

С. Р. МЕСЧЯН

**ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНАЯ
РЕОЛОГИЯ
ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ**

ГЕОТЕХНИКА

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНАЯ
РЕОЛОГИЯ
ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Спонсоры публикации книги:

ОАО “Арпа-Севан”,
ЗАО “Институт Армводпроект”,
ЗАО “Ереванстрой”

ՀԱՅԱՍՏԱՆԻ ՀԱՆՐԱՊԵՏՈՒԹՅԱՆ ԳԻՏՈՒԹՅՈՒՆՆԵՐԻ
ԱԶԳԱՅԻՆ ԱԿԱԴԵՄԻԱ

Ս. Ռ. ՄԵՍԿՅԱՆ

ԿԱԿԱՅԻՆ ԳԵՏՆԱՀՈՂԵՐԻ
ՓՈՐՁԱՐԱՐԱԿԱՆ ՀՈՍՔԱԲԱՆՈՒԹՅՈՒՆ

ՀՀ ԳԱԱ «Գիտություն» հրատարակչություն
Երևան 2005

NATIONAL ACADEMY OF SCIENCES OF ARMENIA

S. R. MESCHYAN

EXPERIMENTAL RHEOLOGY
OF GLAYEY SOILS

“Gitutyun” publisher,
Yerevan 2005

НАЦИОНАЛЬНАЯ АКАДЕМИЯ НАУК
РЕСПУБЛИКИ АРМЕНИЯ

С. Р. МЕСЧЯН

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНАЯ
РЕОЛОГИЯ
ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

5834

Издательство “Гитутюн” НАН РА
Ереван 2005



УДК 624. 131.22
ББК 38.58
М 538

Печатается по решению Ученого совета Института
Механики НАН Республики Армения

М 538 Месчян С. Р. Экспериментальная реология глинистых грунтов. Издание 3-е /2-е русское/, переработ. и доп. – Ер.: Гитутюн, 2005, 498с.

Обобщены результаты исследований в области экспериментальной реологии глинистых грунтов - ползучести и длительной прочности. Рассмотрены вопросы реологии твердых тел, теорий ползучести материалов, природы прочности и деформируемости, физических и водных свойств глинистых грунтов.

Описаны лабораторные устройства и приборы, методы испытания образцов, приведены результаты определения ползучести скелета водонасыщенных глинистых грунтов, их бокового давления, мгновенных и ползучих деформаций при одномерном уплотнении и простом сдвиге с учетом ряда важнейших факторов, в том числе изменяемости их состояния под действием уплотняющих давлений. Сформулированы законы ползучести скелета, при одномерном уплотнении и простом сдвиге. Приведены примеры приложения закона сдвиговой ползучести к решения практических задач.

Рассмотрены вопросы начальной (кратковременной), длительной и предельно длительной прочности глинистых грунтов, приведены результаты их определения.

Для научных, инженерно-технических работников научно-исследовательских и проектных институтов, а также студентов, обучающихся по геотехническим специальностям.

Табл., ил., список лит. – назв.

Рецензенты – К.А. Карапетян, д-р техн. наук,
С.Ш. Нуридджанян, д-р техн. наук

М $\frac{3304000000}{703(02)}$ 2005

ББК 38.58

© Издательство «Гитутюн», 2005

ISBN 5-8080-0634-1

ПРЕДИСЛОВИЕ

Глинистые грунты, которые служат основанием, средой или материалом для возведения самых различных инженерных сооружений (гидротехнических, транспортных, промышленных, гражданских и т.д.) обладают ярко выраженными реологическими свойствами — ползучестью (длительной деформируемостью), релаксацией напряжений (снижением напряжений во времени при постоянной деформации) и длительной прочностью (изменяемостью прочности под действием длительно действующих постоянных напряжений). Реологические свойства глинистых грунтов в природе проявляются в виде длительно протекающих осадок, смещений и кренов сооружений, пластических оползней, разрушений склонов и откосов сооружений из грунтовых материалов (плотин, дамб, дорожных насыпей, выемок и т.д.). Известны случаи очень длительных (продолжавшихся десятками и сотнями лет) деформаций и разрушений сооружений, оползневых процессов и т.д., которые причиняли огромный ущерб народному хозяйству и уносили много человеческих жизней.

Для обеспечения прочности, надежности и долговечности инженерных сооружений, взаимодействующих с глинистыми грунтами или возведенные из них, необходим учет перечисленных выше реологических свойств последних при проектировании, возведении и эксплуатации. С этой целью должны быть исследованы реологические свойства глинистых грунтов (в условиях, предельно близких к условиям их работы в основании или в теле сооружения) с учетом влияющих на них многочисленных факторов как для получения полных данных об их свойствах, так и для построения экспериментально обоснованных теорий ползучести и прочности.

В настоящее время ни одно ответственное сооружение не проектируется без предварительных реологических исследований глинистых грунтов.

В 1953г. Р. Хефели справедливо отмечал, что "Для механики грунтов исследования закономерностей ползучести имеют исключительное значение, ибо ее дальнейшее развитие непрерывно связано с успехами исследований в этой области". На важность изучения ползучести глинистых грунтов еще в 1934г. указал Н.П. Пузыревский, который писал: "Свойство текучести особенно влияет на напряженность глинистых грунтов, так как они обладают указанными свойствами в высшей степени... Как принять во внимание это свойство для расчета напряженности грунта, мы пока не знаем, и изучение этого вопроса, теоретическое и опытное, должно быть поставлено в первую очередь".

Ползучесть глинистых грунтов впервые была исследована К. Терцаги в 1925г., а первые их длительные испытания на сдвиг проведены Н.Н. Масловым в 1932–1933г.г. на Свирьстрое. В 1936г. на основании этих работ Н.Н. Маслов пришел к следующим выводам, 1) при возведении напорных сооружений на не скальных грунтах вопросу сдвига сооружения должно быть уделено пристальное внимание, и 2) в некоторых условиях, помимо предельного значения коэффициента сопротивления породы сдвигу, нас могут интересовать и абсолютные величины деформации сдвига под приложенными нагрузками.

Реологическую кривую мерзлых грунтов впервые получил Н.А. Цытович в 1939г. Н.Н. Маслов в 1951г. впервые применил реологическое уравнение Шведова-Бингама для решения задач по прогнозу скорости движения грунтовых масс по наклонной плоскости. В деле понимания природы длительного деформирования глинистых грунтов при уплотнении и сдвиге сыграли большую роль работы К. Терцаги, М.Н. Герсеванова, М. Хворослева, А. Казагранде, Б.В. Дерягина, Р. Хефели, Г.И. Тер-Степаняна, Н.Я. Денисова, Н.Н. Маслова, Т.У. Лемба, Л. Бьеррума, А. Бишоп, Д.К. Митчелла, А.У. Скемптона, В.И. Осипова и многих других.

В виду большой сложности состава и строения глинистых грунтов, многообразия видов связей между частицами, их неоднородности, а также изменчивости физических и механических свойств под действием внешних искусственных и природных факторов, исследование реологических свойств этих грунтов представляет собой достаточно сложную, трудоемкую работу, требующую много времени. Однако, несмотря на указанные трудности, в реологии глинистых грунтов достигнуты значительные успехи после Третьего Международного конгресса по механике грунтов и фундаментостроению (Цюрих, 1953), когда она начала формироваться как самостоятельный раздел механики грунтов. Выполнена большая работа как в области экспериментальной, так и теоретической реологии глинистых грунтов, результаты которой опубликованы на страницах многих журналов разных стран мира, в трудах IV–XI Международных конгрессов по механике грунтов и фундаментостроению (Лондон, 1957; Париж, 1961; Монреаль, 1965; Мехико, 1969; Москва, 1973; Токио, 1977; Стокгольм, 1981; Сан-Франциско, 1985; Рио-Жанейро, 1989) и региональных конференций.

Чтобы обсудить полученные в реологии глинистых грунтов научные результаты специальные совещания были созданы в 1956г. в г. Днепрпетровске, в 1960г., в г. Москве и в 1966г. в г. Ленинграде. Первый международный симпозиум по реологии грунтов был создан в 1964г. в г. Гренобле (Франция), Всесоюзные симпозиумы (I...X) проведены в Армении (1972, 1975), Ленинграде (1979), Самарканде (1982), Волгограде (1985), Риге (1989), Бишкеке (Исык-куль 1994), Москве (1997), г.

