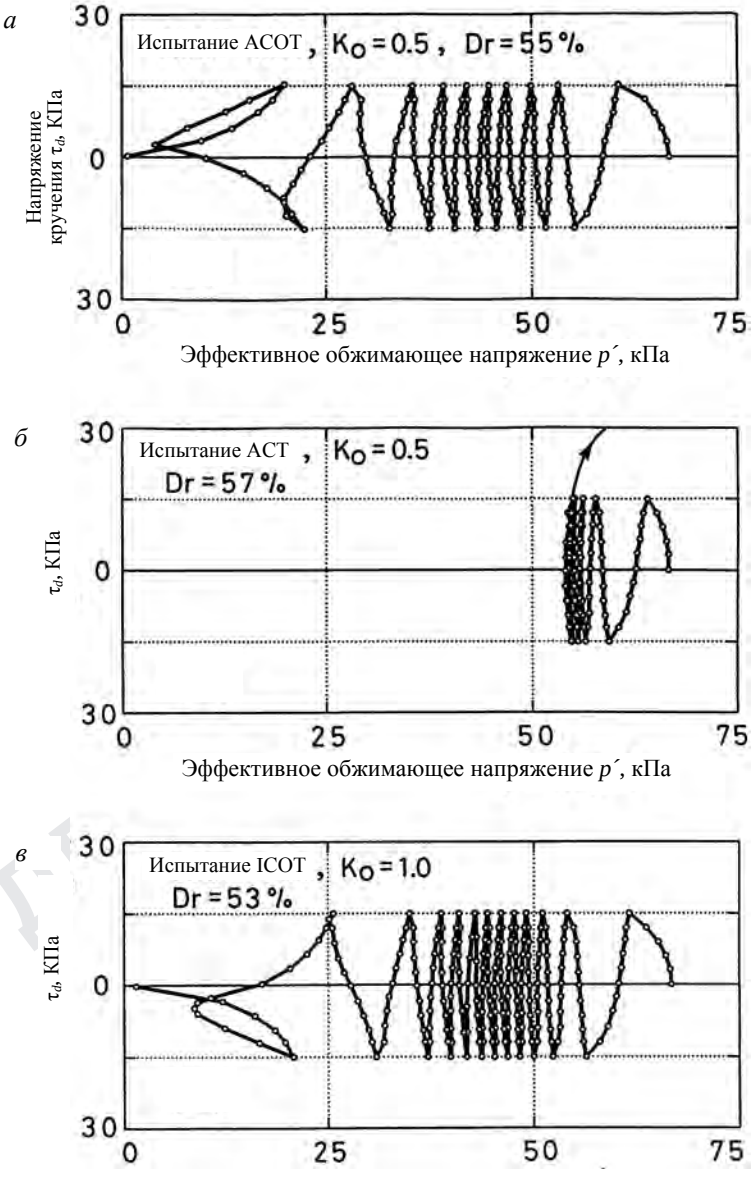


Рис. 10.6. Траектории эффективных напряжений для трех видов циклических испытаний на кручение

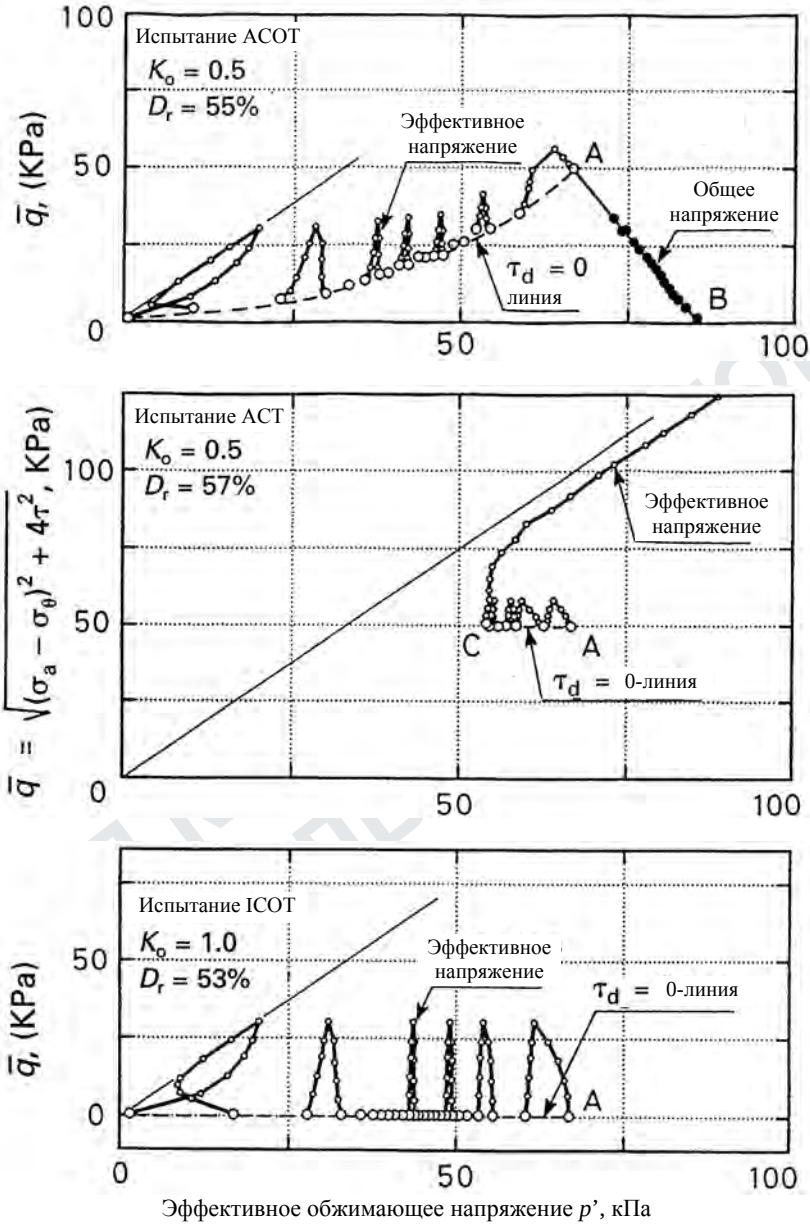


Рис. 10.7. Траектории эффективного напряжения в трехосной постановке для трех видов циклических испытаний на кручение

По результатам испытания ACT полого цилиндрического образца в приборе кручения можно объяснить реакцию песка в данных усло-

виях. На рис. 10.3 приводятся данные, полученные в ходе испытаний образцов песка «Toyoura» с относительной плотностью 57%. Образец грунта анизотропно уплотняли при вертикальном напряжении σ'_{v0} = = 100 кПа и боковом σ'_{h0} = 50 кПа, затем к нему прикладывали 5 циклов напряжений кручения с амплитудой τ_d = 15 кПа. Условия испытаний были такими же, как в описанном испытании АСОТ, но боковая деформация не ограничивалась. На рис. 10.3 видно, что в процессе циклического нагружения боковая деформация ε_r продолжает развиваться. Это приводит к значительному формоизменению испытуемого образца. Давление поровой воды начинает несколько возрастать до определенной стадии, так и не приближаясь к начальному вертикальному напряжению.

Отметим, что ни на одной из стадий нагружения не происходит резкого увеличения амплитуды циклической деформации кручения. Следовательно, в данном случае (в отличие от испытания АСОТ) циклического разупрочнения не происходит. Такое поведение образцов подтверждается графиком зависимости «напряжение–деформация» и траекториями напряжений на рис. 10.5, *б* и 10.6, *б*. На основании данного наблюдения, а также частичного увеличения порового давления можно сделать вывод о том, что полного разупрочнения или разжижения образца в испытании АСТ не происходит. На рис. 10.7, *б* на графике траектории напряжений в плоскости $p' - q$ показано постепенное изменение напряженного состояния при циклическом нагружении кручения. Очевидно, что траектория полных напряжений остается в точке *A*, в то время как траектория эффективного напряжения при продолжающемся нагружении кручения смещается влево в горизонтальном направлении, пока не достигает точки *C*, расположенной ближе к линии разрушения.

Таким образом, увеличение порового давления продолжается до тех пор, пока эффективное обжимающее напряжение не уменьшится до условий разрушения. Образец грунта, находящийся в напряженном состоянии, продолжает трехосно деформироваться и разрушается из-за накопления значительной деформации формоизменения. Результаты этого испытания показаны на рис. 10.7, *б*: напряжение кручения монотонно увеличивается после циклической фазы нагружения. Ясно, что во время монотонного нагружения преобладает дилатансия образца, поскольку он остается в трехосном деформированном состоянии. Заметим, что в отличие от разжижения грунта, приводящего к разрушению в испытании АСОТ, в испытании АСТ разрушение вызвано сдвигом, при этом на образец действует некоторая доля эффективного обжимающего напряжения.

Иногда при исследовании циклической работы песка при трехос-

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

ном сжатии к недренированным анизотропно-консолидированным образцам прикладывали циклические осевые напряжения (Lee & Seed, 1967). Это испытание должно считаться равноценным испытанию АСТ. Хотя циклическая природа этих двух типов нагружения различна, они имеют общую черту: в образце грунта постепенно развиваются трехосные деформации во время приложения циклической нагрузки, при этом начальный девиатор напряжений не меняется. Инженеры-геотехники часто заблуждаются по поводу несоответствия испытаний АСОТ и АСТ испытаниям на трехосное сжатие, проводимым на анизотропно-консолидированных образцах. Сегодня очевидно, что последний тип трехосных испытаний имеет те же особенности, что и АСТ-испытания на циклическое кручение без ограничения боковой деформации.

10.2.3. Испытание на циклическое кручение без ограничения боковой деформации изотропно-консолидированных образцов (испытание ICOT)

Этот тип испытаний рассматривается как частный случай испытания АСОТ, в котором K_0 = 1,0. На рис. 10.4 представлены результаты испытания ICOT образцов песка «Toyoura», относительная плотность которого составляет 53%. Образец грунта изотропно уплотняли при напряжениях $\sigma'_{v0} = \sigma'_{h0}$ = 66,7 кПа, а затем к нему прикладывали 12 циклов напряжений кручения с амплитудой τ_d = 15 кПа.

Результаты испытания ICOT (см. рис. 10.4) свидетельствуют об увеличении давления поровой воды по мере циклического нагружения и возможном разжижении, когда величина порового давления станет равной 100% начального обжимающего напряжения. Это происходит одновременно с развитием сдвиговой деформации большой амплитуды. Такое поведение грунта также прослеживается на графике зависимости «напряжение–деформация» (см. рис 10.5, *в*) и траектории нагружения (см. рис. 10.6, *в*).

Все три вида циклических испытаний на кручение проводили на образцах грунта, подготовленных практически одинаково, с относительной плотностью D_r = 55% и уплотненных при одинаковой средней величине эффективного напряжения $\sigma'_0 = (1 + 2K_0)\sigma'_{v0}/3$ = 66,7 кПа. Образцы подвергали воздействию циклического напряжения кручения с амплитудой τ_d = 15 кПа. Проанализировав результаты трех видов испытаний, можно сделать следующие выводы:

1. Степень ограничения боковых деформаций при циклическом нагружении может сильно влиять на работу песка. В частности, в зависимости от того, получил ли образец трехосные деформации, в конце

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

процесса циклического нагружения произойдет либо сдвиговое разрушение, либо разжижение вследствие разупрочнения грунта.

2. Если среднее значение главного напряжения остается постоянным, испытание ACOT образца, консолидированного при K_0 с боковым ограничением деформации, дает практически такие же результаты, что и испытание ICOT.

10.3. Определение разжижения или циклического разуплотнения

Механизм начала разжижения грунта определяется по поведению образца песка, к которому в приборе трехосного сжатия прикладываются циклические напряжения. Сид и Ли (Seed & Lee, 1966) уплотняли образцы водонасыщенного грунта обжимающим давлением и подвергали воздействию серии циклических осевых напряжений с постоянной амплитудой колебаний в недренированных условиях до возникновения определенной осевой деформации. Подобная методика нагружения приводит к возникновению напряженного состояния в плоскости, расположенной под углом 45° по всему образцу, что соответствует состоянию грунта в горизонтальной плоскости во время землетрясения. Соответствие между лабораторным образцом и природными грунтами позволяет считать циклическое трехосное испытание надежным источником данных для оценки сопротивления песков разжижению. На рис. 10.8 показано напряженное состояние на каждой стадии нагружения в циклическом трехосном испытании. Когда осевое напряжение σ_d прикладывается в недренированных условиях, касательное напряжение в плоскости, расположенной под углом 45°, составляет $\sigma_d/2$. На эту же плоскость действует нормальное напряжение сжатия $\sigma_d/2$, которое в основном передается на поровую воду, не вызывая изменений в величине действующего эффективного обжимающего напряжения σ'_0.

Поэтому нормальное напряжение, действующее в плоскости, расположенной под углом 45°, можно не учитывать. Согласно типичным результатам циклического трехосного испытания (рис. 10.9), при приложении циклического осевого напряжения давление поровой воды постоянно увеличивается и достигает величины, равной начальному обжимающему давлению. Это приводит к развитию осевой деформации около 5% по двойной амплитуде (Д.А.). Такое состояние можно назвать *начальным разжижением* или просто *разжижением*.

Для рыхлых песчаных грунтов начальное разжижение следует рассматривать как состояние разупрочнения, поскольку внезапно возникает бесконечно большая деформация, ведущая к полной потере устойчивости во время или сразу после возрастания давления поровой

НЕЛЬЗЯ КОММЕРЧЕСКОЕ ИСПОЛЬЗОВАНИЕ

воды до 100% начального обжимающего напряжения. При 100%-ном увеличении давления поровой воды происходит разупрочнение песков средней плотности и плотных, чему соответствует 5%-ная осевая деформация по двойной амплитуде (Д.А.). Однако в данном случае величина деформации не растет бесконечно и не приводит к полной потере прочности даже после начала разжижения грунта. Тем не менее, происходит некоторое разупрочнение образца грунта, что сопровождается существенной циклической деформацией, поэтому возрастание порового давления до 100% или осевая деформация величиной 5% Д.А. традиционно служат критерием состояния циклической неустойчивости песков различной плотности.

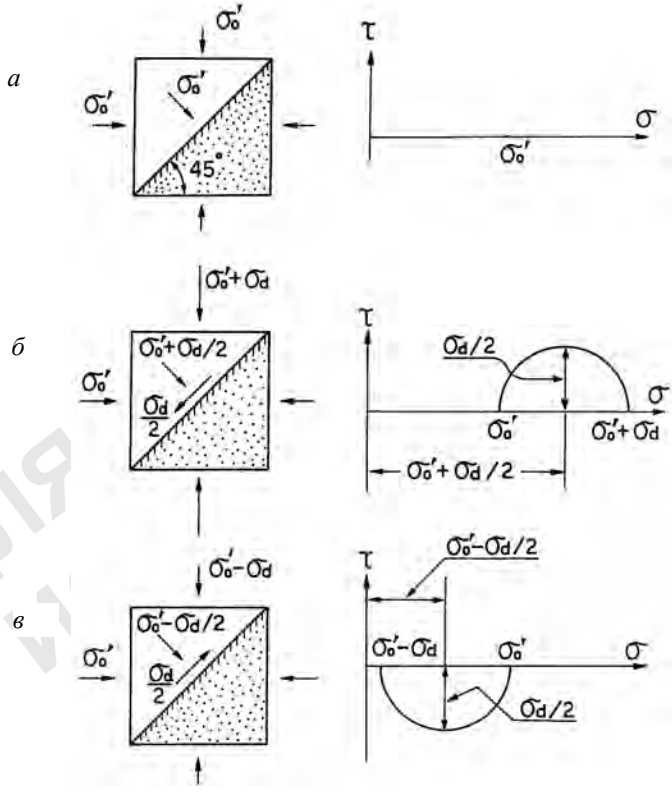


Рис. 10.8. Моделирование геостатических и циклических напряжений в образце грунта при приложении трехосной нагрузки

В пылеватых песках или илах наблюдался процесс неполного увеличения давления поровой воды, которое достигало 90…95% начального обжимающего напряжения. При этом развивались значительные циклические деформации, указывающие на существенное разупроч-

нение грунтов. Таким образом, возникновение 5%-ной осевой деформации Д.А. при трехосном циклическом нагружении может служить критерием для определения состояния циклического разупрочнения или разжижения различных грунтов – от чистых песков до мелкозернистых супесей.

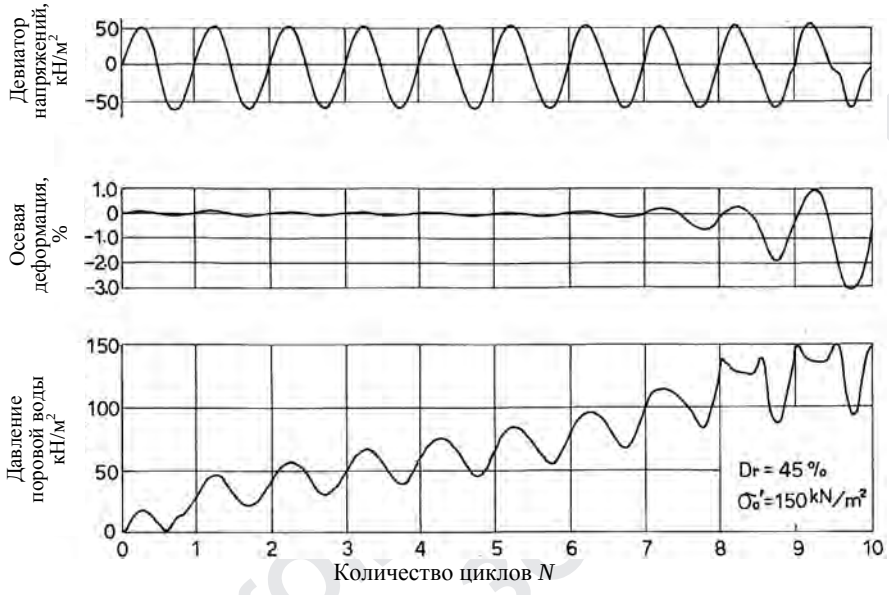


Рис. 10.9. Увеличение осевой деформации и давления поровой воды при циклическом трехосном испытании

Для более точного определения момента начала разжижения или развития 5%-ной осевой деформации Д.А. необходимо определенное количество равномерных циклов нагружения с постоянной амплитудой колебаний. Число циклов может быть выбрано и произвольно, если правильно назначен поправочный коэффициент для оценки непериодической природы циклического нагружения. Однако обычно в испытаниях рассматривают 10 или 20 циклов, поскольку это типичное число существенных циклов, зафиксированных реальными акселерограммами прошлых землетрясений.

Итак, условия для начала разжижения или циклического разупрочнения определяются величиной относительного циклического напряжения, которая вызовет 5%-ную осевую деформацию Д.А. за 20 циклов приложения равномерной нагрузки. Эту величину относительного циклического напряжения часто называют циклической прочностью.

10.4. Сопротивление циклической нагрузке чистого восстановленного песка

Возможность разжижения водонасыщенных песков при сейсмической нагрузке исследовалась учеными в процессе трехосных циклических испытаний, а также циклических испытаний на прямой сдвиг и кручение.

Первоначально эту возможность исследовали Yoshimi et al., 1977, Seed, 1979, Finn, 1981. Результаты их работ еще раз подтвердили, что в лабораторных условиях сопротивление чистого восстановленного песка разжижению зависит прежде всего от начального обжимающего напряжения, интенсивности колебаний, выражаемой через циклическое касательное напряжение, количества циклов приложения нагрузки, коэффициента пористости или относительной плотности. В результате обширных лабораторных исследований было признано логичным рассматривать совместный эффект циклического касательного напряжения и начального обжимающего напряжения как функцию их соотношения $\sigma_d/(2\sigma'_0)$. Это соотношение называют относительным циклическим напряжением. Так, стало обычной практикой рассматривать относительное циклическое напряжение, необходимое для получения 5%-ной осевой деформации Д.А. при 20 циклах нагружения, как показатель, характеризующий сопротивление песка разжижению в зависимости от коэффициента пористости или относительной плотности. Этот показатель можно обозначить $[\sigma_{dl}/(2\sigma'_0)]_{20}$ и называть циклической прочностью. Оказалось, что вычисленная таким образом величина сопротивления разжижению увеличивается при возрастании относительной плотности образца, подготовленного в лабораторных условиях. Типичные примеры испытаний, подтверждающих подобное влияние плотности грунта, приводятся в работе Tatsuoka et al., 1986 b и на рис. 10.10. На рисунке построена зависимость циклической прочности от относительной плотности песка «Toyoura». Относительное циклическое напряжение линейно увеличивается одновременно с относительной плотностью, но когда величина последней превышает 70%, циклическая прочность резко возрастает.

До сих пор считалось, что циклическая прочность зависит только от плотности грунта, однако исследования Лада (Ladd, 1974), Мулилиса (Mulilis et al., 1977) и Татсуоки (Tatsuoka et al., 1986) свидетельствуют, что даже при постоянной величине относительной плотности у образцов, подготовленных разными методами, сопротивление разжижению может различаться. На рис. 10.11 приводятся результаты трехосных циклических испытаний водонасыщенного песка №0 «Monterey», образцы которого подготавливали двумя различными методами.

НЕ ДЛЯ СВОБОДНОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Один из них называется методом сухой отсыпки. Высушенный в печи песок засыпают в металлическую форму для образцов. После водонасыщения и консолидации его подвергают воздействию осевого циклического напряжения в недренированных условиях до тех пор, пока образец не начинает разупрочняться и в нем не разовьется значительная циклическая деформация. Другой метод называется влажным уплотнением. Песок смешивают с 8% воды и укладывают в форму, затем послойно трамбуют до достижения желаемой плотности. Два описанных метода обеспечивают получение образцов, соответственно, с наименьшим и наибольшим сопротивлением разжижению (Mulilis et al., 1977).

На рис. 10.11 видно, что существует достаточно большой диапазон изменения циклического сопротивления песка в зависимости от текстуры образцов грунта, подготовленных разными методами. Следовательно, если циклические испытания проводятся на восстановленном грунте, необходимо уточнять метод подготовки образца. Вообще говоря, чтобы с достаточной точностью и надежностью определить циклическое сопротивление песчаного массива, испытания следует проводить на образцах ненарушенной структуры.

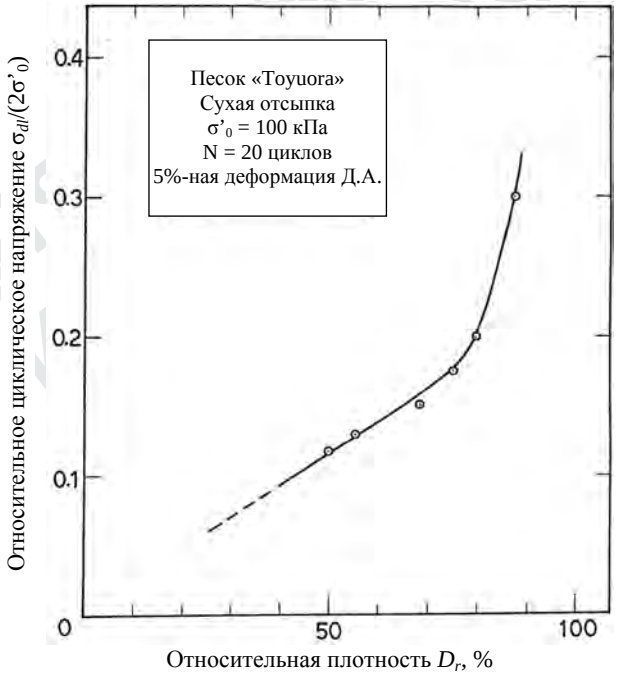


Рис. 10.10. Зависимость циклической прочности от относительной плотности грунта

Учитывая изменение параметров при различных методах подготовки образцов, а также различия в результатах испытаний по другим причинам, Силвер (Silver et al., 1976) решил осуществить программу испытаний в США совместно с восемью организациями. Было выполнено несколько серий трехосных циклических испытаний в соответствии с выдвинутыми требованиями к оборудованию, методике испытаний и представлению их результатов. Для подготовки образцов с относительной плотностью 60% методом влажного уплотнения использовали песок №0 «Monterey» со следующими параметрами: D_{50} = 0,36 мм, U_c = 1,5, e_{max} = 0,85 и e_{min} = 0,56. Образцы уплотняли при обжимающем напряжении σ'_0 = 100 кПа и подвергали циклическому нагружению в недренированных условиях.

Рис. 10.11. Влияние метода подготовки образца на циклическую прочность песка (Mulilis et al., 1977)

На рис. 10.12 показаны обобщенные результаты этой программы в виде зависимости отношения циклических напряжений от количества циклов нагружения, вызывающих 5%-ную осевую деформацию Д.А. Полученные данные располагаются в достаточно узком интервале, что свидетельствует о приемлемой согласованности результатов испытаний в различных лабораториях. На средней кривой (рис. 10.12.) циклическая прочность равна 0,31. Если предположить, что циклическая прочность пропорциональна относительной плотности, тогда цикли-

ческая прочность, соответствующая D_{50} = 50%, будет: 0,31 × 50/60 = = 0,26. Эта величина сравнима со значением (см. рис. 10.11), полученным в работе Mulilis et al., 1977. Для образца грунта, подготовленного методом влажного уплотнения, циклическая прочность равна 0,28 (см. рис. 10.11). С учетом возможного различия в величинах начального обжимающего напряжения циклическая прочность, полученная в ходе совместных испытаний, хорошо согласуется с результатами, приведенными в работе Mulilis et al., 1977.

Аналогичная попытка совместных испытаний была осуществлена Исследовательским комитетом Японского общества по механике грунтов и фундаментостроению с целью распространения определенных методик испытаний среди организаций, занимающихся геотехническими исследованиями. Эта программа подробно описана Toki et al., 1986, Tatsuoka et al., 1986 b. В рамках программы 5 лабораторий должны были провести серии опытов с использованием своих приборов трехосного сжатия на образцах песка «Toyuora» с относительной плотностью 50 и 80%. Было принято решение о подготовке образцов методом отсыпки: высушенный песок особым образом пересыпали из специальной воронки в форму. Все образцы изотропно уплотняли при давлении σ'_0 = 98 кПа, затем в недренированных условиях к ним прикладывали циклические нагрузки до разупрочнения образцов и достижения 5%-ной осевой деформации Д.А.

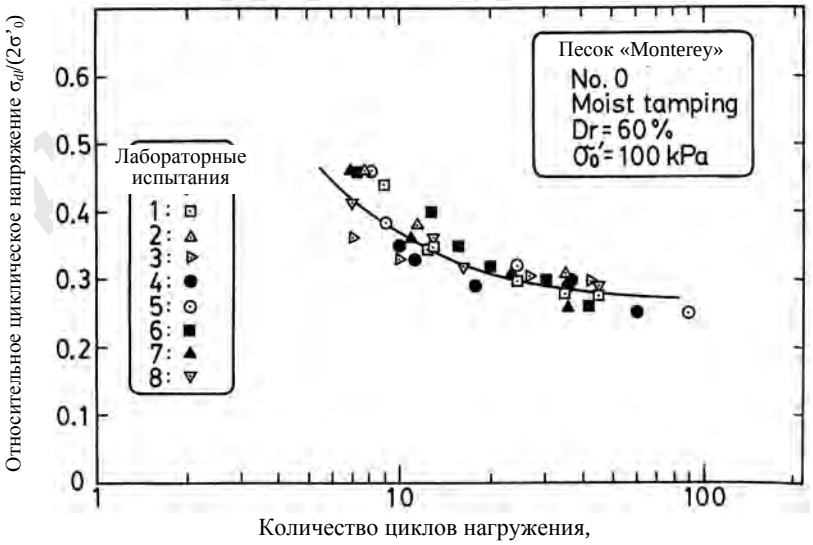


Рис. 10.12. Результаты совместных испытаний, проведенных в США, для определения циклической прочности песка (Silver et al., 1976)

Поскольку при подготовке каждого образца плотность несколько отклонялась от заданной величины, для получения циклической прочности, соответствующей относительной плотности 50 и 80%, выполняли корректировку результатов испытаний. На рис. 10.13 показаны результаты совместных испытаний: построена зависимость относительного циклического напряжения от количества циклов нагружения, необходимого для получения 5%-ной осевой деформации Д.А. На рис. 0.13 результаты, полученные в 5 разных лабораториях, отмечены разными значками (значки для образцов диаметром 5 см не заштрихованы, а для образцов диаметром 7…10 см – заштрихованы).

Из рисунка видно, что полученные результаты хорошо согласуются между собой. При этом сопротивление циклическому разупрочнению образцов меньшего размера несколько выше, чем образцов большего диаметра. Это можно объяснить влиянием систематических погрешностей, обусловленных оболочкой образцов, их установкой и центровкой. На рис. 10.13 сплошная линия показывает приблизительную границу между двумя группами данных в зависимости от размера образца. Этот график может считаться кривой средних значений результатов, полученных в разных лабораториях.

Для образцов с относительной плотностью 80% наблюдаются те же общие тенденции, однако существует значительный разброс величин относительного циклического напряжения при небольшом количестве циклов нагружения. Считается, что этот разброс объясняется дилатантной природой образцов плотного песка, поведение которых может изменяться в зависимости от особенностей испытаний.

На рис. 10.13 циклическая прочность образцов с относительной плотностью D_{50} = 50% равна 0,14.Поскольку все образцы были подготовлены методом сухой отсыпки, можно сравнить величину циклической прочности с результатами параллельного исследования Муллиса и др. (Mulilis et al., 1977). Согласно его данным (см. рис. 10.11), циклическая прочность, определенная аналогичным способом, составляет 0,21. Конечно, сложно объяснить такое большое различие, но, скорее всего, песок «Toyuora», состоящий из более мелких частиц, имеет меньшее сопротивление разжижению.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

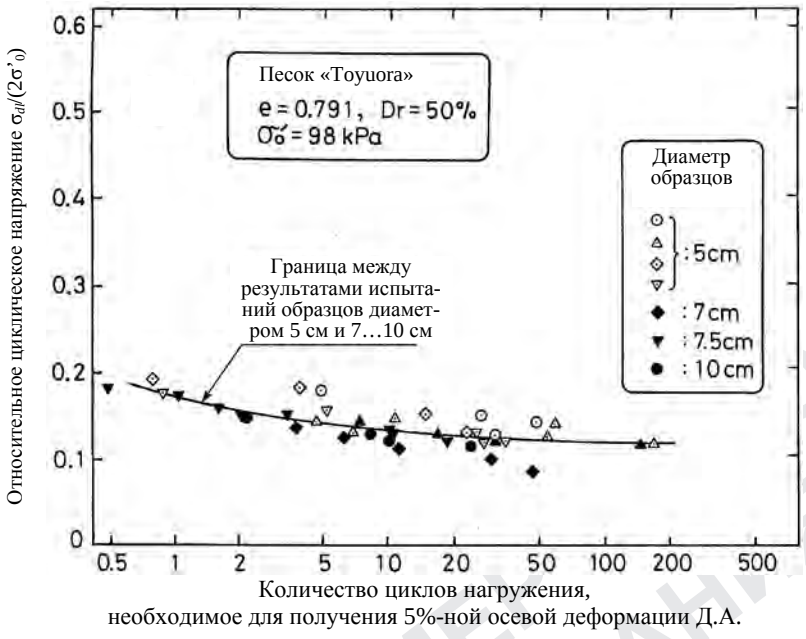


Рис. 10.13. Результаты совместных испытаний, проводимых в Японии, для определения циклической прочности песка (Toki et al., 1986)

10.5. Циклическое сопротивление песка in situ

С учетом различия в величинах циклической прочности образцов песка, восстановленного с помощью разных методов, можно предположить, что сопротивление слоев песка сейсмическим нагрузкам в полевых условиях может быть различным. Поэтому необходимо испытать образцы, по возможности взятые из естественных слоев песка, в лабораторных условиях, моделирующих полевые. Для отбора образцов ненарушенной структуры ниже уровня грунтовых вод используют отбор при помощи грунтоноса и замораживание. Грунтоносы успешно применяют для отбора образцов ненарушенной структуры из слоев рыхлого песка, однако с увеличением плотности песка из-за нарушения структуры образца становятся очевидными негативные стороны этого метода (Ishihara, 1985).

Метод замораживания грунта, разработанный как альтернатива грунтоносу, успешно применялся для отбора высококачественных образцов ненарушенной структуры даже из плотных слоев песка. В комплексном исследовании Йошими (Yoshimi et al., 1984, 1989) образцы песка отбирали на площадке Ниигата методом замораживания. Одновременно в лотке шириной 4 м, длиной 6 м и глубиной 5 м создавали

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

насыпь путем осаждения песка в слое воды. Образцы ненарушенной структуры отбирали из этой насыпи также методом замораживания и испытывали на трехосное сжатие (Yoshimi et al., 1989).

Согласно результатам испытаний (рис. 10.14), циклическое сопротивление образцов ненарушенной структуры чистых песков с относительной плотностью 50 и 80%, отобранных в полевых условиях, примерно в два раза больше, чем у образцов из новой насыпи. Отсюда следует, что циклическая прочность слоев грунта in situ в большой степени зависит от старения грунта и текстуры, обусловленной условиями седиментации. Поэтому результаты испытаний на образцах восстановленной структуры в целом нельзя считать точно отражающими работу песков in situ, и испытания высококачественных образцов ненарушенной структуры всегда необходимы для точной оценки поведения отложений песка во время землетрясений.

Рис. 10.14. Циклическая прочность образцов песка ненарушенной структуры (Yoshimi et al., 1989)

10.6. Циклическое сопротивление пылеватых песков

Разжижение грунта – это взвешенное состояние частиц в результате ослабления контакта между ними, характерное для песчаных отложений. Наиболее предрасположены к разжижению грунты, в которых сопротивление деформации мобилизуется благодаря трению частиц,

возникающему под действием обжимающих напряжений. В мелкозернистых грунтах, содержащих определенное количество тонких (пылеватых и глинистых) частиц, между ними возникает адгезия, что затрудняет их разъединение. Поэтому обычно бóльшее сопротивление разжижению оказывает песок, содержащий некоторое количество тонких частиц. Однако это свойство зависит от природы тонких частиц. Частицы, представленные минералами с гидрофобной поверхностью, которым не свойственна адгезия, легко отделяются друг от друга, и содержащий их песок, так же предрасположен к разжижению, как и чистый. Типичным примером такого материала являются хвосты обогащения – мелкодробленые отходы процесса концентрации руды в горнодобывающей промышленности. Тонкие частицы хвостов состоят из осколков скальных пород, они гидрофобны и не обладают липкостью. Хвосты обогащения имеют такое же малое сопротивление разжижению, как и чистый песок (Ishihara et al., 1980).

В лабораторных исследованиях автор (Ishihara et al., 1978) определял степень разжижения песков, содержащих более или менее связные тонкие частицы, например аллювиальных грунтов. Результаты испытаний показали, что с увеличением количества частиц циклическое сопротивление песка в нормально уплотненном состоянии несколько возрастает, в переуплотненном грунте это увеличение гораздо существеннее. Эта тенденция вполне закономерна, поскольку сцепление между частицами препятствует их разъединению в начальной стадии разжижения песка. Следовательно, песок, содержащий такие пластические частицы, имеет большее сопротивление разжижению. Однако, поскольку свойства тонких частиц проявляются по-разному в зависимости от их природы, прежде всего необходимо найти показатель, определяющий количественные характеристики разжижения песков, содержащих тонкие частицы.

Обычно считается, что относительная плотность не может быть таким показателем, если доля содержания тонких частиц превышает 50%. Анализ результатов различных испытаний показал, что наиболее важным фактором, влияющим на циклическую прочность, является число пластичности тонких частиц, содержащихся в песке (Ishihara & Koseki, 1989). Это четко видно по результатам испытаний на рис. 10.15, где построена зависимость циклической прочности от числа пластичности I_p испытываемых материалов. Величина циклической прочности ненамного изменяется при низких значениях I_p (меньше 10), но возрастает с увеличением числа пластичности.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

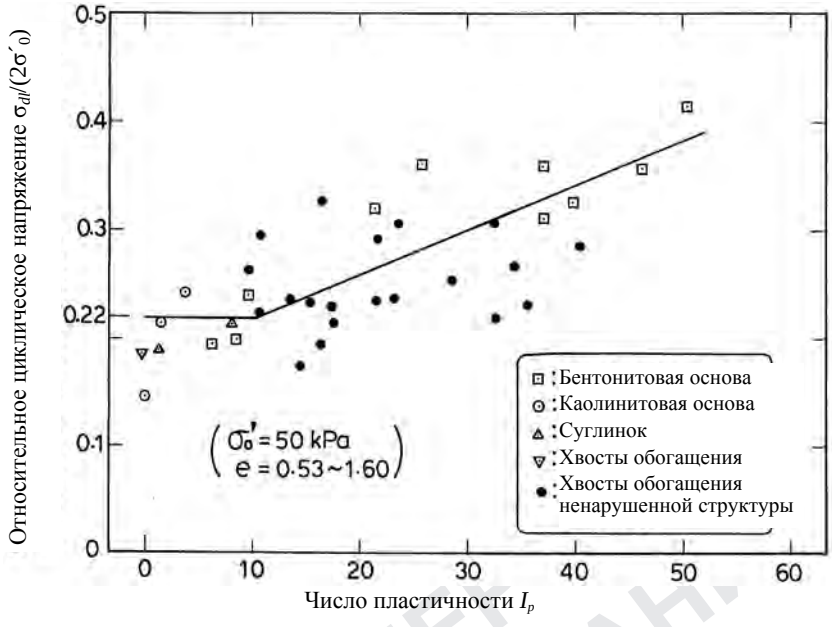


Рис. 10.15. Влияние числа пластичности на циклическую прочность песка, содержащего тонкие частицы

10.7. Циклическое сопротивление гравелистых грунтов

Время от времени появляются сообщения об ущербе, вызванном разжижением гравийных грунтов. Так, во время землетрясения в Фукуи 28 июня 1948 г. в Японии в зоне аллювиальных отложений, расположенных недалеко от эпицентра и состоящих в основном из гравия, наблюдались следы разрушительного разжижения грунта. Во время землетрясения Бора Пик в США в 1983 г. появились сообщения о разжижении гравелистого грунта сразу на нескольких площадках, что вызвало расползание пологих холмов. И хотя некоторое влияние на рассеивание давления поровой воды и, следовательно, на способность к разжижению могут оказывать условия дренирования слоя гравия, прежде всего необходимо рассмотреть особенности сопротивления циклическому нагружению самого гравия. Одна из первых попыток в этом направлении была осуществлена Уонгом (Wong et al., 1975), который провел серию трехосных циклических испытаний образцов восстановленного гравелистого грунта различного состава в большом приборе трехосного сжатия. По результатам испытаний циклическое сопротивление гравия оказалось несколько больше, чем чис-

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

того песка. Однако, в какой степени результаты этих испытаний отражают работу гравия в полевых условиях, остается неясным.

Кокушо и Танака (Kokusho & Tanaka, 1994) предприняли новую попытку отбора ненарушенных монолитов из отложений вулканических обломков, содержащих гравий, там, где во время землетрясения Хоккайдо-Нансеоки (12 июня 1993 г.) вследствие разжижения грунта пострадали близлежащие жилые кварталы. Монолиты отбирали методом замораживания грунта, из них вырезали цилиндрические образцы диаметром 30 см и длиной 60 см, которые испытывали в приборе трехосного сжатия. На рис. 10.16 приведены кривые гранулометрического состава грунта. Результаты трехосных циклических испытаний (рис. 10.17) показали, что величина циклической прочности очень мала. Возьмем, например, значение 0,19, которое практически соответствует прочности песка от рыхлого до средней плотности.

Приведенный пример – это единственный опыт испытаний образцов ненарушенной структуры, отобранных из рыхлых отложений гравийного грунта, другие детальные испытания таких грунтов, отобранных из рыхлых слоев аллювиального происхождения, не публиковались.

С другой стороны, в Японии предпринимались многочисленные попытки изучения циклической работы гравелистых грунтов, плотных и средней плотности. Толчком к проведению исследований послужила необходимость развития методов и технологий оценки безопасности площадок для размещения ядерных объектов, проектируемых с учетом возможности сильных землетрясений. На рис. 10.18 показаны кривые гранулометрического состава гравиев, циклическая прочность которых определялась в лаборатории. Все пробы отбирали методом замораживания и разрезали на цилиндрические образцы диаметром 30 см и длиной 60 см. Так же отбирали образцы с площадки *B* в Чиба с глубины 6…8 м. Это плейстоценовые грунты с 55%-ным содержанием гравия и максимальным размером частиц 94 мм. Образцы с площадки *A* отбирали на глубине 5…15 м. Площадка располагается недалеко от р. Тон, грунт имеет аллювиальное происхождение. Содержание гравия в грунте составляет 66%, максимальный размер частиц – 105 мм (Goto et al., 1994). Образцы со станции Токио отбирали из плейстоценовых отложений на глубине 19…22 м. Диапазон значений кривой гранулометрического состава (см. рис. 10.18) указывает, что максимальный размер частиц здесь составляет 90 мм, а содержание гравия в грунте – 80…50% (Hatanaka et al., 1988).

Результаты трехосных циклических испытаний этих образцов по-

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

казаны на рис. 10.19 как зависимость относительного циклического напряжения от количества циклов нагружения, необходимого для получения 2%-ной осевой деформации Д.А. Поскольку жесткость гравелистых грунтов, как правило, достаточно велика, в некоторых образцах было трудно достигнуть 5%-ной деформации Д.А. Поэтому в качестве критерия состояния циклического разупрочнения принята 2%-ная деформация. Циклическая прочность гравия выше прочности песков и составляет 0,4…1,2 (рис. 10.19). На рис. 10.20 приводятся результаты другой серии трехосных циклических недренированных испытаний плотных гравийных грунтов. На рис. 6.17 показана кривая гранулометрического состава материала с площадки *T*. Гравий с площадки *A* имеет практически такие же гранулометрические характеристики, что и грунт с площадки *T*. Результаты испытаний свидетельствуют о больших величинах циклической прочности – 0,3…0,5.

Анализируя результаты испытаний образцов ненарушенной структуры, можно заметить, что циклическая прочность отложений гравия плейстоценового происхождения гораздо выше, чем у рыхлых песков и песков средней плотности аллювиального происхождения. Отметим, что широкий диапазон значений циклической прочности обусловлен различными неоднородными условиями залегания природных слоев гравия.