Хургате (2000) и Москве (2003), а международная конференция по реологии и механике грунтов проходила в г. Ковентри (Англия).

Развитие реологии глинистых грунтов обязано трудам многих советских и зарубежных ученых, работы которых будут рассмотрены по мере изложения материала книги. Автор считает своим долгом особо отметить выдающуюся роль В.А. Флорина в деле развития реологии глинистых грунтов вообще и теории ползучести в особенности. Он впервые применил методы теории ползучести в механике грунтов, получил уравнения и частные решения теории уплотнения водонасыщенных пористых ползучих глинистых масс с учетом сжимаемости твердых частиц и защемленного в порах газа в наиболее общем виде. С именем В.А. Флорина в значительной степени связано также развитие экспериментальной реологии глинистых грунтов, которой он придавал весьма важное значение. Его поддержка позволила автору книги развернуть обширные экспериментальные исследования в области реологии глинистых грунтов, начатые самостоятельно в 1953г. с целью решения проблемы прогноза длительного уплотнения неводонасыщенных грунтов в высоких железно-дорожных насыпях.

Работы автора книги, выполненные в области исследования ползучести глинистых грунтов в 1953–1965гг. были в основном обобщены в работе "Ползучесть глинистых грунтов" (Ереван, 1967). В последующем он, совместно со своими учениками и сотрудниками провел экспериментальные исследования по реологии (ползучести, релаксации напряжений и длительной прочности) глинистых грунтов при одномерном уплотнении (компрессии) и простом сдвиге (скашивании, кручении) с учетом самых различных факторов. Результаты, полученные в 1953–1985 годах автором, его коллегами и другими исследователями в области экспериментальной реологии одномерного уплотнения, простого сдвига и длительной прочности глинистых грунтов были обобщены в монографии автора "Экспериментальная реология глинистых грунтов" [85].

По просьбам многочисленных читателей было подготовлено к изданию второе издание этой книги, которая стала библиографической редкостью.

Второе издание книги было внесено в план изданий 1992г. Издательства "Недра", однако, она не была опубликована и была снята с производства из-за отсутствия финансирования. Эта редакция книги была переведена на английский язык и опубликована издательством Baluema в 1995*. Предлагаемая вниманию читателей книга является ее третьим (вторым русским) изданием, в котором внесены существен-

* S. R. Meschyan. Experimental Rheology of Clayey Soils. Baluema /Rotterdam/ /Brokfield/, 1995 – 448p.

ные изменения, учтены все достижения реологии грунтов вообще, экспериментальной реологии в особенности за последние десять лет.

Экспериментальные исследования, рассматриваемые в книге, выполнены в лабораторных условиях, которые, как справедливо отмечал Т.В. Лемб (1975), "отличаются быстротой и простотой выполнения, меньшими затратами средств. Результаты лабораторных испытаний, обычно, легче интерпретировать благодаря лучшему пониманию граничных условий и возможности контроля условий испытаний. Кроме того, инженер может специально исследовать влияние таких переменных величин, как напряжение, время и т.д. с целью определения изменений свойств грунта в процессе строительства и после его завершения". К недостаткам лабораторных исследований механических свойств грунтов относятся нарушение структуры грунта при его отборе, транспортировке и изготовлении образцов, а также невозможность получения общего представления о грунтах при сложных инженерно-геологических условиях.

От указанных выше недостатков свободны полевые методы определения механических свойств грунтов. Однако, и они, в свою очередь, обладают рядом существенных недостатков. Из сказанного следует, что механические свойства грунтов вообще, глинистых грунтов в частности следует исследовать как в лабораторных, так и в полевых условиях.

В книге приведены результаты экспериментальных исследований реологических свойств глинистых грунтов полученные в условиях простого деформирования — одномерного уплотнения и простого сдвига. Определение реологических свойств глинистых грунтов в указанных условиях деформирования отличается простотой, наглядностью и достоверностью получаемых данных, вследствие хорошо отработанных методик их испытания.

При испытании образцов глинистых грунтов в указанных выше условиях деформирования возможно не только учесть многочисленные, влияющие на результаты определяемых реологических свойств факторы, но и осуществить весьма длительные эксперименты при многократном повторении опытов. Еще далеко не исчерпаны проблемы в экспериментальной реологии глинистых грунтов, которые нуждаются в многостороннем исследовании.

Наряду со сказанным выше автор высоко оценивает исследование реологических свойств глинистых грунтов методами трехосного сжатия. Эти эксперименты теоретически безупречны, но, к сожалению, наряду с большими достоинствами они обладают, также, множеством недостатков, которые сводят на нет их достоинства. В этом автор убедился на личном опыте, в результате достаточно долгой работы по испытанию глинистых грунтов с применением трехосных испытаний образцов.

В заключение отметим, что предлагаемой вниманию читателей книге рассмотрены общие вопросы экспериментальной реологии обычных водонасыщенных и неводонасыщенных глинистых грунтов. Вопросы реологи-

ческих свойств просадочных и набухающих грунтов, а также теормо-реологии, виброреологии и реологии глинистого материала грунтовых сооружений рассмотрены в монографии автора "Реологические процессы в глинистых грунтах " (Ереван, Айастан, 1991), которая является непосредственным продолжением этой книги.

Автор считает своим долгом выразить благодарность Н.Г. Ахназаряну, С.Г. Айрояну, Р.Г. Бадалян, Р.Р. Галстяну, Р.П. Малакяну, Р.А. Постолакяну (Атабекяну), Т.Л. Петросян у и К.А.Таслагяну за участие в работе и помощь оказанную ими при разработке отдельных вопросов экспериментальной реологии глинистых грунтов. Он выражает свою благодарность рецензенту первого издания книги, доктору технических наук, профессору А.Л.Гольдину, рецензентам второго издания, докторам технических наук К.А.Каралетяну и С.Ш. Нурид-жаняну за внимательный просмотр книги и весьма ценные замечания.

Автор благодарен ОАО "Арпа-Севан" (президент А.Р.Акопян), ЗАО "Институт Армводпроект" (исполнительный директор Ю.Л. Джавадян) и ОАО "Ереванстрой" (исполнительный дирентов В.В.Погосян) за финансирование публикации книги.

ГЛАВА I

СВЕДЕНИЯ О ГЛИНИСТЫХ ГРУНТАХ

1.1. ВВЕДЕНИЕ

Грунты — это рыхлые горные породы, являющиеся продуктом выветривания каменной оболочки Земли (литосферы), прочность связей между частицами которых во много раз меньше прочности минеральных частиц [132]. Глинистые грунты, которые представляют собой материал нашего исследования, наряду с песчаными грунтами составляют широко распространенную часть осадочных горных пород, важнейшей отличительной особенностью которых является дисперсность (раздробленность). Глинистые грунты — пористые (неплошные) тела. Это значит, что твердые минеральные частицы занимают только часть объема грунта, а остальная его часть — поры, заполнены жидкостью (водой) и газом (воздухом). Те грунты, в порах которых одновременно находятся вода и воздух образуют трехфазную систему (твердые частицы — вода — воздух), а если поры заполнены только водой — двухфазную систему, или по Н.М. Герсеванову (1937) "грунтовую массу".

В глинистых грунтах в значительном количестве присутствуют тонкодисперсные-глинистые частицы, размером менее 0,002 мм. Они придают грунтам специфические свойства, важнейшим из которых является связность. Свойства этих грунтов зависят от минерального состава частиц, их размеров и формы, типа и прочности структурных связей, структуры и текстуры, состояния (плотности и влажности), а также от свойств, обусловленных взаимодействием с водой [26].

Механические и физические свойства глинистых грунтов, исключительно сложных естественноисторических образований, формировались в течение длительного геологического времени под действием переменного давления, увлажнения и высыхания, температуры, химических и физико-химических процессов, цементации, перекристаллизации, тектонических и других природных явлений, а также деятельности человека.

Глинистые грунты, как было отмечено выше, обладают всеми реологическими свойствами вообще, ползучестью в частности. Ползучесть глинистых грунтов наиболее характерное, ярко выраженное и легко наблюдаемое в натуре свойство. Весьма наглядно явление исчерпание прочности этих грунтов, которое проявляется в виде развития чрезмерно больших деформаций и нарушений их оплошности.

Несмотря на то, что с явлением ползучести глинистых грунтов человек был знаком с незапамятных времен по визуальным наблюдениям за разного рода деформациями (осадками, подвижками, кренами) древних

построек и природных склонов, оно стало предметом научного исследования в последнем столетии в связи с бурным развитием строительства вообще, транспортного и гидротехнического в частности. Внимание ученых и специалистов к явлению ползучести в глинистых грунтах было вызвано тем, что в ряде случаев оно становилось причиной недопустимо больших деформаций, нарушавших нормальную эксплуатацию сооружений и дорог. На явление ползучести (медленного протекания деформации) глинистых грунтов одним из первых обратил внимание В. Карлович в 1869г. в книге "Основания и фундаменты" и указал на необходимость его учета, а И.В. Мушкетов в конце позапрошлого века отметил проявление оползней берегов Волги лишь по истечении года с момента начала сползания. В дальнейшем, в особенности после выхода в свет книги К. Терцаги [158], исследование длительных деформаций глинистых грунтов стало одним из важнейших проблем механики грунтов.

1.2. ПОНЯТИЕ О СОСТАВЕ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Физико-механические и реологические свойства глинистых грунтов, при всех равных условиях, зависят от их вещественного (фазового) состава, т.е. от твердых минеральных частиц, жидкости (воды) и газа (воздуха), которые находятся в определенных взаимоотношениях. В определенных взаимоотношениях находятся также твердые минеральные частицы, величина которых изменяется в широких пределах.

Минеральный состав. В минеральном составе осадочных пород, в том числе и глинистых грунтов, преобладают первичные минералы (кварц, полевые шпаты и слюда). Наряду с ними широко распространены глинистые минералы, являющиеся продуктом выветривания магматических и метаморфических пород. В этих породах имеются также карбонатные, сульфатные, галоидные и другие минералы [26, 63].

С точки зрения инженерно-геологического изучения минерального состава глинистых грунтов выделяют четыре группы минеральных образований, отличающиеся друг от друга по строению, типам связей между атомами в кристаллической решетке и свойствами [26]:

- 1) минералы класса первичных силикатов;
- 2) простые соли галоиды, сульфаты, карбонаты;
- 3) глинистые минералы;
- 4) органические вещества.

Связи между атомами в кристаллической решетке минеральной частицы могут быть ионными (полярными), ковалентными (гемополярными), металлическими, водородными и остаточными (молекулярными). Из перечисленных типов наибольшей энергией обладают ионные, а наименьшей — остаточные связи. В группе первичных минералов преобладает ковалентный тип связи, в простых солях ионный, а в глинистых минералах, относящихся к слоистым силикатам, вместе с ковалентной

определенную роль играют остаточные (молекулярные) и водородные связи, которыми и обусловлена их невысокая прочность.

Ионные связи, которые свойственны для большинства кристаллических минералов, обусловлены силами электрического притяжения между разноименно заряженными ионами, приводящими к образованию кристаллических структур.

Ковалентные связи также обусловлены образованием устойчивых атомных структур. В этом случае связь между двумя соседними атомами осуществляется одной, двумя и тремя парами общих электронов. Физические свойства первичных минералов с ковалентными связями весьма изменчивы.

Молекулярные, остаточные или вандерваальсовыи связи, которые (кроме ковалентных связей) играют большую роль в слоистых силикатах вообще, а в глинистых минералах в частности, обусловлены вандерваальсовыми силами притяжения, действующими между нейтральными молекулами. Они проявляются не только между нейтральными молекулами одного тела, но и различных материалов и встречаются в материалах, находящихся в газообразном, жидком и твердом состояниях. Наличием этих сил можно объяснить небольшую прочность глинистых грунтов.

Простые соли, к числу которых относятся галоиды, сульфаты (гипс, ангидрид, барит) и карбонаты (кальцит, доломит, магнетит, сидерит), в глинистых грунтах находятся в твердом или растворенном виде. Легко растворимые соли (сульфаты и хлориды натрия) в порах глинистых грунтов находятся, в основном, в растворенном виде; среднерастворимые соли (например, гипс) могут находиться в обоих состояниях, а труднорастворимые (карбонаты кальция и магния) — преимущественно в твердом состоянии. Растворимость солей зависит не только от их строения, но и от свойств растворителя.

В глинистых грунтах распространены карбонаты кальция и магния в силу их малой растворимости в воде и малой подвижности ионов. Легко растворимые соли выщелачиваются атмосферными осадками и, в конце концов, уносятся в различные водные бассейны. Поэтому они присутствуют в грунтах областей с засушливым жарким климатом [104].

Глинистые минералы, которые обуславливают, в основном, физико-механические свойства глинистых грунтов, подразделяются на минералы с жесткой кристаллической решеткой, раздвижной решеткой и ее промежуточным типом. К глинистым минералам с жесткой кристаллической решеткой относятся минералы группы каолинита, с раздвижной — монтмориллонита, а к промежуточному типу — гидрослюды. Они придают грунтам "глинистые" свойства: большую поглощаемость и гидрофильность, малую водопроницаемость, пластичность и т.д. Среди этих свойств наиболее важным является связность, которая присуща глинистым грунтам и выражается их сопротивлением к растягивающим усилиям. В указанных свойствах очень большую роль играют весьма малые размеры глинистых частиц (диаметром менее 0,0002 мм) вообще, коллоидных частиц (диаметром менее 0,0001 мм) в особен-

ности, в силу их большой удельной поверхности и сил межчастичного притяжения.

Глинистые частицы отличаются от более крупных пылеватых (с диаметром зерен 0,05...0,002 мм) и песчаных (с диаметром зерен 2-0,05 мм) как минеральным составом, формой, так и свойствами. Достаточно отметить, что поверхность частиц монтмориллонита в объеме 1 см³ равно 800 м², тогда как у гидрослюды она равна 80 м² (А.К. Ларионов, 1984).

Упрощенная классификация глинистых грунтов, основанная на количественном содержании фракции (в %) глинистых частиц, по В.В. Охотину, приведена ниже.

Глина тяжелая	> 60	Супесь:	
Глина	30...60		
Суглинок		Тяжелая	10 – 6
Тяжелый	30 – 20	Легкая	6 – 3
Средний	20 – 15	Песок	<3
Легкий	15 – 10		

Форма глинистых частиц, которая обусловлена их минеральным составом, по данным электронной микроскопии принимается чешуйчатой, пластинчатой и плоскоудлиненной [26].

Следует отметить, что под размером глинистой частицы понимается диаметр условного шара, падающего в воде со скоростью данной частицы.

Органические вещества накапливаются в глинистых грунтах в виде гумуса. Они обладают высокой гидрофильностью, высокой влагоемкостью, низкой водопроницаемостью и сильной сжимаемостью. Их присутствие в глинистом грунте существенно ухудшает его механические свойства.

Вода в глинистых грунтах, в зависимости от степени их увлаженности, по А.Ф. Лебедеву (1936) может находиться в виде водяного пара, гигроскопической, пленочной, гравитационной и химически связанной воды, а также в твердом состоянии (лед).

В зависимости от количества воды И.М. Горькова (1957) различала одиннадцать характерных влажностей в глинистых грунтах, а В.А. Приклонский (1955) – связанную и свободную воду. Е.М. Сергеев предложил следующее подразделение воды в грунтах:

- 1) в форме пара;
- 2) связанная вода (прочносвязанная, рыхлосвязанная);
- 3) свободная вода (капиллярная, гравитационная);
- 4) вода в твердом состоянии;
- 5) кристаллизационная и химически связанная вода.

Примерно аналогичное подразделение воды в грунтах предложено В.Д. Ломтадзе (1970).

Водяной пар, содержание которого не превышает 0,0001% от массы грунта, свободно сообщается с атмосферой или же защемлен в его порах. Он играет важную роль в формировании механических свойств грунтов. Под действием температурных градиентов и других факторов он может

передвигаться в грунте при незначительной его влажности, а, конденсируясь на поверхности частиц образовать прочно связанную (гигроскопическую) воду (см. ниже).