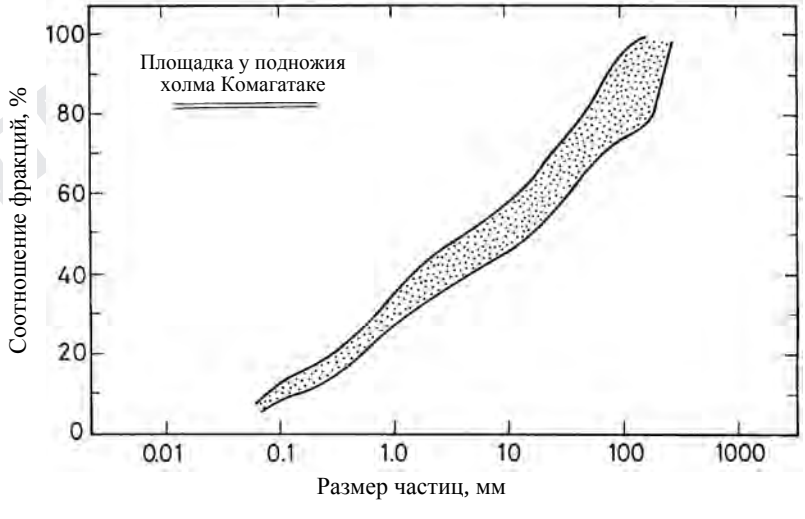


Рис. 10.16. Диапазон гранулометрического состава гравелистого грунта, отобранного на площадке у подножия холма Комагатаке (Kokusho & Tanaka, 1994)

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ЗОВАНИЯ

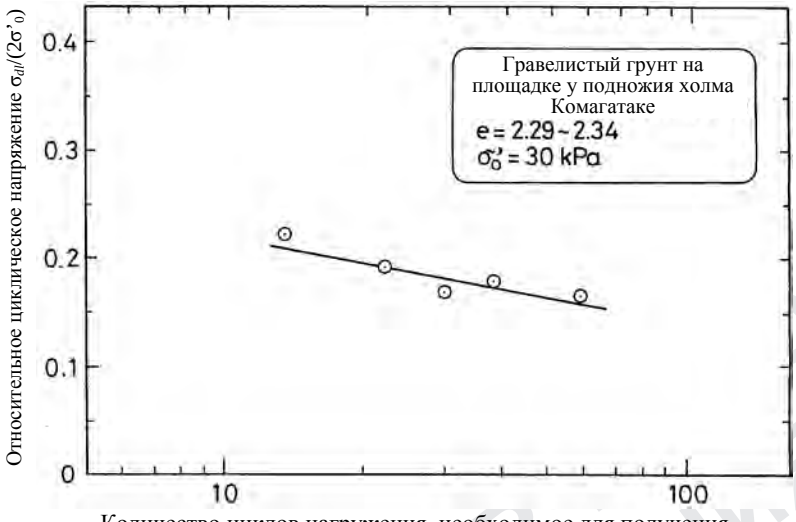


Рис. 10.17. Зависимость относительного циклического напряжения от количества циклов нагружения для рыхлых грунтов с содержанием гравия (Kokusho et al., 1995)

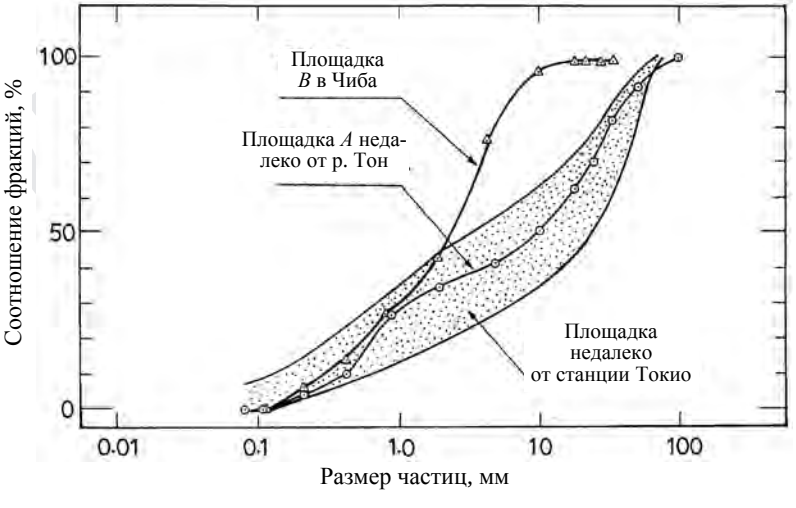


Рис. 10.18. Кривые гранулометрического состава испытанных образцов гравелистого грунта

10.8. Влияние K_0 на сопротивление песка разжижению

Для оценки влияния K_0 на сопротивление грунта разжижению были испытаны образцы песка р. Фудзи с относительной плотностью 55% (D_{50} = 0,40 мм, e_{max} = 1,03 и e_{min} = 0,48). Проводилась серия испытаний на кручение полых цилиндрических образцов при отсутствии боковой деформации. Наблюдения за ходом испытаний подтвердили, что при уплотнении водонасыщенного грунта в состоянии K_0 и последующем воздействии циклических касательных напряжений при полном отсутствии боковых деформаций боковое напряжение будет меняться. При разжижении возникает изотропное напряженное состояние.

Чтобы рассмотреть влияние K_0 при консолидации на процесс разжижения песка, определим относительное циклическое напряжение как амплитуду циклического напряжения кручения τ_d, деленную на вертикальное эффективное обжимающее напряжение σ_v', действующее во время консолидации. На рис. 10.21 построена зависимость относительного циклического напряжения от количества циклов нагружения, необходимых для получения 5%-ной деформации кручения Д.А. или начала разжижения грунта. Из рисунка видно, что, чем больше величина K_0 во время консолидации, тем больше сопротивление грунта разжижению. Для исследования влияния K_0 вертикальное обжимающее напряжение σ_v' преобразовывалось в среднее эффективное обжимающее напряжение σ_0' по формуле

$$\sigma_0' = \frac{1+2K_0}{3}\sigma_v' = C_1\sigma_v'. \qquad (10.2)$$

Если отношение τ_d/σ_v', показанное на оси ординат (рис. 10.21), преобразовать в τ_d/σ_0', результаты испытаний можно преобразовать согласно рис. 10.22. Из рисунка видно, что все данные при различных величинах K_0 зависят только от количества циклов нагружения. Следовательно, влияние K_0 можно точно оценить, рассматривая относительное циклическое напряжение в зависимости от начального значения среднего эффективного обжимающего напряжения по (10.2).

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

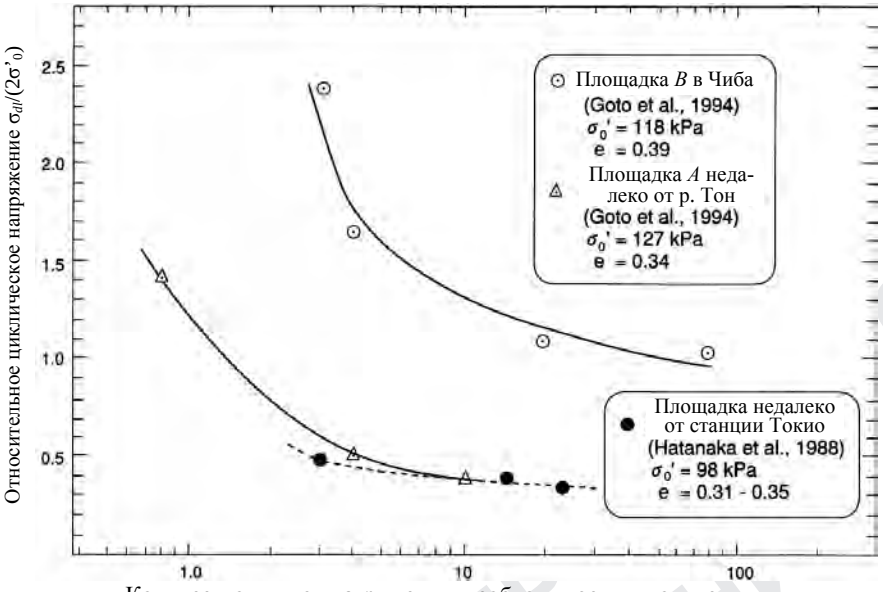


Рис. 10.19. Зависимость относительного циклического напряжения от количества циклов нагружения для гравелистых грунтов

Рис. 10.20. Зависимость относительного циклического напряжения от количества циклов нагружения для гравелистых грунтов

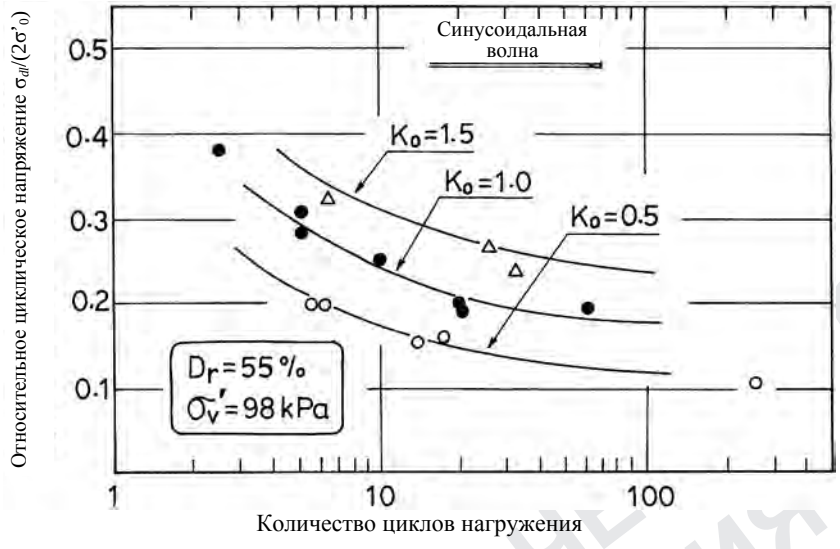


Рис. 10.21. Влияние K_0 при консолидации на циклическую прочность при отсутствии боковой деформации

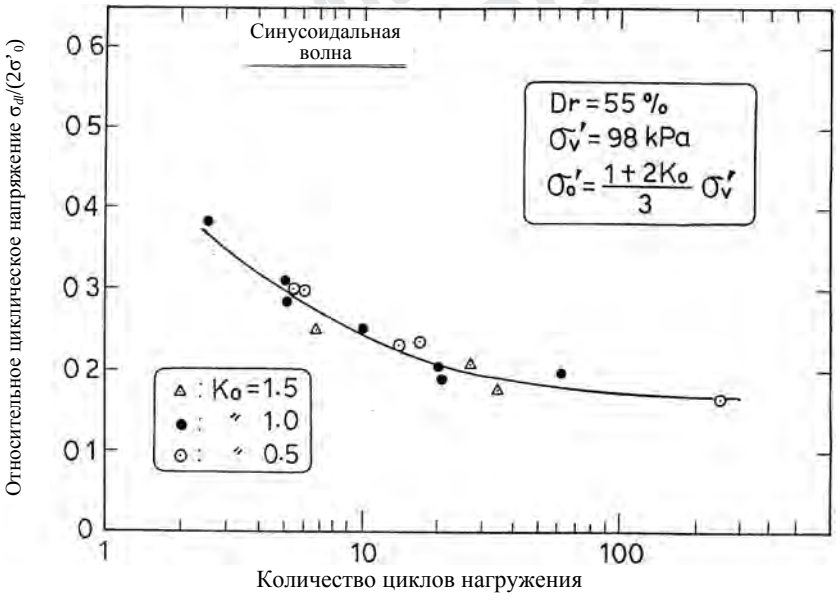


Рис. 10.22. Зависимость относительного циклического напряжения от количества циклов нагружения для испытаний АСОТ при различных K_0

10.9. Циклическое сопротивление песка при непериодическом сейсмическом нагружении

Изменение во времени касательных напряжений, вызванных вертикальным прохождением сдвиговых волн через массив грунта с ровной поверхностью, будет непериодическим и разнонаправленным при рассмотрении в горизонтальной плоскости. Для количественной оценки характеристик разжижения слоев песка в сложных условиях нагружения, как правило, вводят несколько поправочных коэффициентов для циклической прочности, полученной при равномерном циклическом нагружении. Чтобы рассчитать поправочный коэффициент, проводили многочисленные лабораторные испытания на простой сдвиг (см. рис. рис. 4.14). При этом к образцу могли прикладываться непериодические нагрузки, действующие в двух взаимно перпендикулярных направлениях.

На рис. 10.23 приведены результаты испытаний рыхлого песка с использованием акселерограмм компонентов ускорения в направлении «С-Ю» и «З-В», записанных во время землетрясения Ниигата в 1964 г. Два эти компонента ускорения показаны на рис. 10.23, *а*. На рис. 10.24 представлена объединенная траектория этих компонентов в горизонтальной плоскости в определенный отрезок времени при прохождении основной волны землетрясения.

Эти компоненты ускорения преобразовывались в непериодические изменения касательного напряжения при простом сдвиге и прикладывались к образцам песка в двух взаимно перпендикулярных направлениях в приборе простого сдвига, показанного на рис. 4.4. Сначала испытания проводили при амплитуде непериодической нагрузки, не приводящей к разжижению грунта на протяжении всего опыта. На первом этапе испытания при установленной амплитуде непериодической нагрузки $\tau_{max}/\sigma_0' = 0{,}112$ регистрировались изменения величины давления поровой воды u и деформации прямого сдвига в двух направлениях γ_{NS} и γ_{EW}. Согласно рис. 10.23, *в*, давление поровой воды в момент приложения максимального касательного напряжения увеличивается примерно до 60% от величины начального обжимающего напряжения, после чего не изменяется, хотя образец продолжает испытывать воздействие касательных напряжений меньшей амплитуды. Поровое давление, возникшее во время этого этапа испытания, будем называть остаточным. Отметим, что на данном этапе изменение деформации сдвига исключительно мало.

На следующем этапе к новому образцу той же плотности прикладывали такую же непериодическую нагрузку с большей амплитудой $\tau_{max}/\sigma_0' = 0{,}154$. Результаты этого этапа (рис. 10.23, *б*) свидетельству-

НЕ ПРЕДНАЗНАЧЕНО ДЛЯ ПУБЛИЧНОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

ют, что поровое давление возросло до величины, соответствующей начальному обжимающему напряжению, т. е. в испытуемом образце начинается процесс разжижения.

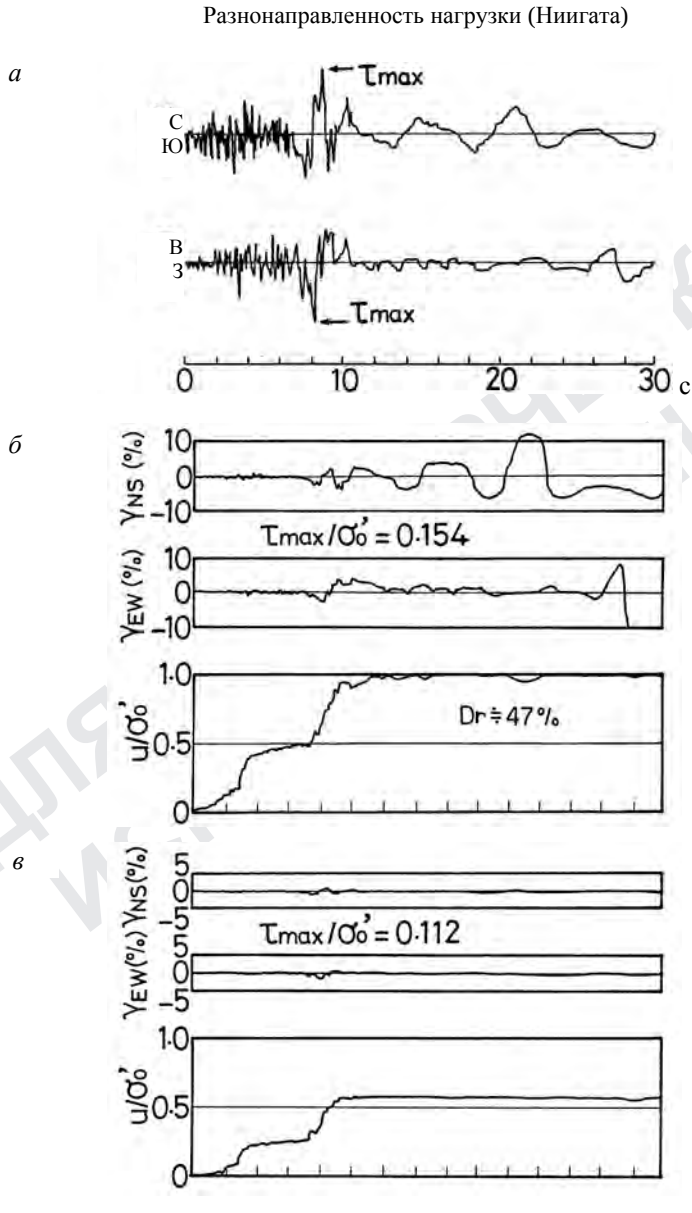


Рис. 10.23. Изменение деформаций сдвига и возрастание порового давления в испытаниях на кручение при непериодическом нагружении

При воздействии максимального касательного напряжения деформация сдвига составляет 5%, несколько позже она достигает максимального значения – 12%. Можно заключить, что разжижение начинается почти одновременно с приложением пика напряжений. Однако гораздо бóльшая деформация сдвига может возникнуть после начала разжижения, когда образец находится в состоянии *циклической подвижности*. Это – мгновенное состояние с нулевым эффективным напряжением при отсутствии касательных напряжений, но при приложении касательного напряжения эффективное напряжение восстанавливается. Поэтому величина деформации сдвига образца определяется характеристиками циклической подвижности песка после начала разжижения и зависит от большого количества значимых циклов, возникающих после приложения пикового напряжения.

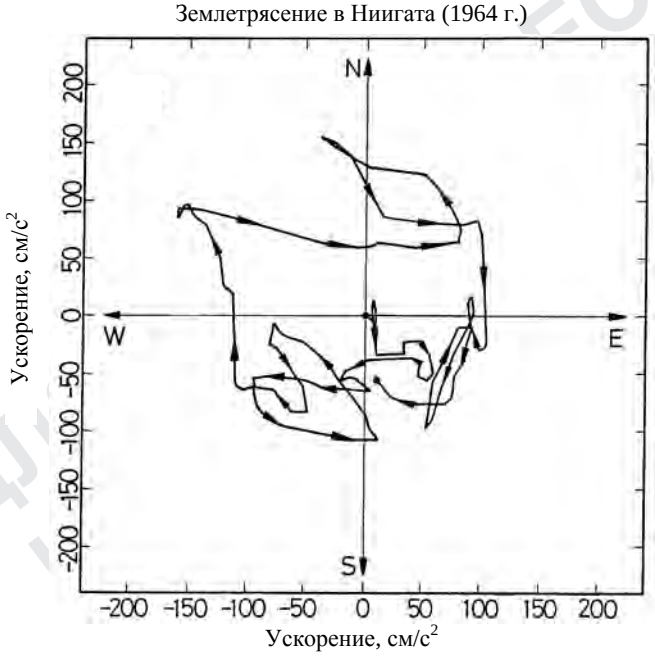


Рис. 10.24. Траектория ускорения в плане

На рис. 10.25 приведен другой пример разнонаправленного испытания на простой сдвиг образца песка с относительной плотностью 93%. Здесь использованы акселерограммы, полученные в порту Акита во время землетрясения Нихонкаи-чубу. На рис. 10.26 показана траектория ускорения в горизонтальной плоскости. Общая тенденция развития порового давления и деформации сдвига подобна наблюдаемой при испытании образцов рыхлых песков. Однако поровое давление не

достигает величины начального обжимающего напряжения. Хотя в данном случае мы имеем дело с плотным песком, возникло состояние, близкое к разжижению, при постоянном поровом давлении, близком к величине начального обжимающего напряжения. Такое поведение песка напоминает начальное разжижение с 5%-ной деформацией Д.А. образцов рыхлого песка при циклическом нагружении. Поэтому результаты испытаний образцов песка разной плотности следует представлять одинаково, рассматривая состояние начального разжижения как начало циклической подвижности песка.

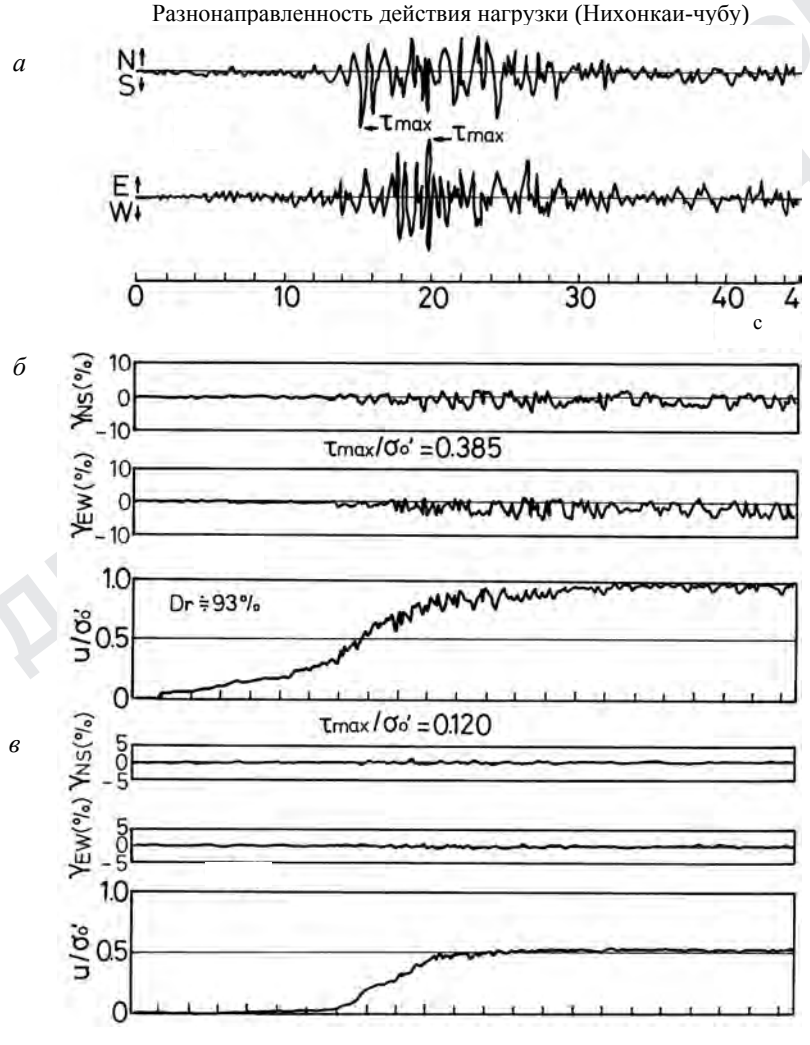


Рис. 10.25. Деформация сдвига и увеличение давления поровой воды в испытаниях на кручение при непериодическом нагружении

Рис. 10.26. Траектория ускорения в плане

Для каждой серии испытаний с различными акселерограммами при разной плотности грунта определяли амплитуду непериодического касательного напряжения, при которой начиналось разжижение. Эта амплитуда определялась как пиковое значение касательного напряжения $\tau_{max,l}$. Таким образом, для каждой серии испытаний находили величину относительного максимального касательного напряжения $\tau_{max,l}/\sigma_0'$. Отметим, что испытания на простой сдвиг проводились на изотропно-уплотненных образцах.

В том же приборе простого сдвига проводили испытания на равномерное циклическое нагружение в одном направлении. Для образцов песка, подготовленных в идентичных условиях, определяли величину относительного циклического напряжения, вызывающего другие значения деформации сдвига при 20 циклах приложения напряжений с постоянной амплитудой. Путем сравнения результатов этих двух типов испытаний устанавливали поправочные коэффициенты. Коэффициент C_2 учитывает влияние непериодичности нагрузки, действующей только в одном направлении, коэффициент C_5 – влияние разнонаправленности сейсмического нагружения. Коэффициент C_2C_5 отражает совместное влияние непериодичности нагрузки и ее разнонаправленности. Используя эти коэффициенты, можно выразить величину отно-

НЕЛЬЗЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

сительного максимального касательного напряжения $\tau_{max,l}/\sigma_0'$, вызывающего определенную деформацию сдвига при разнонаправленном непериодическом нагружении, через относительное циклическое напряжение $(\tau_{dl}/\sigma_0')_{20}$, вызывающее такую же деформацию за 20 циклов равномерного однонаправленного нагружения:

$$\frac{\tau_{\max,\ell}}{\sigma_0'} = C_2 C_5 \left(\frac{\tau_{d\ell}}{\sigma_0'} \right)_{20}, \qquad (10.3)$$

где τ_{dl} – амплитуда равномерного циклического касательного напряжения, вызывающего определенную деформацию сдвига; $\tau_{max,l}$ – пик касательного непериодического напряжения при непериодическом изменении касательного напряжения, вызывающем такую же деформацию.

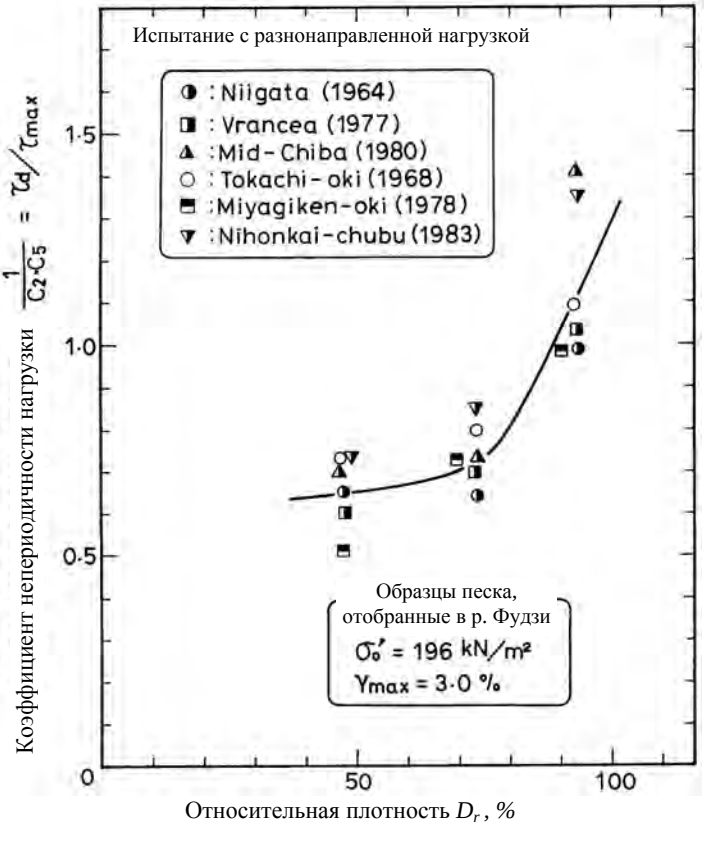


Рис. 10.27. Зависимость коэффициента непериодичности нагрузки от относительной плотности грунта

На рис. 10.27 обобщены результаты испытаний на простой сдвиг образцов песка различной плотности, отобранных в р. Фудзи. Здесь представлена зависимость обратной величины произведения коэффициентов C_2C_5 от относительной плотности песка. Сплошной линией на рисунке показаны средние значения для 6 серий испытаний с применением различных акселерограмм. Как пример на рис. 10.27 представлены условия возникновения амплитуды деформации простого сдвига γ_{max}=3%. Согласно результатам испытаний, та же самая величина коэффициента может применяться и при развитии других сдвиговых деформаций. На основе результатов, представленных на рис. 10.27, на рис. 10.28 приводятся произведение коэффициентов C_2C_5, а также отдельные кривые C_2 и C_5, построенные по результатам других серий испытаний на простой сдвиг с односторонним приложением непериодической нагрузки.

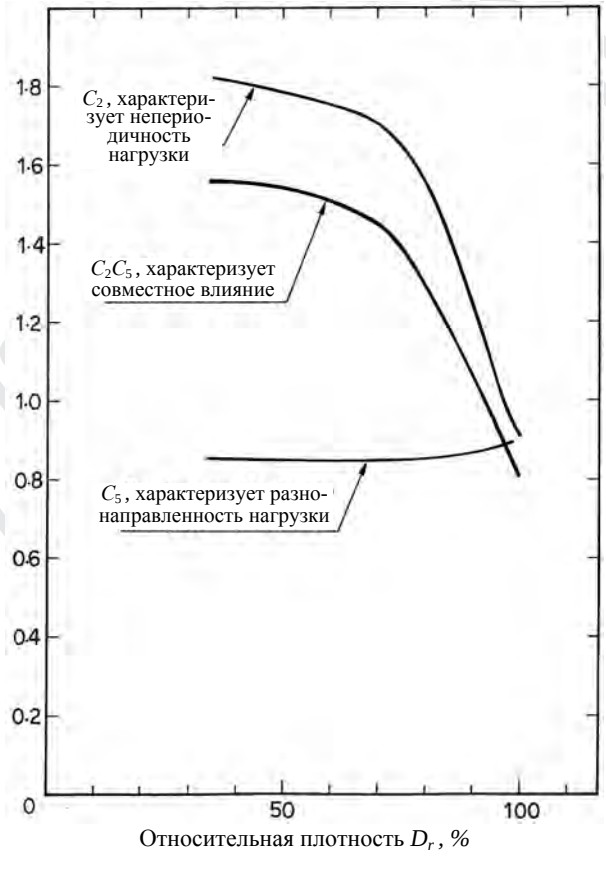


Рис. 10.28. Коэффициент, характеризующий влияние направленности и непериодичности нагрузки при землетрясениях

Амплитуда касательного напряжения τ_{dl} при равномерном нагружении в уравнении (10.3) соответствует половине полной амплитуды осевого напряжения τ_{dl}, вызывающего разжижение при трехосном испытании. Поэтому, используя соотношение (10.2), формулу (10.3) можно представить в виде

$$\frac{\tau_{\max,\ell}}{\sigma'_v} = C_1 C_2 C_5 \left(\frac{\sigma_{d\ell}}{2\sigma'_0} \right)_{20} . \qquad (10.4)$$

С другой стороны, относительное циклическое напряжение, определяемое как амплитуда равномерного циклического касательного напряжения τ_d, деленная на эффективное вертикальное напряжение $(\tau_{dl}/\sigma_v')_{20}$, связано с $\tau_{\max,l}/\ \sigma_v'$ зависимостью

$$\frac{\tau_{\max,\ell}}{\sigma'_v} = C_2 C_5 \left(\frac{\tau_{d\ell}}{\sigma'_v} \right)_{20} . \qquad (10.5)$$

Результаты испытаний на непериодическое нагружение (рис. 10.28) показывают, что величина коэффициента C_2C_5 для песка с относительной плотностью меньше 70% составляет примерно 1,55. Поэтому, если предположить, что $K_0 = 0{,}5$, а коэффициент C_1, согласно (10.2), равен 1,5, то, подставляя эти значения в (10.4) и (10.5), получим:

$$\frac{\tau_{\max,\ell}}{\sigma'_v} = \left(\frac{\sigma_{d\ell}}{2\sigma'_0} \right)_{20} = \frac{1}{0{,}65} \left(\frac{\tau_{d\ell}}{\sigma'_v} \right)_{20} . \qquad (10.6)$$

Это уравнение устанавливает соотношения между показателями циклической прочности, определенными разными методами. Приведенные зависимости выведены для амплитуд циклического касательного напряжения, при которых начинается разжижение. Они также действительны для определения любой амплитуды циклического касательного напряжения независимо от того, достаточна ли ее величина для начала процесса разжижения. Следовательно, уравнение (10.6) можно записать в более общей форме:

$$\frac{\tau_{\max,}}{\sigma'_v} = \left(\frac{\sigma_d}{2\sigma'_0} \right)_{20} = \frac{1}{0{,}65} \left(\frac{\tau_d}{\sigma'_v} \right)_{20} . \qquad (10.7)$$

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

10.10. Влияние обжимающих напряжений и начального касательного напряжения на сопротивление песка разжижению

Все циклические испытания образцов песка на сдвиг свидетельствуют о тенденции к уменьшению циклической прочности при увеличении обжимающего напряжения. Влияние такого эффекта особенно существенно при оценке надежности грунтов основания фундаментов высотных зданий и насыпей. Этот эффект изучался в работах Rollins & Seed, 1988, Seed & Harder, 1990. Авторы ввели поправочный коэффициент K_σ, определяемый как относительное циклическое напряжение, вызывающее 5%-ную деформацию Д.А. за 20 циклов нагружения при любом обжимающем напряжении, нормализованное к соответствующей величине этого напряжения при эффективном обжимающем напряжении 1 кгс/см^2 = 0,1 МПа. Величины K_σ, полученные при испытании образцов из земляных насыпей и чистых песков (рис. 10.29), показывают, что при σ_0' = 0,1 МПа циклическая прочность уменьшается примерно до 40%, если обжимающее напряжение достигает 0,8 МПа (Seed & Harder, 1990). Из результатов различных исследований, включающих лабораторные испытания восстановленных образцов песка (Kokusho et al., 1983, Frydman et al., 1980, Vaid & Thomas, 1994), следует, что поправочный коэффициент может принимать значения ~ 0,4 при обжимающем напряжении σ_0' = 0,8 МПа (рис. 10.30). Поскольку величина K_σ изменяется в зависимости от типа грунта, желательно определять K_σ для каждого конкретного материала.

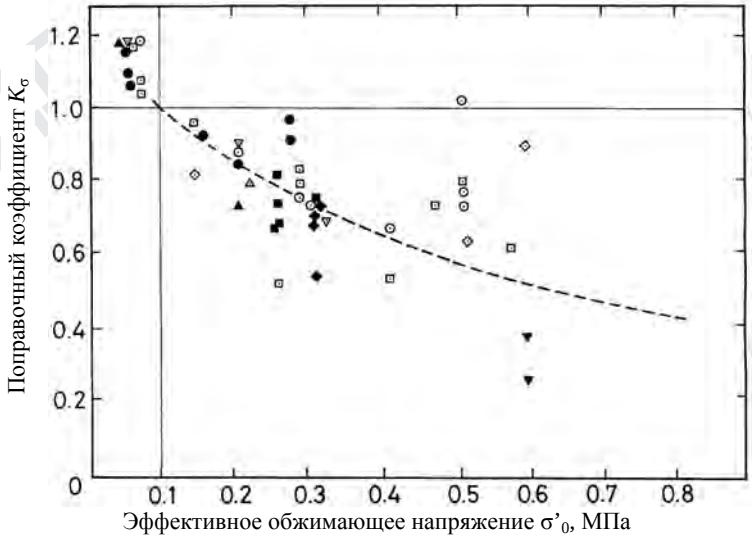


Рис. 10.29. Влияние обжимающих напряжений на циклическую прочность (Seed & Harder, 1990)

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

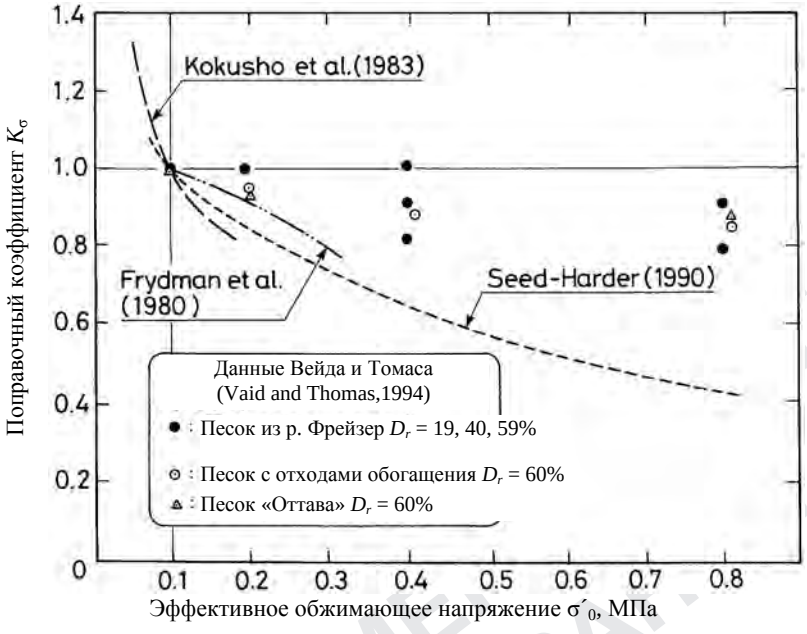


Рис. 10.30. Влияние обжимающих напряжений
на циклическую прочность песков

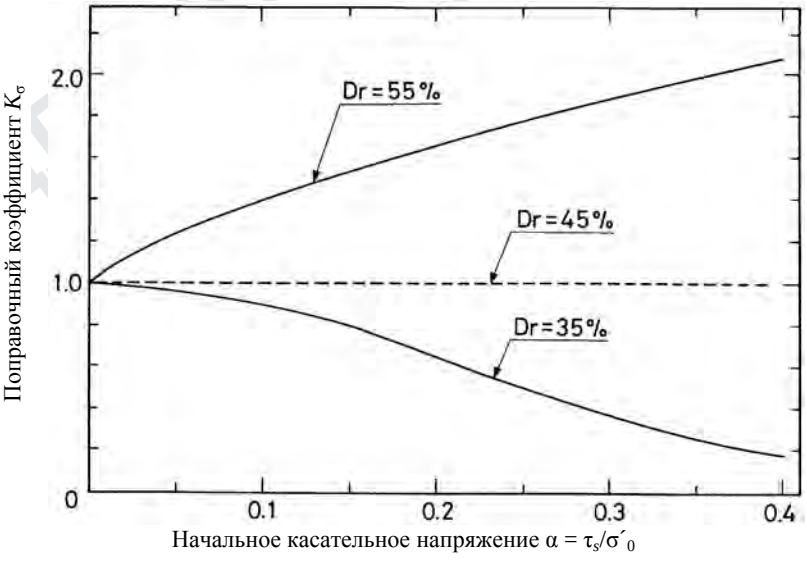


Рис. 10.31. Влияние начальных касательных напряжений
на циклическую прочность песков (Rollins & Seed, 1990)

В разд. 10.2.2 упоминается, что наличие начальных касательных напряжений в плоскости действия циклических касательных напряжений существенно влияет на увеличение давления поровой воды и, соответственно, на характеристики разжижения песка. Поэтому считается, что циклическое сопротивление элементов грунта, находящихся под краями сооружений или внутри земляных дамб, отличается от сопротивления грунта, расположенного под ровной поверхностью. В работах Rollins & Seed, 1988, Seed & Harder, 1990 описывается влияние начальных касательных напряжений на поведение грунтов. Авторы проанализировали данные трехосных циклических испытаний образцов песка с приложением начальных касательных напряжений. К образцу сначала прикладывалось осевое напряжение, превышающее боковое, а затем – циклическое осевое напряжение. Эти испытания соответствуют испытанию АСТ (см. разд. 10.2.2), в котором к образцу при постоянном начальном касательном напряжений прикладывают циклическое касательное напряжение.

Анализ результатов испытаний различных исследователей показывает, что для песков с величиной относительной плотности больше 50% циклическая прочность увеличивается с возрастанием начального касательного напряжения. Однако для рыхлых песков характерна и противоположная тенденция: с увеличением начального касательного напряжения циклическая прочность постепенно уменьшается. Для обобщения этих данных отношение начальных касательных напряжений τ_s к эффективному обжимающему напряжению σ_0' обозначали параметром α. Влияние α на циклическую прочность выражалось через поправочный коэффициент K_α, который определяли как отношение циклической прочности при любом начальном касательном напряжении к соответствующей величине без начального касательного напряжения.

На рис. 10.31 показаны обобщенные результаты Роллинза и Сида (Rollins & Seed, 1988), здесь построена зависимость поправочного коэффициента K_α от относительного начального напряжения α. На рисунке приведены средние кривые для плотного и рыхлого песков. Для песков с другой относительной плотностью зависимость между K_α и α можно найти путем интерполяции. По имеющимся на сегодня материалам из-за разброса данных нельзя установить четкую корреляцию между K_σ и α. Тем не менее, для ее подтверждения можно использовать подход, изложенный в работе Пиллаи (Pillai, 1991). По графику (см. рис. 10.31), зная параметр α, а также относительную плотность, можно определить скорректированную величину циклической прочности песка, умножив величину циклической прочности при ровной поверхности грунта на поправочный коэффициент K_α.

НЕ ПРЕДНАЗНАЧЕНО ДЛЯ РАСПРОСТРАНЕНИЯ

Список литературы

Finn, W.D.L. (1981). Liquefaction potential: developments since 1976. Proceedings of the First International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Vol. 2, pp. 655-81.

Frydman, S., Hendron, D., Horn, H., Steinbach, L, Baker, R., and Shaal, B. (1980). Liquefaction study of cemented sand. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 106, GT3, 275-97.

Goto, S., Nishio, S., and Yoshimi, Y. (1994). Dynamic properties of gravels sampled by ground freezing. Proceedings of Session on Ground Failures under Seismic Conditions, ASCE Convention, Atlanta, pp. 141-57.

Hatanaka, M., Suzuki, K., Kawasaki, T., and Endo, M. (1988). Cyclic undrained shear properties of high quality undisturbed Tokyo gravel. Soils and Foundations, 28, 57-68.

Ishihara, K. (1985). Stability of natural deposits during earthquakes. Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Vol. 1, pp. 321-76.

Ishihara, K. and Koseki, J. (1989). Cyclic shear strength of fines-containing sands, earthquake geotechnical engineering. Proceedings of the Discussion Session on Influence of Local Conditions on Seismic Response, 12th ICSMFE Rio de Janeiro, pp. 101-6.

Ishihara, K. and Li, S. (1972). Liquefaction of saturated sand in triaxial torsion shear test, Soils and Foundations, 12, 19-39.

Ishihara, K. and Nagase, H. (1988). Multi-directional irregular loading tests on sand. Soils Dynamics and Earthquake Engineering, 1, 201-12.

Ishihara, K., Sodekawa, M., and Tanaka, Y. (1978). Effects of overconsolidation on liquefaction characteristics of sands containing fines. Dynamic Geotechnical Testing, ASTM, STP 654, 246-64.

Ishihara, K., Troncoso, J., Kawase, Y., and Takahashi, Y. (1980). Cyclic strength characteristics of tailings materials. Soils and Foundations, 20, 127-4-2.

Kokusho, T. and Tanaka, Y. (1994). Dynamic properties of gravel layers investigated by in situ freezing sampling. Proceedings of Session on Ground Failures under Seismic Condition, ASCE Convention, Atlanta, pp. 121-40.

Kokusho, T., Yoshida, Y., Nishi, K., and Esashi, Y. (1983). Evaluation of seismic stability of dense sand layer (part 1) - dynamic strength characteristics of dense sand. Report 383025. Electric Power Central Research Institute, Japan (in Japanese)

Kokusho, T., Tanaka, Y., Kudo, K., and Kawai, T. (1995). Liquefaction case study of volcanic gravel layer during the 1993 Hokkaido-Nanseioki earthquake. Proceedings of the 3rd International Conference on Recent Advances in Soil Dynamics and Geotechnical Earthquake Engineering, Vol. 1. St. Louis.

Konno, T., Hatanaka, M., Ishihara, K., Ibe, Y., and Iizuka, S. (1994). Gravelly soil properties evaluation by large scale in situ cyclic shear tests. Proceedings of Session on Ground Failures under Seismic Conditions, ASCE Convention, Atlanta, pp. 177-200.

Ladd, R.S. (1974). Specimen preparation and liquefaction of sands. Journal of ASCE, 100, GT10, 1180-4.

НЕ ДЛЯ ОБРАЗОВАНИЯ

Lee, K.L. and Seed, H.B. (1967). Cyclic stress condition causing liquefaction of sand. Journal of Soils Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, 93, SMI, 47-70.

Mulilis, J.P., Seed, H.B., Chan, C.K., Mitchell, J.K., and Arulanandan, K. (1977). Effects of sample preparation on sand liquefaction. Journal of ASCE, 103, GT2, 91-108.

Pillai, V.S. (1991). Liquefaction analysis of sands: some interpretation of Seed's K_a and K_a correction factors using steady state concept. Proceedings of the 2nd International Conference on recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Vol. 1, pp. 579-87.

Rollins, K.M. and Seed, H.B. (1988). Influence of buildings on potential liquefaction damage. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 116, GT2, 165-85.

Seed, H.B. (1979). Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes. Journal of ASCE. 105, GT2, 201-55.

Seed, H.B. and Lee, K.L. (1966). Liquefaction of saturated sands during cyclic loading. Journal of ASCE, 92, SM6, 105-34.

Seed, R.B. and Harder, L.F. (1990). SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength. Proceedings of the B. Seed Memorial Symposium, Vol. 2, 351-76.

Silver, M.L., Chan, C.K., Ladd, R.S., Lee, K.L., Tiedemann, D.A., Townsend, F.C., Valera, J.E., and Wilson, J.H. (1976). Cyclic triaxial strength of standard test sand. Journal of ASCE, 102, GT5, 511-23.

Tanaka, Y., Kokusho, K., Kudo, K., and Yoshida, Y. (1991). Dynamic strength of gravelly soils and its relation to the penetration resistance. Proceedings of the 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Vol. 1, pp. 399-106.

Tatsuoka, F., Toki, S., Miura, S., Kato, H., Okamoto, M., Yamada, S., Yasuda, S., and Tanizawa, F. (1986a). Some factors affecting cyclic undrained triaxial strength of sand. Soils and Foundations, 26, 99-116.

Tatsuoka, F., Ochi, K., Fujii, S., and Okamoto, M. (1986b). Cyclic undrained triaxial and torsional shear strength of sands for different sample preparation methods. Soils and Foundations, 26, 23-41.

Toki, S., Tatsuoka, F., Miura, S., Yoshimi, Y., Yasuda, S., and Makihara, Y. (1986). Cyclic undrained triaxial strength of sand by a cooperative test program. Soils and Foundations, 26, 117-28.

Vaid, Y.P. and Thomas, J. (1994). Post liquefaction behaviour of sand. Proceedings of the 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, Vol. 1, 1303-10.

Wong, R.T., Seed, H.B. and Chan, C.K. (1975). Cyclic loading liquefaction of gravelly soils. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, GT6, 571-83.

Yoshimi, Y., Richart, F.E., Prakash, S., Balkan, D.D., and Ilyichev, V.A. (1977). Soil Dynamics and its application to foundation engineering. Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol. 2, pp. 605-50.

Yoshimi, Y., Tokimatsu, K., Kaneko, O., and Makihara, Y. (1984). Undrained cyclic shear strength of a Niigata sand. Soils and Foundation, 24, 131-45.