Связанной называется вода, которая активно взаимодействует с частицами грунта и не способна передвигаться под действием силы тяжести. Природа связанной воды очень сложна. Для ее объяснения в грунтоведении пользуются современными представлениями о строении глинистой частицы и ее взаимодействия с окружающей водой. В основе этих представлений лежит понятие о двойном электрическом слое вблизи поверхности твердой частицы и о диффузной (ионной) атмосфере вокруг нее.

Согласно указанному представлению твердая поверхность дисперсной частицы носит отрицательный заряд ($-\sigma_0$), поверхностная плотность которого образует как бы внутреннюю обкладку конденсатора (рис. 1.1, а), а ионы (катионы), находящиеся в объеме жидкости, образуют внешнюю обкладку противоположного знака и делятся на адсорбционную и диффузную части соответственно с плотностями σ_1 и σ_2 . Система в целом электронейтральна ($-\sigma_0 = \sigma_1 + \sigma_2$). Возникающая на границе раздела фаз разность потенциалов характеризуется фазовым (термодинамическим) потенциалом ψ_0 , который в пределах адсорбционного слоя снижается на величину ψ_1 , а в пределах диффузного слоя — ψ_2 .

Полярные молекулы воды, попадая в электрическое поле, созданное ядром и противоионами мицеллы (рис. 1.1, в) — коллоидным ядром с адсорбционным слоем ионов и ионной атмосферой, принимают ориентированное положение у поверхности, носящей отрицательный заряд, и группируются вокруг ионов, заряженных положительно. В диффузной оболочке, кроме ориентированных молекул воды, находится и свободная вода (молекулы воды на рис. 1.1, в не показаны).

Ионы адсорбционного слоя, непосредственно окружающие частицу, удерживаются прочно, а диффузного слоя менее прочно. По мере удаления от поверхности частицы концентрация ионов в диффузном слое с зарядом, противоположным заряду частицы, убывает, а с одинаковым зарядом — возрастает и на определенном расстоянии обе концентрации выравниваются (рис. 1.1, б) [26, 117]. Это расстояние определяет толщину диффузного слоя. Поэтому образование прочно связанной воды происходит в адсорбционном, а рыхлосвязанной воды — в диффузном слое АС (рис. 1.1, б). Толщина ионной атмосферы (диффузной оболочки) зависит от гидротирруемости и диссоциируемости ионов, концентрации свободных электронов в жидкой фазе. Она может достигать до нескольких сот ангстрем ($1 \text{ \AA} = 10^{-8} \text{ см}$). В 1956 г. Б.В. Дерягиным было установлено, что ориентированная структура граничного слоя молекул воды исчезает на некотором расстоянии от твердой поверхности частицы скачкообразно. Причем, толщина ориентированных гидратных слоев в зависимости от природы твердой поверхности частицы может колебаться от нескольких молекулярных слоев до слоев с толщиной в несколько десятков молекул.

На этой границе раздела происходит скачкообразное изменение свойств жидкости.

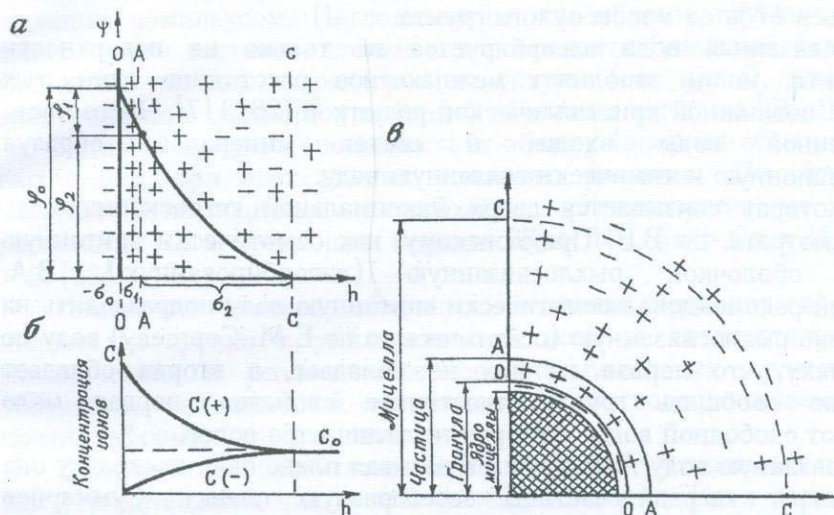


Рис.1.1. Схема строения двойного электрического роля (ДЭС) вблизи поверхности грунтовой частицы, падение потенциала ψ (а), схема мицеллы (б) и график изменяемости концентрации ионов в зависимости от расстояния (h) до поверхности частицы (в) OA – адсорбционная часть ДЭС; AC – диффузная часть ДЭС. Молекулы воды на рисунке не показаны

К. Терцаги и Р. Пек отмечали, что толщина адсорбционного слоя (диффузной оболочки) равна 10^{-7} м, а его твердой части (твердосвязанной воды) – $5 \cdot 10^{-10}$ м. По У. Гофману, Р. Фани и А. Вейцу (1957) толщина интермицеллярных прослоек воды не превышает $2 \cdot 10^{-9}$ м, а толщина слоя адсорбционной воды 10^{-9} м. Г.У. Бредли и др. (1951) допускают для Н-монтмориллонита 2...4 слойную адсорбцию воды. А Р.И. Грим считает, что другие типы глинистых минералов (каолиниты, хлориды) не могут иметь более толстые адсорбционные слои, чем монтмориллониты.

Мощные диффузные оболочки имеются у мицелл с сильно гидратированными и сильно диссоциированными ионами натрия, которые способствуют их сильному набуханию в воде и сильной сжимаемости при усадке.

Прочносвязанная вода (называемая также гигроскопической) обладает структурой и находится в особо плотном состоянии. Ее средняя плотность равна 2 г/см^3 .

Максимальное количество прочносвязанной воды в грунтах примерно соответствует величине максимальной гигроскопичности $W_{h,max}$, т.е. влажности грунта, которая образуется при адсорбции частицами парообразной воды при 100% влажности воздуха. Адсорбированная (в обычных комнатных условиях) частицами грунта гигроскопическая вода равна примерно половине влажности максимальной гигроскопичности.

Чем больше содержание в грунте глинистых частиц, тем больше его гигроскопическая влажность (W_h). Так, если максимальная гигроскопическая влажность песков составляет всего 1%, то для глин она может равняться 17% от массы сухого грунта.

Прочносвязанная вода адсорбируется не только на поверхности частиц грунта, но и заполняет межпакетное расстояние глинистых минералов с подвижной кристаллической решеткой [26, 117]. Часто часть прочносвязанной воды входит в состав минералов, образуя кристаллизационную и химически связанную воду.

Воду, которая связывается сверх максимальной гигроскопичности, можно рассмотреть, по В.В. Приклонскому, как осмотически впитанную диффузной оболочкой рыхлосвязанную (лисорбированную). В.А. Приклонский рекомендовал осмотически впитанную воду подразделить на рыхло и очень рыхлосвязанную (осмотическую по Е.М. Сергееву) воду по тому признаку, что первая из них не обладает, а вторая обладает способностью сообщать грунту пластичное свойство, первая мало отличается от свободной воды, а вторая не отличается вовсе.

Рыхлосвязанную воду А.Ф. Лебедев называл пленочной, поскольку она образует вокруг твердой частицы своеобразную пленку. Суммарное содержание прочносвязанной (гигроскопической) и пленочной (ориентированной) воды в грунте А.Ф. Лебедев назвал максимальной молекулярной влагоемкостью $W_{п,мах}$, считая, что эта вода образуется под влиянием молекулярных сил притяжения. Как было изложено выше, это количество воды в грунте содержится под действием поверхностных сил притяжения.

Прочносвязанную воду можно удалить из грунта только путем испарения, а рыхлосвязанную — как путем испарения, так и под действием больших давлений.

Одним из основных свойств глинистых частиц, обуславливающих образование связанной воды, является их способность поглощать (сорбировать) различные вещества из водных растворов и газовых смесей под действием поверхностных явлений на границе раздела фаз.

В.А. Приклонский [104] выделял шесть различных видов поглощения:

- 1) физическое;
- 2) физико-химическое (или ионный обмен);
- 3) химическое;
- 4) капиллярная конденсация;
- 5) механическое;
- 6) биологическое.

Из указанных видов поглощений мы рассмотрим только физико-химическое, при котором ионы адсорбционного слоя, ионной атмосферы и кристаллической решетки глинистой частицы замещаются ионами из водного раствора (грунтовой воды). Указанный обмен легче осуществляется с ионами диффузной атмосферы, чем ионами адсорбционного слоя и кристаллической решетки частицы.

Ионный обмен глинистых грунтов является катионным, поскольку ионы их частиц в основном заряжены положительно.

По данным К.К. Гедройца ионный обмен наблюдается только на глинистых частицах размером менее 0,005 мм (0,002 мм по Стоксу). Именно поэтому эту часть частиц глинистых грунтов он называл поглощающим комплексом. Поглощительная способность грунта обусловлена минеральным составом, степенью дисперсности (удельной поверхностью) глинистой частицы, характером структуры (см. ниже), концентрацией электролитов в растворе и природой обменных катионов [26, 104].

Установлено, что способность к обмену (энергия обмена) у различных ионов, при всех равных условиях, различна. По относительной энергии поглощения наиболее распространенные катионы располагаются в следующем порядке: $F_e > Al > Ba > Ca > Mg > K > Na > Li$ [26].

Изменение состава обменных катионов приводит к изменению количества прочно и рыхлосвязанной воды и, следовательно, физико-механических и реологических свойств глинистых грунтов (границы текучести, максимальной гигроскопичности, водопроницаемости, прочности, деформируемости, вязкости и т.д.).

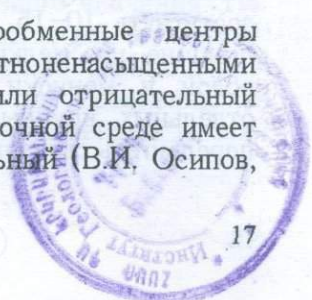
В отличие от вышеизложенного поверхности глинистых частиц носят как отрицательный, так и положительный заряд. Идея о положительно заряженных боковых поверхностях частиц впервые выдвинута Т.Ф. Фордом, А.Дж. Лумисом и Ф.Ф. Фидиамом в 1940г., а подробно исследована и доказана Г. Ван-Ольфом в 1951г.

Доказано, что на свежем изломе кварца имеются поверхности как с положительным, так и отрицательным зарядами [50, 99]. На пластинчатой поверхности каолинита практически отсутствует ионообмен, а на ребрах и изломах имеются положительно заряженные участки интенсивного ионообмена. И.В. Поповым и Г.Г. Зубковичем (1964) установлено, что на поверхности скола глинистых частиц могут оказаться атомы Si , Al , Mg , O и гидроксильной группы OH и вследствие этого должны проявляться заряды разных знаков и возникать многообразные сложные процессы. На основании изложенного, А.К. Ларионов (1966) отмечал, что максимальная концентрация зарядов приходится на углы и ребра кристаллической решетки, которые вместе с участками, покрытыми тонкими коллоидными оболочками Е.М. Сергеевым названы энергетически активными.

Абсолютная величина заряда и его знак зависит от кристаллохимических особенностей минерала, состава обменных ионов и характера окружающей среды. Поэтому, стабилизация частиц граничными гидрантными пленками может быть различной на их поверхности — наибольшая на плоских (базальных) поверхностях и наименьшая на участках повышенной кривизны (на боковых сколах и ребрах).

Рядом исследователей установлено, что ионообменные центры боковых сколов глинистых частиц, связанные с валентноненасыщенными атомами алюминия, могут нести положительный или отрицательный заряд. Поверхность сколов глинистых частиц в щелочной среде имеет отрицательный заряд, а в кислой среде — положительный (В.И. Осипов,

5834



1979), что приводит к изменению энергетического состояния их и двойного электрического слоя.

Свободная или гравитационная вода, в отличие от связанной, находится вне сферы действия поверхностных сил притяжения и способна перемещаться под действием силы тяжести. К свободной относится и капиллярная вода, которая способна подняться по порам (капиллярам) мелкозернистых грунтов на определенную высоту над свободным зеркалом воды и удерживаться под действием сил поверхностного натяжения менисков воды (рис. 1.2).

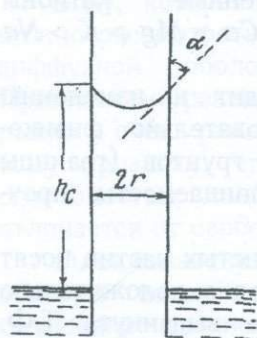


Рис.1.2. Капиллярная трубка, заполненная водой

При неполном заполнении пор мениски образуются внутри грунта, а при полном заполнении — на поверхности уровня капиллярной воды. Чем меньше диаметр капилляра (пор), тем больше кривизна мениска и капиллярная сила и высота подъема воды.

Для определения высоты капиллярного поднятия используется условие равновесия столба воды, заполняющую трубку выше свободного зеркала воды (рис.1.2). Высоту поднятия воды (при шаровом мениске) определяют по формуле Жюрена:

$$h_c = \frac{2\sigma_0}{r\gamma_w} \cos \alpha \quad (1.1)$$

где σ_0 — поверхностное натяжение мениска воды ($\sigma_0=0,0075$ кг/м); r — радиус капилляра; γ_w — удельный вес воды (см. ниже); α — угол смачивания ($\alpha < 90^\circ$). Для стеклянных трубок с совершенно чистыми стенками $\alpha=0$.

Если заданы величины: r в м, γ_w в Н/м³, ($\sigma_0=0,0075$ кг/м, то из (1.1) получим (К. Терцаги. 1961):

$$h_c = \frac{0,15}{r} \cos \alpha \quad (1.2)$$

откуда следует, что высота капиллярного поднятия воды обратно пропорциональна радиусу капилляра.

По данным А.А. Роде высота капиллярного поднятия воды в песках достигает 0,3...0,6 м, в супесях 1 м, в суглинках и глинах 2–6 м, но в большинстве случаев не превышает 3м. Однако, по формуле (1.2) в глинистых грунтах, имеющих очень тонкие поры, ее высота должна достигнуть 10–15 м и более. В природе этого не наблюдается по той причине, что мелкие поры этих грунтов полностью заполнены связанной водой и мениски в них не образуются совсем или образуются в отдельных крупных порах и где капиллярная сила не в состоянии передвигать связанную воду.

Отметим, также, что столб капиллярной воды создает дополнительное уплотняющее давление на скелет грунта.

Газ (воздух) занимает часть объема пор трехфазных грунтов. Он может находиться в свободном, защемленном, адсорбированном на поверхности частиц состоянии, в растворенном виде, а также в микропорах коллоидных оболочек (В.М. Веселовский, 1949, В.Д. Ломтадзе 1970).

Сообщающийся с атмосферой газ участвует в газообмене с атмосферным воздухом и поэтому имеет близкие с ним состав и свойства. Защемленный в порах грунта газ по составу может сильно отличаться от окружающего воздуха и оказывать определенное воздействие на его механические свойства. Наличие газа в замкнутом (защемленном) виде способствует возникновению капиллярных сил, повышению упругих свойств грунта и сжимаемости поровой жидкости.

1.3. О ПРИРОДЕ ПРОЧНОСТИ И ДЕФОРМИРУЕМОСТИ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Связность. Особенностью глинистых грунтов (в отличие от песчаных), как было сказано выше, является их способность оказывать сопротивление растягивающим усилиям, обусловленная наличием структурных связей (сцепления) между твердыми частицами. Прочность связей между частицами глинистого (связного) грунта по сравнению с прочностью минеральных частиц очень мала, поэтому основным фактором, обуславливающим прочность грунта, является прочность его структурных связей. Изучение последних чрезвычайно важно для понимания природы прочности и деформируемости глинистых грунтов [50, 117].

На начальном этапе развития механики грунтов К. Терцаги [118, 158] выдвинул теорию капиллярной связности, согласно которой все явления имеющие отношение к связности глин, объяснялись лишь поверхностным натяжением менисков воды, а под связностью понималось внутреннее сопротивление трению, вызванное капиллярным давлением. Считалось, что поверхностное натяжение капиллярной воды существует во всех грунтах без различия величины и формы зерен, с той разницей, что в зависимости от диаметра пор высота капиллярного поднятия в разных грунтах различная. К. Терцаги рассматривал глинистый грунт как механическое скопление зерен различного размера.