Yoshimi, Y., Tokimatsu, K., and Hosaka, Y. (1989). Evaluation of liquefaction resistance of clean sands based on high-quality undisturbed samples. Soils and Foundations, 29, 93-104.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

11

ПОВЕДЕНИЕ ПЕСЧАНОГО ГРУНТА ПОД ВОЗДЕЙСТВИЕМ МОНОТОННОЙ НАГРУЗКИ

11.1. Явления текучести и нетекучести образцов песка в недренированных условиях

Песчаный грунт представляет собой массив частиц, находящихся в состоянии равновесия. В этом массиве силы взаимодействия между частицами передаются через точки их контакта. При действии касательного напряжения итоговая деформация сопровождается изменением объема грунта – дилатансией. Изменение объема, вызванное действием касательных напряжений, возрастает вследствие двух видов движения частиц – скольжения и поворота (Dafalis, 1993). Скольжение зерен песка приводит к уменьшению его объема за счет уплотнения. Данный механизм действует преимущественно в рыхлых песках. Поворот частиц песка вызывает увеличение его объема, что характерно для плотного песка. При проскальзывании частицы песка заполняют промежутки в пустотах без активного движения в направлении сдвига. Поэтому проскальзывание может происходить гораздо легче без мобилизации большой деформации сдвига. По этой причине уменьшение объема обычно наблюдается на ранних стадиях нагружения песков в широком диапазоне их плотности. Для поворота частиц относительно друг друга, как правило, требуется большее перемещение, поэтому дилатансия обычно происходит на более поздних стадиях приложения касательных напряжений, когда песок уже значительно деформирован.

Эти два механизма, действующие более или менее одновременно, проявляются в изменении напряженно-деформированного состояния в лабораторных испытаниях. На рис. 11.1 показаны три типа зависимостей между напряжениями и деформациями, полученных из недренированных испытаний на сдвиг водонасыщенных образцов песка. Песок большой плотности подвержен упрочнению, при этом касательные напряжения всегда возрастают с увеличением деформации сдвига. Если этот образец подвергнуть сдвигу в дренированных условиях, дилатансия будет вызвана поворотом частиц. Плотный песок в таком состоянии называется *упрочняющимся* и относится к *дилатирующему*

НЕ ПРЕДНАЗНАЧЕНО ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

или нетекучему типу. При низкой плотности образец разупрочняется, касательное напряжение снижается при неограниченно большой деформации.

В случае сдвига в дренированных условиях образец подвергнется контракции – уменьшению объема, что свидетельствует о преимущественной работе механизма скольжения частиц. Рыхлый песок в таком состоянии называется *разупрочняющимся* и относится к *контрактирующему или текучему типу*. Образец песка средней плотности при средних деформациях сдвига будет сначала разупрочняться, а при увеличении деформации – упрочняться. При дренированном сдвиге объем образца сначала будет уменьшаться, а с увеличением сдвиговых деформаций – увеличиваться вследствие дилатансии. Это поведение отражает механизм скольжения при умеренных деформациях сдвига, после которого при больших деформациях активируется механизм поворота.

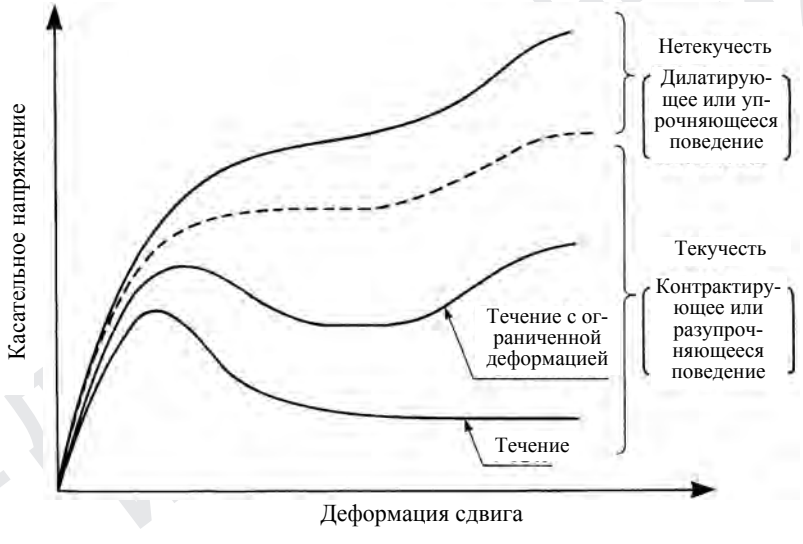


Рис. 11.1. Классификация недренированного поведения песчаных грунтов в зависимости от контракции и дилатансии

Описанное выше поведение песка относится к *текучему типу с ограниченной деформацией*. В дальнейшем текучий и текучий тип с ограниченной деформацией будут объединены в группу *текучего типа*.

Недренированное поведение песка после сейсмического воздействия предположительно не зависит от предыдущих циклических нагрузок. Это доказано двумя сериями опытов на недренированное трехос-

ное сжатие рыхлых образцов песка «Toyoura» (рис. 11.2, 11.3) (Ishihara et al. 1991).

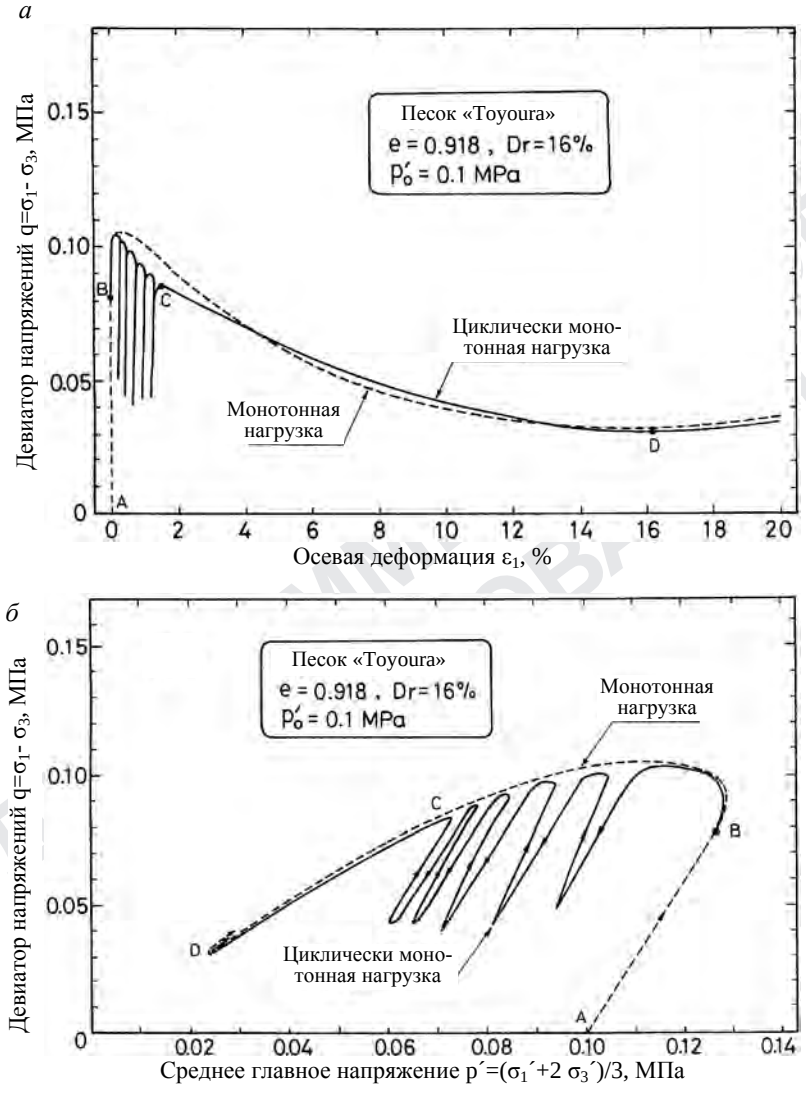


Рис. 11.2. Недренированное поведение песка «Toyoura» при монотонных и циклически-монотонных нагрузках

В обеих сериях к первому образцу сначала прикладывали начальное касательное напряжение в дренированных условиях, а затем – циклическую нагрузку в недренированных условиях и монотонную –

до достижения осевой деформации 20%. Ко второму образцу прикладывали такие же начальные касательные напряжения, а затем подвергали недренированному монотонному сдвиговому деформированию. Результаты одного из этих опытов приведены рис. 11.2.

Образцы с относительной плотностью 16% консолидировали при большом обжимающем напряжении (σ_0 = 0,1 МПа). В интервале от средних до значительных деформаций кривая «напряжение–деформация» и траектория монотонного нагружения почти совпадают с полученными для циклически-монотонной нагрузки. Результаты серии опытов с образцами, консолидированными при меньшем обжимающем напряжении (σ'_0 = 0,02 МПа) совпадают с предыдущими (рис. 11.3). Таким образом, логично предположить, что изучение характеристик деформации в условиях монотонного нагружения поможет понять поведение грунта после сейсмической нагрузки. На этом предположении основано последующее описание поведения грунта в опытах на монотонное нагружение (Ishihara, 1993).

11.2. Характеристики сжимаемости песка и методы подготовки образцов

На поведение песка сильно влияет его текстура. Для исследования этого влияния образцы готовили в приборе трехосного сжатия методами влажной, сухой подготовки и водной седиментации.

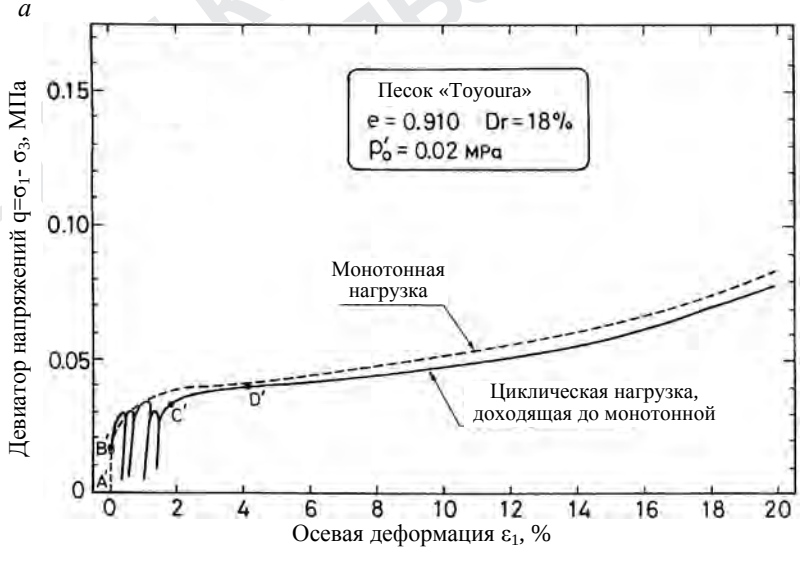


Рис. 11.3. Недренированное поведение песка «Toyoura» при монотонных и циклически-монотонных нагрузках (начало)

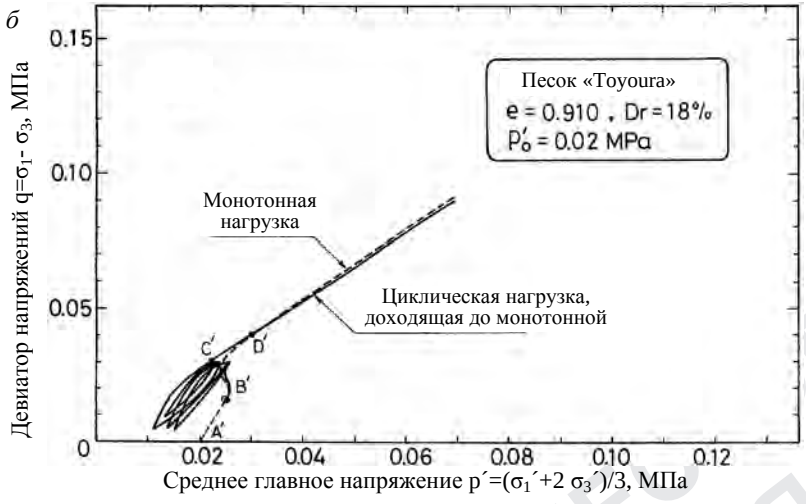


Рис. 11.3. Недренированное поведение песка «Toyoura» при монотонных и циклически-монотонных нагрузках (окончание)

Более подробно эти методы описаны в приложении А. В опытах использован стандартный японский песок «Toyoura», состоящий из угловато-круглых частиц со средним диаметром D_{50} = 0,17 мм и коэффициентом однородности U_c = 1,7 (рис. 11.4).

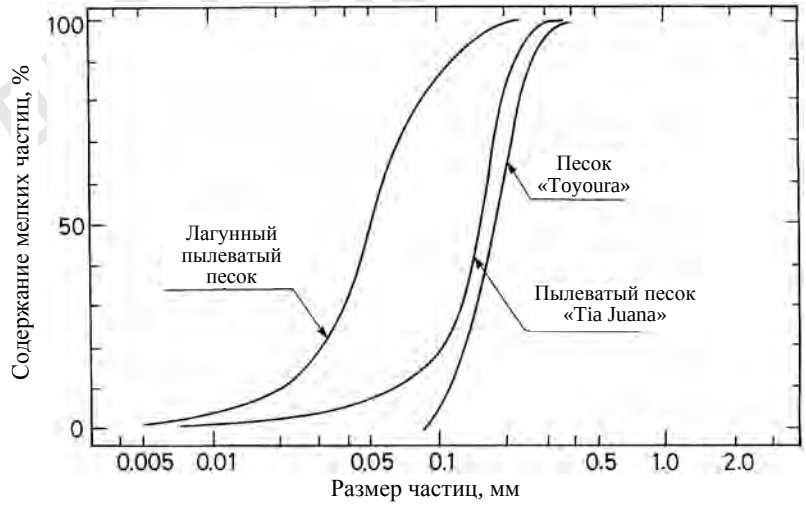


Рис. 11.4. Кривые гранулометрического состава испытанных песков

Воздействие текстуры, вероятно, в наибольшей степени проявляется в величине коэффициента пористости образцов, подготовленных различными методами. Поэтому прежде всего определим максимальный коэффициент пористости образцов, сформированных тремя методами. На начальной стадии максимальный коэффициент пористости образцов песка «Toyoura», полученных методом влажной подготовки, составил 1,03 (рис. 11.5). Зависимость между коэффициентом пористости и эффективным обжимающим напряжением в процессе изотропной консолидации также приведена на рис. 11.5. Максимальный коэффициент пористости, полученный этим методом, в начале консолидации превышает максимальную величину коэффициента пористости этого песка e_{max} = 0,977, определенную по методике Японского общества МГФ (JSSMFE). Из кривых консолидации максимально рыхлых образцов, полученных методами сухой подготовки и водной седиментации (см. рис. 11.5), видно, что их коэффициенты пористости значительно меньше, чем у образцов, полученных методом влажной подготовки.

Опыты на изотропную консолидацию образца, сформированного методом влажной подготовки, но максимально уплотненного трамбовкой (см. рис. 11.5), показали, что коэффициент пористости в начале консолидации незначительно превышает минимальное значение коэффициента пористости e_{min} = 0,597, определенное методом JSSMFE. Изменение коэффициента e в процессе изотропной консолидации, как правило, незначительно в широком диапазоне изменения среднего главного напряжения. Аналогичные кривые консолидации получены для образцов с максимальной плотностью, сформированных методами сухой подготовки и водной седиментации.

Таким образом, кривая изотропной консолидации для максимально плотного состояния песка определяется практически единственным способом. При этом неважно, какой метод применяется для подготовки образцов. Образцы с любыми промежуточными значениями коэффициента пористости могут быть подготовлены любым методом путем трамбовки. Следовательно, независимо от метода подготовки образцов с помощью трамбовки можно создать любое первоначальное состояние образца с заданным коэффициентом пористости и обжимающим напряжением. Самый широкий диапазон коэффициента пористости достигается при влажной подготовке, наименьший – при водной седиментации (рис. 11.6).

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

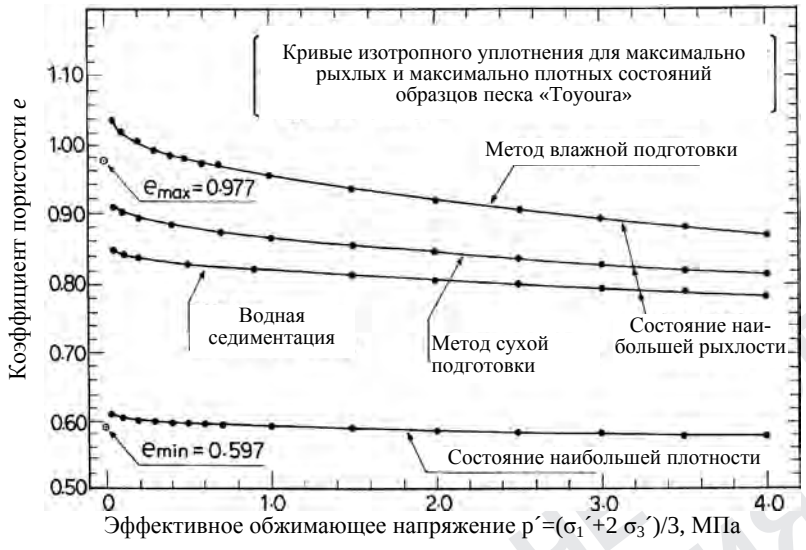


Рис. 11.5. Кривые изотропного уплотнения образцов песка «Toyoura», подготовленных тремя методами

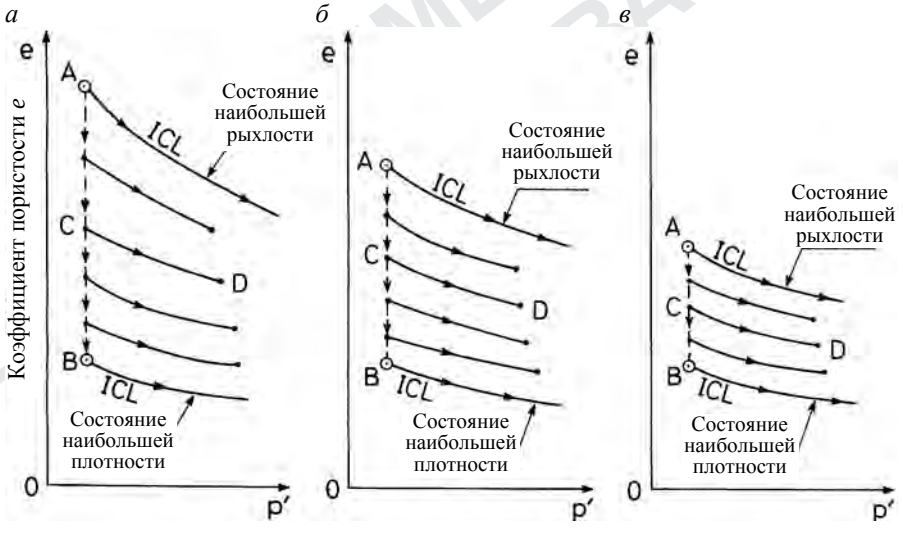


Рис. 11.6. Кривые уплотнения образцов, сформированных методами: *а* – влажной подготовки; *б* – сухой подготовки; *в* – водной седиментации

11. 3. Устойчивое состояние песка

Ранее было показано, что коэффициент пористости образцов, полученных методом влажной подготовки, изменяется в наибольшем

диапазоне. Поэтому при последующем нагружении в таких образцах могут наблюдаться контракция и дилатансия, или упрочнение и разупрочнение. Для дальнейшего изучения деформационного поведения песка все опытные образцы были подготовлены этим методом. Все опыты на недренированное трехосное сжатие, описанные в этом разделе, были проведены на образцах песка «Toyoura», сформированных методом влажной подготовки, при относительной плотности 7…65%.

Согласно результатам испытаний на недренированное трехосное сжатие рыхлых образцов песка «Toyoura» с относительной плотностью 16% (рис. 11.7), пик кривых «напряжение–деформация» появляется при высоких начальных обжимающих напряжениях и уменьшается при их снижении. И хотя напряженно-деформированное состояние на ранней стадии нагружения меняется по-разному, на последующем этапе, когда осевая деформация достигает 25%, образцы ведут себя примерно одинаково. В этом деформированном состоянии величина девиатора напряжений остается примерно постоянной – 80 кПа при эффективном обжимающем напряжении 60 кПа. Состояние непрерывно деформирующегося песка, сохраняющего постоянный объем при постоянных касательном и обжимающем напряжениях названо устойчивым состоянием (Castro, 1975, Castro and Poulus, 1977), а мобилизованные касательные напряжения песка в таком состоянии – прочностью в устойчивом состоянии, или остаточной прочностью. В этих испытаниях после прохождения минимума касательных напряжений траектория напряжений идет вверх и вправо. Это состояние соответствует так называемому фазовому переходу (Ishihara et al. 1975), так как оно характеризует переход от контракции к дилатансии песка. В значительно более рыхлом образце (D_r < 16%) дилатансия отсутствует, и состояние фазового перехода совпадает с устойчивым состоянием.

В испытаниях более плотных образцов, сформированных методом влажной подготовки при относительной плотности 38% (рис. 11.8) наблюдается такая же тенденция в поведении песка. Это подтверждает влияние начальных обжимающих напряжений на напряженно-деформированное состояние и развитие порового давления. По результатам испытаний плотных образцов (D_r = 64%), устойчивое состояние достигается при эффективном обжимающем напряжении p' = =2,8 МПа и значении девиатора напряжений q = 3,6 МПа (рис. 11.9).

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

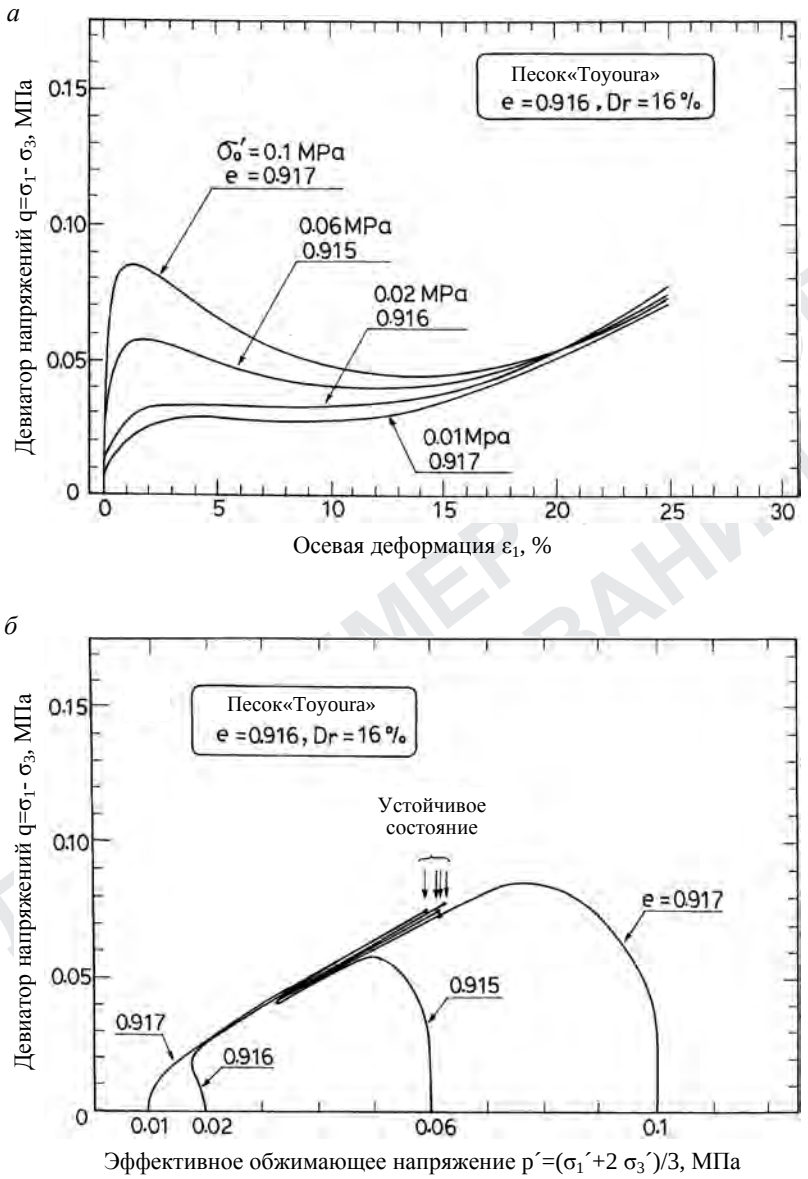


Рис. 11.7. Недренированное поведение
рыхлых образцов песка «Toyoura»

НЕ ДЛЯ РАСПРОСТРАНЕНИЯ

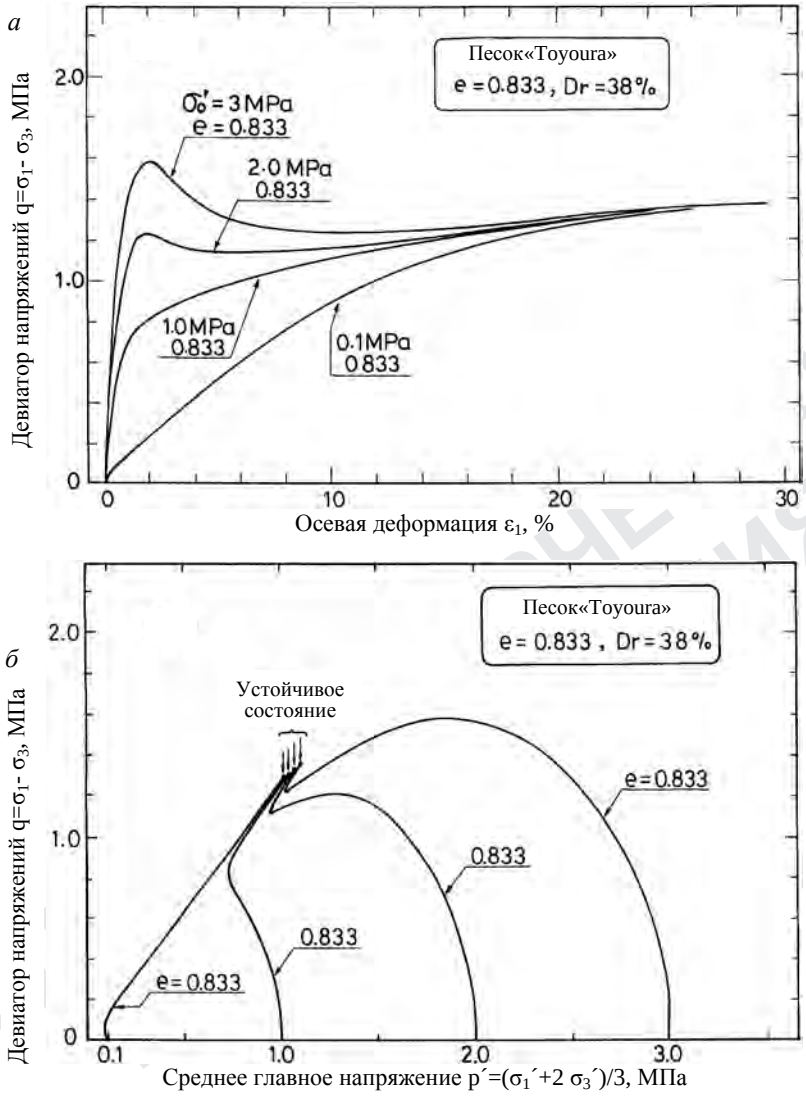


Рис. 11.8. Недренированное поведение образца песка «Toyoura» средней рыхлости

Как показано в работе Castro and Poulus, 1977 и подтверждено результатами описанных здесь испытаний, напряженное состояние песка при устойчивой деформации можно однозначно определить с помощью коэффициента пористости. Для песка, подвергшегося сдвигу в недренированных условиях, давление поровой воды возрастает или уменьшается в зависимости от начального обжимающего напряжения.

При данном коэффициенте пористости эффективное обжимающее напряжение принимает единственное значение. Можно построить график зависимости обжимающего напряжения в устойчивом состоянии от коэффициента пористости для приведенных выше данных и начертить линию устойчивого состояния. Если построить график зависимости девиатора напряжений q от эффективного обжимающего напряжения p' для устойчивого состояния, то угол трения между частицами $ø_{ss}$ определится из уравнения

$$M_s = \left(\frac{q}{p'}\right)_{ss} = \frac{6\sin\phi_{ss}}{3-\sin\phi_{ss}}, \qquad (11.1)$$

где M_s – соотношение величин q и p' в устойчивом состоянии.

Для песка «Toyoura» угол трения между частицами составляет $ø_{ss} = 31°$, что соответствует $M_s = 1{,}24$.

11.4. Квазиустойчивое состояние

Как было показано, при большой плотности или низком начальном обжимающем напряжении, песок дилатирует или упрочняется, при этом касательное напряжение повышается с ростом деформации сдвига до достижения устойчивого состояния. В этом предельном состоянии касательное напряжение становится максимальным, и его можно рассматривать как прочность песка.

Однако, если значительному обжимающему напряжению подвергается рыхлый песок, то он деформируется, сначала контрактируя, затем дилатируя до устойчивого состояния. На рис. 11.10 показан подобный случай для образца песка «Toyoura», сформированного методом влажной подготовки. Как видно из рисунка, при начальном обжимающем напряжении $\sigma_0 = 0{,}5$ МПа происходит временное уменьшение касательного напряжения при значительной деформации, после чего поведение песка меняется с контрактирующего на дилатантное. Подобное уменьшение касательного напряжения наблюдалось многими исследователями (Castro, 1975; Hanzawa, 1980; Mohamad and Dobry, 1986; Been et al. 1991; Konrad, 1990 *a, b*; Vaid et al., 1990; Georgiannou et al., 1991) и названо *текучестью с ограниченной деформацией*. Важно, что касательное напряжение, мобилизованное при умеренной деформации, меньше напряжения, мобилизованного в предельном устойчивом состоянии при значительно больших деформациях.

Часто оценка остаточной прочности важна при решении практических задач. Поэтому при наличии двух различных значений прочности песка при больших деформациях встает серьезный вопрос, какую из

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

этих прочностей считать остаточной. Ответ на него зависит от конкретных обстоятельств, возникающих на практике. Тем не менее, большинство исследователей одобрили определение устойчивого состояния на промежуточной стадии с минимальной прочностью. Следовательно, необходимо пересмотреть количественные характеристики состояния минимальной прочности. Отметим, что минимальная прочность действительно фиксируется в точке фазового перехода, хотя она определяется как переходное состояние от контракции к дилатансии песка в более широком смысле (Ishihara et al. 1975), независимо от того, имеет ли место временное уменьшение касательных напряжений.

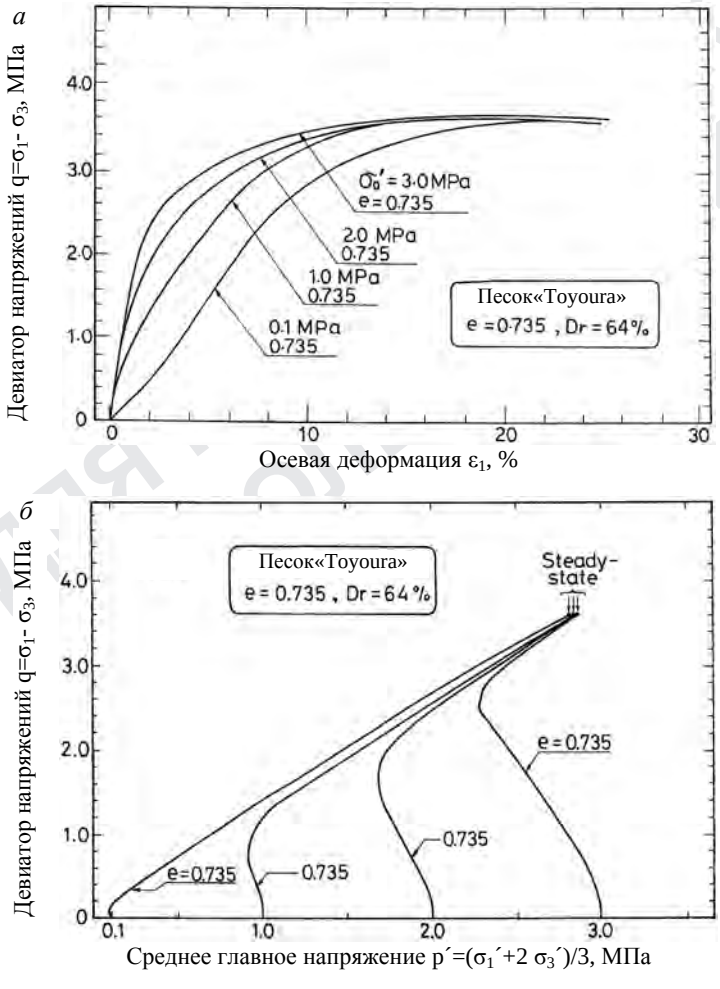
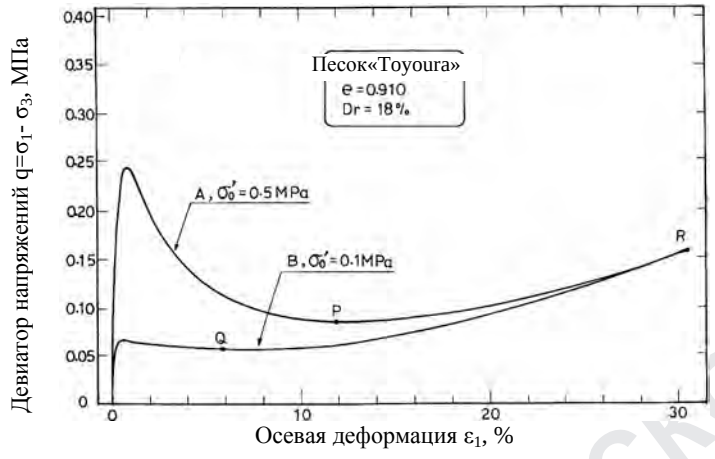


Рис. 11.9. Недренированное поведение плотного образца песка «Toyoura»

а



б

в

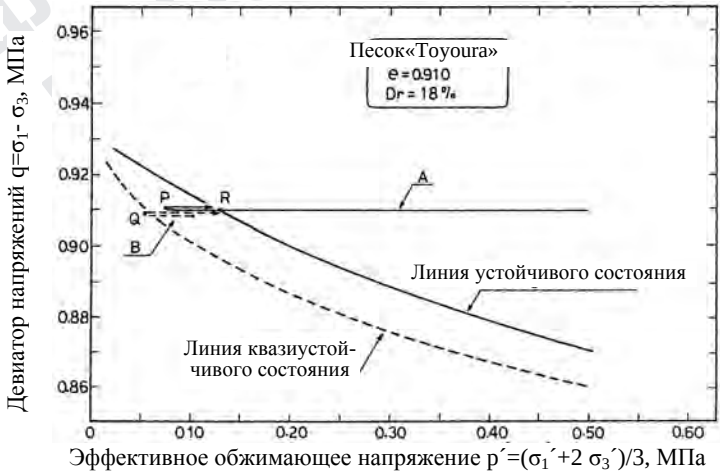


Рис. 11.10. Определение квазиустойчивого состояния (QSS)

Большое значение имеет случай фазового перехода, при котором касательное напряжение временно уменьшается в ограниченном диапазоне сдвиговых деформаций (см. рис. 11.10). Такое состояние называется *квазиустойчивым* (Alarcon-Gusman et al., 1998; Been et al., 1991; Vaid et al., 1990), в противоположность обычному определению устойчивого состояния, которое достигается при больших деформациях.

В дальнейшем термин «квазиустойчивое состояние» (QSS) будем использовать для определения минимального касательного напряжения. Многочисленные лабораторные испытания подтвердили, что временное уменьшение касательного напряжения зависит от коэффициента пористости и обжимающего напряжения при консолидации и может возникнуть только в рыхлых образцах, подвергшихся сдвигу при высоких начальных обжимающих напряжениях.

Выделим два состояния начального уплотнения: в которых возникает и не возникает временное уменьшение касательного напряжения при его последующем приложении. На диаграмме *e–p'* (рис. 11.11) показаны результаты испытаний с различным поведением образцов песка «Toyoura», сформированных методом влажной подготовки. Начертим линию, разделяющую начальные условия возникновения и отсутствия минимальной прочности в последующей стадии недренированного нагружения (см. рис. 11.11), и назовем ее *начальной демаркационной линией* (IDL). Напомним, что это не кривая, спроецированная на плоскость *e-p'*, а линия, лежащая в этой плоскости (как и линяя изотропного уплотнения – ICL).

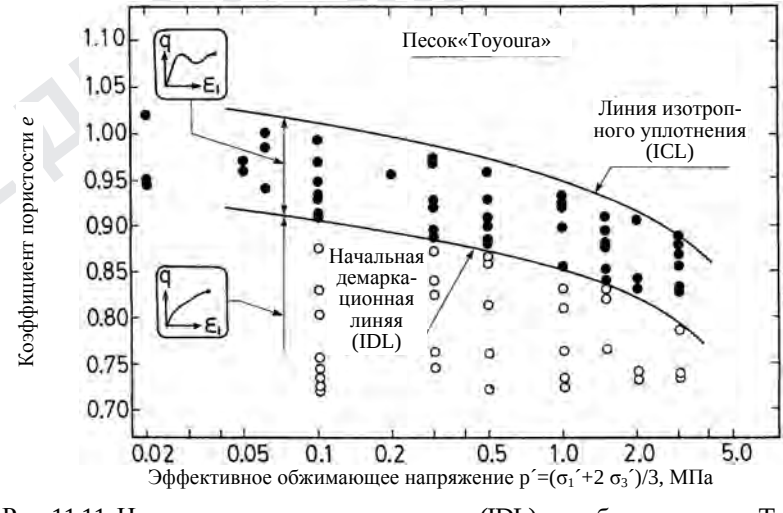


Рис. 11.11. Начальная демаркационная линия (IDL) для образцов песка «Toyoura», сформированных методом влажной подготовки: черные кружки обозначают возникновение квазиустойчивого состояния при минимальной прочности, а незакрашенные – условия, при которых уменьшения касательного напряжения не происходит

Когда образец, находящийся в начальном напряженном состоянии (выше IDL на диаграмме *e–p'*), подвергается сдвигу, то в определенном диапазоне сдвиговых деформаций наблюдается временное уменьшение касательных напряжений и увеличение прочности при последующем деформировании. Если рассматривать это минимальное касательное напряжение как остаточную прочность, используемую при анализе устойчивости, то необходимо установить правило для определения этого условия. Для этого найдем точку напряжения на диаграмме $p - q$, где появление квазиустойчивого состояния или минимальной прочности отмечено точками *P* и *Q* (см. рис. 11.10, *а*, *б*). Эти точки соответствуют эффективному обжимающему напряжению на этой стадии (рис. 11.10, *в*). Таким способом по результатам испытаний песка с различными значениями коэффициента пористости был получен ряд точек квазиустойчивого состояния (рис. 11.12). Некоторый разброс данных объясняется природой квазиустойчивого состояния как особого случая состояния фазового перехода. Напомним, что состояние фазового перехода зависит от величины начального обжимающего напряжения, поэтому точно определить квазиустойчивое состояние невозможно.

Отметим, что начальные обжимающие напряжения меньше влияют на состояние фазового перехода образцов, подверженных сдвигу в начальном состоянии выше IDL, чем образцов, начальное состояние которых находится ниже IDL. Следовательно, на графике *e–p'* можно начертить линию QSSL, обозначающую квазиустойчивое состояние (см. рис.11.12), и использовать ее в качестве линии отсчета, чтобы упростить оценку минимальной остаточной прочности.

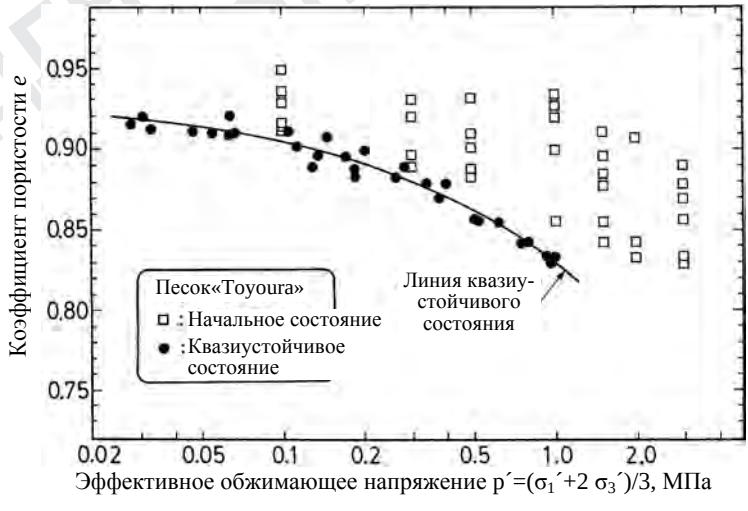


Рис. 11.12. Линия квазиустойчивого состояния QSSL образцов песка «Toyoura», сформированных методом влажной подготовки

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Устойчивое состояние при значительных деформациях определяется тем же способом, с помощью точки, аналогичной точке *R* на траектории напряжений (см. рис. 11.10, *б*). Линия устойчивого состояния, полученная по тем же данным, показана на рис. 11.13, где также приведены результаты испытаний, расположенные ниже начальной демаркационной линии. Заметим, что разброс опытных точек для определения линии устойчивого состояния (SSL) меньше, чем в предыдущем случае. Показано, что устойчивое состояние при недренированном нагружении совпадает с полученным при приложении касательных напряжений в дренированных условиях (Verdugo, 1992).

На рис. 11.14 представлены линии квазиустойчивого (QSSL) и устойчивого (SSL) состояний, начального уплотнения (ICL) и начальная демаркационная линия (IDL). Заметим, что линии QSSL и SSL спроецированы на плоскость *e–p'*, а линии IDL и ICL лежат на этой плоскости. *Линия* QSSL всегда расположена ниже SSL, но по мере уменьшения начального обжимающего напряжения линии сближаются. Подчеркнем, что линия квазиустойчивого состояния QSSL имеет значение только в случае приложения касательных напряжений при начальном коэффициенте пористости выше линии IDL на графике *e–p'*. Когда нагружение начинается в начальном состоянии ниже IDL, оценка остаточной прочности должна основываться на линии устойчивого состояния SSL. По существу, основные концепции квазиустойчивого состояния песка и критического состояния глинистого грунта идентичны (Schofield, Wroth, 1968; Poorooshasb, 1989).

11.5. Квазиустойчивое состояние пылеватых песков

Выше было подробно рассмотрено поведение чистых песков на примере песка «Toyoura». На практике пески чаще всего содержат некоторое количество мелких глинистых или пылеватых частиц, пластичность которых изменяется от нулевой до низкой. Песок, содержащий мелкие частицы, обычно имеет высокий коэффициент пористости и склонен к контракции независимо от условий его образования. Следовательно, в лабораторных условиях можно подготовить образцы, склонные к контракции, любыми описанными методами. Как показывают многочисленные примеры, возможность возникновения течения и разрушения пылеватых песков или илов при землетрясениях выше, чем у чистых песков. Для исследования влияния на поведение песка мелких частиц была проведена серия недренированных трехосных испытаний образцов пылеватых песков, сформированных методами влажной и сухой подготовки. Метод влажной подготовки для пылеватых грунтов не всегда применялся из-за сложности формиро-

НЕ ПРЕДНАЗНАЧЕНО ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

вания образцов, пригодных к испытаниям.

Испытываемый пылеватый песок был отобран из аллювиального отложения в Тиа Хуана (Венесуэла). Кривая гранулометрического состава этого грунта показана на рис. 11.4. Удельный вес грунта – 2,68 г/см^3, грунт непластичный; максимальный и минимальный коэффициенты пористости, вычисленные методом JSSMFE, составили соответственно 1,099 и 0,620.