Несмотря на то, что цементом всех связных грунтов К. Терцаги считал коллоидные компоненты, от состояния которых зависят физические свойства глин, он не придавал им серьезного значения. По его мнению, истинная связность, обусловленная начальным (нулевым) трением (прилипанием частиц вследствие молекулярного взаимодействия абсорбционных слоев жидкости), очень мала по сравнению с видимой связностью, обусловленной поверхностным натяжением капиллярной воды.

В дальнейшем, по мере развития физики и механики грунтов, коллоидной химии, грунтоведения и инженерной геологии, пришлось пересмотреть теорию капиллярной связности К. Терцаги и признать роль "истинного сцепления" в связности глинистых грунтов. Была предложена теория, согласно которой связность объяснялась склеивающим действием тонких слоев воды (Н.М. Герсеванов, Д.Е. Польшин, 1948). Однако эта теория была опровергнута работами Б.В. Дерягина (1932), показавшего, что тонкие пленки воды являются не связывающим звеном, а наоборот фактором расклинивающим.

Таким образом, ни капиллярная теория связности, ни теория склеивающего действия тонких слоев воды не были в состоянии объяснить истинную природу связности (прочности структурных связей) глинистых грунтов.

Поскольку связность глинистых грунтов не зависит от "склеивающего" действия тонких слоев воды и непосредственного действия сил молекулярного притяжения между частицами А.Ф. Тюлин (1933), Н.Я. Денисов и П.А. Ребиндер (1946) и др. выдвинули теорию коллоидной связности. В этой теории придавалось особое значение адсорбированным на поверхности грубодисперсных зерен коллоидным оболочкам (пленкам), которые в течение времени застудневают и прочно склеивают более крупные частицы грунта (Н.Я. Денисов, 1951).

Согласно этой теории поверхностная золь, возникающая как продукт пептизации глинистого материала, с течением времени превращается в гель (студень) и тем самым увеличивает сцепление между частицами. Подтверждением сказанному служит работа И.В. Гребенщикова (1937), посвященная выявлению роли коллоидных пленок кремниевой кислоты на поверхности силикатов в склеивании этих поверхностей. На образование молодых коллоидов в геологически старых глинистых грунтах путем гидролиза, как это наблюдается в смеси порошка кремниевой кислоты с водой, содержащей углекислоту, указывал еще К. Терцаги [158].

Наряду со способностью коллоидных пленок к застудневанию (гелеобразованию), которое им придает склеивающее свойство, оно может оказывать и смазывающее действие при смачивании водой. Иначе говоря, склеивающая способность этих пленок имеет обратимую природу, что придает сцеплению тиксотропный характер (Б.Ф. Рельтов, 1962). Коллоиды и влага играют наиболее активную роль в возникновении и изменении прочности глинистых грунтов, в формировании их активной структуры. При отсутствии воды грунт переходит в структурно неактивное состояние, примером которого служит сухой лесс [27], превращающийся под действием нагрузки в порошок.

Отметим, что термин "тиксотропия" введен в науку А.Ф. Петерфи в 1927 г. и использован Г. Фрейдлихом в 1935 году для описания известного явления изотермического, обратимого преобразования гель — золь в коллоидных системах. Тиксотропное упрочнение возможно только в жидких (двухфазных) дисперсных системах, в которых самопроизвольный

переход в твердообразное состояние имеет место вследствие теплового (броуновского) движения (П.А. Ребиндер, 1956), при котором диспергированные твердые глинистые частицы, сближаясь с наиболее активными частями (в углах и ребрах), образуют пространственные каркасные структуры (Б.Ф. Рельтов, 1987).

Природа структурных связей очень сложна, она обусловлена большим комплексом явлений (выкристаллизацией коллоидов, старением, кристаллизацией цементирующих веществ из окружающей среды и т.д.), протекающих в условиях сложных физико-химических процессов в течение длительного периода формирования глинистого грунта. Это значит, что в течение всего геологического периода образования и существования глинистого грунта прочность его структурных связей изменяется под действием множества природных факторов и инженерной деятельности человека; в каждом конкретном случае его прочность обусловлена состоянием плотности, влажности и структурной прочности в данный момент времени. Доказательством влияния инженерной деятельности человека на величину прочности структурных связей глинистых грунтов может служить изменение последней в результате нарушения природного сложения при всех остальных равных значениях влажности и плотности [26, 78]. Этими работами, в частности, установлено, что после нарушения природного сложения грунта его прочность восстанавливается не полностью.

Для выяснения истинной природы связности глинистых грунтов в грунтоведении пользуются современными представлениями коллоидной химии о дисперсных средах. Пользуются также результатами новейших исследований, выполненных в грунтоведении, инженерной геологии, физико-химической механике, а также в механике и реологии грунтов.

Согласно современным представлениям коллоидной химии коагуляция (свертывание) и стабилизация коллоидной системы обусловлены как существующими между частицами дальнедействующими молекулярными (вандерваальсовыми) силами притяжения, так и силами ионно-электростатического отталкивания, возникающими при перекрытии ионных атмосфер (рис. 1.3, а). Это значит, что взаимодействие двух соседних частиц (структурных элементов грунта) происходит при совместном действии указанных сил и, в зависимости от их расстояния и соотношения, будут преобладать или силы отталкивания, или силы притяжения (рис. 1.3, в). Зависимость суммарного потенциального и силового взаимодействия между частицами глинистых грунтов от их расстояния на рис. 1.3, б и 1.3, в изображены кривыми $U-h$ и $R=(P-A)-h$.

Потенциальная кривая взаимодействия между частицами глинистых грунтов может иметь два потенциальных минимума (b , c) и энергетический барьер (a) (рис. 1.3, б). Для двухфазных грунтов при $h_2 < h < h_1$ имеет место перевес дальнедействующих сил молекулярного и магнитного притяжения (на рис. 1.3, в участок $b'-d$ и равновесие сил притяжения и отталкивания в точке b второго потенциального минимума. По мере сближения частиц до 10–100 нм проявляется преобла-

дание сил ионно-электростатического отталкивания одноименно заряженных диффузных слоев. Эти силы обуславливают существование энергетического барьера, препятствующую сближению частиц.

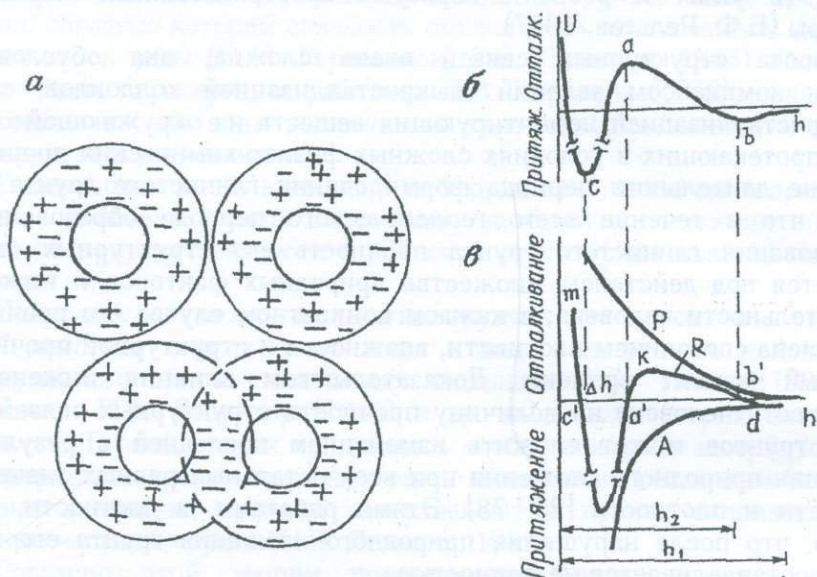


Рис.1.3. Схема соприкосновения и перекрытия ионных атмосфер двух смежных частиц (а), потенциальная (б) и силовая (в) кривые взаимодействия между частицами грунта U – суммарная потенциальная энергия; A – сила притяжения; P – сила отталкивания; R – результирующая сила; h – расстояние между частицами; c – первый потенциальный минимум; b – второй потенциальный минимум; a – энергетический барьер

Когда работа внешних сил превышает энергетический барьер происходит сближение частиц на величину Δh и их переход в первый потенциальный минимум (точка c на рис. 1.3, б), где имеет место равновесие сил молекулярного и ионно-электростатического притяжения и броуновского отталкивания на малых расстояниях порядка 0,5 нм. На участке ($c'a'$) преобладают силы притяжения. Дальнейшее сближение частиц до 0,1–0,3 нм приводит к переходу сил притяжения в силы упругого броуновского отталкивания (участок $c'm$ на рис. 1.3, в).

Согласно исследованиям К.А. Харста и И.С. Джордайна (1964) при приближении частиц на расстояние менее 10^{-8} см катионы размещаются в центре их зазора и взаимодействуют с ними через ионно-электростатические "мостики" с переходом ионно-электростатических сил отталкивания в силы притяжения, усиливающие структурные связи.

Кроме изложенных выше межчастичных сил взаимодействия действуют, также, кулоновские (дипольные) силы. Возникновение этих сил обусловлено (см. п. 1.2) тем, что в определенных условиях сколы (ребра) глинистых кристаллов несут положительный заряд, а базисные поверх-

ности — отрицательный. Следует отметить также, что согласно исследованиям проведенным в 1968г. Ю.Б. Осиповым, в тонкодисперсных глинистых системах, кроме указанных выше сил, возникают также связи магнитного характера, которые связаны с наличием в них ферромагнетиков.

В случае трехфазных глинистых грунтов характер суммарной потенциальной U (см. рис. 1.3, б) и силовой R кривых существенно изменится под действием капиллярных сил (см. п.1.2) [99, 117].

Изложенное выше позволило С.В. Нерпину и Б.В. Дерягину рассмотреть набухание грунтов как результат расклинивающего (набухающего) давления, возникающего при увлажнении, и отталкивающего две соседние частицы. Очевидно, что когда толщина диффузной атмосферы достигает своей наибольшей величины расклинивающее давление набухания равняется нулю.

Д.М. Толстов в 1956г. показал, что в зависимости от перекрытия ионных атмосфер или гидратных слоев эффект расклинивающего действия тонких слоев воды будет различным. Перекрытие указанных слоев вследствие приближения частиц под действием внешних давлений, которое сопровождается выжиманием из их контактов некоторого количества связанной воды и увеличением ионов в них. Стремление связанной воды увеличивать свою толщину до максимально возможной величины приводит к проявлению указанного давления. Увеличение толщины слоев связанной воды, в свою очередь, приводит к падению расклинивающего давления. Причину понижения прочности глинистых грунтов после разрушения их структуры К.Терцаги [158] объяснял увеличением толщины пленок связанной воды после такого разрушения.

Наряду с расклинивающим действием тонких слоев воды ионно-электрической природы, набухание глинистых грунтов обусловлено также осмотическими явлениями [117], которые по Б. Ф. Рельтову и Н.А. Навицкой (1954) связаны с наличием разности концентрации солей в поровом растворе и воде, окружающей породу. При осмосе имеет место одностороннее перемещение воды (или малоконцентрированного раствора) — растворителя через атмосферу глинистой мицеллы (см. рис. 1.1), где полупроницаемой мембраной служат глинистые частицы с катодной атмосферой диффузного слоя [26]. В этом случае на базальной поверхности частицы (кристалла) образуется осмотическая вода [29], а в гидратно-ионном слое проявляется осмотическое давление [117], величина которого изменяется в широких пределах.

Резюмируя изложенное выше можно отметить, что прочность связей между коллоидными частицами глинистых грунтов обусловлена магнитными, молекулярными, ионно-электростатическими, кулоновыми (дипольными) и химическими силами. Степень влияния этих сил на прочностные свойства микростроения глинистых грунтов и на их свойства в целом на разных этапах осадкообразования и порообразования различна и зависит от множества перечисленных факторов.

Контактные взаимодействия глинистых частиц. Прочностные и деформационные свойства глинистых грунтов, как было сказано выше,

обусловлены прочностью связей между частицами, т.е. прочностью их контактов. Поэтому вопросы взаимодействия частиц глинистых грунтов давно являются предметом исследования.

На основании исследований по распределению электрических зарядов на базальных поверхностях и ребрах глинистых частиц в несколько видоизмененной структуре "карточного домика" Гольдшмида (см. ниже), Т.У. Лемб (1953, 1959) рассмотрел контакты в виде соприкосновения кромок одних минералов с плоскостями других при условиях, когда адсорбция воды на их углах и вдоль плоскостей различна. Указанная ориентация с одной стороны обусловлена конечностью времени установления расположения пластинчатых частиц, а с другой — электростатическим притяжением между отрицательно заряженными плоскостями и положительно заряженными их кромками. Коагуляцию каолинитов Р.К. Шофильд и Г.Р. Самсон (1953) также приписывают образованию контактов указанных типов. У. Гофман и др. (1957) пришли к такому же выводу, а Р.К. Айлер (1955) доказал это убедительными электронно-микроскопическими исследованиями.

Тан Тьенг-ки (1954, 1959) на основании работ Т.Ф. Форда, А. Дж. Лумиса и Ф.Ф. Фидиема (1940), Г. Ван-Ольфена (1951) предложил три вида контактов: точечный, линейный и плоский. Возникновение первых двух типов контактов ясно из сказанного выше, что же касается третьего типа, то контакты могут возникать когда две глинистые частицы (пластинки) входят в тесное соприкосновение друг с другом по базальным поверхностям. Это может произойти под действием внешних сил и сил Ван-дер-Ваальса, либо других сил, когда они больше сил кулоновского отталкивания.

В связи с изложенным Д. Митчелл (1961) отмечал, что при несоленой коагуляции, по-видимому, частицы грунта объединяются в порядке кромка-поверхность. Это будет иметь место, когда дисперсия (убывание мощности) двойных слоев, вызванная увеличением содержания электролита, становится настолько большой, что отталкивающие силы не в состоянии предотвратить коагуляцию.

П.А. Ребиндер (1966) выделил три типа контактов между частицами коагуляционный, переходной (точечный) и фазовый (рис. 1.4). Первый из указанных контактов реализуется через тонкую прослойку воды, толщина которой соответствует минимуму потенциальной энергии системы (рис. 1.3, б). Причем, в силу существования двух потенциальных минимумов (см. выше) выделяют ближний и дальний коагуляционные контакты. Переход от коагуляционных контактов к переходным (точечным) осуществляется сближением глинистых частиц под действием внешнего давления или высыхания системы, а при дальнейшем сближении частиц и непосредственного их соприкосновения возникают фазовые контакты.

Наиболее слабые из этих контактов коагуляционные, а наиболее прочные — фазовые. Переходные контакты водонеустойчивы, а фазовые — водостойчивы. При увлажнении переходные контакты переходят в

коагуляционные контакты. Для глинистых грунтов фазовые контакты не представляют интереса.

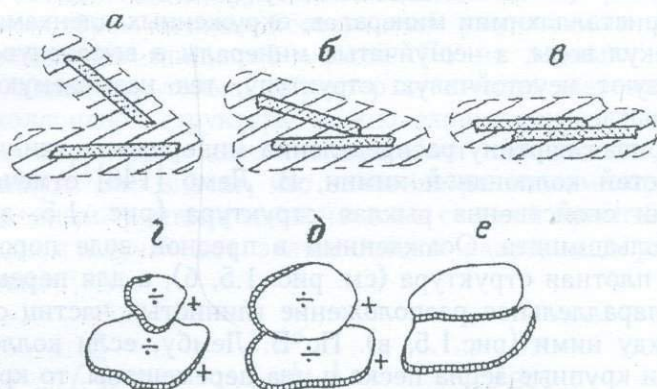


Рис. 1.4. Типы контактов в дисперсных системах по П.А. Ребиндеру (а-в), а – коагуляционный; б – переходный (точечный); в – фазовый и по Таи Тьенг-ки (г-е): г – точечный; д – линейный; е – плоский

Структура и текстура. В механике грунтов структура глин, которая относится к одному из важнейших петрографических признаков грунтов, впервые описана К. Терцаги [119, 148]. На основании понятия о нулевом трении между частицами, К. Терцаги описал хлопьевидную структуру, которая по мере уплотнения грунта сперва превращается в сотообразную (ячеистую), а затем в отдельно-зернистую. А. Казагранде (1933) описал неоднородно-ячеистую структуру суглинка [116]. Структуры глинистых грунтов описали также М.М. Филатов и др.