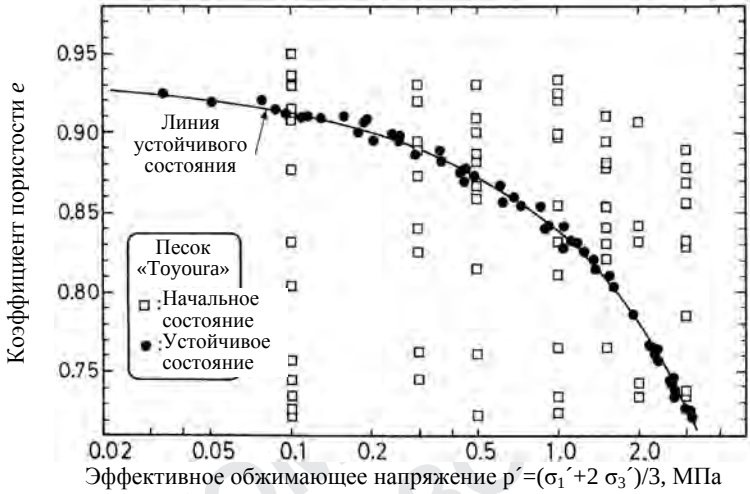


Рис. 11.13. Линия устойчивого состояния (SSL) песка «Toyoura»

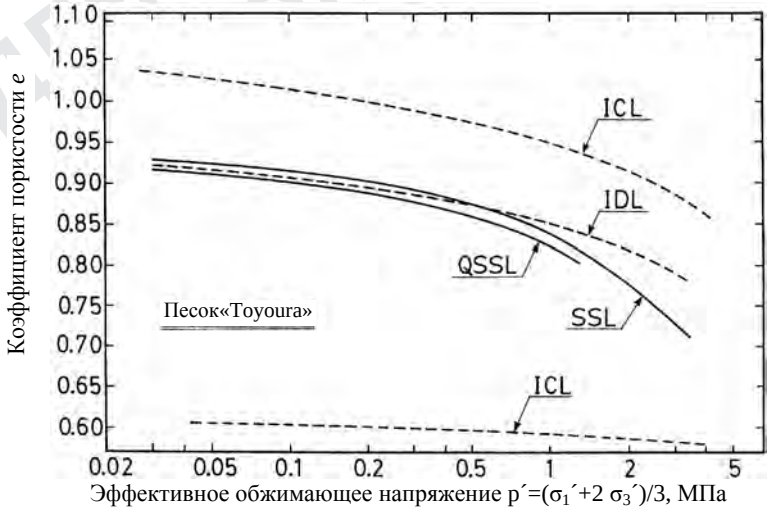


Рис. 11.14. Характеристические кривые песка «Toyoura»

В первой серии испытаний образцы, сформированные методом сухой подготовки с максимальным коэффициентом пористости, уплотняли различными эффективными обжимающими напряжениями. Кривая уплотнения показана на рис. 11.15 пунктиром и обозначена ICL (D.D.). Касательные напряжения прикладывали в недренированных условиях к образцам, состояние которых обозначено на линии ICL незакрашенными квадратами. Напряженно-деформированное состояние и траектории нагружения этой серии испытаний представлены на рис. 11.16, из которого видно, что предельное устойчивое состояние достигается при увеличении сдвиговых деформаций до 30%. На рис. 11.15 отдельные состояния образцов на линиях QSSL и SSL обозначены соответственно сплошными и наполовину закрашенными квадратами.

Во второй серии опытов таким же образом испытывали образцы, сформированные методом водной седиментации (W.S.) с максимальным коэффициентом пористости. Кривая изотропного уплотнения этих образцов показана на рис.11.15 незакрашенными треугольниками и обозначена ICL (W.S.). Кривые «напряжение–деформация» и траектории нагружения для этой серии испытаний показаны на рис. 11.17. Из рисунка видно, что квазиустойчивое состояние возникает при небольших касательных напряжениях, в диапазоне деформаций 1…7%. Предельное устойчивое состояние достигается при больших касательных напряжениях и сдвиговой деформации, превышающей 25%. На графике *e–p′* (см. рис. 11.15) квазиустойчивое и устойчивое состояния отдельных образцов показаны соответственно полностью и частично закрашенными треугольниками.

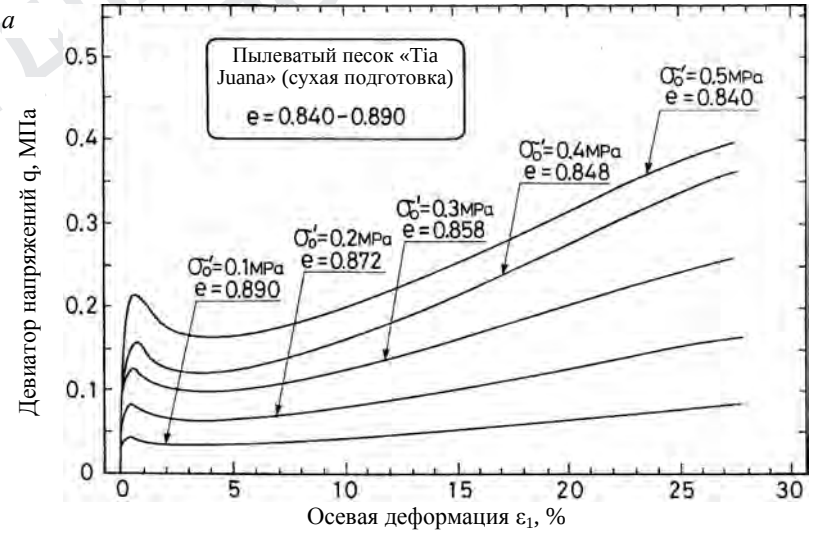
Рис. 11.15. Линии устойчивого (SSL) и квазиустойчивого (QSSL) состояний образцов пылеватого песка «Tia Juana»

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО РАСПРОСТРАНЕНИЯ

Образцы пылеватого аллювиального песка из Lagunillas (Венесуэла), сформированные методом сухой подготовки и водной седиментации, были испытаны таким же способом. Кривая гранулометрического состава песка представлена на рис. 11.4. Удельный вес песка – 2,68 г/см^3, число пластичности – 4,0 %, максимальный и минимальный коэффициенты пористости, определенные методом JSSMFE, – 1,389 и 0,766.

На рис. 11.18 пунктиром обозначены графики консолидации образцов с максимальным коэффициентом пористости. Здесь не представлены кривые «напряжение–деформация» и траектории нагружения для песка «Lagunillas». Для изображения квазиустойчивого (QSS) и устойчивого состояний использованы те же обозначения, что для пылеватого песка «Tia Juana». Поведение образцов в квазиустойчивом и устойчивом состояниях показывает, что для пылеватого песка «Lagunillas» (в отличие от грунта «Tia Juana») линии QSSL и SSL приблизительно совпадают.

Данные рис. 11.15 и 11.18 свидетельствуют о некоторых особенностях, связанных с влиянием текстуры грунта, обусловленной различными методами подготовки образцов. Во-первых, очевидно, что два метода формирования образцов, применяющихся в рассмотренных испытаниях, дают совершенно разные линии изотропного уплотнения. Коэффициенты пористости текстуры, сформированной методом сухой подготовки, гораздо выше, чем при использовании метода водной седиментации, при той же величине уплотняющего давления. Линии квазиустойчивого состояния QSSL образцов, подготовленных различными методами, также существенно различаются.



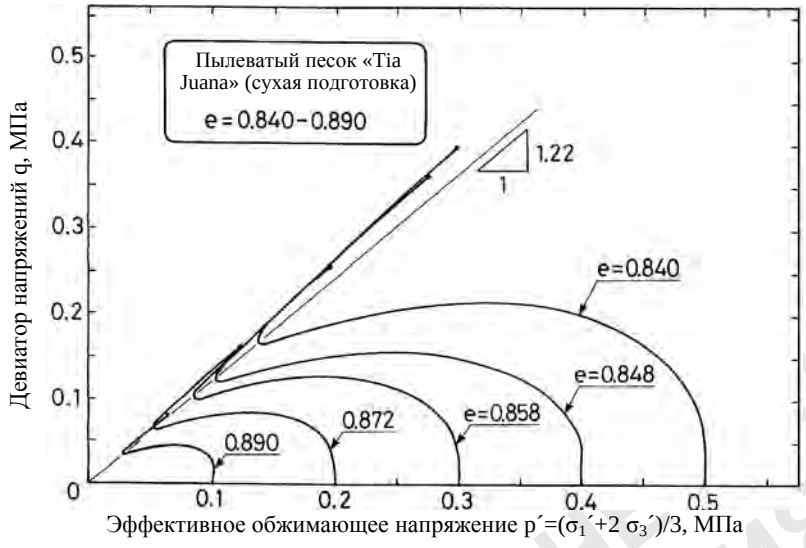


Рис. 11.16. Недренированное поведение образцов пылеватого песка «Tia Juana», сформированных методом сухой подготовки

Отметим, что обе группы образцов дают единую линию устойчивого состояния (SSL). Отсюда можно сделать вывод, что квазиустойчивое состояние больше зависит от текстуры грунта, обусловленной методом укладки песков. Последние представлены разными ICL, характеризующими метод подготовки образцов, тогда как предельное устойчивое состояние конкретного песка достигается единственным образом независимо от метода его укладки. Неединственность квазиустойчивого состояния можно понять, вспомнив о состоянии песка, подвергающегося умеренным деформациям, без изменения текстуры, сформированной в процессе укладки.

Когда песок сильно деформирован, первоначальная текстура грунта отсутствует, и предельное устойчивое состояние не зависит от метода подготовки образцов. Сошлемся на рис. 11.15 и 11.18, где изображены линии ICL образцов влажной подготовки. Заметим, что с помощью этого метода формируется текстура пылеватого песка с высокой пористостью. Таким образом, метод влажной подготовки позволяет создавать текстуру с максимально возможной пористостью, тогда как текстуры со средней и низкой пористостью характерны для образцов, полученных методами сухой подготовки и водной седиментации, соответственно.

Интересно, что коэффициент пористости начальной текстуры, сформированной методом сухой подготовки, выше, чем у грунта,

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

сформированного методом водной седиментации. Как показывают траектории напряжений на рис. 11.16 и 11.17, образцы сухой подготовки достигают устойчивого состояния при таком высоком давлении поровой воды, при котором конечное обжимающее напряжение в предельном устойчивом состоянии становится меньше начального обжимающего напряжения.

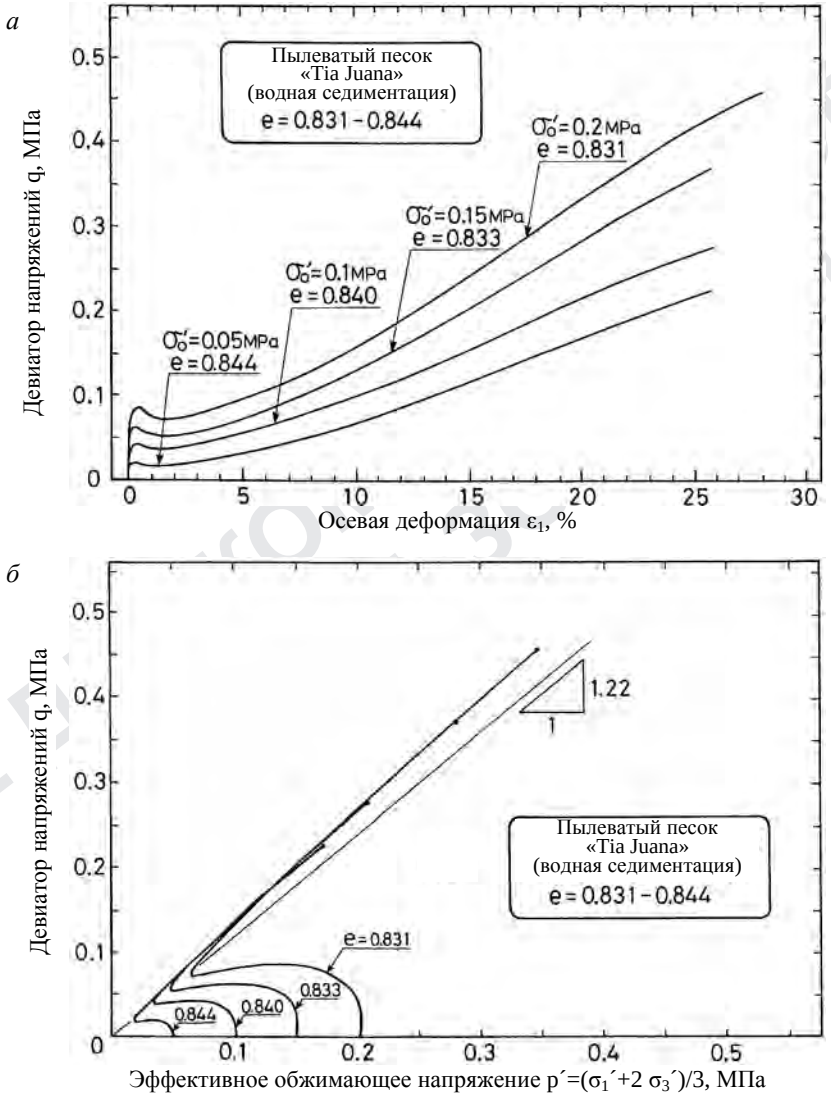


Рис. 11.17. Недренированное поведение образцов пылеватого песка «Tia Juana», подготовленных методом водной седиментации

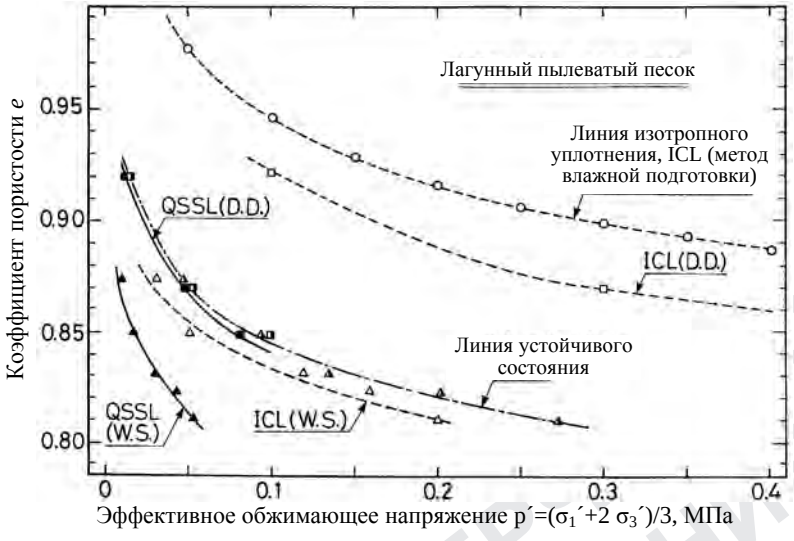


Рис. 11.18. Линии устойчивого (SSL) и квазиустойчивого (QSSL) состояния образцов пылеватого песка «Lagunillas»

Что касается образцов, подготовленных методом водной седиментации, то здесь квазиустойчивое состояние возникает при умеренном давлении поровой воды. Следовательно, предельное устойчивое состояние достигается при эффективном обжимающем напряжении, превышающем его начальное значение во время уплотнения. Эта тенденция выражена более ярко для пылеватого песка «Lagunillas», чем для песка «Tia Juana». Отметим, что квазиустойчивое и устойчивое состояния образцов песка «Lagunillas», подготовленных сухим методом, совпадают.

В заключение обратим внимание на то, что для двух видов образцов, сформированных методом сухой подготовки и водной седиментации, угол фазового перехода $ø_s$ в квазиустойчивом состоянии одинаков (см. рис. 11.16, *б* и 11.17, *б*). Это правомерно и для других испытанных чистых и пылеватых песков. Следовательно, угол фазового перехода не зависит от текстуры, полученной при различных способах укладки образцов.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

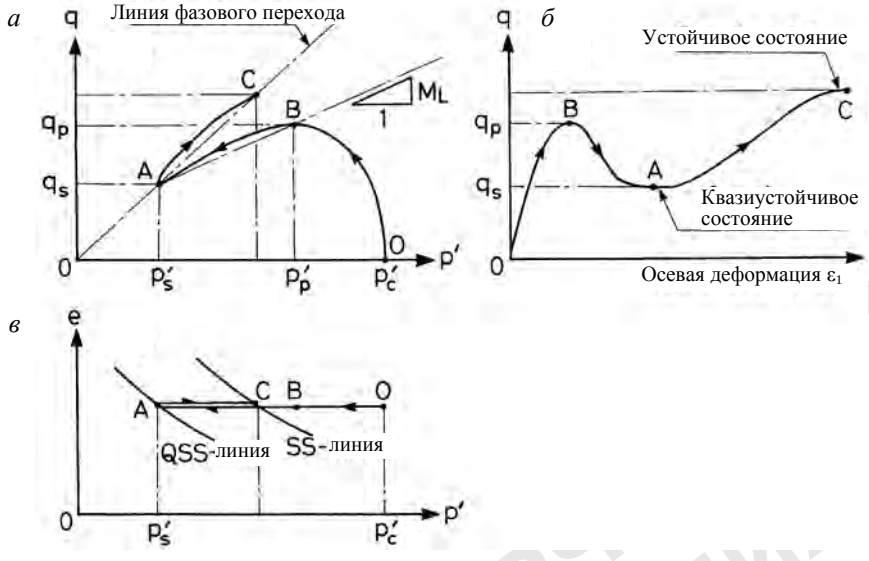


Рис. 11.19. Характеристики недренированного поведения рыхлого песка

11.6. Остаточная прочность песка, содержащего тонкие частицы

Результаты испытаний (см. рис. 11.16, 11.17) свидетельствуют, что в диапазоне деформации сдвига 3…10%, где довольно большая деформация может увеличиваться с сохранением величины девиатора напряжений на самом низком уровне, наблюдается квазиустойчивое состояние пылеватого песка. Если грунты в полевых условиях окажутся в таком состоянии при сейсмическом нагружении, то произойдет чрезмерное «расползание», вызывающее значительные разрушения насыпей или сооружений, возведенных на таких отложениях. Поэтому определение прочности грунтов, мобилизованной в квазиустойчивом состоянии, очень важно для инженерной практики. На рис. 11.19 недренированная прочность рыхлого песка в квазиустойчивом состоянии определяется как девиатор напряжений в точке *A* на линии QSS. Упростить оценку этой прочности, называемой остаточной, для песка, содержащего тонкие частицы, позволяет следующее объяснение.

Остаточную прочность S_{us} принято определять (Castro, 1987; Marcuson et al. 1990; De Alba et al. 1998) так:

$$S_{us} = \frac{q_s}{2}\cos\phi_s = \frac{M}{2}\cos\phi_s \cdot p'_s,$$
$$M = \frac{6\sin\phi_s}{3-\sin\phi_s}, \qquad (11.2)$$

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

где $ø_s$ – угол фазового перехода в квазиустойчивом состоянии, переменные q_s и p'_s – соответственно, девиатор напряжений $\sigma'_1 - \sigma'_3$ и среднее главное эффективное напряжение $(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$ линии QSS (рис. 11.19).

Нормализуя остаточную прочность по отношению к начальному изотропному обжимающему напряжению σ'_0, получим

$$\frac{S_{us}}{\sigma'_0} = \frac{M}{2}\cos\phi_s \cdot \frac{p'_s}{p'_c}, \qquad (11.3)$$

где p'_c используем вместо σ'_0 при определении точки на траектории напряжений.

Полученное соотношение называется *нормализованной остаточной прочностью*. На данной стадии удобно ввести параметр r_c:

$$r_c = \frac{p'_s}{p'_c}. \qquad (11.4)$$

Назовем это отношение между эффективным обжимающим напряжением в начальном и квазиустойчивом состояниях *коэффициентом начального состояния*. Затем перепишем уравнение (11.3):

$$\frac{S_{us}}{\sigma'_0} = \frac{M}{2}\cos\phi_s \cdot \frac{1}{r_c}. \qquad (11.5)$$

Если по данным испытаний (см. рис. 11.15, 11.18) построить графики зависимости коэффициента пористости от логарифма обжимающего напряжения, то условия начального изотропного уплотнения и квазиустойчивого состояния могут быть представлены двумя прямыми линиями. Линии изотропного уплотнения ICL и квазиустойчивого состояния QSSL, полученные для песков «Lagunilla» и «Tia Juana», изображены на рис. 11. 20 и 11.21. Напомним, что значение r_c должно оставаться постоянным в рассматриваемом интервале эффективного обжимающего напряжения. Из рис. 11.20 и 11.21 видно, что для песков «Tia Juana» и «Lagunilla» линии квазиустойчивого состояния QSSL и изотропного уплотнения ICL параллельны. Это верно для каждой группы опытных данных, полученных при подготовке образцов двумя методами. Следовательно, целесообразно применить к описанным выше данным понятие «коэффициент начального состояния». Значения r_c, рассчитанные по рис. 11.20 и 11. 21, представлены в табл. 11.1, здесь же приведена величина угла фазового перехода в квази-

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

устойчивом состоянии $ø_s$, определенная по траекториям нагружения. Величина S_{us} / σ_0', полученная по (11.5), содержится в табл. 11.1.

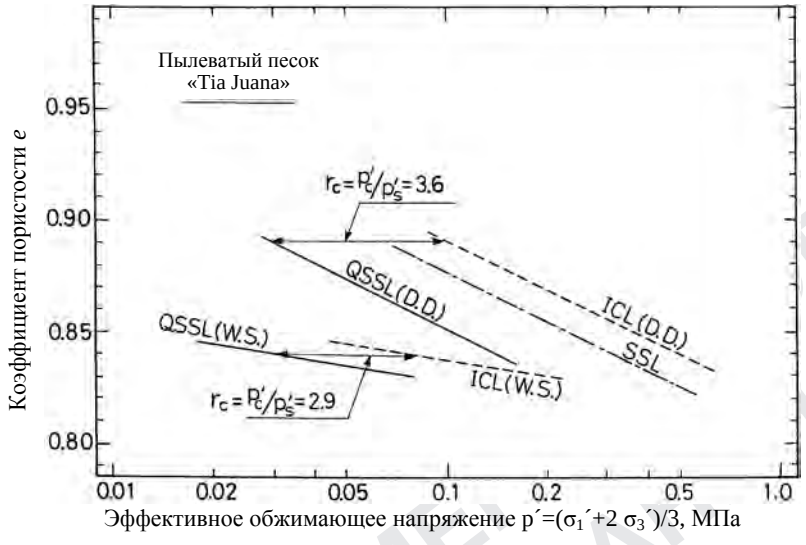


Рис. 11.20. Определение коэффициента начального состояния для пылеватого песка «Tia Juana»: QSSL– линия квазиустойчивого состояния; ICL– линия изотропной консолидации; W.S. – метод водной седиментации; D.D. – метод сухой подготовки

С другой стороны, минимальное значение касательного напряжения можно определить по кривым «напряжение–деформация» (см. рис. 11.16, 11.17). Это значение соответствует величине девиатора напряжений q_s в квазиустойчивом состоянии QSS и используется в уравнении (11.2) для вычисления остаточной прочности S_{us}. По полученным результатам построены графики зависимости остаточной прочности S_{us} от обжимающего напряжения при уплотнении (рис. 11.22). На рис. 11.23 представлены данные для пылеватого песка «Lagunillas». Из рисунков видно, что остаточная прочность в квазиустойчивом состоянии QSS возрастает пропорционально начальному обжимающему напряжению. Это позволяет представить соотношение между S_{us} и σ'_0 приблизительно прямой линией, как показано на рисунках. Наклон прямой дает нам значение нормализованной остаточной прочности. Очевидно, что полученное значение S_{us} / σ'_0 для пылеватых песков «Lagunillas» и «Tia Juana» совпадает со значением нормализованной остаточной прочности из табл. 11.1. Последнее значение получено через коэффициент начального состояния по уравнению (11.4).

Данные испытаний (см. рис. 11.22, 11.23) показывают, что норма-

НЕ ПРЕДНАЗНАЧЕНО ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

лизованная остаточная прочность рассматриваемых грунтов изменяется в зависимости от текстуры, сформированной различными условиями отложения.

Табл. 11.1

Параметры, характеризующие недренированные траектории нагружения песка, содержащего тонкие частицы

Тип грунта	Пылеватый песок «Tia Juana»		Пылеватый песок «Lagunillas»	
Метод подготовки образцов	Сухая подготовка	Водная седиментация	Сухая подготовка	Водная седиментация
Угол $ø_s$, град.	30,5	30,5	31	31
Коэффициент начального состояния $r_c=p'_c/p'_s$	3,6	2,9	6,2	4,0
$\frac{S_{us}}{\sigma'_0}=\frac{\cos\phi_s}{2}\frac{M}{r_c}$	0,146	0,181	0,086	0,134

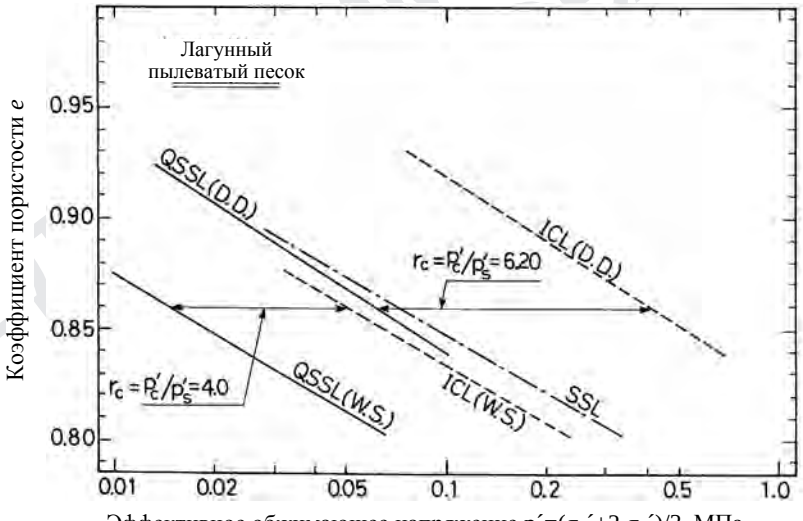


Рис. 11.21. Определение коэффициента начального состояния лагунного пылеватого песка: QSSL – линия квазиустойчивого состояния; ICL – линия изотропного уплотнения; SSL – линия устойчивого состояния; W.S. – метод водной седиментации; D.D. – метод сухой подготовки

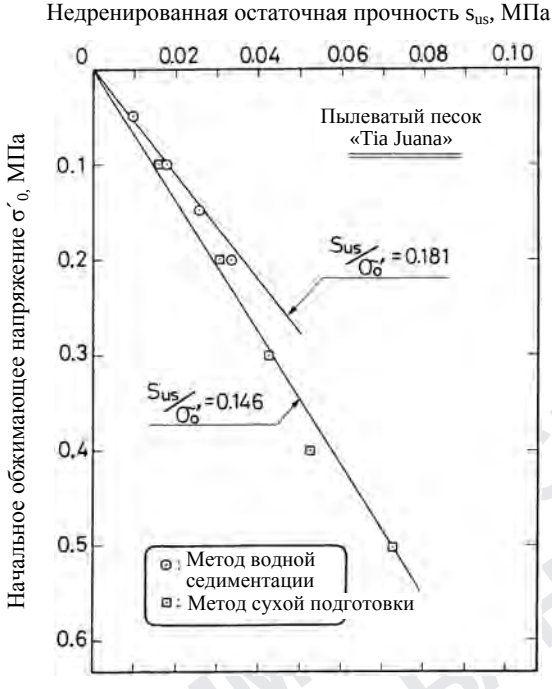


Рис. 11.22. Зависимость остаточной прочности от начального обжимающего напряжения для пылеватого песка «Tia Juana»

11.7. Оценка остаточной прочности

Общеизвестно, что прочность грунтов, разжиженных в процессе землетрясения, не всегда нулевая. Отличная от нуля прочность грунта мобилизуется при скольжении грунтовой массы вниз по откосу после землетрясения. Чтобы проверить устойчивость разжиженных грунтовых масс после землетрясения, необходимо знать их остаточную прочность. Как известно, устойчивое состояние чистых песков зависит от коэффициента пористости, для определение которого отбирают образцы грунта ненарушенной структуры (Poulus et al. 1985a). Отметим, что малейшее изменение коэффициента пористости сильно влияет на недренированную остаточную прочность. Поэтому оценка остаточной прочности с приемлемой достоверностью – очень сложная задача. С другой стороны, в работах Baziar, Dobry, 1991 отмечалось, что большинство грунтов на площадке из аллювиальных или намывных залежей, подвергавшихся разжижению в процессе землетрясений, состоят из песка, содержащего от 10 до 80% пылеватых частиц. Для такого типа грунта нет необходимости точно определять коэффициент пористости in situ.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

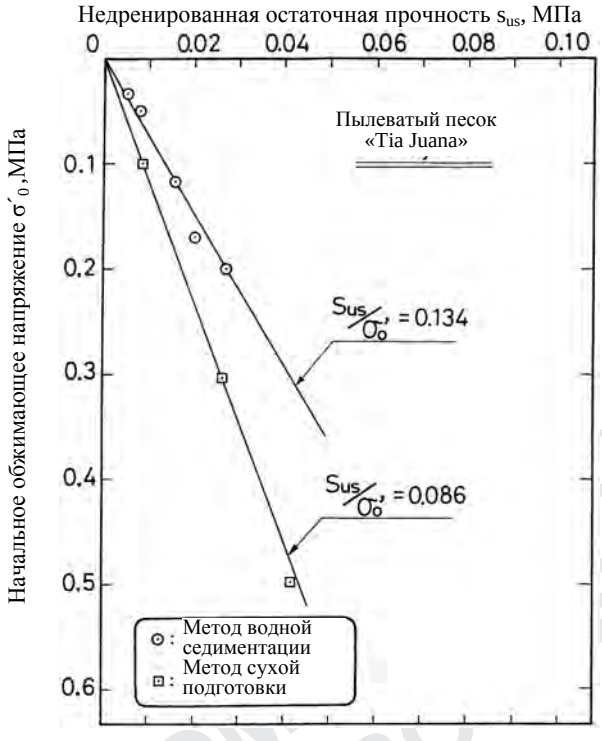


Рис. 11.23. Зависимость остаточной прочности от начального обжимающего напряжения для пылеватого песка «Lagunillas»

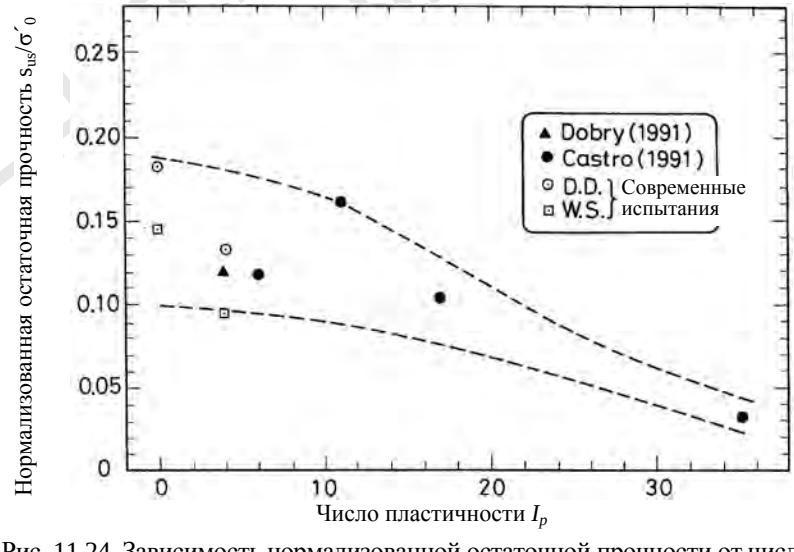


Рис. 11.24. Зависимость нормализованной остаточной прочности от числа пластичности: W.S. – метод водной седиментации; D.D. – метод сухой подготовки

Dobry (1991) разработал альтернативный способ подготовки образцов –метод послойной седиментации под водой, позволяющий получить образцы с такими же коэффициентами пористости, как в полевых условиях. В США при исследовании разрушений нижней дамбы в Сан Фернандо в результате землетрясения 1971 г. проводили серию недренированных трехосных испытаний образцов пылеватого песка, подготовленных этим методом. Результаты опытов показали, что между остаточной прочностью и эффективным обжимающим напряжением существует зависимость S_{us}=0,12 σ'_0. Dobry (1991) предложил для оценки остаточной прочности использовать такую линейную зависимость вместо тщательного определения коэффициента пористости на площадке. На рис. 11.24 приведена зависимость S_{us}/σ'_0 от числа пластичности грунта.

Отходы обогащения руды – это особый вид пылеватого песка, способного к разжижению, для которого вычисление остаточной прочности имеет важное значение, так как это связано с определением степени устойчивости после землетрясения. Для исследования уплотненной жидкой суспензии алюминиевых отходов (I_p=35) в лаборатории проводили испытание крыльчаткой (Poulus et al, 1985b). Крыльчатка диаметром 2,0 см и высотой 4,0 см вращалась со скоростью, достаточной для получения недренированного сдвига. Результаты испытаний дали отношение $S_{us} = 0{,}022\sigma'_v$. Можно предположить, что для залежи, сформированной путем нормального уплотнения жидкой суспензии, значение $K_0 = 0{,}5$. Следовательно, из отношения $\sigma'_0 = (1+2\,K_0)\,\sigma'_v / 3$ значение $\sigma'_0 = 2\,\sigma'_v/3$. Поэтому нормализованная остаточная прочность может быть получена из уравнения $S_{us} = 0{,}033\,\sigma'_0$, как показано на рис. 11.24. Подобные испытания крыльчаткой проводили Castro и Troncoso (1989) на образцах шламов из опытных шурфов, расположенных на трех площадках дамб хвостохранилищ в Чили (см. рис. 11.24). Нормализованная остаточная прочность, полученная на рис. 11.22 и 11.23 для пылеватых песков «Lagunillas» и «Tia Juana» и приведенная также на рис. 11.24, имеет тенденцию к уменьшению с увеличением числа пластичности грунтов. В общем, характеристики консолидации нельзя однозначно определить для песков, содержащих тонкие частицы от нулевой до низкой степени пластичности. Согласно результатам испытаний песков «Tia Juana» и «Lagunillas» (см. рис. 11.15, 11.18), характеристики консолидации больше зависят от условий подготовки и уплотнения грунтов. Из-за наличия многочисленных кривых уплотнения, свойственных текстурам, сформированным различными методами отложения, квазиустойчивое состояние

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

данного грунта невозможно определить единственным способом. Обратим внимание на большой разброс значений нормализованной остаточной прочности на рис. 11.24, в особенности для грунтов с небольшим числом пластичности.

11.8. Воздействие текстуры на остаточную прочность

Деформационные характеристики песка «Toyoura», рассмотренные в разд. 11.4, были получены из испытаний образцов, сформированных методом влажной подготовки. Анализ работы таких образцов важен для понимания поведения песков с широким диапазоном коэффициента пористости. Однако текстура образцов, полученных этим методом, не отражает все состояния песков в полевых условиях. Поэтому целесообразно исследовать поведение образцов, подготовленных другими методами.

По результатам испытаний на недренированное трехосное сжатие образцов, сформированных методом сухой подготовки, построен график зависимости коэффициента пористости от эффективного обжимающего напряжения в начальном и квазиустойчивом состояниях (рис. 11.25). Область, отмеченная точками, показывает диапазон начального состояния образцов, полученных методом влажной подготовки (данный диапазон приводится по данным рис. 11.11). Эти образцы контрактируют при приложении касательных напряжений. Линия квазиустойчивого состояния QSSL на рис. 11.25 для образцов, подготовленных влажным методом, также построена по данным рис. 11.11. Отметим, что при испытании образцов, сформированных методом сухой подготовки, контракция наблюдается только при максимально рыхлом состоянии образца. Если такой образец сначала до некоторой степени уплотнить, то при недренированном сдвиге он начинает дилатировать. Следовательно, линия начального уплотнения (ICL), соответствующая состоянию максимальной рыхлости, действительно совпадает с начальной демаркационной линией (IDL), как показано на рис. 11.25.

Для иллюстрации воздействия текстуры характерные линии состояния грунта перенесены с рис. 11.25 на рис. 11.26. Предположим, что образцы, сформированные влажным и сухим методами, подготовлены в максимально рыхлом состоянии и уплотнены до коэффициентов пористости $e = 0{,}88$ (точки A_1 и A_2 на рис. 11.26).

НЕ ПРЕДНАЗНАЧЕНО ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

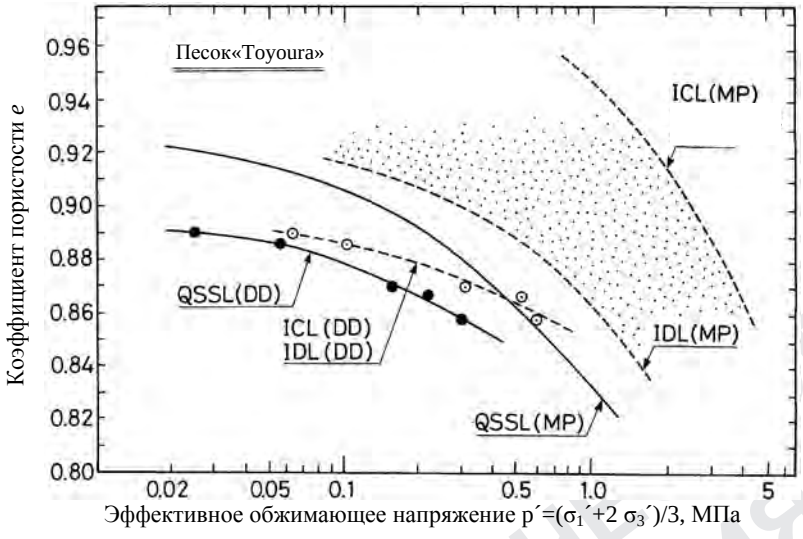


Рис. 11.25. Линии начального уплотнения (ICL) и квазиустойчивого состояния (QSSL) для максимально рыхлых песчаных образцов, сформированных методами водной седиментации (MP) и сухой подготовки (DD): IDL – начальная демаркационная линия

Естественно, образец, сформированный влажным методом, должен быть уплотнен до обжимающего напряжения, превышающего обжимающее напряжение образца, сформированного методом сухой подготовки. После недренированного сдвига каждый образец переходит в квазиустойчивое состояние (точки B_1 и B_2 на рис. 11.26) с минимальной прочностью. Высокая остаточная прочность образца, сформированного влажным методом, обусловлена тем, что его эффективное обжимающее напряжение в квазиустойчивом состоянии (QSS) выше, чем при сухой подготовке в точке B_2. Однако горизонтальное расстояние между A_1 и B_1 в логарифмической шкале гораздо больше, чем между A_2 и B_2. Поскольку этот интервал рассматривается как коэффициент начального состояния, определяемый по (11.4), его значение для образцов, сформированных влажным и сухим методами, составляет соответственно r_c = 10 и r_c = 2,0. Следовательно, значение нормализированной остаточной прочности, вычисленное по (11.5), для образца, полученного методом сухой подготовки, в 5 раз больше, чем для образца влажной подготовки.

Отметим, что действительно важной в данном исследовании является не сама остаточная прочность, а ее нормализованная величина. В целом, значения M и cos $ø_s$ (11.5) остаются постоянными независимо от текстуры, поэтому нормализованная остаточная прочность опреде-

НЕ ПРЕДНАЗНАЧЕНО ДЛЯ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

ляется коэффициентом начального состояния. Таким образом, даже при равных коэффициентах пористости нормализованная остаточная прочность образца, сформированного влажным методом, значительно меньше, чем образца, полученного методом сухой подготовки. Это объясняется влиянием текстуры, обусловленной методами укладки при подготовке образцов.

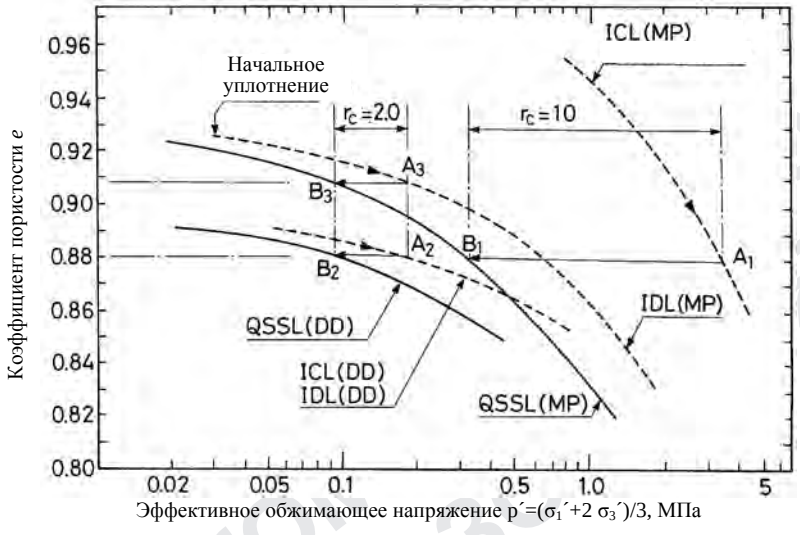


Рис. 11.26. Пример использования величины r_c для максимально рыхлого песка ICL (MP): IDL – начальная демаркационная линия; ICL – линия изотропной консолидации; QSSL – линия квазиустойчивого состояния; MP – метод водной седиментации; DD – метод сухой подготовки

Для изучения влияния текстуры сравним поведение двух образцов, подготовленных разными методами. Образцы подвергали недренированному сдвигу с начальных состояний A_2 и A_3 (см. рис. 11.26). Образец, сформированный влажным методом, изначально уплотнен до некоторой степени, поэтому консолидация возможна только после начальной демаркационной линии (IDL). После сдвига образец имеет минимальную прочность в квазиустойчивом состоянии (точка B_3). Образец, сформированный сухим методом, начиная с точки A_2 подвергается недренированному сдвигу и достигает квазиустойчивого состояния в точке B_2. Отметим, что описанные образцы имеют одинаковые коэффициенты начального состояния (r_c = 2,0). Следовательно, несмотря на разные значения коэффициентов пористости из-за различия текстуры рассматриваемых образцов их нормализованная остаточная прочность одинакова. Это подтверждает воздействие текстуры на по-

ведение песка.

Воздействие текстуры нельзя оценить количественно, основываясь на параметрах, которые используются сегодня в инженерной практике. Желательно проводить лабораторные испытания образцов, подготовленных методом, имитирующим полевые условия. Методом влажной подготовки можно моделировать процесс заполнения искусственных песчаных насыпей просачивающейся водой. Метод водной седиментации позволяет имитировать условия отложения в намывных насыпях и речных песках, подвергшихся седиментации под водой. Метод сухой подготовки воспроизводит условия залегания в засушливых зонах, орошаемых водой.

Очевидно, что идеальный способ оценки остаточной прочности – исследование в лабораторных условиях образцов с ненарушенной структурой. Но отбор высококачественных образцов с ненарушенной структурой из песчаной залежи под водой – довольно дорогая процедура. В настоящее время в этом направлении ведутся исследования. Как показано выше, начальное состояние песка, проявляющего контракцию или дилатансию при сдвиге, может быть дифференцировано с помощью начальной демаркационной линии (IDL). Если песок подвергается недренированному сдвигу при начальном состоянии выше IDL на диаграмме e–log p', происходит его контракция, и наоборот. Поэтому, если чистый песчаный образец, сформированный влажным методом, подвергается сдвигу в начальном состоянии выше IDL, то проявляется квазиустойчивое состояние (QSS) с минимальной прочностью.

Таким образом, расположение начальной демаркационной линии IDL относительно линии квазиустойчивого состояния QSSL может рассматриваться как критерий контракции или дилатансии песка при недренированном сдвиге. Этот критерий связан с начальным состоянием грунта. Из рис. 11.12 видно, что линия IDL расположена справа от QSSL на расстоянии, равном 2 по логарифмической шкале (т. е. r_c = = 2,0). Это значит, что при отношении начального обжимающего напряжения к обжимающему напряжению в квазиустойчивом состоянии (QSS) $r_c = p_c' / p_s' = 2{,}0$ образец, сформированный влажным методом, в начальном состоянии подвержен контракции при любом касательном напряжении. Поведение образца, сформированного сухим методом, можно назвать пограничным между дилатирующим и контрактирующим при $r_c = 2{,}0$. Итак, независимо от текстуры песков, сформированных различными методами, если песчаное основание контрактирует при нагружении, его нужно обжать напряжениями, по меньшей мере вдвое большими начального обжимающего напряжения в квазиустойчивом состоянии QSS.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

11.9. Влияние вида деформации на остаточную прочность

В предыдущих разделах значения остаточной прочности, или прочности в квазиустойчивом состоянии (QSS) были получены из испытаний на трехосное сжатие. Однако возникает вопрос, будут ли получены аналогичные результаты при других типах испытаний на сдвиг. В Университете Токио были проведены две серии испытаний в недренированных условиях: на трехосное сжатие и трехосное растяжение. В работе использовали образцы различных песков, сформированные методом сухой подготовки. Оказалось, что для двух видов песка нормализованная остаточная прочность в опытах на трехосное сжатие в 2…7 раз больше, чем в опытах на трехосное растяжение. Для двух других видов песка уменьшение остаточной прочности при трехосном растяжении было гораздо заметнее. Аналогичные результаты получены в работах Vaid et al. (1990), Vaid and Thomas (1994). И хотя точность результатов испытаний на трехосное растяжение нуждается в проверке, представляется, что нормализованная остаточная прочность в условиях трехосного растяжения гораздо меньше, чем при сжатии.

Для исследования остаточной прочности деформации простого сдвига или деформации кручения были проведены недренированные испытания на кручение. В них использовали полые образцы песка «Toyoura», сформированные методом сухой подготовки, высотой 20 см, с внешним диаметром 10 см и внутренним – 6 см. Линия начального уплотнения ICL и квазиустойчивое состояние, полученные в опытах, представлены на рис. 11.27.

На графике нанесены также результаты испытаний на трехосное сжатие сплошных цилиндрических образцов песка «Toyoura», сформированных методом сухой подготовки. Таким образом, два вида образцов с одинаковой текстурой были консолидированы вдоль одной линии уплотнения и подвергнуты сдвигу в недренированных условиях при разных видах деформации. Как видно из рис. 11.27, квазиустойчивое состояние при сдвиговых испытаниях на кручение возникает при меньших эффективных обжимающих напряжениях, чем при испытаниях на трехосное сжатие. Следовательно, значение r_c при испытаниях на кручение больше, чем при трехосном сжатии. Поэтому значение нормализованной остаточной прочности в испытаниях на кручение меньше, чем в испытаниях на трехосное сжатие. Сегодня нет единого мнения о том, какой вид деформации наиболее точно отражает полевые условия. Однако оценка остаточной прочности путем испытаний на трехосное сжатие, возможно, приведет к несколько более консервативному проекту.

НЕ ПРЕДНАЗНАЧЕНО ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Рис. 11.27. Зависимость квазиустойчивого состояния от вида деформации (ICL – линия изотропной консолидации)

Список литературы

Alarcon-Guzman, A., Leonards, G.A., and Chameau, J.L. (1988). Undrained monotonic and cyclic strength of sands. Journal of ASCE, 114, GT10, 1089-1109.

Baziar, M.H. and Dobry, R. (1991). Liquefaction ground deformation predicted from laboratory tests. Proceedings of the 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Vol. 1, pp. 451-8.

Been, K., Jefferies, M.G. and Hachey, J. (1991). The critical state of sands. Geotechnique, 41, 365-81. Castro, G. (1975). Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands. Journal of ASCE, 101, 551-69.

Castro, G. (1987). On the behaviour of soils during earthquakes-liquefaction. Soil Dynamics and Liquefaction, Elsevier, pp. 169-204.

Castro, G. (1991). Determination of in situ undrained steady state strength of sandy soils and seismic stability of tailings dams. Proceedings of the 9th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Chile, Special Volume, pp. 111-33.

Castro, G. and Poulos, S.J. (1977). Factors affecting liquefaction and cyclic mobility. Journal of ASCE, 103, GT6, 501-16.

Castro, G. and Troncoso, J. (1989). Effects of 1985 Chilean earthquake on three tailing dams. Proceedings of the 5th Chilean Congress of Seismicity and Earthquake Engineering, pp. 35-59.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Dafalias, Y.F. (1993). Overview of constitutive models used in VELACS. Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems, Vol. 2, pp. 1293—1304.

De Alba, P.A. Seed, H.B., Retamal. E., and Seed, R.B. (1988). Analysis of dam failures in 1985 Chilean earthquake. Journal of ASCE, 114, GT12, 1414-34.

Dobry, R. (1991). Soil properties and earthquake ground response. Proceedings of the 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Florence, Italy, Vol. 4.

Georgiannou, V.N., Hight, D.W., and Burland, J.B. (1991). Behaviour of clayey sands under undrained cyclic triaxial loading. Geotechnique, 41, 383-93.

Hanzawa, H. (1980). Undrained strength and stability analysis for a quick sand. Soils and Foundations, 20, 17-29.

Ishihara, K. (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes. The 33rd Rankine Lecture, Geotechnique, 43, pp. 349-415.

Ishihara, K., Tatsuoka, F., and Yasuda, S. (1975). Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses. Soils and Foundations, 15, 29—44.

Ishihara, K., Verdugo, and R. Acacio, A.A. (1991). Characterization of cyclic behavior of sand and post-seismic stability analyses. Proceedings of the 9th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, Bangkok, Thailand, pp. 45-70.

Konrad, J.M. (1990a), Minimum undrained strength of two sands. Journal of ASCE, 116, GT6, 932-47.

Konrad, J.M. (1990b). Minimum undrained strength versus steady-state strength of sands. Journal of ASCE, 116, GT6, 948-63.

Marcuson, III, W.F., Hynes, M.E., and Franklin, A.G. (1990). Evaluation and use of residual strength in seismic safety analysis of embankments. Earthquake Spectra, 6, pp. 529-72.

Mohamad, R. and Dobry, R. (1986). Undrained monotonic and cyclic triaxial strength of sand. Journal of ASCE, 112, GT10, 941-58.

Poorooshasb, H.B. (1989). Description of flow of sand using state parameters. Computers and Geotechnics, 8, 195-218.

Poulos, S.J., Castro, G., and France J.W. (1985a). Liquefaction evaluation procedure. Journal of ASCE, GT6, 111, 772-92.

Poulos, S.J., Robinsky, E.I., and Keller, T.O. (1985b). Liquefaction resistance of thickened tailings. Journal of ASCE, 111, GT12, 1380-94.

Schofield, A.N. and Wroth, C.P. (1968). Critical state soil mechanics. McGraw-Hill, London.

Vaid, Y.P., Chung, E.K.F., and Keurbis, R.H. (1990). Stress path and steady state. Canadian Geotechnical Journal, 27, 1-27.

Vaid, Y.P. and Thomas, J. (1994). Post liquefaction behaviour of sand. Proceedings of the 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, Vol. 1, 1305-10.

Verdugo, R.L. (1992). Characterization of sandy soil behaviour under large deformation. Ph.D. dissertation to the University of Tokyo.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

12

ОЦЕНКА СОПРОТИВЛЕНИЯ РАЗЖИЖЕНИЮ ГРУНТА С ПОМОЩЬЮ ЗОНДИРОВАНИЯ

Отбор высококачественных образцов с ненарушенной структурой и испытание их в лаборатории является самым надежным способом точной оценки циклической прочности песка. Однако отбор песчаных образцов из залежей, расположенных ниже уровня грунтовых вод, – дорогостоящая операция, и к ней рекомендуется прибегать при исследовании разжижения грунта только при проектировании ответственных сооружений. Следовательно, чтобы оценить циклическую прочность песка, нужна более простая и экономически оправданная процедура. Для этого можно использовать величину сопротивления пенетрации из испытаний на стандартное зондирование SPT или погружение конуса CPT, которые применяют при исследованиях полевых характеристик грунтов во всем мире. Существуют два варианта корреляции сопротивления пенетрации и циклической прочности грунтов в полевых условиях.

12.1. Соотношения, основанные на полевых исследованиях

12.1.1. Соотношения, полученные на основе SPT-испытаний

Метод определения относительных циклических напряжений, вызывающих разжижение грунта, как функции значения N в SPT-испытаниях был предложен в работе Seed et al. (1983) на основе многочисленных результатов полевых исследований песка, полученных во время недавних землетрясений. В этом методе величину циклических напряжений на данной площадке в процессе землетрясения определяют по уравнению (2.5), основанному на зафиксированной или верно оцененной величине максимального горизонтального ускорения. Строят график зависимости полученного относительного циклического напряжения от величины N из SPT-испытаний на этой же площадке. При наличии признаков разжижения грунта на поверхности

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

опытные точки отмечают черными кружками, при отсутствии таких признаков – незакрашенными. Вдоль нижней границы зоны незакрашенных кружков проводят линию. Считается, что точки, отмеченные незакрашенными кружками выше этой линии, указывают на возможность разжижения грунта в глубоких залежах, но без каких-либо признаков на поверхности. Эта линия разграничивает условия возможного разжижения и неразжижения грунта. Поэтому она рассматривается как искомое соотношение между циклической прочностью на сдвиг и значением N из SPT-испытаний. Самая последняя зависимость этого типа, полученная Seed et al. (1985) по данным землетрясений с магнитудой ~7,5, показана на рис. 12.1, где относительное циклическое напряжение τ_{av} / σ_v' определяется как

$$\frac{\tau_{a.v}}{\sigma_v'} = 0{,}65\frac{\tau_{\max}}{\sigma_v'} = 0{,}65\frac{a_{\max}}{g}\cdot r_d \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma_v'}, \qquad (12.1)$$

где σ_v , σ_v' – соответственно полное и эффективное вертикальное природное давление грунта; $a_{\max}$ – максимальное ускорение; $\tau_{\max}$ – максимальное касательное напряжение; τ_{av} – средняя амплитуда циклического напряжения; r_d – коэффициент уменьшения напряжения, равный единице на поверхности и уменьшающийся с глубиной.

Соотношение между средней и правой частями уравнения (12.1) получено из (2.5), а подробное объяснение приведено в разд. 13.1. Соотношение между левой и средней частями уравнения (12.1) выведено эмпирически. Количество ударов, полученное на рассматриваемой площадке, является абсциссой соответствующей точки на рис. 12.1.

Значение $(N_1)_{60}$ на рис. 12.1 показывает скорректированное количество ударов, которое могло быть достигнуто в условиях эффективного вертикального природного давления грунта в 1 кг/см^2 (или 98 кПа) при энергии погружения буровой штанги, равной 60% от теоретического значения энергии свободного падения SPT молота. Практика SPT-испытаний в США, как правило, предполагает использование этого уровня энергии.

Shibata (1981), Tokimatsu и Yoshimi (1983) выполняли анализ явлений, наблюдавшихся в основном на японских площадках (рис. 12.2). В работе Seed et al. (1985) показано, что энергия удара в SPT-испытаниях в Японии в среднем в 1,2 раза больше, чем в США. Следовательно, отношение $N_1 = 0{,}833(N_1)_{60}$ можно использовать для преобразования значений N в SPT-испытаниях для этих стран. С учетом этого преобразования кривая рис. 12.1 перенесена на рис. 12.2.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

* σ'_0 : Эффективное вертикальное природное давление грунта

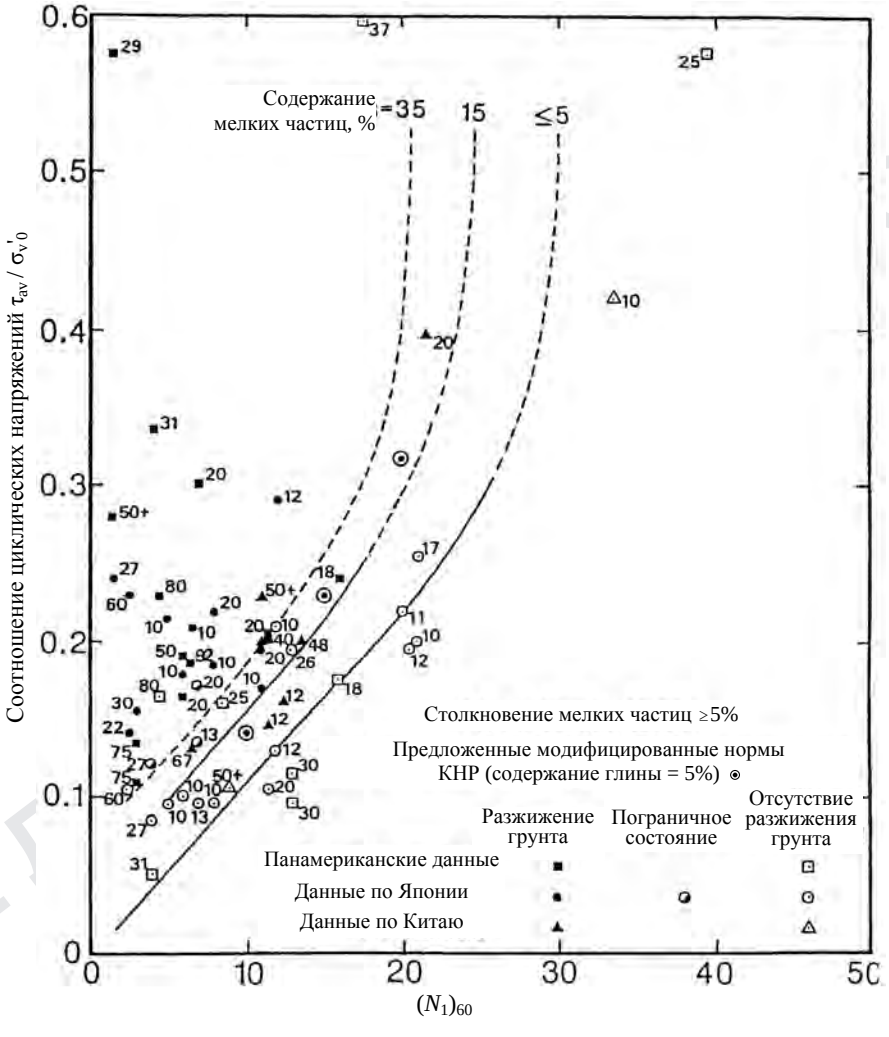


Рис. 12.1. Соотношение между циклической прочностью и значением *N* из испытаний SPT (Seed et al. 1985)

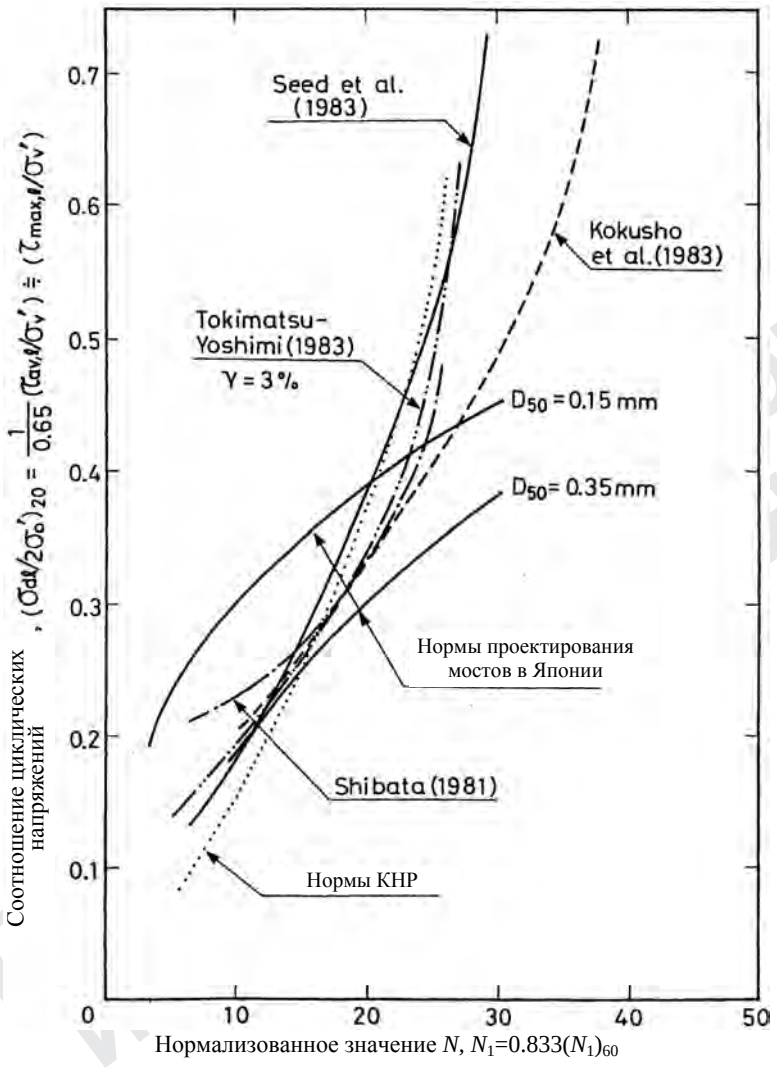


Рис. 12.2. Сводный график оценки циклической прочности песков в зависимости от нормализованного значения N из SPT-испытаний

В Китае проводили исследования соотношений между сопротивлением разжижения песчаных залежей и значением N в SPT-испытаниях по материалам землетрясений последних лет. Эти соотношения были представлены через критическое сопротивление пенетрации N_{cri} и включены в нормативные требования:

$$N_{cri} = \overline{N}[1+0{,}125(Z-3)-0{,}05(H-2)], \qquad (12.2)$$

где Z – глубина рассматриваемого слоя песка; H – глубина уровня грунтовых вод, м.

Величина $\overline{N}$ показывает относительное значение N, которое приведено в табл. 12.1 как функция силы землетрясения.

Соотношение между ускорением $a_{\max,e}$, вызывающим разжижение грунта, и значением N, показанным на трех уровнях (табл. 12.1) можно выразить как

$$a_{\max,\ell} = \frac{5}{6}\overline{N}^2 + \frac{70}{6}\overline{N}\,. \qquad (12.3)$$

В уравнении (12.3) значение $\overline{N}$ – количество ударов при данном вертикальном природном давлении, соответствующем Z = 3 м и H = = 2 м, т. е., σ_v = 57 кПа и σ_v' = 47 кПа, при удельном весе грунтов γ_t = = 19 кН/м^3. Подставляя эти значения в (12.1), получаем

$$\frac{a_{\max,\ell}}{g} = 0{,}864\frac{\tau_{\max,\ell}}{\sigma_v'}\,. \qquad (12.4)$$

Относительное значение $\overline{N}$ при вертикальном природном давлении грунта σ_v' = 0,47 кг/м^2 можно преобразовать в N_1 при σ_v' = 1 кг/м^2 с помощью уравнения (12.9):

$$N_1 = \frac{1{,}7}{\sigma_v' + 0{,}7}\overline{N} = 1{,}45\overline{N}\,. \qquad (12.5)$$

Подставляя (12.4) и (12.5) в (12.3), получаем

$$\left(\frac{\sigma_{d\ell}}{2\sigma_0'}\right)_{20} = \frac{\tau_{\max,\ell}}{\sigma_v'} = \frac{1}{1000}(9{,}5N_1 + 0{,}466N_1^2)\,. \qquad (12.6)$$

Данное выражение представлено графически на рис. 12.2.

Таблица 12.1

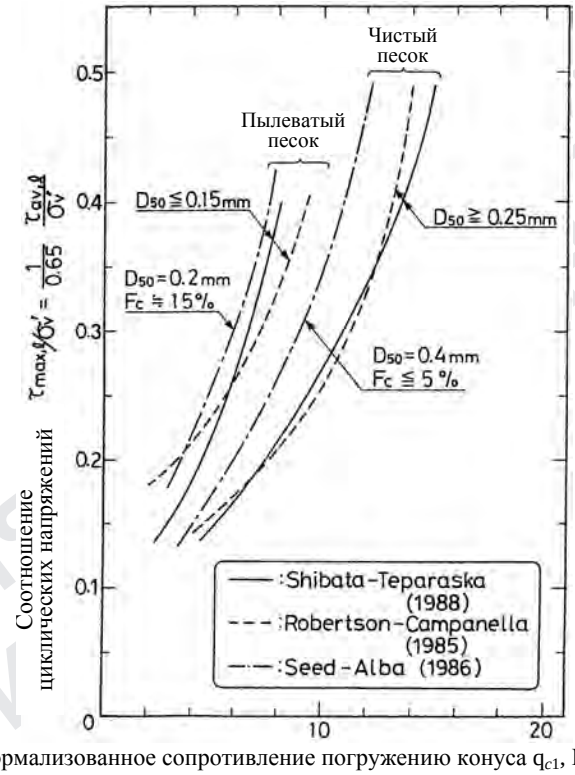
Относительное количество ударов в SPT-испытаниях по нормам КНР

Сила землетрясения (Китай)	Ускорение, см/с^2	$\overline{N}$
7	100	6
8	200	10
9	400	16

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

12.1.2. Соотношение, полученное на основе CPT-испытаний

За последнее время было сделано несколько попыток установить связь между характером полевых явлений и сопротивлением погружению конуса CPT. Robertson и Campanella (1985) предложили соотношение (рис. 12.3), в котором значение q_c показано на оси абсцисс как нормализованное к обжимающему давлению в 1 кг/м^2 значение q_{c1}. Подобное соотношение было также представлено в работе Seed, Alba (1986).



Нормализованное сопротивление погружению конуса q_{c1}, МПа

Рис. 12.3. Сводный график оценки циклической прочности песков на основе нормализованного значения q_c из CPT-испытаний

Однако область применения этих соотношений ограничена преимущественно песчаными грунтами. В работе Shibata and Teparaska (1998) определено соотношение между циклической прочностью и сопротивлением погружению конуса с учетом влияния тонких частиц. Эти данные, полученные из анализа полевых испытаний, приведены в форме эмпирического корреляционного графика (см. рис. 12.3).

12.2. Соотношения, основанные на лабораторных испытаниях

12.2.1. Зависимость между относительной плотностью и сопротивлением пенетрации

Соотношение между циклической прочностью, определенной в лаборатории, и значением N изначально определялось через относительную плотность D_r. Гиббс и Хольтц (Gibbs и Holtz, 1957) провели лабораторные испытания на пенетрацию в камере под давлением. Для описания результатов этих опытов Мейерхоф (Meyerhof, 1957) предложил формулу

$$D_r = 21\sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0{,}7}}, \tag{12.7}$$

где σ_v' выражается в кг/см^2.

Если значение N из SPT-испытаний при эффективном вертикальном природном давлении $\sigma_v' = 1{,}0$ кг/см^2 обозначить как N_1, то относительная плотность определяется как

$$D_r = 16\sqrt{N_1}\,. \tag{12.8}$$

Приравнивая (12.7) и (12.8), получаем формулу, которая в Японии широко используется для преобразования измеренного значения N в значение N_1:

$$N_1 = C_N \cdot N,\ C_N = \frac{1{,}7}{\sigma'_v + 0{,}7}. \tag{12.9}$$

Позднее в результате многочисленных исследований величин N из полевых SPT-испытаний Скемптон (Skempton, 1986) выразил соотношение в общем виде:

$$N = (a + b\sigma'_v)\left(\frac{D_r}{100}\right)^2, \tag{12.10}$$

где a и b – постоянные, зависящие в основном от размера частиц грунтов.

Это можно выразить через значение N_1:

$$\frac{N_1}{(D_r/100)^2} = a + b\,. \tag{12.11}$$

На рис. 12.4 построен график зависимости значения $a+b$ от среднего диаметра частиц D_{50} (Skempton, 1986). На графике отсутствуют ла-

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

бораторные данные, но представлены последние результаты, полученные на площадках в Японии. У пылеватых песков с содержанием более 10% тонких частиц значение $a+b$ существенно меньше, поэтому два графика проведены через две группы опытных точек. Отметим, что формула (12.7), выведенная в работе Meyerhof (1957), соответствует случаю, когда $a = 16$ и $b = 23$, т. е. являются средними значениями, характеризующими и чистые, и пылеватые пески.

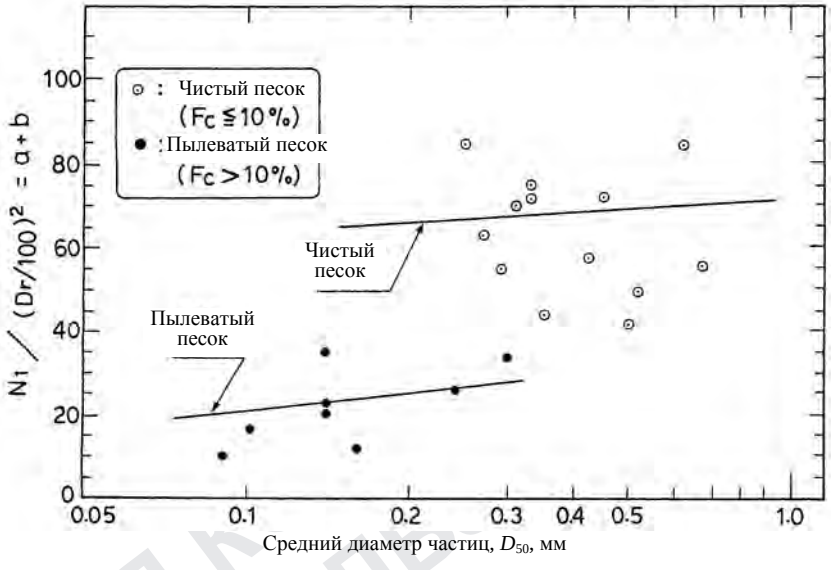


Рис. 12.4. График зависимости $N_1/(D_r / 100)^2 = a+b$ от среднего диаметра частиц

Такие же исследования были проведены для определения эмпирического соотношения между относительной плотностью и значением q_c из CPT-испытаний в общем виде (Jamolkowski et al., 1985):

$$D_r = -A + B\log(q_c / \sqrt{\sigma'_v}), \qquad (12.12)$$

где q_c и σ_v' выражаются в кг/см^2.

Если Ямиолковский (Jamolkowski et al., 1985) предлагает несколько большие значения, то Татсуока (Tatsuoka et al., 1990) рекомендует принимать $A = 85$ и $B = 76$, ссылаясь на результаты испытаний с использованием калибровочной камеры. При этих постоянных уравнение (12.12) преобразуется следующим образом:

$$D_r = -85 + 76 \log q_{c1},$$
$$q_{c1} = C_N q_c, \; C_N = \frac{1}{\sqrt{\sigma'_v}}. \tag{12.13}$$

12.2.2. Циклическая прочность, определенная по данным испытаний на пенетрацию

В последние годы был проведен целый ряд циклических трехосных испытаний образцов песчаных грунтов с ненарушенной структурой. В большинстве случаев образцы отбирали из аллювиальных залежей с помощью трубчатых грунтоносов сложных типов и на близлежащих площадках проводили испытания на стандартное зондирование SPT на различных глубинах. Был накоплен большой объем данных, что позволило получить эмпирическое отношение для типичных чистых песков:

$$\left(\frac{\sigma_{dl}}{2\sigma'_0}\right)_{20} = 0{,}0042 D_r \cdot \tag{12.14}$$

Подставляя (12.8) в (12.14), получаем соотношение между циклической прочностью и значением N_1 для чистых песков без учета влияния тонких частиц. Позже Tatsuoka et al. (1980) предложил более общее соотношение, в котором учитывалось влияние размера частиц:

$$\left(\frac{\sigma_{dl}}{2\sigma'_0}\right)_{20} = 0{,}0676\sqrt{N_1} + 0{,}225 \log_{10}\left(\frac{0{,}35}{D_{50}}\right) \text{ для } 0{,}04 \text{ мм} \le D_{50} \le 0{,}6 \text{ мм},$$

$$\left(\frac{\sigma_{dl}}{2\sigma'_0}\right)_{20} = 0{,}0676\sqrt{N_1} + 0{,}05 \text{ для } 0{,}6 \text{ мм} \le D_{50} \le 1{,}5 \text{ мм}, \tag{12.15}$$

где D_{50} – средний диаметр частицы, мм.

Формула (12.15) включена в Нормы по проектированию мостов в Японии. Циклическая прочность, полученная по данной формуле для песка с частицами размером 0,15 и 0,35 мм, представлена на рис. 12.2. Как следует из (12.14), зависимость (12.15) основана на линейном соотношении между циклической прочностью, определенной в лабораторных условиях, и относительной плотностью D_r. Следовательно, уравнение (12.15) можно применять только при относительной плотности меньше 70%, когда циклическая прочность линейно зависит от относительной плотности (см. рис. 10.10). Уравнение (12.15) справед-

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

ливо при количестве ударов в SPT-испытаниях $N_1 < 20$.

Аналогичное соотношение для чистых песков получено в работе Кокушо (Kokusho et al., 1983 a, b). Предложенное им соотношение также проиллюстрировано на рис. 12.2.

Из рис. 12.2 видно, что два типа зависимостей, приведенных выше (на основе полевых и лабораторных испытаний), выражают отношения одинакового характера между значением N_1 и сопротивлением песчаных грунтов разжижению. Все кривые на рис. 12.2 имеют примерно одинаковую тенденцию, отражая зависимость циклической прочности от значения N_1 из SPT-испытаний. В действительности, все кривые дают приблизительно одинаковое соотношение в диапазоне N_1 от 15 до 20. Однако для более плотных грунтов (при $N_1 > 25$) значения циклической прочности, полученные по формуле японских норм, меньше фактических, поэтому рекомендуется использовать другие кривые. Для рыхлых песков с величиной $N_1 < 15$ наблюдается некоторый разброс значений прогнозируемой циклической прочности.

12.3. Влияние тонких частиц на циклическую прочность

В большинстве описанных соотношений влияние тонких частиц учитывается так, что при одинаковой циклической прочности грунтов, сопротивление пенетрации уменьшается с увеличением количества тонких частиц. Фактически при одинаковом сопротивлении пенетрации наблюдается рост циклической прочности грунтов по мере увеличения содержания тонких частиц (рис. 12.5). Эта тенденция учитывается с помощью параметра, связанного с просеиванием грунта (например, содержание тонких частиц F_c или средний диаметр D_{50}).

Каждая кривая, изображенная на рис. 12.1, по мере увеличения содержания мелких частиц смещается влево приблизительно параллельно соседней. Следовательно, можно определить величину этого смещения ΔN_1 как функцию содержания тонких частиц (см. рис. 12.5). Значение ΔN_1 интерпретируется как уменьшение значения N_1 для пылеватых песков, чтобы получить такую же циклическую прочность, как и для чистого песка. Предположим, что циклическая прочность чистых песков дана функцией $f(N_1,0)$, тогда приращение ΔN_1 определяется как

$$f(N_1 - \Delta N_1, F_C) = f(N_1,0). \qquad (12.16)$$

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

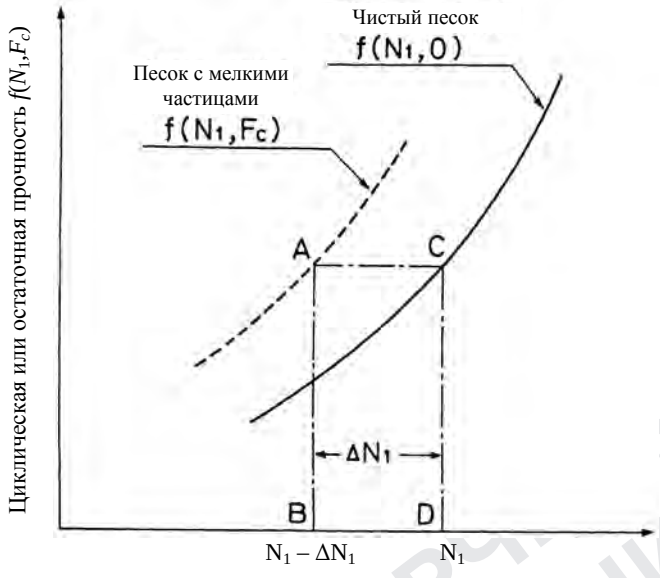


Рис. 12.5. Определение приращения значения N_1 с учетом влияния мелких частиц

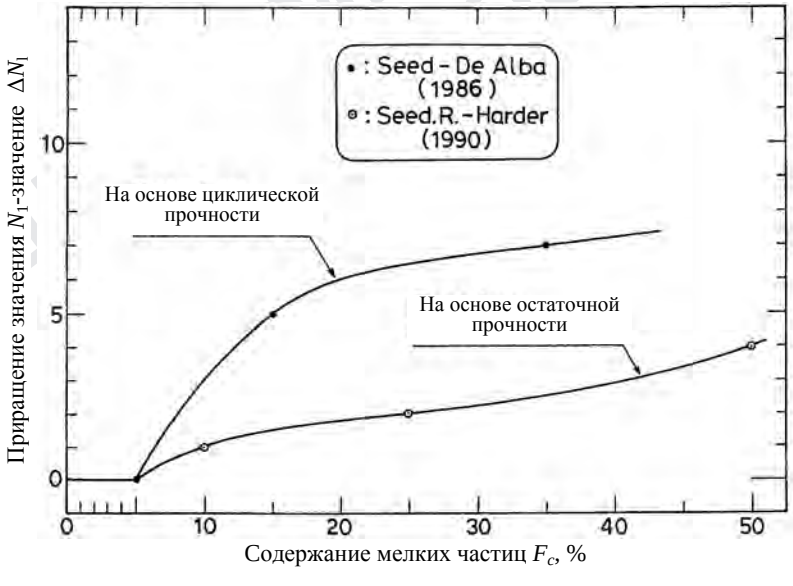


Рис. 12.6. Приращение значения ΔN_1 в зависимости от содержания тонких частиц

Подставляя это условие в эмпирическое соотношение типа (12.14), получим выражение для ΔN_1. Значение ΔN_1 можно определить непосредственно из семейства кривых (см., например, рис. 12.1), построенных с учетом разного содержания тонких частиц. Приращение ΔN_1, полученное таким образом (Seed and De Alba, 1986), обозначено на рис. 12.6 черными кружками. Кривую, построенную по этим точкам, можно использовать в практических целях. Такой же метод можно применить для получения приращения ΔN_1, связанного с остаточной прочностью. В этом случае ΔN_1 означает рост N_1 для песка, содержащего тонкие частицы, остаточная прочность которого должна быть такой же, как у чистого песка. Нет необходимости говорить, что приращение, связанное с циклической прочностью, отличается от ΔN_1, связанного с остаточной прочностью. По значениям, предложенным Сидом и Хардером (Seed и Harder, 1990), была построена кривая остаточной прочности (см. рис. 12.6), использование которой будет рассмотрено ниже. Полученные тем же способом кривые приращения Δq_{c1} (рис. 12.7) могут быть использованы для оценки циклической или остаточной прочности по данным CPT-испытаний in situ.

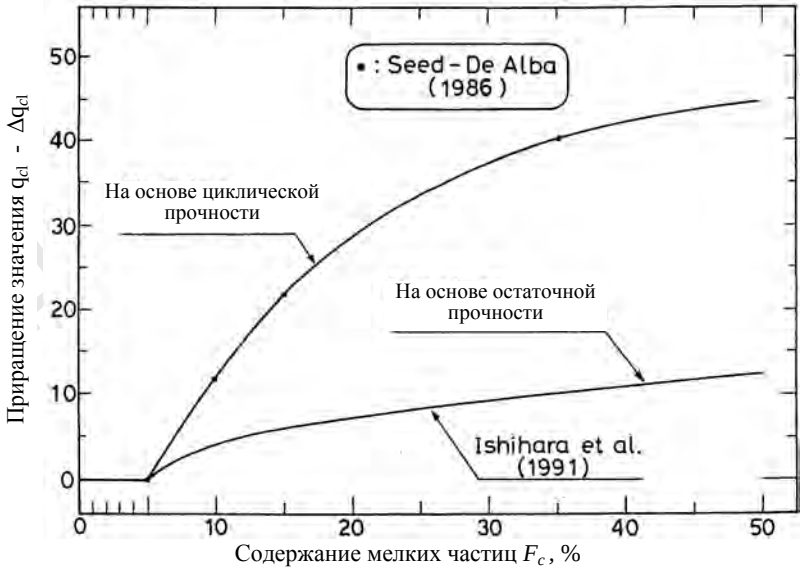


Рис. 12.7. Приращение Δq_{c1} как функция содержания тонких частиц

В основе приведенного метода коррекции лежит предположение о том, что для учета влияния тонких частиц необходимо знать их со-

держание и средний диаметр. Однако гранулометрический состав грунтов может быть не единственным фактором, влияющим на циклическую прочность. Число пластичности мелких частиц является физически более важным параметром, влияющим на прочность, мобилизованную при циклической нагрузке. При учете этого влияния в зависимости циклической прочности от сопротивления пенетрации необходимо определить, как пластичность тонких частиц влияет на сопротивление пенетрации. Однако экспериментальные данные по этому вопросу отсутствуют.

Поэтому в настоящее время единственно возможный выход состоит в том, чтобы сначала с помощью рассмотренных выше методов оценить циклическую прочность грунта in situ, где влияние тонких частиц учитывается исходя из показателей просеивания, а затем модифицировать ее в соответствии с отношением, приведенным на рис. 10.15. При использовании этого отношения целесообразно нормализовать циклическую прочность грунта любой пластичности по отношению к циклической прочности при невысоком числе пластичности (меньше 10). Кривая, модифицированная таким образом, изображена на рис. 12.8. С учетом изложенного определение циклической прочности грунта сводится к следующему:

1. При помощи SPT- и CPT-испытаний получают сопротивление пенетрации N_1 или q_{c1}, определяют содержание тонких частиц F_c или средний диаметр частиц D_{50} для рассматриваемых грунтов на разных глубинах на данной площадке. При необходимости определяют число пластичности фракции тонких частиц.

2. Циклическую прочность чистых песков с содержанием мелких частиц меньше 5% определяют по графикам (см. рис. 12.2, 12.3). Если содержание тонких частиц в рассматриваемом грунте превышает 5%, то измеренное значение N_1 или q_{c1} следует увеличить с использованием графика на рис. 12.6 и 12.7. Затем по графикам (см. рис. 12.2, 12.3) определяют циклическую прочность. Если число пластичности I_p тонких частиц больше 10, то циклическую прочность корректируют с помощью рис. 12.8. Опыт показывает, что число пластичности большинства песчаных грунтов из аллювиальных залежей или искусственных насыпей меньше 15. Следовательно, коррекция лишь незначительно изменяет значение циклической прочности.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

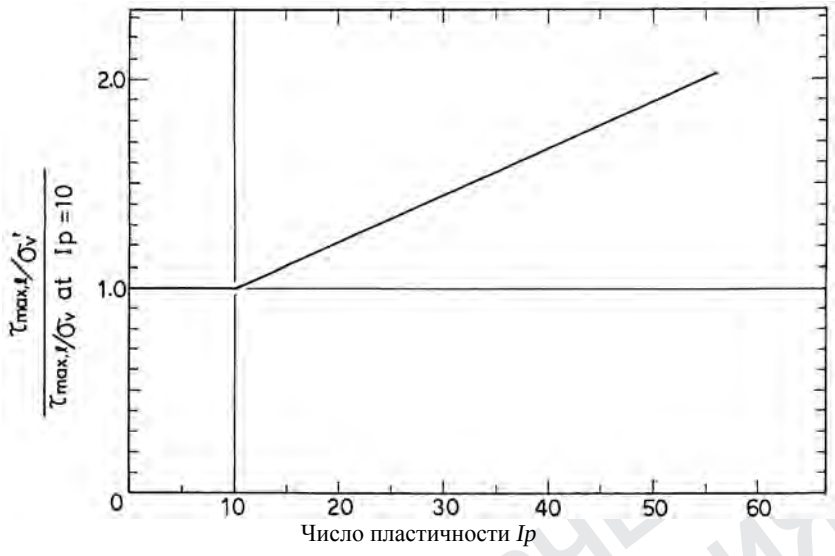


Рис. 12.8. Модификация циклической прочности с учетом числа пластичности

12.4. Соотношения для гравелистых грунтов

Одна из проблем, возникающих при испытаниях на зондирование гравелистых грунтов, связана с тем, что сопротивление зондированию сильно зависит от гранулометрического состава. Другая трудность заключается в том, что размер обычных испытательных зондов и стандартная энергия погружения зонда недостаточны для оценки высокого пенетрационного сопротивления гравелистых грунтов. Поэтому стандартный метод испытания может не давать надежных результатов в грунтах с локальной концентрацией крупных частиц. Для решения этих проблем используют различные специальные динамические пенетрационные испытания, в частности, испытание зондом большого диаметра и испытание на бурение Беккера. Сопоставление этих новых методов зондирования с SPT приведено в табл. 12.2.

Испытание на бурение Беккера (Becker drill test, BDT) с использованием молота Беккера разработано в Канаде. Хардер и Сид (Harder и Seed, 1986) провели исследования этого метода, стандартизировали его и сравнили полученные результаты с количеством ударов в SPT-испытаниях. Метод применяли также при изучении разжижения грунта по время землетрясения в горах «Borah peak» (Andrus & Youd, 1987).

НЕ ПРЕДНАЗНАЧЕНО ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Таблица 12.2

Сравнение методов динамического зондирования и испытательного оборудования (Tokimatsu, 1988)

Метод испытания	Стандартное зондирование SPT	Пенетрационное испытание зондом большого диаметра	Буровой молот Беккера
Метод погружения	Вес падающего груза	Вес падающего груза	Дизельный молот
Вес	63,5 кг	100 кг	
Высота падения	76,4 см	150 см	
Энергия удара	48,5 кгм	150 кгм	35…664 кгм
Глубина погружения	30 см	30 см	30 см
Внешний диаметр головки бура	5,1 см	7,3 м	16,8 см
Внутренний диаметр головки бура	3,5 см	5,0 м	Замкнутый

Другая методика – пенетрационное испытание зондом большого диаметра (LPT), предложенная Кайто (Kaito et al., 1971), широко применяется в Японии одновременно с оценкой вероятного разжижения гравийных грунтов.

Йошида (Yoshida et al., 1988) провел лабораторные и полевые испытания с использованием SPT и LPT оборудования на гравелистых грунтах с различным гранулометрическим составом. В процессе испытаний определяли соотношения между количеством ударов в SPT-испытаниях гравелистых грунтов N_s, количеством ударов в LPT N_1 и такими параметрами грунта, как плотность и скорость распространения сдвиговой волны. Обобщив эти и другие данные, Токиматсу (Tokimatsu, 1988) показал, что отношение N_s/N_1 сильно зависит от среднего размера частиц гравия (рис. 12.9). Значения пенетрационного сопротивления в SPT-испытаниях выше, чем в LPT-испытаниях, что, видимо, вызвано наличием частиц большого размера. Исходя из этого Токиматсу (Tokimatsu, 1988) предложил коэффициенты корреляции C_{Sg} и C_{Lg} для количества ударов N_s и N_L (рис. 12.10). Полученные значения можно использовать для преобразования измеренного количества ударов (N_s или N_L) в количество ударов N в SPT-испытаниях песков. Цель преобразований заключалась в устранении влияния размера частиц на сопротивление разжижению.

НЕ ПРЕДНАЗНАЧЕНО ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

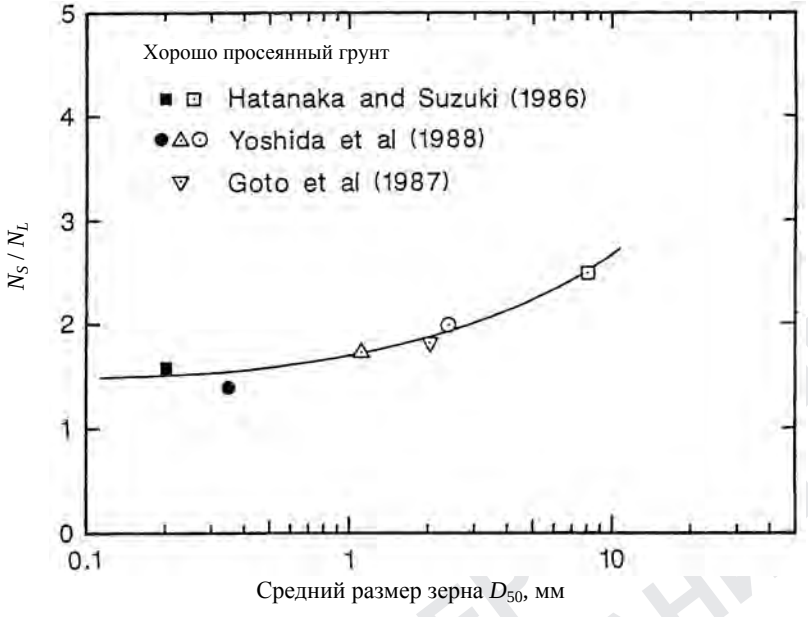


Рис. 12.9. Зависимость N_s/N_L от среднего размера частиц хорошо просеянного грунта (Tokimatsu, 1988)

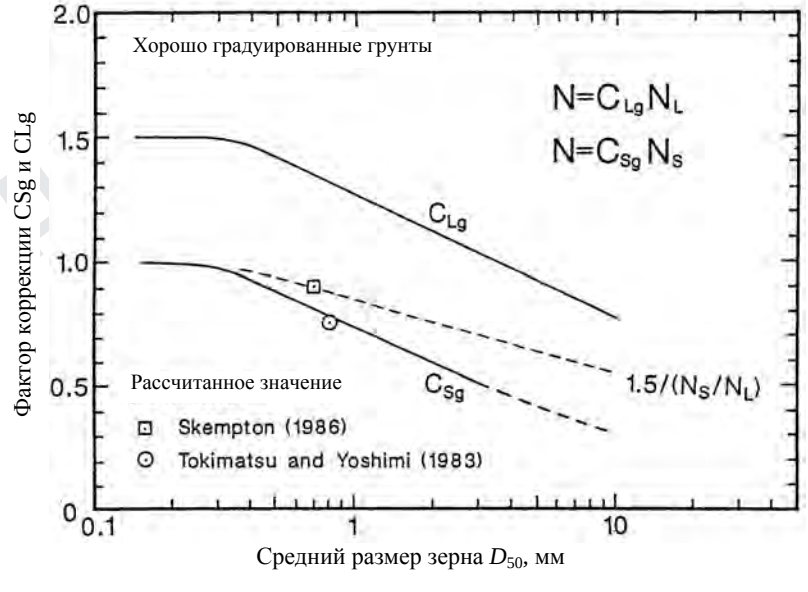


Рис. 12.10. Коэффициент корреляции сопротивления пенетрации гравелистых грунтов (Tokimatsu, 1988)

С учетом результатов недренированных трехосных испытаний образцов, отобранных методом замораживания, и показателей пенетрации N_s или N_L в настоящее время устанавливается соотношение между пенетрационным сопротивлением и недренированной циклической прочностью in situ для гравелистых грунтов. Это соотношение похоже на графики, построенные для оценки вероятного разжижения песчаных грунтов. На рис. 12.11 изображено типичное соотношение между недренированной циклической прочностью и значением N_1, полученным для различных гравелистых грунтов. На рисунке представлены также данные Йошими (Yoshimi et al.,1984), основанные испытаниях замороженного грунта, и данные, полученные в результате испытаний восстановленных образцов (Kokusho et al., 1985). Несмотря на ограниченное количество полученных данных и их разброс, очевидно, что при одинаковых значениях N_1 прочность гравелистого грунта, безусловно, меньше прочности песчаного.

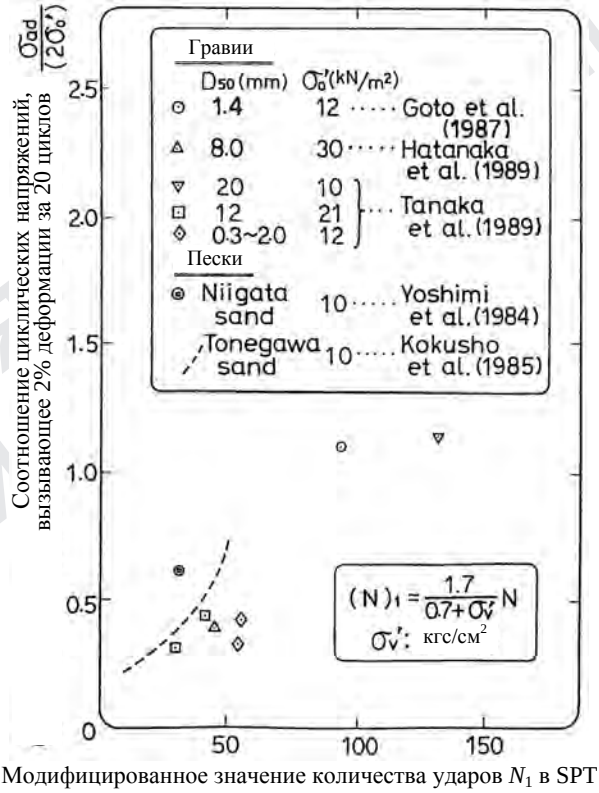


Рис. 12.11. Зависимость циклической прочности гравелистых грунтов от значения N_1 из SPT по результатам испытаний образцов с ненарушенной структурой

На рис. 12.12 изображено такое же соотношение между недренированной прочностью и нормализованными значениями количества ударов $(N_L)_1$ для пенетрационного испытания зондом большого диаметра (LPT) при вертикальном эффективном природном давлении грунта в 1 кг/см^2. При отсутствии данных LPT проводили преобразование значений N из SPT-испытаний на основе эмпирических отношений. Результаты, полученные при LPT-испытаниях на различных видах гравия и песках, лучше согласуются между собой, чем результаты SPT-испытаний. Это может означать, что количество ударов в LPT-испытаниях N_L менее чувствительно к увеличению размера частиц, чем значение N в SPT, и, следовательно, больше подходит для оценки пенетрационного сопротивления гравелистых грунтов.

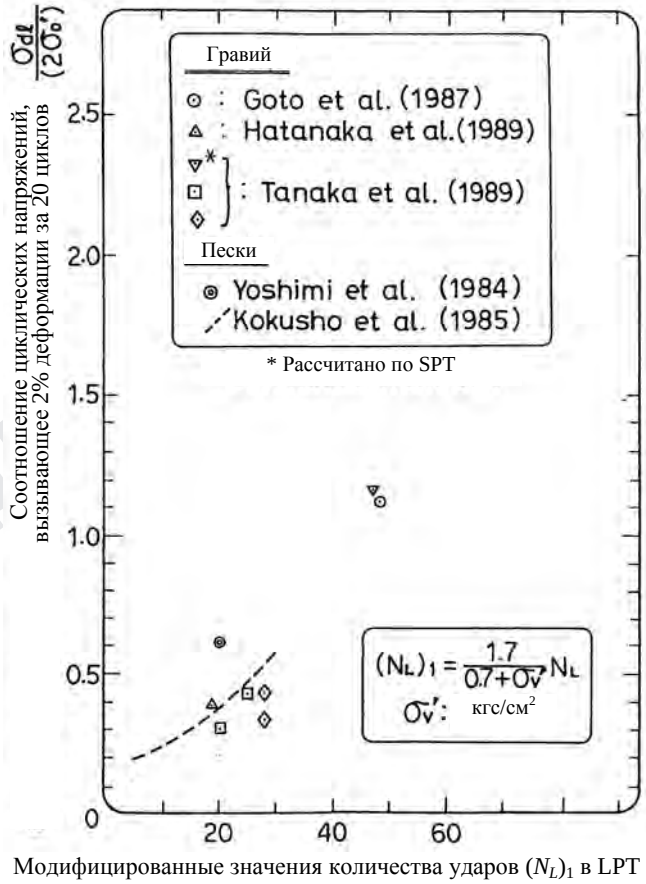


Рис. 12.12. Зависимость циклической прочности от величины LPT $(N_L)_1$ для гравелистых грунтов по результатам испытаний образцов с ненарушенной структурой

В дальнейшем Токиматсу (Tokimatsu, 1988) показал, как можно получить значение N для гравелистых грунтов, не зависящее от влияния размера зерен, с помощью отношения, изображенного на рис. 12.10. Если такую же процедуру провести для гравия (см. рис. 12.11), то разница между результатами, полученными для песков и гравиев, существенно уменьшится. Следовательно, для песков и гравиев можно применять фактически одинаковые соотношения.

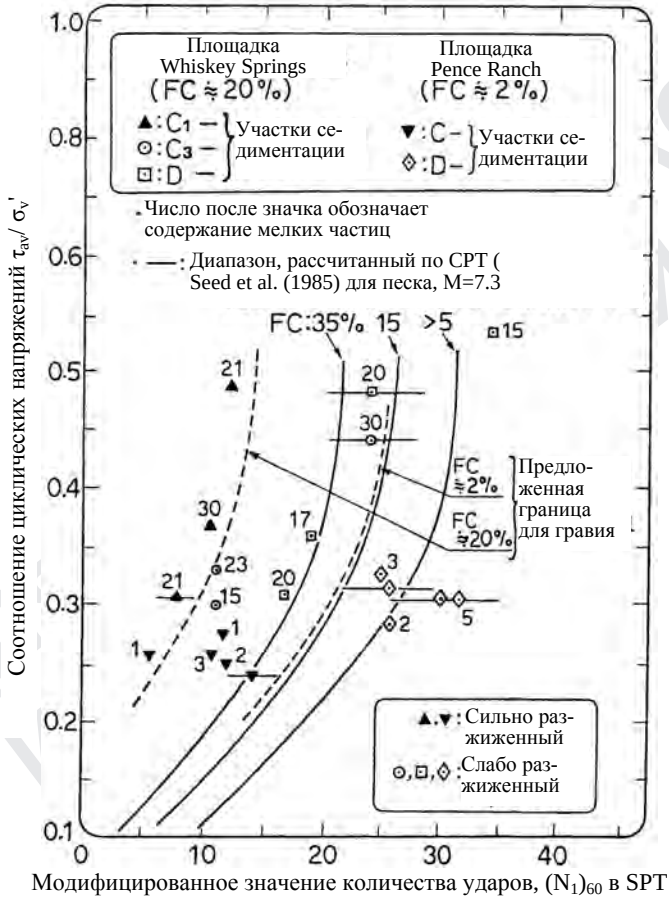


Рис. 12.13. Зависимость относительных циклических напряжений от $(N_1)_{60}$ в SPT для гравийных грунтов (по результатам анализа случаев разжижения грунтов) (Andrus & Youd, 1989): *FC* – содержание мелких частиц

Подобные соотношения были получены в США при изучении разжижения гравелистого грунта в результате землетрясения «Borah Peak» в 1984 г. (Andrus & Youd, 1989). На рис. 12.13 изображен график

зависимости относительного циклического напряжения τ_{av}/σ_v' от модифицированного сопротивления пенетрации $(N_1)_{60}$. В данном примере по результатам тщательных полевых исследований на площадках Whiskey Springs и Pence Ranch отложения *C* и C_1 отнесены к высокочувствительным к разжижению. Отложение *D* характеризуется низкой вероятностью разжижения грунта на обеих площадках. В соответствии с отмеченными различиями можно предположить существование пограничной кривой (пунктир на рис. 12.13). Эта кривая, разделяющая разжижаемый и неразжижаемый грунты, построена с учетом влияния тонких частиц, содержание которых составляет на площадке Whiskey Springs ~20%, а на Pence Ranch – ~2%. Сопоставив эту кривую, соответствующую землетрясению M =7,3, с кривыми, предложенными Сидом (Seed et al., 1985) для пылеватых песков при землетрясении M = = 7,5, можно предположить, что сопротивление гравия разжижению выше, чем у песка.

Таким образом, судя по результатам испытаний замороженных образцов грунта с ненарушенной структурой, а также исследований случаев разжижения, недренированная циклическая прочность гравелистых грунтов приблизительно равна или больше, чем у песков.

Список литературы

Andrus, R.D. and Youd, T.L. (1987). Subsurface investigation of a liquefaction induced lateral spread at Thousand Springs Valley, Idaho. Miscellaneous Paper GL-87-8, U.S. Army Engineer Waterways Experiments Station.

Andrus, R.D. and Youd, T.L. (1989). Penetration tests on liquefiable gravels. Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 679-82.

Gibbs, H.J. and Holtz, W.G. (1957). Research on determining the density of sand by spoon penetration test. Proc. 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 35-9.

Goto, G., Shamoto, Y., and Tamaoki, K. (1987). Dynamic properties of undisturbed gravel samples obtained by the in situ freezing method. Proceedings of the 8th Asian Regional Conference for ISSMFE, Kyoto, Vol. 1, pp. 233-6.

Harder, Jr., L.F. and Seed, H.B. (1986). Determination of penetration resistance for coarsegrained soils using Becker Hammer Drill. Report, Earthquake Engineering Research Center, Report no. EERC-86/06.

Hatanaka, M. and Suzuki, Y. (1986). Dynamic properties of undisturbed Tokyo gravel obtained by freezing. Proc. 7th Japan Earthquake Engineering Symposium, Tokyo, pp. 649-54 (in Japanese).

Hatanaka, M., Suzuki, Y., Kawasaki, T. and Endo, M. (1988). Cyclic undrained shear properties of high quality undisturbed Tokyo gravel. Soils and Foundations, 28, No. 4, 57-68.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Ishihara, K., Vendugo, R., and Acacio, A.A. (1991). Characterization of cyclic behaviour of sand and post-seismic stability analyses. Proc. 9th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, pp. 45-67.

Jamiolkowski, M., Ladd, C.C., Germaine, J.T. and Lancellotta, R. (1985). New developments in field and laboratory testing of soils. Proc. 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Vol. 1, pp. 57-153.

Kaito, T., Sakaguchi, S., Nishigaki, Y., Miki, K., and Yukami, H. (1971). Large penetration test. Tsuchi-to-Kiso, 629, 15-21 (in Japanese).

Kokusho, T., Yoshida, Y., Nishi, K., and Esashi, Y. (1983a). Evaluation of seismic stability of dense sand layer (part I) - dynamic strength characteristics of dense sand. Report 383025. Electric Power Central Research Institute, Japan (in Japanese).

Kokusho, T., Yoshida, Y., and Esashi, Y. (19836). Evaluation of seismic stability of dense sand layer (part 2) - evaluation method by standard penetration test. Report 383026. Electric Power Central Research Institute, Japan (in Japanese).

Kokusho, T., Yoshida, Y., and Nagasaki, K. (1985). Liquefaction strength evaluation of defense sand layer. Proceedings of the 11 th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Vol. 4, pp. 1897-900.

Meyerhof, G.G. (1957). Discussion, Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 3, p. 110.

Robertson, P.K. and Campanella, R.G. (1985). Liquefaction potential of sands using the CPT. ASCE, Vol. Ill, GT3, pp. 384-403.

Seed, H.B. and De Alba, P. (1986). Use of SPT and CPT tests for evaluating the liquefaction resistance of sands. Proc. In-Situ Test, ASCE, pp. 281-302.

Seed, R.B., and Harder, L.F. (1990). SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength. Proc. of Memorial Symposium of H. B. Seed, Vol. 2, pp. 351-76.

Seed, H.B., Idriss, I.M., and Avango, I. (1983). Evaluation of liquefaction potential using field performance data. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 109, GT3 458-82.

Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F., and Chung, R.M. (1985). Influence of SPT procedures in soil liquefaction evaluations. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. El, No. 12, 1425-45.

Shibata, T. (1981). Relations between N-value and liquefaction potential of sand deposits. Proc. 16th Annual Convention of Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 621-4 (in Japanese).

Shibata, T. and Teparaska, W. (1988). Evaluation of liquefaction potential of soils using cone penetration tests. Soils and Foundations, 28, 49-60.

Skempton, A.W. (1986). Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, aging and over consolidation. Geotechnique, 36, (3), 425-47.

Tanaka, Y., Kokusho, T, Yoshida, Y., and Kudo, K. (1989). Dynamic strength evaluation of gravelly soils. Special Volume on Influence of Local Soils on Seismic Response, 12 ICSMFE, Rio de Janeiro.

Tatsuoka, F., Iwasaki, T., Tokida, K. Yasuda, S., Hirose, M., Imai, T., and Kon-no, M. (1980). Standard penetration tests and soil liquefaction potential

НЕ ДЛЯ ПРОДАЖИ

evaluation. Soils and Foundations, 20, (4), 95-111.

Tatsuoka, F., Zhou, S., Sato, T, and Shibuya, S. (1990). Evaluation method of liquefaction potential and its application. Report on Seismic Hazards on the Ground in Urban Areas. Ministry of Education of Japan (in Japanese).

Tokimatsu, K. (1988). Penetration tests for dynamic problems. Proceedings of the First International Symposium on Penetration Testing ISOPT, pp. 117-36.

Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y. (1983). Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and finer content. Soils and Foundations, 23 (4) 56-74.

Yoshida, Y., Kokusho, T., and Ikemi, M. (1988). Empirical formula of SPT blow counts for gravelly soils. Proceedings of the First International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, pp. 381-7.

Yoshimi, Y., Tokimatsu, K., and Kaneko, O. (1984). Undrained cyclic shear strength of a dense Niigata sand. Soils and Foundations, 24, 131-45

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

13

АНАЛИЗ ПРОЦЕССА РАЗЖИЖЕНИЯ

Величину циклического касательного напряжения в любой точке под горизонтальной поверхностью грунта во время землетрясения при подходе снизу сдвиговой волны можно определить с помощью достаточно простого метода, предложенного Сидом и Идриссом (Seed & Idriss, 1971). Если предположить, что колонна грунта перемещается горизонтально по всей глубине z (см. рис. 2.4), а $a_{\max}$ принять за пиковое значение горизонтального ускорения на поверхности грунта, то максимальное касательное напряжение $\tau_{\max}$, действующее на основание грунтовой колонны, будет

$$\tau_{\max} = \frac{a_{\max}}{g} \cdot r_d \cdot \gamma_t \cdot z, \qquad (13.1)$$

где γ_t – удельный вес грунта; g – ускорение свободного падения; r_d – коэффициент уменьшения напряжений, допускающий деформируемость грунтовой колонны, величина которого меньше единицы.

Сид и Идрисс (Seed & Idriss, 1971) представили значение r_d в графической форме, Ивасаки (Iwasaki et al, 1978) рекомендовал использовать эмпирическую формулу (13.1), где z измеряется в метрах. Разделив каждую часть (13.1) на эффективное вертикальное напряжение σ'_v, получим модифицированную формулу

$$\frac{\tau_{\max}}{g} = \frac{a_{\max}}{g} \cdot r_d \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v}, \qquad (13.2)$$

где $\sigma_v = \gamma_t z$ – полное вертикальное напряжение.

Уравнение (13.2) широко используется для определения величины касательного напряжения, возникающего в элементе грунта во время землетрясения. Одним из преимуществ (13.1) является то, что для определения касательного напряжения, вызванного сейсмической нагрузкой, действующей в горизонтальной плоскости в толще грунта, можно применять большой объем накопленной информации о горизонтальном ускорении, зафиксированном на поверхности грунта.

Анализ процесса разжижения может осуществляться путем сравнения касательного напряжения, вызванного сейсмической нагрузкой, и касательного напряжения, необходимого для начала разжижения

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

грунта, или уровня амплитуды деформации сдвига, который считается неприемлемым для проектирования. Обычно критерием определения циклической прочности является возникновение 5%-ной осевой деформации двойной амплитуды, а также увеличение давления поровой воды до 100%, как описано выше. Используя уравнение (13.2), можно вычислить приложенное циклическое напряжение, а прочность грунта может быть определена любым из методов, описанных в предыдущих разделах. Если выразить относительную величину прикладываемых напряжений через относительное эквивалентное напряжение τ_{av}/σ'_v, то соответствующую прочность необходимо представить через относительное эквивалентное напряжение $\tau_{av,l}/\sigma'_v$ (см. уравнение (12.1). Поэтому потенциальное разжижение слоя песка оценивается через коэффициент запаса F_l :

$$F_\ell = \frac{\tau_{\max,\ell}/\sigma'_v}{\tau_{\max}/\sigma'_v} = \frac{\tau_{a\,v,\ell}/\sigma'_v}{\tau_{av}/\sigma'_v}, \qquad (13.3)$$

Отметим, что при использовании относительных максимальных или эквивалентных напряжений коэффициент запаса остается неизменным. Если коэффициент запаса меньше или равен единице, происходит разжижение, в остальных случаях оно отсутствует.

Приведем несколько случаев из практики строительства, описывающих применимость изложенной методики оценки разжижения. 16 июня 1964 г. в префектуре Ниигата в Японии произошло сильнейшее землетрясение, нанесшее значительный ущерб городским постройкам. В районе рек Шинано и Агано, где широко распространены песчаные грунты, разрушения были обусловлены в основном разжижением рыхлых слоев песка. Здания, фундаменты которых не опирались на твердые глубинные слои, разрушились или накренились в сторону центра тяжести. Подземные емкости, канализационные трубы, люки всплыли на 1-2 м выше земной поверхности. Территория, подвергшаяся масштабному разжижению, в основном располагалась вдоль р. Шинано (рис. 13.1).

Для выяснения причин разжижения проводили детальные исследования на нескольких площадках. При этом осуществляли испытания на стандартное зондирование, испытание голландским конусом, отбор образцов ненарушенной структуры из слоев песка, расположенных ниже уровня грунтовых вод, и трехосные циклические испытания для определения циклической прочности ненарушенных образцов. На площадке Кавагишичо, где здания осели или опрокинулись, в резуль-

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

тате полевых исследований был получен геологический разрез грунта (рис. 13.2): слои рыхлого песка с величиной $N < 15$ залегают до глубины 10 м.

Рис. 13.1. Схема расположения мостов в городе Ниигата

На рис. 13.3, 13.4 показано изменение относительной плотности и циклической прочности с глубиной по результатам трехосных циклических испытаний образцов, отобранных грунтоносом большого диаметра и грунтоносом Остерберга. Можно видеть, что величины относительной плотности колеблются от 40 до 60%, а циклическая прочность – от 0,15 до 0,20. С учетом данных о циклической прочности был выполнен анализ процесса разжижения с применением описанной выше методики.

Во время землетрясения 1964 г. в подвале 4-этажного железобетонного жилого здания были получены акселерограммы. Здание (2-й корпус) располагалось в 50 м от площадки, на которой проводили исследования грунта. Пиковая величина ускорений составила 159 см/с^2 для волн в направлении «В-З» и 155 см/с^2 для волн в направлении «С-Ю» (рис. 13.5).

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

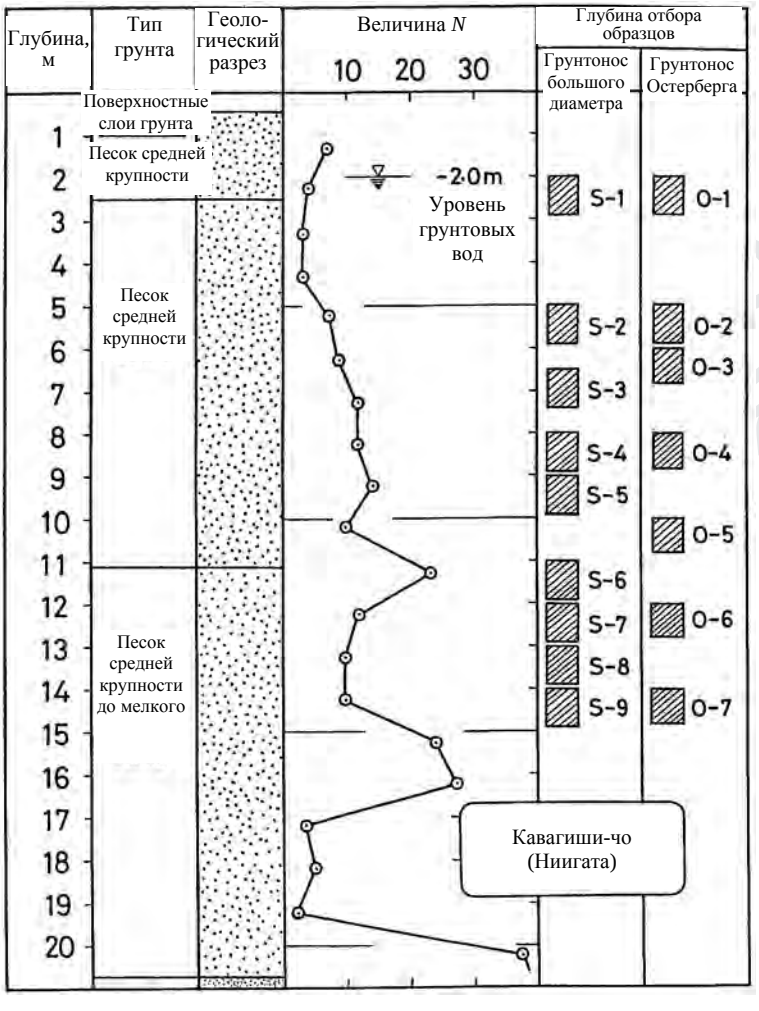


Рис. 13.2. Геологический разрез грунта и глубина отбора образцов на площадке Кавагиши-чо (Ниигата)

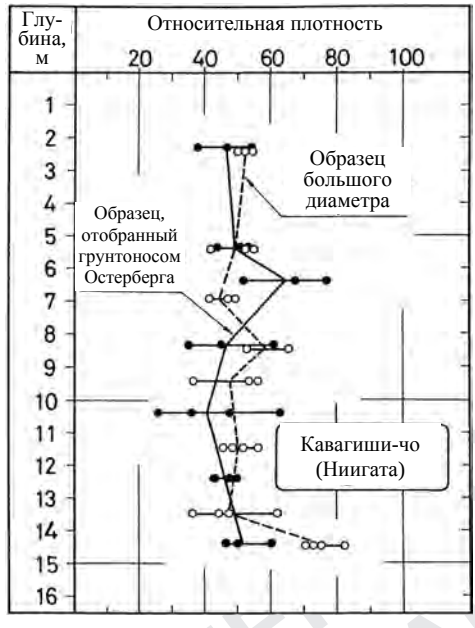


Рис. 13.3. Относительная плотность и глубина отбора образцов на площадке Кавагиши-чо (Ниигата)

Рис. 13.4. Циклическая прочность песка с площадки Ниигата для образцов большого диаметра и образцов, отобранных грунтоносом Остерберга

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

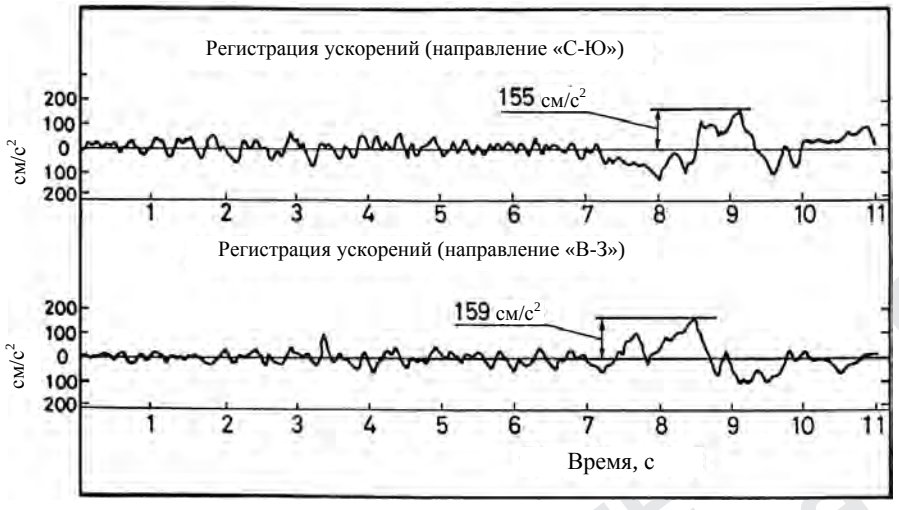


Рис. 13.5. Акселерограммы горизонтального ускорения, полученные на площадке Кавагиши-чо во время землетрясения 1964 г.

На рис. 13.6 показаны результаты анализа процесса разжижения на основании полученных акселерограмм в осях коэффициента запаса и глубины (Ishihara & Koga, 1981). Анализ циклической прочности образцов ненарушенной структуры, отобранных с помощью грунтоноса большого диаметра, показывает, что процесс разжижения затронул песок до глубины 13 м (см. рис. 13.6, *а*). Аналогичный анализ прочности образцов, отобранных грунтоносом Остерберга, показывает такое же обширное разжижение. Эти результаты хорошо согласуются с данными наблюдений за поверхностью грунта во время землетрясения 1964 г. Полученный коэффициент запаса в основном указывает на глубину, до которой грунт будет разжижаться при новых землетрясениях. Подобная информация необходима для принятия мер по защите песчаного основания от землетрясений.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

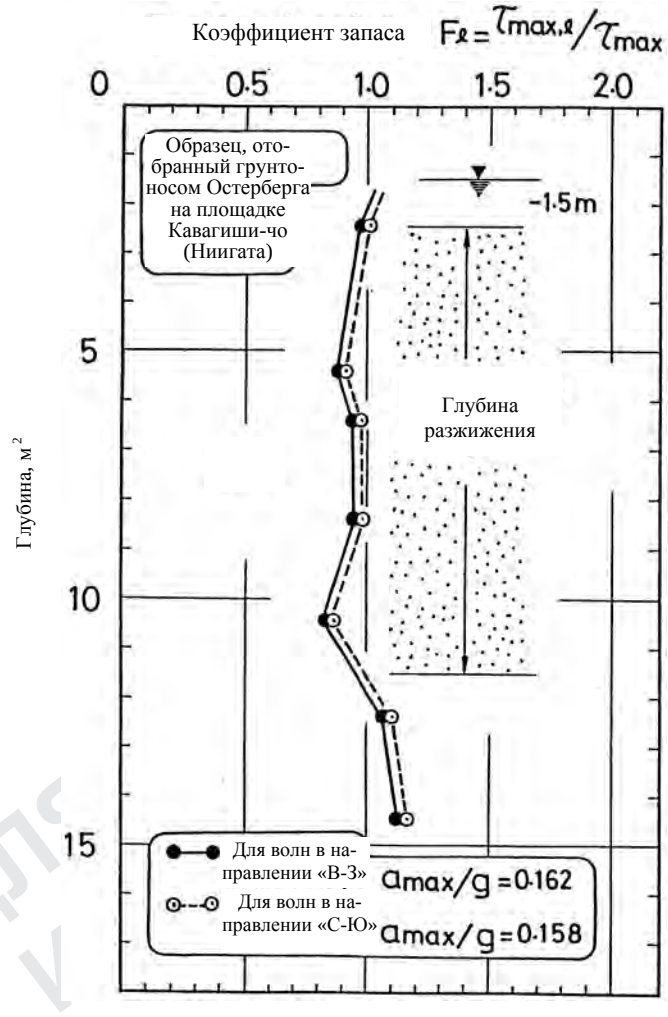


Рис. 13.6. Вычисленный коэффициент запаса для процесса разжижения в Ниигата (начало)

б

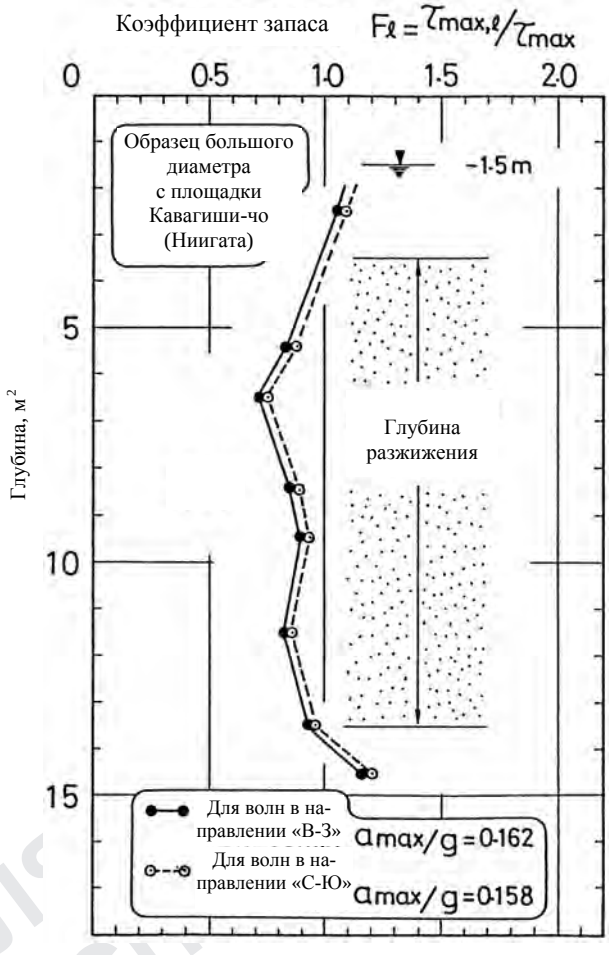


Рис. 13.6. Вычисленный коэффициент запаса для процесса разжижения в Ниигата (окончание)

Список литературы

Ishihara, K. and Koga, Y. (1981), Case Studies of Liquefaction in the 1964 Niigata Earthquakes, Soils and Foundations, Vol. 21, No. 3, pp. 35-52.

Iwasaki, T., Tatsuoka, F., Tokida, K. and Yasuda, S. (1978), A Practical Method for Assessing Soil Liquefaction Potential Based on Case Studies at Various Sites in Japan,Proc. 2nd International Conference on Microzonation for Safer Construction-Research and Application, Vol. n, pp. 885-96.

Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1971), Simplified Procedures for Evaluating Soil Liquefaction Potential, Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, Vol. 97, SM9, pp. 1249-73.

14

ОСАДКА СЛОЕВ ПЕСКА ВСЛЕДСТВИЕ РАЗЖИЖЕНИЯ

14.1. Основные концепции и методики

Известно, что при воздействии сейсмической нагрузки на водонасыщенные слои песка давление поровой воды возрастает, что приводит к разжижению грунта и потере прочности. Затем давление поровой воды начинает рассеиваться в основном к поверхности грунта. Это сопровождается изменениями объема песка, что выражается в осадках поверхности грунта.

Изменения объема песка вследствие рассеивания давления поровой воды при недренированном циклическом нагружении изучались в лабораторных условиях (Lee & Albeisa, 1974, Tatsuoka et al., 1984, Nagase & Ishihara, 1988). Выяснилось, что на объемную деформацию после разжижения влияет не только плотность грунта, но и, что более важно, величина максимальной сдвиговой деформации, которую испытывает песок под воздействием циклических нагрузок. Основываясь на этом, Токиматсу и Сид (Tokimatsu & Seed, 1987) предприняли попытку разработать методику прогноза осадки грунта после его разжижения. Альтернативная процедура расчета осадки грунта, где максимальная деформация сдвига рассматривалась как ключевой параметр, влияющий на объемную деформацию после разжижения, была предложена Ишихарой и Йошимине (Ishihara & Yoshimine, 1992). Эта методика базируется на двух важных концепциях, основанных на результатах многочисленных лабораторных испытаний.

Первая концепция базируется на зависимости между изменением объема водонасыщенного песка и максимальными деформациями сдвига. На рис. 14.1 приводятся результаты испытаний на простой сдвиг образцов чистого песка с разными величинами относительной плотности. Здесь построены графики зависимости объемной деформации во время реконсолидации ε_v от максимальной деформации сдвига γ_{max}, которую получает образец в ходе недренированного непериодического нагружения.

Было замечено, что давление поровой воды развивается до величины, равной начальному вертикальному напряжению, когда амплитуда непериодической нагрузки настолько велика, что это может при-

НЕ ПРЕДНАЗНАЧЕНО ДЛЯ ПРОДАЖИ

вести к 3%-ной максимальной деформации сдвига (см. рис. 14.1). Эти данные согласуются с результатами многочисленных испытаний, указывающих на то, что циклическое разупрочнение грунта, или начальное разжижение со 100%-ным увеличением порового давления сопутствует 2…3%-ной деформации сдвига. Важно отметить, что, даже когда максимальная деформация сдвига возрастает больше, чем на 2…3% (это требуется для начального разжижения), объемная деформация во время реконсолидации все равно значительно увеличивается.

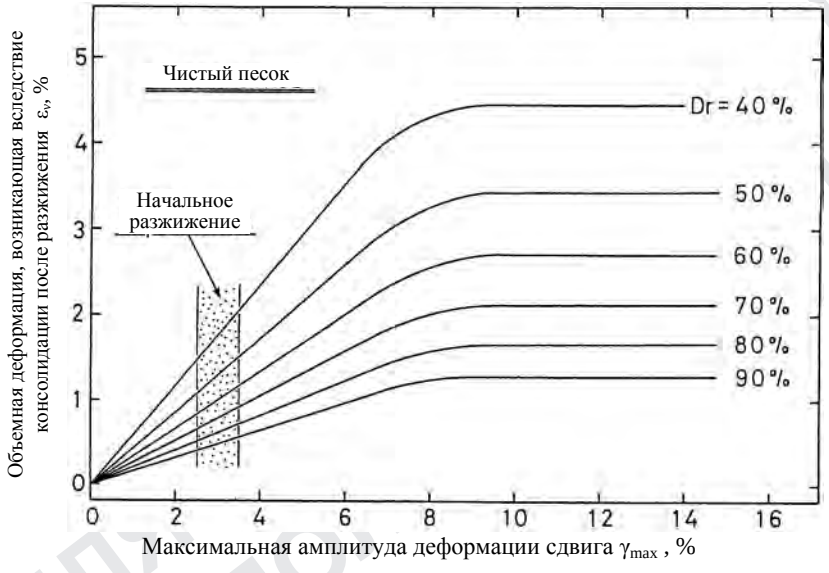


Рис. 14.1. Зависимость объемной деформации после разжижения от максимальной деформации сдвига

Для расчета осадки слоев песка вследствие его разжижения с использованием зависимости, показанной на рис. 14.1, необходимо знать величину максимальной сдвиговой деформации песка под воздействием нагрузки, вызванной будущим землетрясением. Для этого нужно использовать вторую концепцию, излагаемую ниже. Как уже говорилось, циклическая прочность обычно определяется как относительное циклическое напряжение, необходимое для возникновения в образце грунта 5%-ной деформации двойной амплитуды (Д.А.) в ходе трехосных испытаний. Очень рыхлый песок в процессе испытаний начинает существенно деформироваться, как только появляется такое состояние разупрочнения. Поэтому при любой деформации двойной амплитуды циклическая прочность будет практически одинаковой.

НЕ ДЛЯ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Однако для песков средней и высокой плотности при увеличении деформации сдвига, необходимой для циклического разупрочнения, требуется и увеличение относительного циклического напряжения. Иными словами, если при трехосном испытании образцов допускается осевая деформация Д.А. больше 5 %, то сверх номинально определяемой циклической прочности может мобилизоваться бóльшая величина циклического сопротивления. Следовательно, коэффициент запаса при оценке разжижения для 5%-ной осевой деформации сдвига Д.А., вычисленный по уравнению (13.3), часто принимает значение меньше единицы. Таким образом, коэффициент запаса, равный единице, соответствует состоянию циклического разупрочнения, ведущего к развитию 5%-ной осевой деформации Д.А., а коэффициент запаса меньше единицы соответствует разупрочнению грунта до нарастания осевой деформации Д.А. больше 5%. Коэффициент запаса F_1 рассматривается как функция осевой деформации двойной амплитуды. И наоборот, зная коэффициент запаса для слоев песка на определенной площадке, можно определить величину осевой деформации Д.А., развивающейся в песке в процессе разжижения. Половина величины этой сдвиговой деформации (осевая деформация одинарной амплитуды) рассматривается как максимальная деформация сдвига, которой подвергаются слои песка при разжижении во время землетрясений.

На основе данных, полученных из лабораторных испытаний, можно установить соотношение между коэффициентом запаса и амплитудой деформации сдвига. Некоторые результаты испытаний на простой сдвиг образцов чистого песка (Nagase, 1985) обработаны и представлены на рис. 14.2 в виде группы кривых. На рисунке построена зависимость коэффициента запаса от максимальной деформации сдвига γ_{max} для песка с различными величинами относительной плотности. Из рис. 14.2 видно, что при величине коэффициента запаса меньше 1 максимальная деформация сдвига тем меньше, чем больше относительная плотность. Семейство кривых, представленных на рис. 14.2, может использоваться для определения максимальной амплитуды деформации сдвига при известной величине коэффициента запаса. Определив максимальную амплитуду деформации сдвига, можно рассчитать объемную деформацию, возникающую после разжижения, используя кривые, показанные на рис 14.1.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

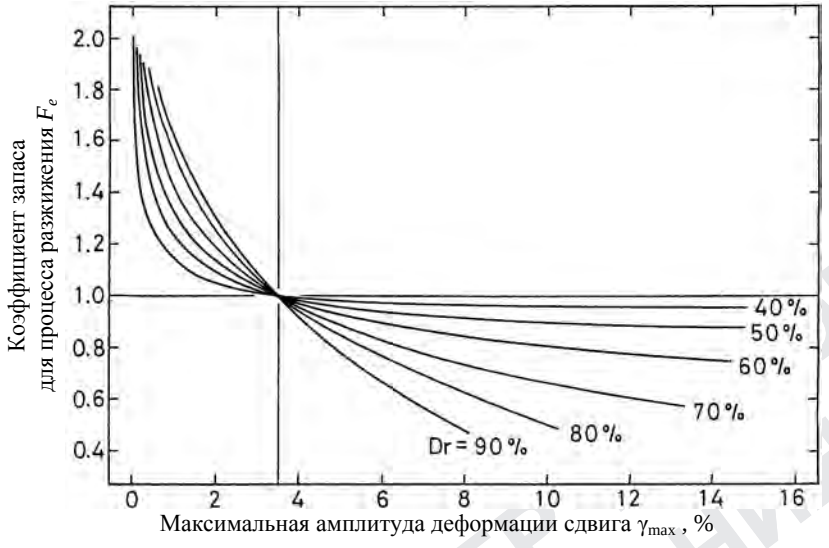


Рис. 14.2. Соотношение между коэффициентом запаса и максимальной деформацией сдвига

Предположим, что коэффициент запаса получен в результате анализа процесса разжижения, описанного в гл. 13. Поэтому можно не определять максимальную деформацию сдвига, а непосредственно вычислить объемную деформацию после разжижения. Для этого с каждой группы кривых на рис. 14.1 и 14.2 считывают пары значений коэффициента запаса F_l и объемной деформации ε_v , соответствующие одинаковой максимальной деформации сдвига. Полученная комбинация F_l и ε_v нанесена на рис. 14.3 для определения следующего семейства кривых, где максимальная деформация сдвига γ_{max} принята за рабочий параметр. Для применения этих кривых на практике нужно преобразовать осевую деформацию в трехосной постановке в деформацию простого сдвига, используя выражение $\gamma_{max} = 1{,}5\ \varepsilon_{1max}$. Отметим, что в трехосных испытаниях при осевой деформации с постоянной амплитудой ε_{1max} считается равной ε_1. Таким образом, максимальная деформация сдвига γ_{max}, показанная на рис. 14.3, уже преобразована согласно описанной методике.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

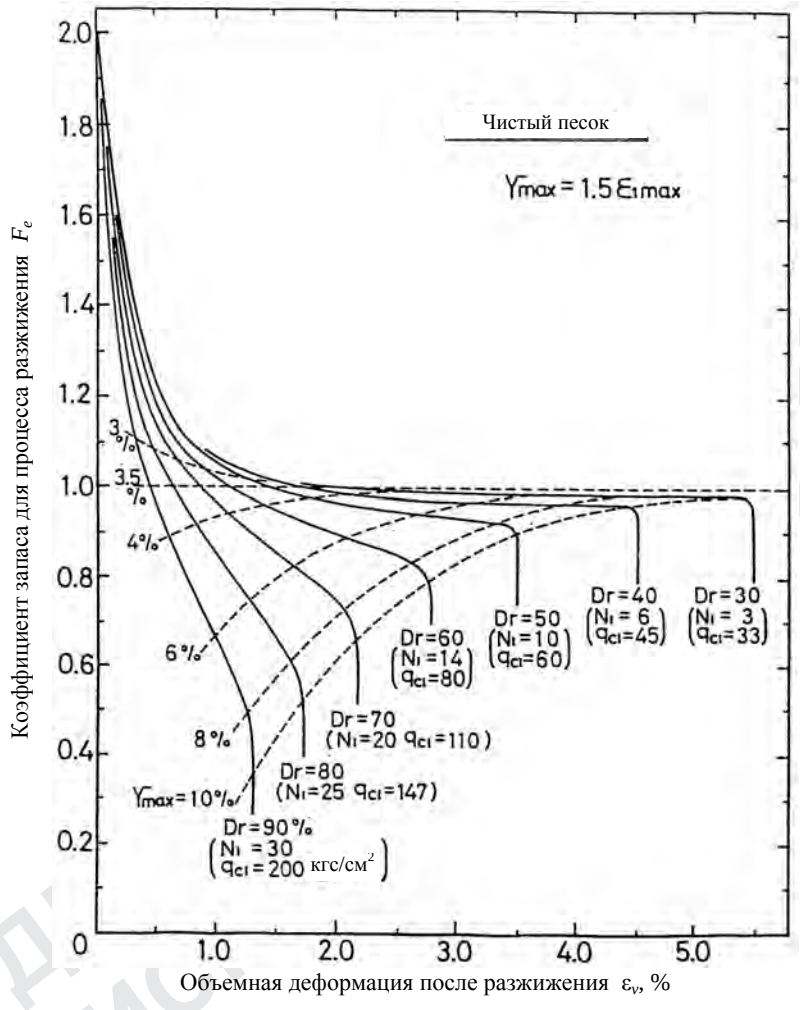


Рис. 14.3. График для определения объемной деформации после разжижения как функции коэффициента запаса

Поскольку существует верхний предел объемной деформации при реконсолидации для каждой величины плотности грунта (см. рис. 14.1), поэтому даже при достаточно большой максимальной деформации сдвига объемная деформация не изменяется (см. рис. 14.3). Таким образом, величина объемной деформации после разжижения становится независимой от коэффициента запаса, если он достаточно мал. Отметим, что кривые (см. рис. 14.3) для малых величин относительной плотности (меньше 40%), а также кривые, отражающие максимальные деформации сдвига (со значением меньше 5%), построе-

ны приблизительно, без достаточных фактических данных. Более точные кривые можно получить на основе тщательно подготовленных испытаний.

Осадку поверхности грунта, возникающую при разжижении слоев песка во время землетрясений, можно рассчитать, если известны коэффициент запаса и относительная плотность песка для каждой глубины отложения. Относительную плотность слоев песка in situ можно определить по уравнениям (12.8) или (12.13) исходя из данных по сопротивлению пенетрации из испытаний SPT и CPT.

По этим формулам относительную плотность D_r преобразуют в величины N_1 и q_{c1}, приведенные на рис. 14.3. Сотношение q_{c1}/N_1 для малых значений N_1 (5…10) находится в пределах 0,6…0,8. И хотя это соотношение несколько больше предложенного Робертсоном и Кампанеллой (Robertson & Campanella, 1985), величина q_{c1}/N_1, полученная по (12.8) и (12.13), достаточно точна, особенно для рыхлого песка с $N_1 < 10$. Это подтверждено Огайя (Ohaya et al., 1985) и результатами большинства испытаний in situ, проводимых в Японии.

Согласно рис. 14.3, осадку грунта в результате разжижения песка можно вычислить с помощью следующей простой методики. Прежде всего, на основе данных об интенсивности землетрясения, выраженных через ускорение, и плотности песчаного основания для каждого слоя песка на данной площадке находят коэффициент запаса против разжижения F_l. Зная F_l и используя рис. 14.3, можно определить объемную деформацию после разжижения ε_v каждого слоя песка, для которого известны N_1 и q_{c1}. После этого, просуммировав значения вертикальных смещений каждого слоя грунта, определяют осадку поверхности грунта.

14.2. Оценка осадки

Для иллюстрации использования изложенной методики рассмотрим случай разжижения песка на площадке Ниигата. Согласно рис. 13.6, коэффициент запаса для рыхлого песка на площадке Кавагиши в среднем на глубине 3…12 м примерно равен 0,9. На рис. 13.3 приведены данные об относительной плотности образцов ненарушенной структуры, здесь рассматривается средняя величина по всей глубине, равная примерно 50%. С учетом этих величин вычислим объемную деформацию после разжижения, используя график на рис. 14.3. Она составит 2,5…3,5%, что соответствует максимальной сдвиговой деформации 5…7%. Таким образом, рассчитанная осадка поверхности будет (0,025…0,035) × 1000 см = 25…35 см. Эта величина согласуется с данными наблюдений на площадке Кавагиши-чо во время землетрясения Ниигата в 1964 г.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

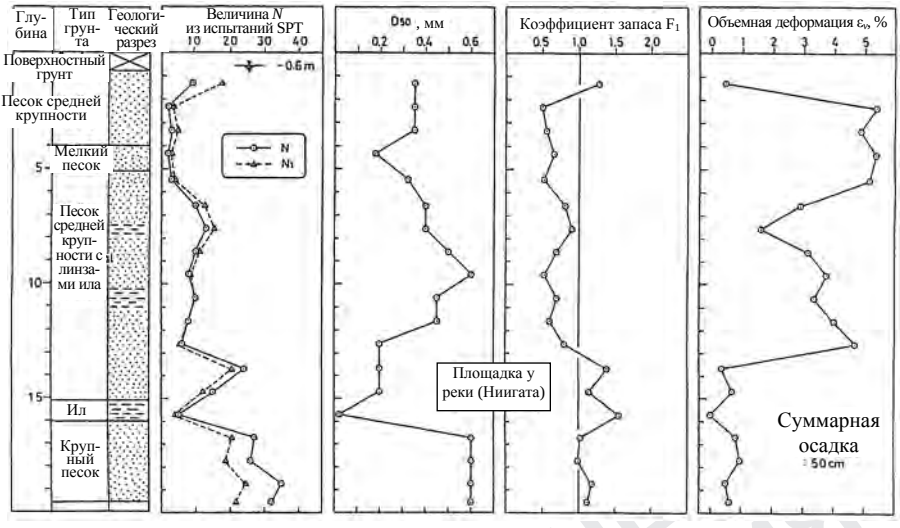


Рис. 14.4. Анализ осадок слоя песка при землетрясении Ниигата в 1964 г.

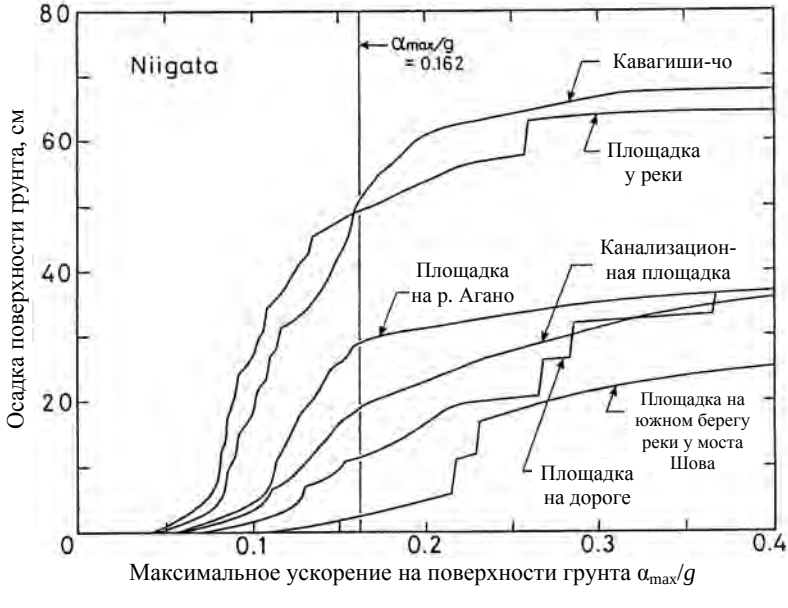


Рис. 14.5. Увеличение осадок с возрастанием ускорения в грунте, вычисленное для нескольких площадок в Ниигата

В качестве другого примера рассмотрим анализ осадок на площадке у реки в Ниигата (см. рис. 13.1). На рис. 14.4 приводятся геологиче-

ский разрез, величины N по результатам испытаний SPT, а также значения N_1, нормализованные с помощью (12.9) по σ'_v = 1 кг/см^2. Для оценки циклической прочности используется формула (12.5) и средний диаметр D_{50}, приведенный на рис. 14.4. Для каждой глубины вычисляли коэффициент запаса с учетом интенсивности землетрясения α_{max} = 158 см/с^2. Анализ результатов показал, что на глубине 2…13 м коэффициент запаса меньше единицы, поэтому вычисленная величина объемной деформации составляет 2…5% (в зависимости от глубины). На площадке у реки расчетная величина осадки поверхности составила 50 см. На этой площадке грунт подвергся значительным разрушениям, и предполагаемая осадка составила десятки сантиметров, что практически соответствует величине 50 см, вычисленной с использованием предложенной методики.

Очевидно, что коэффициент запаса, определенный по (13.3), уменьшается при увеличении максимального ускорения. Следовательно, осадка, вызванная разжижением грунта, увеличивается с ростом интенсивности землетрясения. Однако процесс увеличения осадки вместе с ускорением различен на каждой рассматриваемой площадке и зависит от геологического разреза и природы составляющих ее грунтов. Для анализа этого аспекта на нескольких площадках Ниигата вычисляли осадку после разжижения грунта при разных величинах ускорения. Согласно расчетам (рис. 14.5), обычно осадка отсутствует при максимальном ускорении меньше 50 см/с^2, а при максимальном ускорении больше 300 см/с^2 осадка не возрастает, стабилизируясь в определенных пределах на каждой конкретной площадке. Интересно, что осадка после разжижения рыхлых слоев песка резко возрастает с увеличением ускорения в пределах 100…200 см/с^2.

Зависимость между степенью разрушения и приблизительной величиной осадки

Степень разрушения	Осадка, см	Явления на поверхности грунта
Небольшая или отсутствует	0…10	Незначительные трещины
Умеренные разрушения	10…30	Небольшие трещины и медленное течение песка
Обширные разрушения	30…70	Большие трещины, значительное разжижение песка, боковые смещения

Интерпретируя полученные результаты с учетом данных наблюдений на различных площадках во время последних землетрясений, можно отметить, что осадка в пределах 10 см соответствует зонам с небольшими разрушениями (или без них), осадка в 10…20 см – зонам умеренных разрушений. При росте осадки до 30 см и выше наблюда-

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

ются значительные разрушения, разжижение песка и образование больших трещин (см. таблицу).

Список литературы

Ishihara, K. and Yoshimine, M. (1992). Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes. Soils and Foundations, 32, 173-88.

Lee, K.L. and Albeisa, A. (1974). Earthquake induced settlements in saturated sands. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 100, GT4, 387-406.

Nagase, H. and Ishihara, K. (1988). Liquefaction-induced compaction and settlement of sand during earthquake. Soils and Foundations, 28, 66-76.

Nagase, H. (1985). Behavior of sand in multi-directional irregular loading. PhD dissertation, Department of Civil Engineering, University of Tokyo (in Japanese).

Ohya, S., Iwasaki, T., and Wakamatsu, M. (1985). Comparative study of various penetration tests on ground that underwent liquefaction during the 1983 Nihonkai-Chubu and 1964 Niigata earthquake. Proceedings of the US-Japan Joint Workshop on In situ Testing Methods for Evaluation of Soil Liquefaction Susceptibility, San Francisco, pp. 56-88.

Robertson, P.K. and Campanella, R.G. (1985). Liquefaction potential of sands using the CPT. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 111, GT3, 384-403.

Tatsuoka, F., Sasaki, T., and Yamada, S. (1984). Settlements in saturated sand induced by cyclic undrained simple shear. Proceedings of the 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, Vol. 3, pp. 95-102.

Tokimatsu, K. and Seed, H.B. (1987). Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 113, GT8, 861-78.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

15

УСЛОВИЯ ТЕКУЧЕСТИ И НЕТЕКУЧЕСТИ И ОСТАТОЧНАЯ ПРОЧНОСТЬ

Известно, что разрушение вследствие текучести происходит в рыхлых песчаных грунтах, находящихся в состоянии постоянной деформации после разжижения под воздействием сейсмической нагрузки. Поэтому для появления разрушения вследствие текучести песок должен быть достаточно рыхлым, чтобы контрактировать в процессе приложения касательного напряжения. При обычных величинах природного давления (около 100 кПа) существует верхний предел относительной плотности, выше которого песок практически не может контрактировать и, следовательно, находиться в состоянии меньшего сопротивления на сдвиг. При относительной плотности песка ниже этого предела велика вероятность развития постоянной деформации и разрушения вследствие текучести. Этот предел можно достаточно точно выразить с помощью параметров плотности, например относительной плотности. Если эти параметры коррелируют с сопротивлением пенетрации, определяемым при полевых испытаниях на зондирование (SPT или CPT), то предельные условия также могут выражаться через пороговые значения сопротивления пенетрации. Зная эти предельные условия, или пороговые значения, можно определить верхний предел нормализованной остаточной прочности.

15.1. Условия текучести для SPT- и CPT-испытаний

В разд. 11.8 показано, что формирование текстуры сильно влияет на реакцию песчаных грунтов. Предположим, что существует три вида отложений элемента песчаного грунта, на который воздействует постоянное природное давление p_c' (рис. 15.1): в условиях, соответствующих методам укладки во влажном состоянии (M.P.), сухом состоянии (D.D.) и водной седиментации (W.S.). При любом из этих условий песок может находиться в разных состояниях в зависимости от коэффициента начального состояния $r_c = p_c'/p_s'$. Например, в условиях влажной укладки песок может находиться в начальном состоянии консолидации не только при больших величинах r_c, но и при $r_c = 2{,}0$, если он предварительно подвергался некоторому уплотнению. Пред-

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

положим, что это состояние характеризуется коэффициентом пористости e_m (см. рис. 15.1). В условиях водной седиментации начальное состояние при r_c = 2,0 может характеризоваться коэффициентом пористости e_W. Таким образом, для начального состояния при r_c = 2,0 и одинаковой величине природного вертикального давления p_c' существуют три состояния с различными коэффициентами пористости, зависящими от условий отложения (рис. 15.2). Многочисленные лабораторные испытания показали, что наибольшую величину имеет коэффициент пористости e_M, полученный при использовании метода влажной укладки: $e_M > e_V > e_W$. Выразив это через относительную плотность, получим неравенство $D_{rW} > D_{rD} > D_{rM}$, где D_{rD} – относительная плотность при коэффициенте пористости e_D, соответствующем методу укладки песка в сухом состоянии. Подставив каждую из величин относительной плотности D_{rW}, D_{rD} и D_{rM} в (12.10), получим три разных величины N для SPT (см. рис. 15.2).

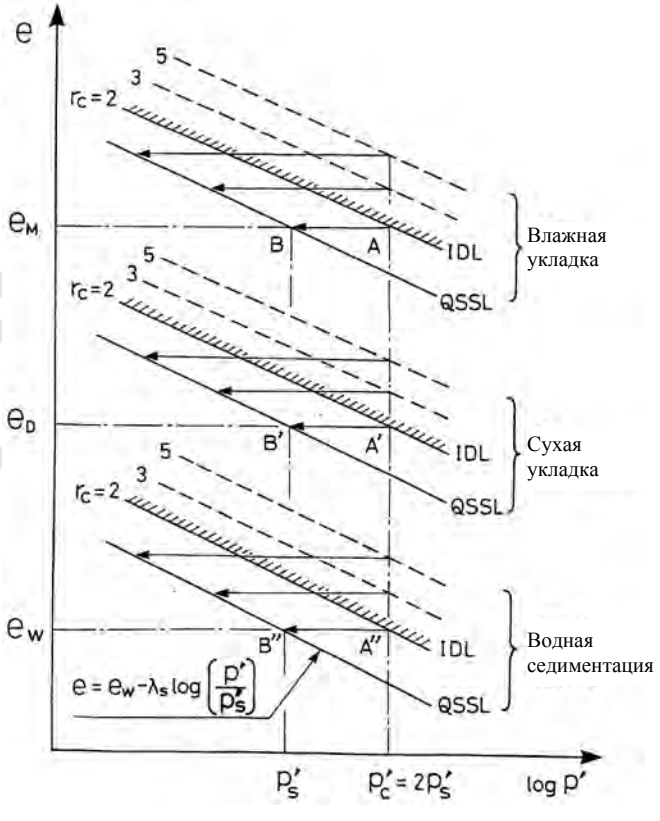


Рис. 15.1. Линии QSSL и IDL для образцов разной текстуры

Следовательно, возможны три значения коэффициента пористости и, соответственно, количества ударов в SPT-испытаниях в конкретном грунтовом массиве. Отметим, что величина нормализованной остаточной прочности, определяемой по (11.4), одинакова во всех рассматриваемых случаях, поскольку угол фазового перехода $ø_s$ не зависит от текстуры грунта, а условие $r_c = 2{,}0$ является постоянным. Из-за множественности значений N в SPT-испытаниях возникает вопрос, можно ли принимать сопротивление пенетрации в качестве пороговой величины между дилатансией и контракцией песка, не зная особенностей его отложения в полевых условиях.

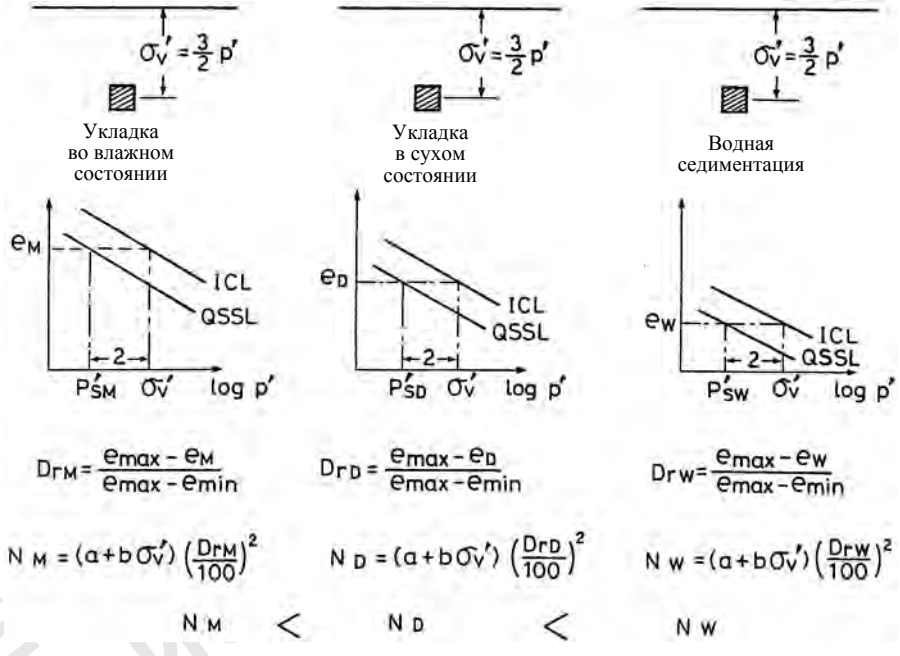


Рис. 15.2. Влияние условий отложения на коэффициент пористости, относительную плотность и величину N в SPT-испытаниях

Когда коэффициент пористости восстановленных образцов, определенный в лабораторных испытаниях, используется для расчета порогового значения сопротивления пенетрации, правомерно принимать начальное состояние, или QSSL, возникающее при минимальном коэффициенте пористости. В примере, приведенном рис. 15.1, для этого достаточно выбрать линию IDL, полученную для образцов, подготовленных методом водной седиментации. Такой выбор приведет к самым консервативным оценкам возможности возникновения разрушения песка в полевых условиях вследствие текучести под воздействием

сейсмической нагрузки.

При проведении испытаний трудно подготовить несколько образцов с одинаковыми коэффициентами пористости даже при идентичных условиях укладки образцов. Поэтому линии начальной консолидации (ICL) чаще всего отклоняются друг от друга, даже если образцы приготовлены одним и тем же методом. Однако при определенных условиях подготовки образцов линия QSSL определяется гораздо более однозначно. Поэтому целесообразно принять линию QSSL за основу и построить линию ICL исходя из заданной величины r_c. В дальнейшем будем придерживаться этой логики рассуждений.

Возвращаясь к результатам испытаний, показанным на рис. 11.25, заметим, что кривая линия лучше всего соответствует состоянию QSS на графике e–log p'. Однако состояние QSS можно приблизительно представить и прямой линией:

$$e = e_{s1} - \lambda_s \log_{10}\left(\frac{p'}{p'_{s1}}\right), \tag{15.1}$$

где e_{s1}, p_{s1} – коэффициент пористости и эффективное обжимающее напряжение, произвольно выбранные для определения положения QSSL на графике e–log p'; λ_s – наклон линии (рис. 15.3).

Если значения e_{s1} и p_{s1} для состояния QSSL выбираются с наименьшим коэффициентом пористости, уравнение (15.1) дает выражение для QSSL, которое связано с наиболее консервативной оценкой сопротивления пенетрации при испытаниях на зондирование in situ. В дальнейшем мы будем использовать состояние QSSL, определенное данным образом.

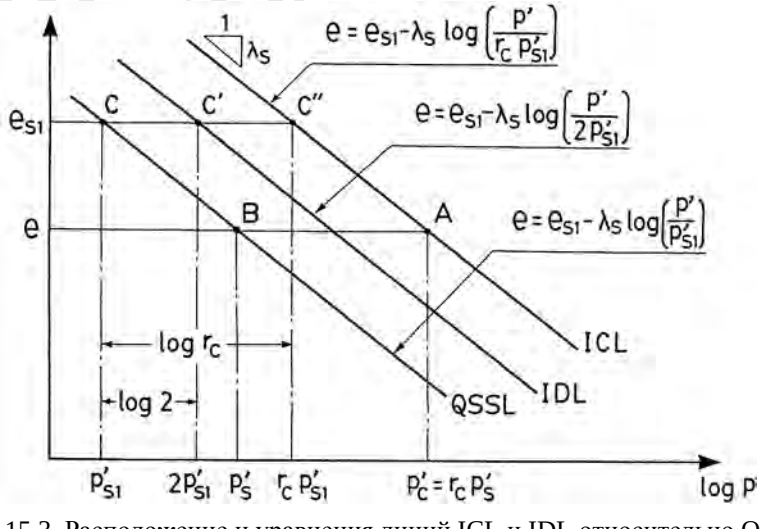


Рис. 15.3. Расположение и уравнения линий ICL и IDL относительно QSSL

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Согласно рис. 11.6 и 15.1, образцы могут подготавливаться при различных начальных коэффициентах пористости, на основе которых строят несколько линий начальной консолидации (ICL). Расположение этих линий относительно линии QSSL определяется коэффициентом начального состояния r_c, поскольку линия ICL параллельна QSSL (см. рис. 15.3). Таким образом, согласно (15.1), при заданном значении r_c ICL будет

$$e = e_{s1} - \lambda_s \log_{10}\left(\frac{p'}{r_c p'_{s1}}\right). \qquad (15.2)$$

Используя это отношение для определения относительной плотности, линию ICL можно выразить следующим образом:

$$\frac{D_r}{100} = \frac{1}{e_{\max} - e_{\min}}\left[e_{\max} - e_{s1} + \lambda_s \log_{10}\left(\frac{p'}{r_c p'_{s1}}\right)\right]. \qquad (15.3)$$

Подставляя (15.3) в (12.10), выразим ICL через величину N (число ударов) для SPT-испытаний:

$$N = (a + b\sigma'_v)\left[\frac{e_{\max} - e_{s1} + \lambda_s \log\left(\frac{2}{3p'_{s1}}\frac{\sigma'_v}{r_c}\right)}{e_{\max} - e_{\min}}\right]^2, \qquad (15.4)$$

где p' заменяется величиной $p'_c = \sigma'_0$, а затем σ'_0 преобразуется в σ'_v в соответствии с $\sigma'_0 = 2\,\sigma'_v/3$.

Следствие уравнения (15.4) иллюстрируется на рис. 15.4, *а*, *в*. Если образец рыхлого песка при $r_c = 5{,}0$ уплотняется от точки C_a до точки A_a (см. рис. 15.4, *а*), то соответствующая величина N будет увеличиваться от точки C_a до точки A_a (см. рис. 15.4, *в*) при возрастании начального эффективного обжимающего напряжения. Если подготовленный образец контрактирует при $r_c = 2{,}0$, то процесс консолидации от точки C_a до точки A_a (см. рис. 15.4, *а*) приводит к увеличению N (см. рис. 15.4, *в*). Напомним, что кривая при $r_c = 2{,}0$, соответствующая IDL на графике e–log p', дает максимально возможную величину N, когда песок контрактирует. Поэтому, если подставить значение $r_c = 2{,}0$ в (15.4) вместе с величинами e_{s1} и p_{s1}, выбранными для QSSL при наименьшем коэффициенте пористости, итоговая величина N будет максимально возможной при любом состоянии начальной консолидации и любом механизме отложения грунта.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

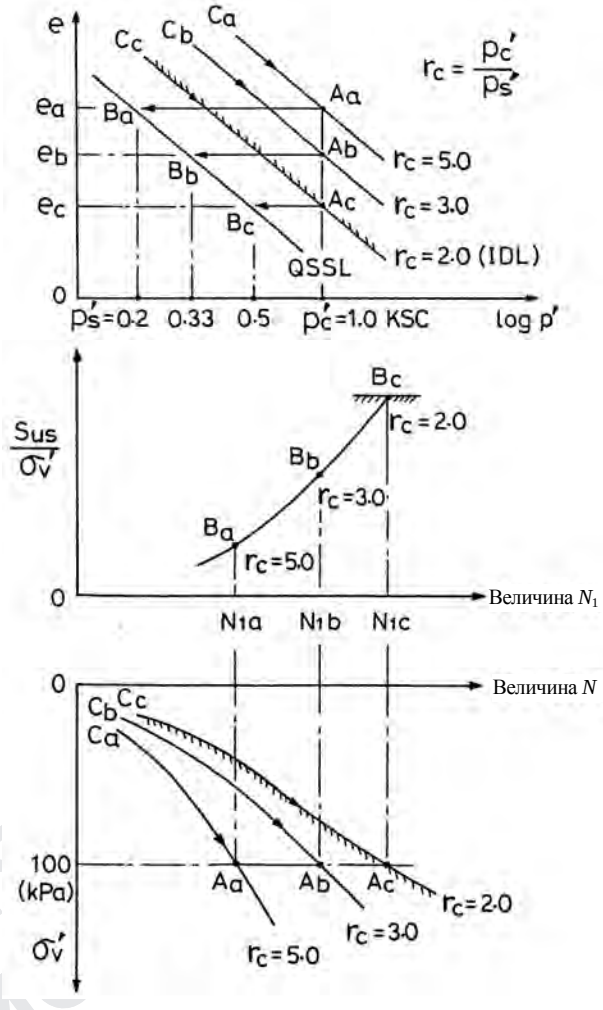


Рис. 15.4. Зависимость между нормализованной остаточной прочностью и величиной N_1 для SPT-испытаний

Константы для количественного определения QSS чистых песков определяли в лабораторных условиях на образцах трех типичных видов песка, подготовленных методом укладки в сухом состоянии (табл. 15.1). Константы для пылеватых песков находили методом водной седиментации для образцов песка «Tia Juana» и методом укладки в сухом состоянии для песков «Chiba» (Япония) и «Dagupan» (Филиппины). Константы для образцов двух последних видов грунта были скорректированы таким образом, чтобы соответствовать константам

образцов, подготовленных методом водной седиментации (табл. 15.2). Вводя эти константы в (15.4), получаем пороговое значение N как функцию эффективного природного давления для чистых и пылеватых песков σ'_v (рис. 15.5, 15.6). Кривые на рисунках указывают на максимальные значения N при $r_c = 2{,}0$ для каждого образца чистого и пылеватого песков. Таким образом, каждая кривая имеет тот же смысл, что и кривая C_c–A_c на рис. 15.4, *в*. Величины a и b для кривых на рис. 15.5, 15.6 были рассчитаны на основании графика на рис. 12.4 в зависимости от величин среднего диаметра D_{50} для разных видов песка. Из-за различной относительной плотности отдельных образцов песка, при которой возникает QSS, кривые на рис. 15.5, разделяющие состояния текучести и нетекучести для чистых песков, несколько различаются.

Таблица 15.1

Константы для чистых песков, полученных методом укладки в сухом состоянии

Константы	Песок «Toyoura»	Песок «Chiba»	Песок «Kiyosu»
Содержание тонких частиц F_c, %	0	3	0
Размер зерен D_{50}, мм	0,170	0,170	0,310
e_{max}	0,977	1,271	1,206
e_{min}	0,597	0,839	0,745
e^*_{s1}	0,876	1,095	1,015
λ_s	0,022	0,085	0,050
a	33	33	33
b	37	37	37
M	1,24	1,37	1,20
φ_s	30°	30°	30°
N_1	4	7	9

*Коэффициент пористости при QSS для $P'_{s1} = 1$ кгс/см^2.

Таблица 15.2

Константы для пылеватых песков, полученных методом водной седиментации

Константы	Песок «Toyoura»	Песок «Chiba»	Песок «Kiyosu»
Содержание тонких частиц F_c, %	12	18	15
Размер зерен D_{50}, мм	0,160	0,150	0,180
e_{max}	1,099	1,307	1,454
e_{min}	0,620	0,685	0,600
e^*_{s1}	0,820	0,940	0,835
λ_s	0,075	0,090	0,180
a	10	8	8
b	15	12	12
M	1,22	1,37	1,25
φ_s	30,5°	34°	31°
N_1	6,5	6	8

*Коэффициент пористости при QSS для $P'_{s1} = 1$ кгс/см^2.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Для проверки обоснованности кривых, построенных на основе лабораторных испытаний, изучали полевые данные о величинах N на площадках, где во время землетрясений возникало разрушение вследствие текучести грунта. На рис 15.5, 15.6 точками показаны данные, полученные в полевых условиях. Из рисунков видно, что пороговые значения величин N, полученные в лабораторных испытаниях и на площадках, где возникли разрушения вследствие текучести грунта, находятся в одних пределах. Объединив эти данные, можно выбрать кривую, соответствующую максимальному значению N, как граничную кривую для чистых песков. На рис. 15.6 показаны аналогичные кривые для песков с содержанием тонких частиц более 10%. В данном случае кривая для грунта «Dagupan» может быть принята в качестве граничной.

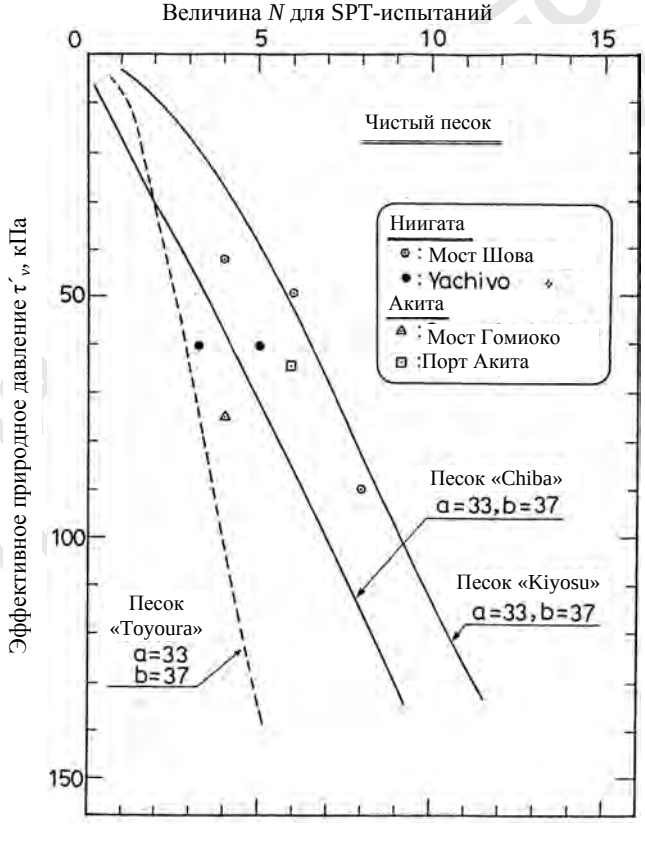


Рис. 15.5. Сравнение граничных условий для трех чистых песков, определенных в лаборатории и преобразованных в величины N для SPT-испытаний, и данных исследований площадок, на которых произошли разрушения из-за текучести, вызванной разжижением грунта

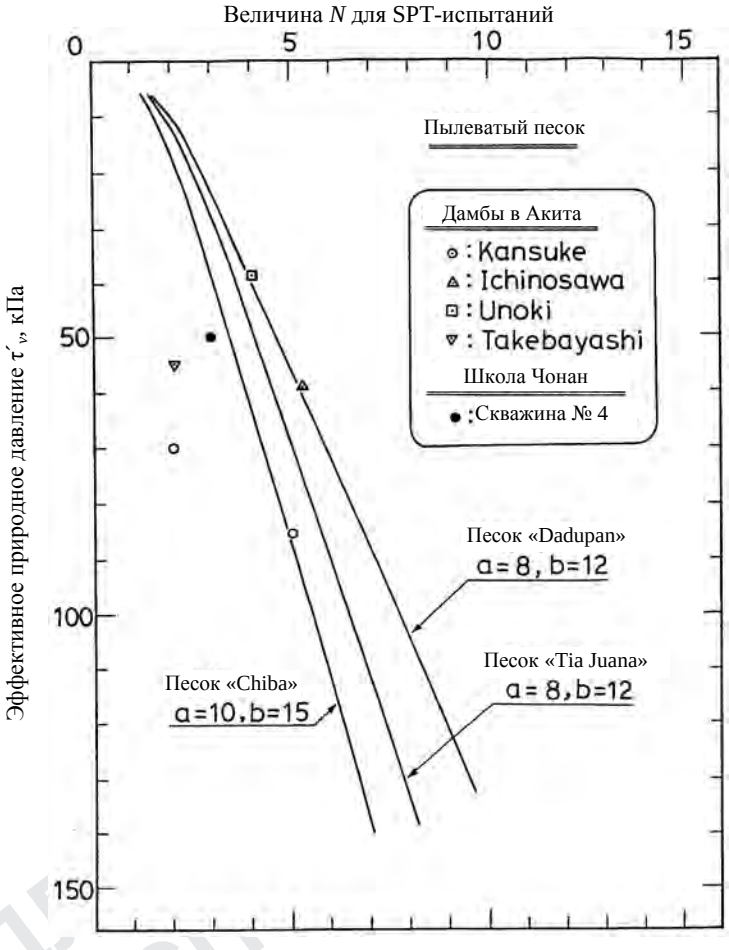


Рис. 15.6. Сравнение граничных условий для трех пылеватых песков, определенных в лаборатории и преобразованных в величины *N* для SPT-испытаний, и данных исследований площадок, на которых произошли разрушения из-за текучести, вызванной разжижением грунта

Интересно, что граничная кривая (см. рис. 15.5, 15.6), выбранная для пылеватых песков, расположена несколько левее и дает почти такую же пороговую кривую, как для чистых песков. В общем, величины *a* и *b* загрязненных песков значительно меньше, чем чистых (см. рис. 12.4), а относительная плотность, при которой возникает состояние QSS, существенно больше. Эти факторы компенсируют друг друга, благодаря чему пороговые величины *N* для чистых и загрязненных песков практически одинаковы.

Исходя из этого область между двумя граничными прямыми, дающими максимально возможные величины N для любых песчаных грунтов, взятыми с рис. 15.5 и 15.6 и приведенными на рис. 15.7, может рассматриваться как узкая пограничная зона между условиями, в которых разрушение вследствие текучести грунта может возникнуть (или не возникнуть) в зависимости от величины N. Эта граница может использоваться как для чистых, так и для пылеватых песков, содержание тонких частиц в которых не превышает 30%.

Граничная кривая в приведенном диапазоне была предложена Сладеном и Хевиттом (Sladen & Hewitt, 1989). Авторы определили ее через параметр q_c для CPT-испытаний на основании исследований на искусственных островах в море Бофорта у берегов Канады. На некоторых из этих островов наблюдалось явление текучести грунтов. Результаты исследований показаны на рис. 15.8. Из-за отсутствия реальных данных испытаний CPT на площадках, где произошли разрушения вследствие текучести грунтов во время землетрясений, трудно выполнить четкое сравнение.

Преобразовав граничную кривую (см. рис. 15.7) в кривую, выраженную через параметр q_c, можно провести интересное сравнение. Для преобразования N в q_c можно воспользоваться линейным отношением, предложенным Робертсоном и Кампанеллой (Robertson & Campanella, 1985). Однако обобщение данных по разным площадкам в Японии, где произошло разжижение грунта (Ohya et al., 1985), показало, что отношение q_c/N увеличивается при уменьшении величины N, принимая значения от 0,5 до 0,7 при N в пределах 10. С учетом этих результатов величину N, соответствующую средней линии граничной области (рис. 15.7), преобразовали в граничную кривую через значение q_c, как показано на рис. 15.8.

Граничная линия, предложенная Сладеном и Хевиттом (Sladen & Hewitt, 1989), берется из рис. 15.8 как модификация $\sigma'_v = 1{,}5\ \sigma'_0$. Обе кривые показаны на рис. 15.9, здесь же изображена граничная область, полученная Робертсоном (Roberson et al., 1992), который объединил несколько предложенных кривых. На рис. 15.9 видно, что граница, полученная на основе значений N с помощью вышеизложенного преобразования, в общих чертах совпадает с предложенной Робертсоном (Roberson et al., 1992) и находится в непосредственной близости от граничной зоны, предложенной Сладеном и Хевиттом (Sladen & Hewitt, 1989).

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

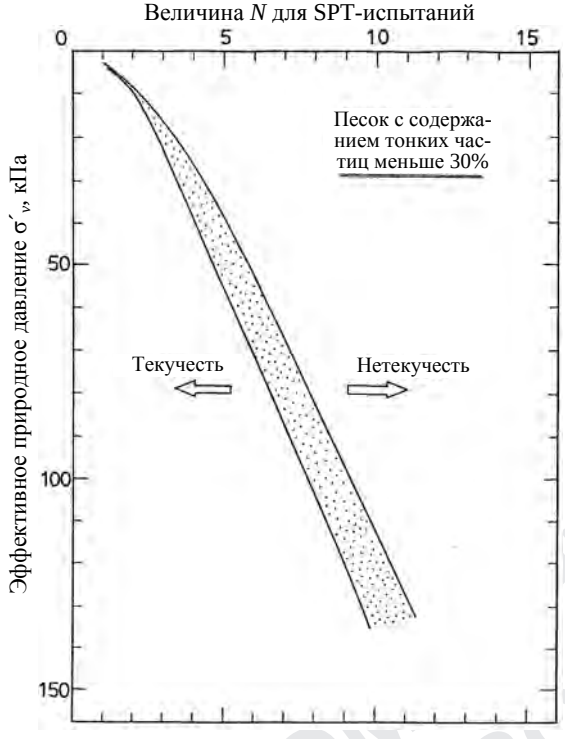


Рис. 15.7. Предложенная граница условий текучести–нетекучести на основе величин N для испытаний SPT

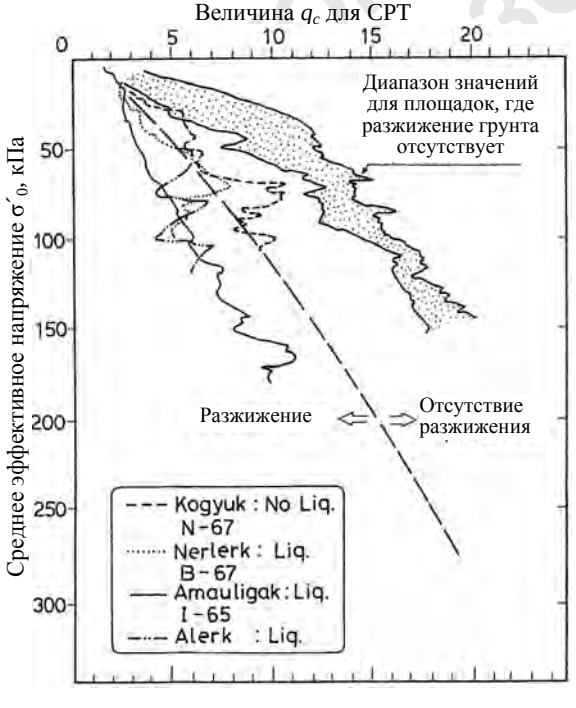


Рис. 15.8. Граничные условия текучести–нетекучести на основе величин q_c для испытаний CPT, определенных на площадках в море Бофорт (Sladen & Hewitt, 1989)

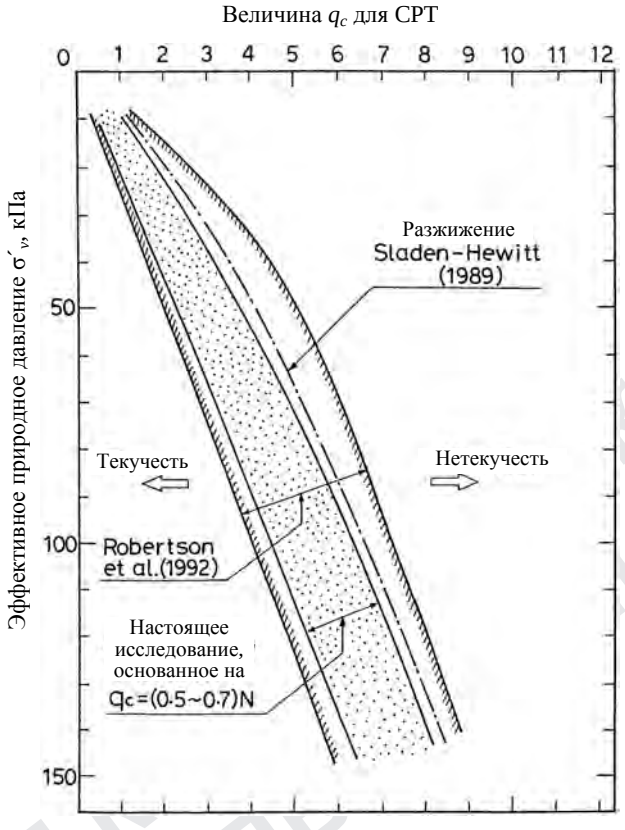


Рис. 15.9. Объединенный график граничных областей, разделяющих области текучести–нетекучести, на основе величин q_c для испытаний CPT

15.2. Зависимость между остаточной прочностью и сопротивлением пенетрации

Поскольку с помощью точных измерений коэффициента пористости песков в полевых условиях трудно определить остаточную или постоянную прочность грунта, подвергшегося разжижению, Сид (Seed, 1987) предпринял попытку установить зависимость между величиной N для испытаний SPT и остаточной прочностью, определяемой методом обратного анализа нескольких случаев разрушения вследствие разжижения. Аналогичный обратный анализ был выполнен в работе Ишихары (Ishihara et al., 1990), в которой построена зависимость рассчитанной остаточной прочности от величины q_c из испытаний CPT. Полезно исследовать физическую основу этих зависимостей, чтобы дать корректную интерпретацию концепции устойчивого

состояния, описанной выше. Напомним, что остаточная прочность, определяемая по (11.2), есть функция эффективного обжимающего напряжения p'_s в состоянии QSS. Зная величину остаточной прочности, можно определить эффективное обжимающее напряжение p'_s, при котором достигается QSS. С другой стороны, сопротивление пенетрации для SPT- и CPT-испытаний принято соотносить с относительной плотностью.

Известно, что относительную плотность можно выразить через коэффициент пористости. Поэтому зависимость между остаточной прочностью и сопротивлением пенетрации, по существу, является и зависимостью между эффективным обжимающим напряжением и коэффициентом пористости, при котором возникает квазиустойчивое состояние песка. Установив эту зависимость, далее рассмотрим состояние QSS с наименьшим коэффициентом пористости. Поскольку величина N в подобных условиях подробно рассматривалась в предыдущем разделе, дополнительно требуется определить только остаточную прочность S_{us}. Это можно сделать с помощью методики, представленной на рис. 15.4. Вычислим значение N_1, соответствующее сопротивлению пенетрации σ'_v = 1 кг/см^2 (98 кПа), нанеся на рис 15.4, *в* точки A_a, A_b, A_c.

Поскольку величина коэффициента начального состояния r_c задана, можно получить нормализованную остаточную прочность S_{us}/σ'_0, используя уравнение (11.3). Затем по уравнению $\sigma'_0 = 2\sigma'_v/3$ находим остаточную прочность, нормализованную по отношению к σ'_v. На рис. 15.4, *б* построен график S_{us}/σ'_v для каждого значения r_c как функция N_1 для испытаний SPT. Таким образом мы получаем искомую зависимость. Отметим, что так находится не сама остаточная прочность, а ее нормализованное значение S_{us}/σ'_v, получаемое для физически обоснованной корреляции с величиной N_1 в рамках концепции QSS. Это соответствует идее организации данных, предложенной другими авторами (Mclead et al., 1991, Stark & Mesri, 1992). Из-за самого низкого значения r_c для контрактирующего песка (r_c = 2,0) всегда существует верхний предел нормализованной остаточной прочности, на что указывает точка B_c на рис. 15.4, *б*.

Вышеприведенная зависимость определялась для каждого из трех типов песка, для которых константы, относящиеся к состоянию QSS, приведены в табл. 15.1. В процессе вычислений сначала в (15.4) подставляют константы, а также σ'_v = 1 кгс/см^2, а затем рассчитывают N_1 как функцию r_c. После этого, подставляя полученное выражение в (11.4), находят величину S_{us}/σ'_v для каждого значения r_c. Определенные таким образом зависимости показаны на рис. 15.10, откуда видно, что эти отношения сильно различаются в зависимости от характери-

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

стик песков. Разброс значений обусловлен значительным изменением величин N (см. рис. 15.5). Отметим, что максимальные значения S_{us}/σ'_v для трех рассматриваемых типов песка примерно одинаковы (см. рис. 15.10). Обычно это так, поскольку решающую роль в определении S_{us}/σ'_v при r_c = 2,0 для различных песков играет практически постоянный угол внутреннего трения между частицами, что очевидно при анализе (11.4). И хотя для обобщающих выводов требуются дополнительные данные по разным пескам, можно рассматривать кривую для песка «Kiyosu» как нижнюю границу нормализованной остаточной прочности для песка любого типа при заданной величине N_1.

На рис. 15.10 приводятся также результаты работы Старка и Мерси (Stark & Mersi, 1992), которые, обработав данные многочисленных случаев из практики, получили зависимость между S_{us}/σ'_v и N_1. Отметим, что показанная на абсциссе величина $(N_1)_{60}$ преобразуется в N_1 по уравнению $N_1 = 0{,}8333(N_1)_{60}$. На рис. 15.10 видно, что большинство точек расположены выше рассмотренной граничной линии. Исключение составляют 6 точек, полученных при исследовании разрушений в Северной Америке. Используя результаты изучения всех случаев из практики, можно провести альтернативную границу (показана на рис. 15.10 пунктиром). Однако в настоящее время разумно принять к практическому применению граничную кривую, основанную на данных о работе песка «Kiyosu».

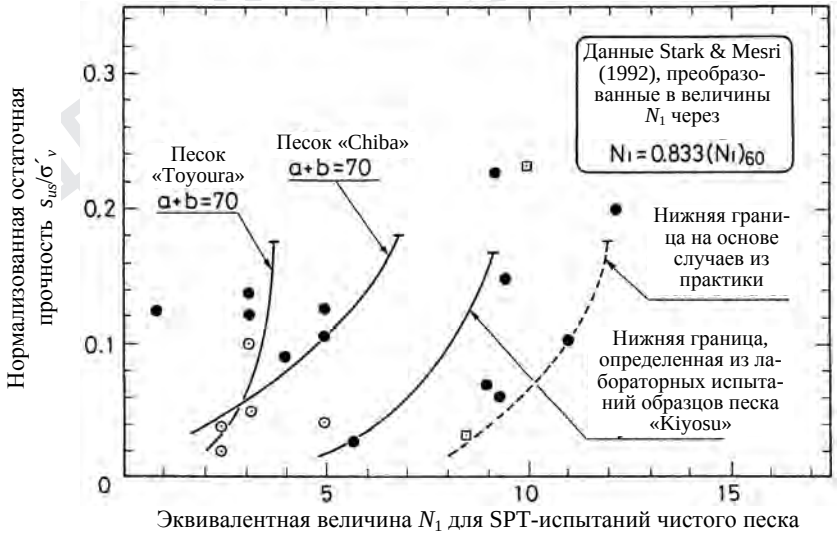


Рис. 15.10. Зависимость нормализованной остаточной прочности от величины N_1 для SPT-испытаний, построенная на основании QSSL из лабораторных испытаниях в сравнении с данными анализа случаев разрушения

Ишихара (Ishihara et al., 1990), изучая случаи из практики, собрал информацию о разрушениях насыпей, речных дамб и дамб хвостохранилищ, вызванных землетрясениями. Результаты этого исследования показаны как зависимость остаточной прочности от показателя зондирования q_{s1} для испытаний CPT (рис. 15.11). Величина q_{s1} определялась для пылеватого песка, а затем преобразовывалась в эквивалентную величину для чистого песка с учетом поправки, приведенной на рис. 12.7. На рис. 15.11 приведены также возможные граничные кривые, полученные при преобразовании нижней кривой для песка «Kiyosu» (см. рис. 15.10) с помощью эмпирической корреляции q_{s1}/N_1 = = 0,4 и 0,5. Из рис. 15.11 видно, что даже отношение $q_{s1} = 0{,}4N_1$ можно принять за нижнюю границу, включающую все данные, относящиеся к пылеватым пескам, которые изучались в натурных условиях через величину q_{s1}. Напомним, что граничные линии (см. рис. 15.10, 15.11) не основываются на широко подтвержденных данных и могут изменяться по мере поступления новых данных лабораторных и полевых испытаний.

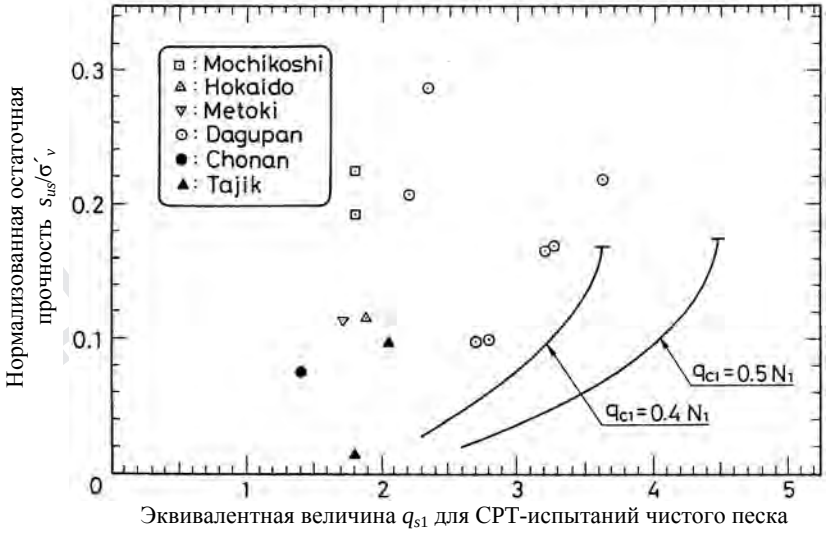


Рис. 15.11. Зависимость нормализованной остаточной прочности от величины q_{s1} для CPT-испытаний, построенная на основании QSSL из лабораторных испытаниях в сравнении с результатами анализа случаев разрушения

Список литературы

Ishihara, K., Yasuda, S., and Yoshida, Y. (1990). Liquefaction-induced flow failure of embankments and residual strength of silty sands. Soils and Foundations, 30, 69-80.

Mclead, H., Chambers, R.W., and Davis, M.P. (1991). Seismic design of hydraulic fill tailings structures. Proceedings of the 9th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Vina de Mar, Chile, pp. 1063-81.

Ohya, S., Iwasaki, T., and Wakamatsu, M. (1985). Comparative study of various penetration tests on ground that underwent liquefaction during the 1983 Nihonkai-Chubu and 1964 Niigata earthquake. Proceedings of the US-Japan Joint Workshop on In situ Testing Methods for Evaluation of Soil Liquefaction Susceptibility, San Francisco, pp. 56-88.

Robertson, P.K. and Campanella, R.G. (1985). Liquefaction potential of sands using the CPT. Journal of ASCE, 111, GT3, pp. 384-403.

Robertson, P.K. Woeller, D.J., and Finn, W.D.L. (1992). Seismic cone penetration test for evaluating liquefaction potential under cyclic loading. Canadian Geotechnical Journal, 29, 686-95.

Seed, H.B. (1987). Design problems in soil liquefaction. Journal of ASCE, 113, GT8, 827-45.

Sladen, J.A. and Hewitt, K.J. (1989). Influence of placement method on the insitu density of hydraulic sand fills. Canadian Geotechnical Journal, 26, 453-66.

Stark, T.D. and Mesri G. (1992). Undrained shear strength of liquefied sands for stability analysis. Journal of ASCE, 118, GT.ll, 1727-47.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

16

НАЧАЛЬНЫЕ УСЛОВИЯ РАЗЖИЖЕНИЯ И ПОСЛЕДУЮЩЕЙ ТЕКУЧЕСТИ ГРУНТА

16.1. Анализ результатов лабораторных испытаний для оценки прочности в полевых условиях

В предыдущих главах было показано, что лабораторные испытания образцов восстановленной структуры пригодны для наиболее консервативной оценки остаточной прочности песков in situ. Это касается и циклической прочности, характеризующей начало процесса разжижения. Зависимость между циклической прочностью и величиной N_1, представленная на рис. 12.2, приведена на рис. 16.1 в виде области, в которой располагается большинство предложенных зависимостей. На рис. 16.1 точками отмечены результаты совместных испытаний, проведенных в США и Японии. При построении рис. 16.1 значения относительной циклической прочности считывали с рис. 10.2 и 10.13. Соответствующее значение N_1 рассчитывали по эмпирической формуле $N_1 = 70(D_r/100)^2$ в зависимости от относительной плотности образца. Поскольку все испытанные материалы – чистые пески, для определения N_1 по (12.11) величину $a + b = 70$ принимали по рис. 12.4. Получаемое при этом соотношение $D_r = 12\sqrt{N_1}$ отличается от определенного по (12.8). Анализ результатов испытаний Мулилиса (Mulilis et al., 1977) (см. рис. 10.11), обработанных таким же образом (см. рис. 16.1), показывает, что величины циклической прочности, полученные в лабораторных испытаниях, существенно различаются. Это объясняется различной текстурой образцов песка, подготовленных разными методами. Однако с учетом испытаний Токи (Toki et al., 1986), в которых были получены наименьшие величины циклической прочности, можно провести линию через эту точку и определить границу минимальной циклической прочности независимо от типа и текстуры песка.

Значения циклической прочности, определенной при испытании высококачественных образцов ненарушенной структуры или из наблюдений за поведением песка in situ, намного превышают ее граничную величину (см. рис. 16.1). Следовательно, результаты испытаний восстановленных образцов можно использовать для вычисления ми-

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

нимального значения циклической прочности для данного песка в полевых условиях.

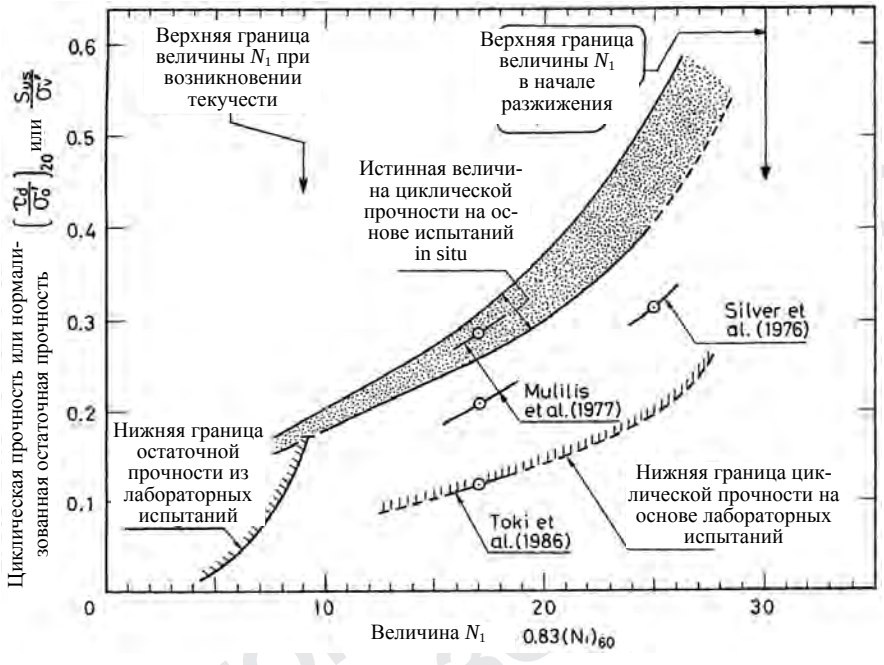


Рис. 16.1. Циклическая и остаточная прочность
по результатам лабораторных и полевых исследований грунтов

Данная интерпретация результатов лабораторного определения циклической прочности в сравнении с истинными величинами, полученными in situ, аналогична анализу рассмотренной выше остаточной прочности песка. Для сравнения на рис. 16.1 представлены нижние граничные кривые остаточной прочности по результатам лабораторных испытаний песка «Kiyosu» (см. рис. 15.10). Напомним, что нижняя граничная линия построена по двум показателям SPT N_1 (Stark & Mesri, 1992) и CPT q_{c1} (Ishihara, 1990). Согласно рис. 15.10 и 16.1, в настоящее время трудно установить однозначную зависимость полевых величин остаточной прочности как функции N_1. Поэтому можно считать, что на рис. 16.1 кривая величин для условий in situ отсутствует.

Для инженерной практики значение нижней граничной кривой остаточной прочности гораздо важнее, чем циклической прочности. Если для проектирования требуется расчетная величина прочности, ее можно определить по рис. 16.1 исходя из остаточной прочности in situ

с меньшей величиной N_1, чем для циклической прочности. Точное определение циклической прочности очень важно для экономичной оценки начального условия процесса разжижения, характеризуемого относительно большим значением N_1 в SPT-испытаниях. Однако допустимо определять начало разрушения вследствие текучести грунта, вызванной землетрясением, самым консервативным способом – на основании малых величин N_1, вычисляемых через нижнюю граничную кривую, и используемых в практике проектирования.

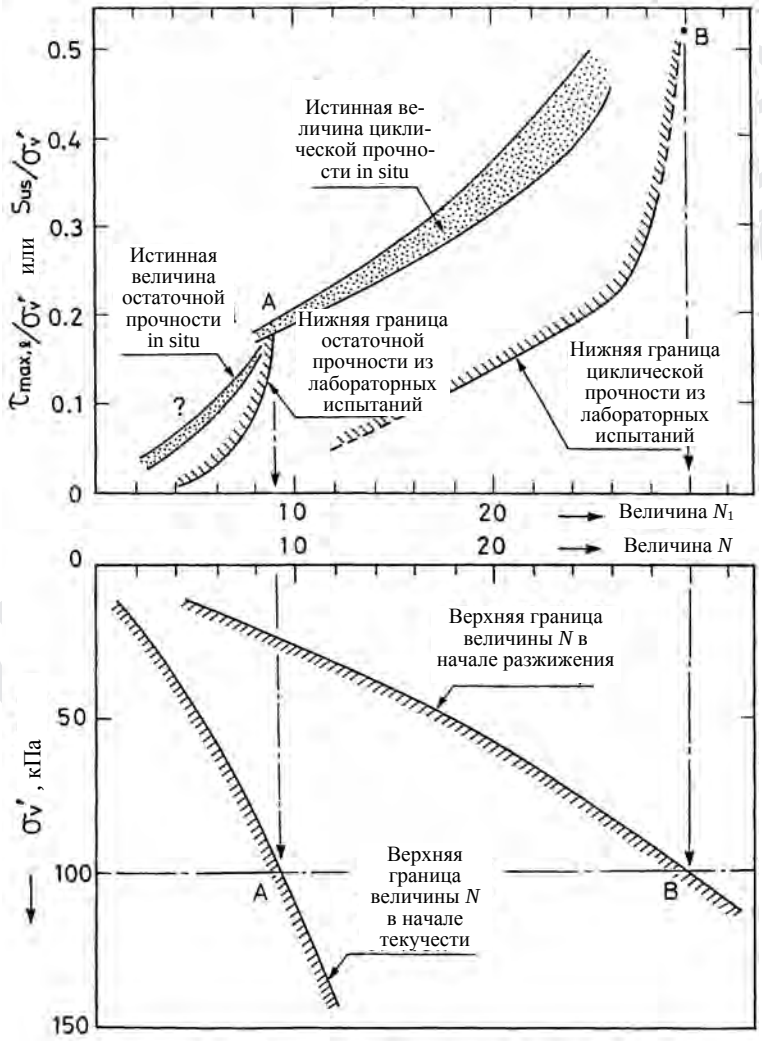


Рис. 16.2. Верхние границы разделения состояний текучести–нетекучести и разжижения–неразжижения

16.2. Начальные условия разжижения и последующей текучести грунта

В предыдущем разделе условия, при которых возникает (или не возникает) разрушение вследствие текучести, определяли через сопротивление пенетрации для SPT- и CPT-испытаний. Проанализируем эти условия, используя другой общеизвестный критерий, относящийся к началу процесса разжижения.

Зависимости, полученные из испытаний SPT, обобщенные на рис. 16.1 для циклической и остаточной прочности, вновь приводятся на рис. 16.2, *а*. На этом графике существует верхняя граница для каждого вида прочности. Верхняя граница остаточной прочности остается практически неизменной, если она определяется по (11.5) при $r_c = 2{,}0$, что приводит к максимальной величине $S_{us}/\sigma'_v \sim 0{,}18$. Максимально возможная величина N_1, соответствующая этой остаточной прочности, для чистых песков равна ~9. Таким образом, на график на рис. 16.2, *а* наносят точку *A*. Однако нет никаких оснований для построения верхней границы циклической прочности. Тем не менее, даже не зная максимальную величину циклической прочности, можно считать $N_1 = 30$ верхним пределом, ограничивающим разжижение или циклическое разупрочнение грунта. Две верхних границы N_1 (для остаточной и циклической прочности) представлены точками *A* и *B* на рис. 16.2, *б*, где построена зависимость величин *N* от эффективного природного давления σ'_v.

Отметим, что пороговую величину *N*, разделяющую условия текучести и нетекучести, нельзя определить без учета величины активных напряжений, вызванных гравитацией и приводящих к перемещению разжиженного грунта (рис. 16.3). Предположим, что на грунт под наклонной поверхностью действует относительное активное напряжение, представленное точкой *C* на рис. 16.3, *а*. Тогда можно провести линию пороговых значений для *N* по кривой *C′–C* (см. рис. 16.3, *б*). Считается, что эта пороговая кривая лежит где-то между двумя границами: *E′–E* и *A′–A* в зависимости от величины активного напряжения.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

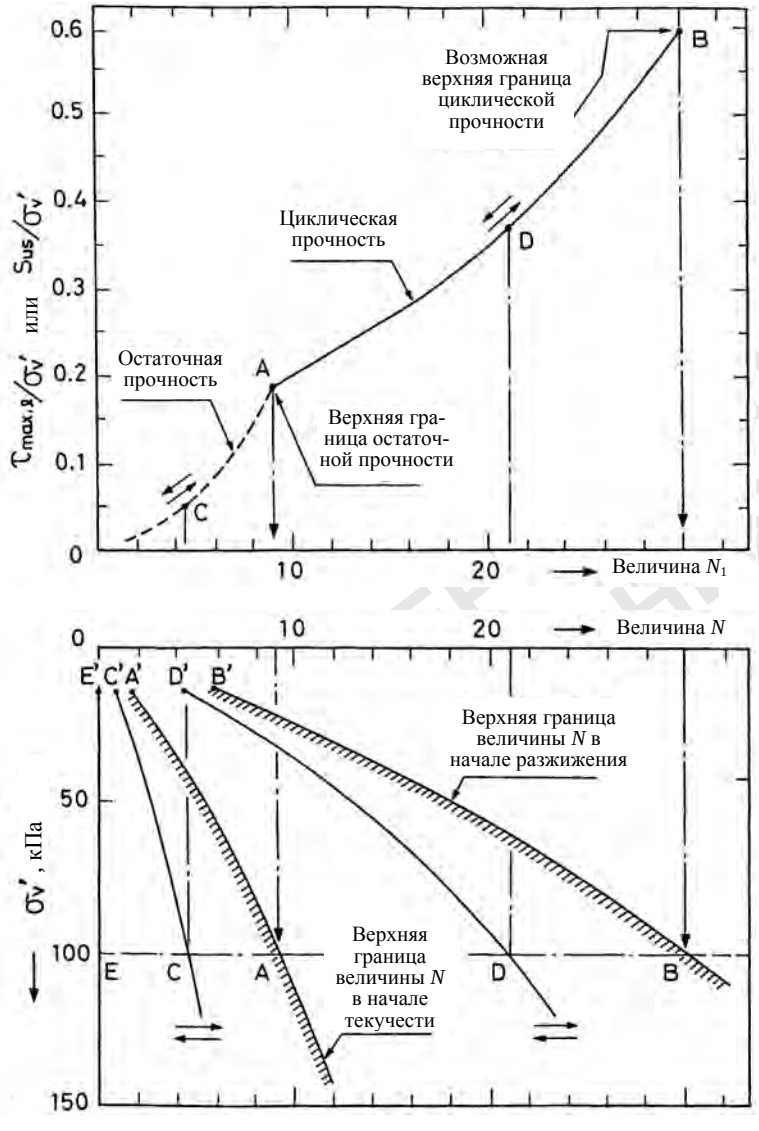


Рис. 16.3. Граничные кривые, описывающие активную силу, вызванную гравитацией, и интенсивность сейсмических колебаний

Этот подход применим и к циклической прочности для определения пороговой величины *N*, характеризующей начальные условия разжижения или циклического разупрочнения. Эти условия могут существенно изменяться в зависимости от величин циклических напряжений, вызванных сейсмическими колебаниями. Предположим, что

слой песка испытывает сейсмическое воздействие, интенсивность которого показана на рис. 16.3, *а* ординатой точки *D*. В таком случае песок должен быть достаточно прочным, чтобы величина N_1 соответствовала ординате точки *D* без разжижения песка. Пороговая величина *N*, соответствующая таким сейсмическим колебаниям, представлена на рис. 16.3, *б* кривой *D′–D*. Подразумевается, что пороговая величина *N* может меняться, оставаясь слева от верхней границы, обозначенной кривой *B′–B*.

Согласно (13.2), величина относительных циклических напряжений, вызванных сейсмическими колебаниями, выражается как функция пикового ускорения. Поэтому величина N_1, достаточная для мобилизации циклической прочности, уравновешивающей приложенные циклические напряжения, может определяться либо по графику (см. рис. 16.3, *а*), либо по эмпирической зависимости (12.15). Величина *N*, полученная по (12.15) для пикового ускорения $a_{max} = 0{,}2g$ (20% от ускорения свободного падения), показана на рис. 16.4 в соотношении с природным давлением σ'_v. На этот же график нанесена граничная кривая из рис. 15.7, соответствующая верхней границе *A′–A* (см. рис. 16.3, *б*). Верхняя граница, характеризующая текучесть грунта, может использоваться на практике для оценки возможности оползня вследствие текучести без учета активных напряжений. Граничная величина *N*, при которой начинается разжижение, должна устанавливаться в соответствии с величиной ускорения, задаваемой при проектировании. Из рис. 16.4 видно, что пороговая величина *N*, определяющая условия начала (или отсутствия) разжижения, обычно больше граничных величин, определяющих условия возникновения (или невозникновения) текучести грунта после разжижения.

Относительно граничных кривых, приведенных на рис. 16.4, можно сделать следующие выводы. Рыхлый песок с величиной *N* ниже границы текучести предрасположен не только к разжижению, но и к оползню вследствие текучести. Умеренно рыхлый песок при величине *N* между двумя граничными линиями склонен к разжижению, но угроза потенциальной текучести отсутствует. Можно выделить три категории песков: предрасположенные вследствие разжижения к катастрофическим разрушениям, вызванным оползнями грунта; предрасположенные к умеренным разрушениям, вызванным разжижением грунта; предрасположенные к незначительным разрушениям или не подверженные разрушению. Данная концепция оценки степени разрушения может использоваться при выборе стратегии проектирования для улучшения свойств слоев грунта, склонных к разжижению. Такие грунты, служащие основанием ответственных сооружений, должны быть доведены до плотности, при которой они способны противосто-

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

ять разжижению. Для слоев песка, находящихся под менее ответственными или ремонтопригодными сооружениями, улучшение грунта заключается в достижении величины *N*, близкой к нижней границе условия текучести–нетекучести.

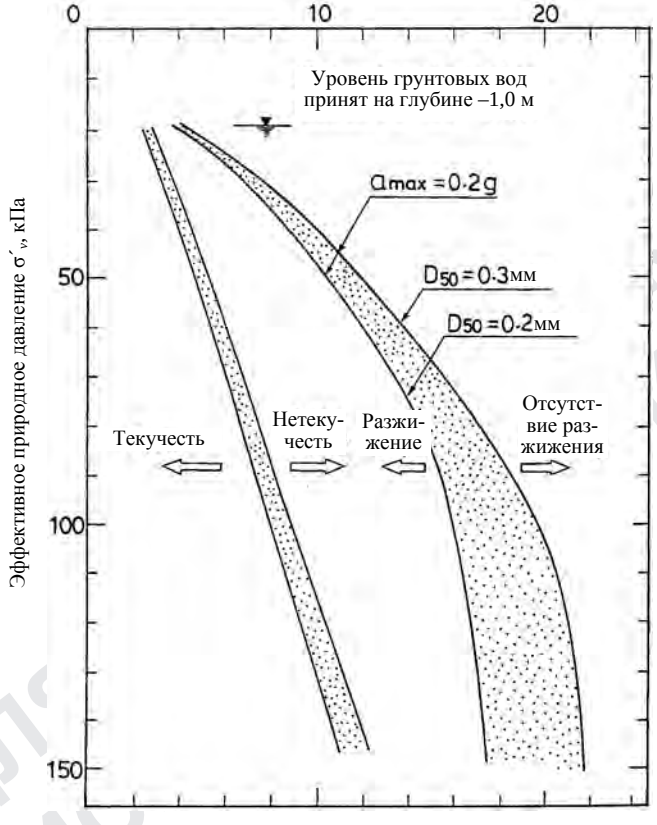


Рис. 16.4. Две граничные кривые величин *N* для SPT-испытаний, характеризующие три типа отложений песка с различными уровнями разрушений, вызванных разжижением грунта

Список литературы

Ishirara, K. (1990). Evaluation of liquefaction potential and consequent deformations in sand fills. Proceedings of the Seismic Workshop on the port of Los Angeles.

Mulilis, J.P., Seed, H.B., Chan, C.K., Mitchell, J.K., and Arulanandan, K. (1977). Effects of sample preparation on sand liquefaction. Journal of ASCE, 103, GT2 91-108.

Silver, M.L., Chan, C.K., Ladd, R.S., Lee, K.L. Tiedemann, D.A., Townsend, F.C., Valera, J.E., and Wilson, J.H. (1976). Cyclic triaxial strength of standard test sand. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 102, GT5 511-23.

Stark, T.D. and Mesri, G. (1992). Undrained shear strength of liquefied sands for stability analysis. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 118, GT11 1727-47.

Toki, S., Tatsuoka, F., Miura, S., Yoshimi, Y., Yasuda, S., and Makihara, Y. (1986). Cyclic undrained triaxial strength of sand by a cooperative test program. Soils and Foundations, 26, 117-28.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

ПРИЛОЖЕНИЕ
МЕТОДЫ ПОДГОТОВКИ ОБРАЗЦОВ

Для подготовки образцов песка к лабораторным испытаниям наиболее широко используются три метода: укладка во влажном состоянии, в сухом состоянии и метод водной седиментации. Основные требования ко всем методам: 1– получение однородных образцов с равномерным распределением коэффициента пористости; 2 – возможность подготовки образцов с наименьшей плотностью. Второе требование обусловлено необходимостью испытаний образцов с широким диапазоном плотности, подготовленных одним и тем же методом. Известно, что при различных методах укладки образцов создаются разные текстуры, которые влияют на поведение грунтов под нагрузкой.

П. 1. Метод укладки во влажном состоянии

Пять или шесть предварительно взвешенных и высушенных в печи порций песка смешивают с деаэрированной водой до влажности образца 5%. С внутренней стороны разъемной цилиндрической формы, присоединенной к основанию прибора для испытаний, натягивают оболочку. Каждую порцию слабо увлажненного песка высыпают вручную за пять-шесть приемов с определенной высоты (рис. П1). На каждой стадии песок аккуратно уплотняют с помощью груза с плоским дном. Благодаря возникновению капиллярного эффекта между частицами влажный песок может образовывать очень рыхлую структуру, коэффициент пористости которой значительно превышает максимальный коэффициент пористости сухого песка, определенный по методикам ASTM или стандартным методом JSSMFE. Оптимальная величина энергии трамбовки, необходимой для подготовки рыхлой структуры образца, зависит от свойств испытуемого песка.

Если энергия уплотнения мала, образец получается таким рыхлым, что объем усадки при дальнейшем водонасыщении становится очень большим, и уменьшение диаметра образца приводит к образованию вертикальных складок на оболочке. По практическому опыту энергию уплотнения подбирают так, чтобы усадка максимально рыхлого образца при водонасыщении составляла 5%. Для подготовки более

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

плотного образца требуется приложить большую энергию, например, увеличивая уплотнение на каждой стадии засыпки. После соединения образца с помощью оболочки с нагрузочным поршнем в образце создается вакуум величиной 2…5 кПа и разборная форма демонтируется. Далее через образец пропускают углекислый газ, а затем его насыщают деаэрированной водой. В процессе водонасыщения объем образца сокращается из-за разрушения его первоначальной структуры. Коэффициент пористости, измеренный после водонасыщения при вакуумном давлении, принимается за начальный коэффициент пористости образца. Затем производится консолидация при необходимом обжимающем напряжении.

При этом способе подготовки образца, прикладывая энергию трамбования различной величины, можно получить песок с любым сочетанием коэффициента пористости и обжимающего напряжения. Одно из преимуществ данного метода – его универсальность, что позволяет подготовить любой образец в широком диапазоне величин коэффициента пористости. Таким образом, образец может быть очень рыхлым и сильно контрактирующим или же дилатирующим при дальнейшем нагружении в зависимости от величины коэффициента пористости во время подготовки образца.

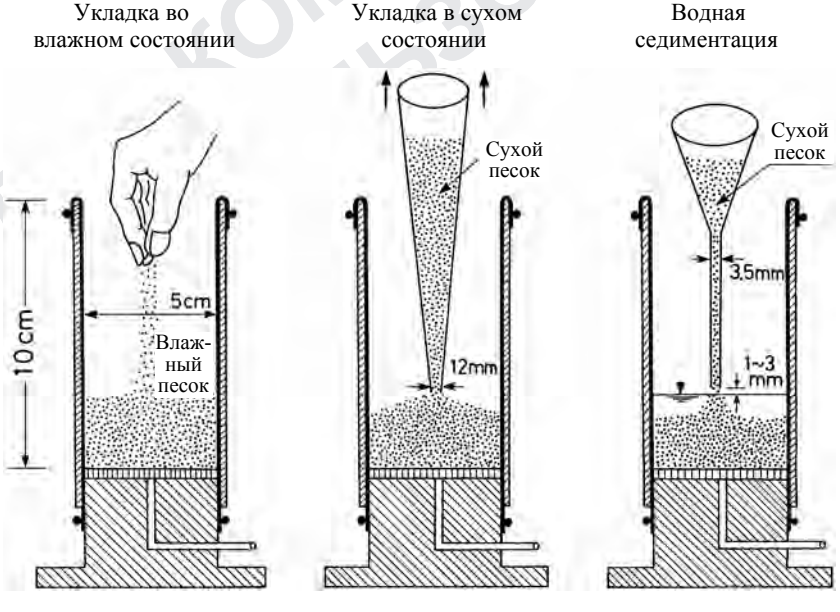


Рис. П1. Методы подготовки образцов

П. 2. Метод укладки в сухом состоянии

Высушенный в печи песок помещают в конусообразную воронку с узким концом диаметром 12 мм (см. рис. П1). При этом используют ту же воронку, что и для определения максимального коэффициента пористости песка методом JSSMFE. Сухой песок распределяют по форме с нулевой высотой падения при постоянной скорости. Ударяя по боковой поверхности формы, песок уплотняют до желаемой плотности. После этого образец в оболочке помещают под нагрузочный поршень, создают в нем вакуум (20…50 кПа) и пропускают через образец углекислый газ. Затем образец насыщают деаэрированной водой. Прикладывая противодавление, проверяют, произошло ли полное водонасыщение, т. е. достигнута ли величина $B > 0{,}98$. Используя этот метод, можно подготовить образец любого состояния (см. рис. 11.6), регулируя величину энергии уплотнения.

Образец, подготовленный данным методом, обычно является более плотным, чем приготовленный методом укладки во влажном состоянии. Даже если образец находится в максимально рыхлом состоянии, без дополнительного уплотнения, он может контрактировать лишь в небольшой степени при последующем приложении касательных напряжений. Поэтому данный метод неприемлем для подготовки образцов с высокой степенью контракции. Отметим, что этот метод несколько отличается от того, что обычно называют воздушной отсыпкой, при которой сухой песок через небольшое отверстие вертикально сбрасывают в форму (Mulilis et al., 1977; Tatsuoka et al., 1986). Известно, что образцы, подготовленные методом воздушной отсыпки, всегда дилатируют. В данной работе этот метод не рассматривался.

П. 3. Метод водной седиментации

Песок, смешанный с деаэрированной водой, помещают в воронку, к нижнему концу которой присоединена пластиковая трубка. Смесь песка с водой пропускают через пластиковую трубку, и песок распределяется по форме в четыре слоя с нулевой высотой падения при постоянной скорости, так что поверхность воды и песка постоянно совпадают. Эта методика показана на рис. П1. При использовании другой методики сухой песок просыпают через 1-2-миллиметровое горлышко воронки, находящейся прямо над поверхностью воды, а затем он осаждается на 2-3 см под водой. В обоих случаях песок непрерывно осаждается под водой без значительного расслоения. Если необходимо подготовить более плотный образец, прикладывают энергию уплотне-

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

ния, ударяя по боковой поверхности формы во время седиментации песка.

Добри (Dobry, 1991) разработал специальный метод, в котором предварительно отмеренное количество песка помещают в воду на время от 30 мин до 24 ч, пока материал окончательно не осядет. При этом крупнозернистый песок оказывается на дне, а более мелкие фракции – выше. Поверх этого слоя высыпают аналогичное количество того же песка, затем происходит его седиментация. Процедуру повторяют 4-5 раз до получения окончательного образца. Иногда подобный неоднородный материал лучше представляет работу пылеватых отложений слоистой структуры in situ. Для подготовки более плотного образца, по боковой стороне формы ударяют молотком необходимое количество раз.

При использовании любой из описанных методик после формования образца монтируют нагрузочный поршень и через образец пропускают углекислый газ. Во время создания вакуума форму разбирают. Методом водного осаждения можно создать образец с нужным коэффициентом пористости и обжимающим напряжением (см. рис. 11.6). Образцы непрерывной структуры, приготовленные первым методом, имеют меньший коэффициент пористости, и поэтому при использовании данного метода практически невозможно подготовить образцы со свойствами контракции.

Список литературы

Dobry, R. (1991). Soil properties and earthquake ground response. Proceedings of the 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Florence, Italy, Vol. 4.

Mulilis J.P., Seed, H.B., Chan, C.K., Mitchell, J.K., and Arulanandan, K. (1977). Effects of sample preparation on sand liquefaction. Journal of ASCE, 103, GT2, 91-108.

Tatsuoka, F., Ochi, K., Fujii, S., and Okamoto, M. (1986). Cyclic undrained triaxial and torsional shear strength of sands for different sample preparation methods. Soils and Foundations, 26, 23-41.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

ОБ АВТОРЕ

Профессор Кенджи Ишихара родился в Японии в городе Токио. В 1957 г. он закончил Университет Токио, а в 1963 г. защитил докторскую диссертацию. После проведения исследовательской работы в университете Иллинойса под руководством Р.Б.Пека он вернулся в Университет Токио, где стал работать в должности доцента. В 1977 г. он получил должность профессора в области гражданского строительства, всего проф. Ишихара проработал в Университете Токио 40 лет. Все это время он принимал активное участие в работе Международного общества по механике грунтов и фундаментостроению (ISSMFE). В частности, он значительно улучшил работу 4-гоТехнического комитета ТС4 «Геотехническое строительство в условиях сейсмической нагрузки». Кульминацией работы проф. Ишихары в ISSMFE было его назначение президентом Общества (1997-2001). Как недавний президент ISSMFE профессор Ишихара и сейчас является членом Совета Международного общества по механике грунтов и фундаментостроению. Также он приложил значительные усилия для создания Японской ассоциации по строительству в условиях сейсмической нагрузки, которая была организована в 2001 г., проф. Ишихара являлся президентом Ассоциации в 2003-2004 гг.

В 1993 г. профессор Ишихара прочел Ренкиновскую лекций «Разрушения вследствие разжижения и текучести грунта, возникающие во время землетрясений». В 1996 г. он получил медаль им. Х.Б.Сида от Американского общества инженеров гражданского строительства. В 1996 г. он издал книгу «Работа грунта в сейсмической геотехнике» (опубликована издательством Оксфордского университета), в которой обобщаются научные изыскания всей его жизни. В 2000 г. он был удостен премии Японской академии.

Профессор Ишихара опубликовал более 250 технических статей и три книги, он консультировал во многих компаниях в разных странах и читал лекции по всему миру. Основным предметом его научных интересов является моделирование несвязных грунтов, динамического порового давления, разжижения грунта, а также устойчивости дамб и фундаментов в условиях сейсмической нагрузки. Большинство его работ основывается на данных полевых испытаний и оценке реальных проблем работы грунта во время землетрясений.

После завершения работы в Университете Токио он занял пост профессора в области геотехнического строительства в Университете науки в Токио, сейчас Кенджи Ишихара также является профессором, работающим в рамках научно-исследовательской программы в Университете Чуо.

НЕ ПРЕДНАЗНАЧЕНО ДЛЯ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

СОДЕРЖАНИЕ

К читателям 5
Предисловие 6
Предисловие к русскому изданию 7

Глава 1. ХАРАКТЕРИСТИКИ ДИНАМИЧЕСКИХ ЗАДАЧ 9
1.1. Диапазон деформаций 9
1.2. Различия между статическими и динамическими условиями нагружения 10
1.3. Зависимость деформационных характеристик от сдвиговых деформаций 12

Глава 2. ХАРАКТЕРНЫЕ ИЗМЕНЕНИЯ ЦИКЛИЧЕСКИХ НАПРЯЖЕНИЙ В ТИПИЧНЫХ УСЛОВИЯХ ПРИЛОЖЕНИЯ ДИНАМИЧЕСКИХ НАГРУЗОК 16
2.1. Циклические напряжения во время землетрясений 16
2.2. Динамические нагрузки от транспорта 21
2.3. Динамические нагрузки от морских волн 24
Список литературы 27

Глава 3. ОПИСАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТА ПРИ ЦИКЛИЧЕСКОМ НАГРУЖЕНИИ 28
3.1. Линейная вязкоупругая модель 30
3.2. Нелинейная циклично-независимая модель 42
Список литературы 55

Глава 4. ПРИБОРЫ И МЕТОДИКИ ДЛЯ ПРОВЕДЕНИЯ ЛАБОРАТОРНЫХ ИСПЫТАНИЙ 56
4.1. Прибор для испытаний на трехосное сжатие 56
4.2. Прибор для испытаний на простой сдвиг 59
4.3. Прибор для испытаний на сдвиг при кручении 60
4.4. Резонансные испытания колонн 62
4.5. Метод распространения волны в лабораторных испытаниях 72
4.6. Испытания на циклическое нагружение с точными измерениями деформации 74
Список литературы 76

Глава 5. ПОЛЕВЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПУТЕМ НАБЛЮДЕНИЯ ЗА РАСПРОСТРАНЕНИЕМ ВОЛН 78
5.1. Исследование грунтов отраженными волнами 78
5.2. Исследование грунтов преломленными волнами 81
5.3. Прямой и обращенный сейсмический каротаж (Uphole and downhole methods) 84
5.4. Метод межскважинного просвечивания (Crosshole method) 86
5.5. Метод испытания подвесным зондом 88
5.6. Спектральный анализ поверхностных волн (SASW) 94
Список литературы 105

Глава 6. МОДУЛИ СДВИГА ПРИ ДЕФОРМАЦИЯХ МАЛОЙ АМПЛИТУДЫ 107
6.1. Модули сдвига при деформациях малой амплитуды, определенные в ходе лабораторных испытаний 107

НЕ ПРЕДНАЗНАЧЕНО ДЛЯ ПУБЛИЧНОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

6.2. Зависимость модуля сдвига при деформациях малой амплитуды от времени 129
6.3. Модули сдвига при деформациях малой амплитуды по данным полевых испытаний 133
6.4. Вычисление модуля сдвига по полевым испытаниям на зондирование 141
6.5. Коэффициент Пуассона водонасыщенных грунтов 143
Список литературы 146

Глава 7. ЗАВИСИМОСТЬ МОДУЛЯ СДВИГА И КОЭФФИЦИЕНТА ДЕМПФИРОВАНИЯ ОТ ДЕФОРМАЦИИ 149
7.1. Модуль деформации и коэффициент демпфирования, определенные из лабораторных испытаний 149
7.2. Оценка свойств грунта в полевых отложениях 164
7.3. Факторы, влияющие на уменьшение модуля и характеристики демпфирования 171
Список литературы 174

Глава 8. ВЛИЯНИЕ СКОРОСТИ НАГРУЖЕНИЯ НА УМЕНЬШЕНИЕ ЖЕСТКОСТИ СВЯЗНЫХ ГРУНТОВ 176
8.1. Классификация схем нагружения 177
8.2. Деформационные характеристики грунтов при кратковременном нагружении 180
8.3. Деформационные характеристики грунтов под воздействием циклического нагружения 186
8.4. Оценка циклического уменьшения жесткости 189
8.5. Пороговые деформации циклического уменьшения жесткости 196
8.6. Пороговые деформации и эталонная деформация 199
Список литературы 202

Глава 9. ПРОЧНОСТЬ СВЯЗНЫХ ГРУНТОВ В УСЛОВИЯХ КРАТКОВРЕМЕННОГО И ЦИКЛИЧЕСКОГО НАГРУЖЕНИЯ 204
9.1. Виды нагрузок при динамических испытаниях грунтов 204
9.2. Определение динамической прочности грунта 206
9.3. Условия кратковременного нагружения 211
9.4. Комбинированное статическое и циклическое нагружение 212
9.5. Приложение непериодической нагрузки 219
Список литературы 232

Глава 10. СОПРОТИВЛЕНИЕ ПЕСКА ЦИКЛИЧЕСКОМУ НАГРУЖЕНИЮ 234
10.1. Моделирование природного напряженного состояния в лабораторных испытаниях 234
10.2. Механизм разжижения грунта 236
10.3. Определение разжижения или циклического разуплотнения 246
10.4. Сопротивление циклической нагрузке чистого восстановленного песка 249
10.5. Циклическое сопротивление песка in situ 254
10.6. Циклическое сопротивление пылеватых песков 255
10.7. Циклическое сопротивление гравелистых грунтов 257
10.8. Влияние K_0 на сопротивление песка разжижению 261
10.9. Циклическое сопротивление песка при непериодическом сейсмическом нагружении 264
10.10. Влияние обжимающих напряжений и начального касательного напряжения на сопротивление песка разжижению 272
Список литературы 275

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Глава 11. ПОВЕДЕНИЕ ПЕСЧАНОГО ГРУНТА
ПОД ВОЗДЕЙСТВИЕМ МОНОТОННОЙ НАГРУЗКИ 277
11.1. Явления текучести и нетекучести образцов песка
в недренированных условиях 277
11.2. Характеристики сжимаемости песка и методы подготовки образцов 280
11.3. Устойчивое состояние песка 283
11.4. Квазиустойчивое состояние 287
11.5. Квазиустойчивое состояние пылеватых песков 292
11.6. Остаточная прочность песка, содержащего тонкие частицы 299
11.7. Оценка остаточной прочности 303
11.8. Воздействие текстуры на остаточную прочность 306
11.9. Влияние вида деформации на остаточную прочность 310
Список литературы 311

Глава 12. ОЦЕНКА СОПРОТИВЛЕНИЯ РАЗЖИЖЕНИЮ ГРУНТА
С ПОМОЩЬЮ ЗОНДИРОВАНИЯ НА ПЛОЩАДКЕ 313
12.1. Соотношения, основанные на полевых исследованиях 313
12.2. Соотношения, основанные на лабораторных испытаниях 319
12.3. Влияние тонких частиц на циклическую прочность 322
12.4. Соотношения для гравелистых грунтов 326
Список литературы 332

Глава 13. АНАЛИЗ ПРОЦЕССА РАЗЖИЖЕНИЯ 335
Список литературы 342

Глава 14. ОСАДКА СЛОЕВ ПЕСКА ВСЛЕДСТВИЕ РАЗЖИЖЕНИЯ 343
14.1. Основные концепции и методики 343
14.2. Оценка осадки 348
Список литературы 351

Глава 15. УСЛОВИЯ ТЕКУЧЕСТИ И НЕТЕКУЧЕСТИ
И ОСТАТОЧНАЯ ПРОЧНОСТЬ 352
15.1. Условия текучести для SPT и CPT-испытаний 352
15.2. Зависимость между остаточной прочностью
и сопротивлением пенетрации 363
Список литературы 367

Глава 16. НАЧАЛЬНЫЕ УСЛОВИЯ РАЗЖИЖЕНИЯ
И ПОСЛЕДУЮЩЕЙ ТЕКУЧЕСТИ ГРУНТА 368
16.1. Анализ результатов лабораторных испытаний
для определения прочности в полевых условиях 368
16.2. Начальные условия разжижения и последующей текучести грунта 371
Список литературы 374

Приложение. МЕТОДЫ ПОДГОТОВКИ ОБРАЗЦОВ 376

Об авторе 379

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Научное издание

Кенджи Ишихара

ПОВЕДЕНИЕ ГРУНТОВ ПРИ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯХ

Редактор Л. А. Мозгунова

Электронная подготовка издания Е. В. Дубинин

Сдано в набор 01.06.2006. Подписано в печать 29. 06.2006 .Формат 70×100/16.
Печать офсетная. Бумага офсетная. Усл.печ.л. 30,96. Тираж 500 экз. Зак.
НПО «Георекострукция-Фундаментпроект».
190005, Санкт-Петербург, Измайловский пр., 4.
Отпечатано в типографии NP Print.
190005, Петербург, Измайловский пр., 29.

НЕ ДЛЯ КОММЕРЧЕСКОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