Описания структур глинистых грунтов, отвечающие условию механического скопления частиц различных размеров, не учитывали изменений протекающих в длительном процессе формирования их физико-механических свойств. Они не отражали условия образования, степень однородности, а также влагоемкость, деформируемость и прочность глинистых грунтов, их изменяемость во времени под действием силовых и других воздействий.

На основании современных представлений о строении глинистых грунтов, развитых в работах А.Н. Заварицкого, М.М. Филатова, И.В. Попова, В.А. Приклонского, Е.М. Сергеева и других ученых, и особенностей их инженерно-геологических свойств принято под структурой понимать размер, форму, характер поверхности, количественное соотношение слагающих элементов (отдельных частиц и элементов) и характер взаимосвязи их друг с другом. Под текстурой понимается пространственное расположение слагающих элементов грунта (независимо от их размера) [26].

Применительно к глинистым грунтам предложены также понятия о макро-, мезо- и микроструктуре, подробное описание и методы которых приведены в литературе [50, 117]. Для глинистых грунтов представляет

особый интерес микроструктура, причем здесь основным является установление наличия закономерностей в ориентации частиц.

Еще в 1926 г. В.М. Гольдшмидт установил, что свойства глины зависят от кристаллохимии минералов, окруженных пленками адсорбированных молекул воды, а чешуйчатые минералы в высокочувствительных глинах образуют неустойчивую структуру, так называемую карточного домика.

Рассматривая картину распределения минералов в глинах, с учетом закономерностей коллоидной химии, В. Лемб [146] отмечал, что для морских глин свойственна рыхлая структура (рис. 1.5, а), подобная структуре Гольдшмидта. Осажденным в пресной воде породам свойственна более плотная структура (см. рис. 1.5, б), а для перемятой глины характерно параллельное расположение глинистых частиц с короткими связями между ними (рис. 1.5, в). По В. Лембу, если коллоидные частицы глины и крупные зерна песка и ила перемешаны, то крупнозернистые частицы в глинистой массе распределены беспорядочно.

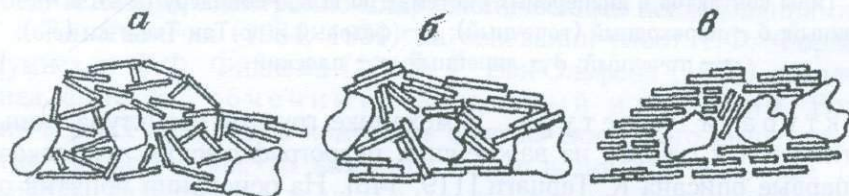


Рис. 1.5. Структуры глинистых грунтов по В. Лембу.

а – ненарушенная, отложение в соленой воде; б – ненарушенная, отложение в пресной воде; в – нарушенная

Модель структуры "карточного домика" в значительной степени зависит от концентрации электролитов. В случае большой его концентрации общая сила взаимодействия частиц является притягивающей, а система их расположения треугольной (сокращающейся). Если поровая вода представляет собой слабую концентрацию электролита, то характерна алмазная (расширяющаяся) структура (рис. 1.6). При увеличении содержания электролита или при приложении напряжений сдвига (менее разрушающих) алмазная структура может преобразовываться в более устойчивую треугольную, а переход последней в алмазную может осуществляться только после первичной текучести коллоидной системы. Переход из сокращающегося в расширяющееся состояние возможен и в результате катионного обмена. Если ионы при сокращающейся (треугольной) системе нейтрализуют отталкивающие силы частицы, выщелачиваются, то постепенно уменьшается притяжение частиц и начинают доминировать отталкивающие силы. Следовательно, характер взаимодействующих сил частиц является обратимым.

Д. Тролоп и М. Цафер (1956) описали стабилизированную коллоидами сыпучую зернистую структуру (см. рис. 1.6). Последняя основана на предположении В. Лемба о беспорядочном расположении крупных зерен в глинистой массе. В этой структуре действие глинистой массы, как

"заполнителя пустот", характеризуется сопротивлением более тесному сближению крупных зерен. Как отмечали Д. Тролоп и С. Чен [160] независимо от состояния грунта, его всегда можно рассмотреть как модель крупных зерен, которые беспорядочно расположены по всей массе и обычно разделены глинистой массой. По их мнению, здесь нужно принять во внимание только характер и степень перематия. Полное перематие коллоидной структуры можно охарактеризовать как условие, при котором структура "карточного домика" полностью переходит в ориентированную. Это значит, что основная разница между ненарушенным и нарушенным грунтами заключается в степени ориентации частиц и что ни в одном случае нет значительного различия в распределении крупных зерен.

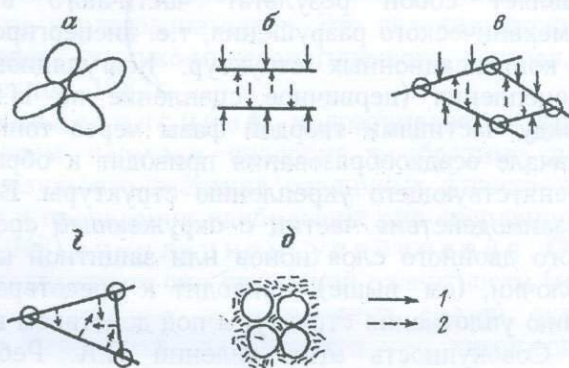


Рис. 1.6. Виды структур глинистого грунта по Д. Тролопу и М. Цаферу.

a – замкнутая зернистая; *b* – рассеянная коллоидная; *в* – алмазная коллоидная; *г* – треугольная коллоидная; *д* – сыпучая зернистая, стабилизированная коллоидной основной массой.

1 – внешние силы; 2 – силы, действующие между частицами

Однако, как указывали Н.Я. Денисов [28], Д. Тролоп и С. Чен [160], параллельно расположенные частицы, стремясь приспособиться к более низкому энергетическому уровню, изменяют свою ориентировку во времени. Эти внутренние структурные изменения отражаются на физическом поведении грунта в виде нарастания его прочности во времени.

Сыпучая зернистая структура, окруженная глинистой массой в 1960г. была использована Д. Тролопом и С. Ченом для объяснения причин ступенчатой деформации и механизма разрушения глинистых грунтов при сдвиге.

В.И. Осипов (1979) считает, что более реальное представление о строении диспергированной структуры дано Л.А. Эйлморе и И.П. Куирком (1960). В их структуре, названной турбостатической, глинистые частицы имеют ближнюю упорядоченность (ориентировку) в пределах условно выделяемого домена, в то время как их дальняя

упорядоченность из-за произвольного расположения доменов отсутствует.

Тан Тьенг-ки (1953, 1959), на основании рассмотренных выше предложенных им же трех типов контактов между частицами глинистого грунта (рис. 1.4), предложил структурную сетку иллита, которая является видоизменением модели "карточного домика" У. Гофмана (1952).

Для оценки прочности и деформируемости горных пород вообще, глинистых грунтов в частности, представляют большой интерес установленные Е.Е. Сегаловой и П.А. Ребиндером (1948) коагуляционные и конденсационные (кристаллизационного) физико-химико-механические структуры.

Под коагуляционной П.А. Ребиндер (1956) подразумевал структуру, которая представляет собой результат частичного восстановления связности после механического разрушения, т.е. диспергирования, иногда очень прочных, конденсационных структур. Коагуляционные-вандербальсовы силы сцепления (первичное сцепление по Н.Я. Денисову), действующие между частицами твердой фазы через тонкие прослойки воды, в самом начале осадкообразования приводят к образованию рыхлого каркаса, препятствующего укреплению структуры. В то же время адсорбционные взаимодействия частиц с окружающей средой с образованием диффузного двойного слоя ионов или защитной коллоидной адсорбционной оболочки, (см. выше), приводит к предотвращению коагуляции и облегчению уплотнения структуры под действием внешних сил и ее упрочнению. Совокупность этих явлений П.А. Ребиндер назвал "коагуляционным парадоксом".

Особенностью коагуляционных структур является их способность к обратному восстановлению после механического разрушения. Эти структуры, по сравнению с другими, обладают наименьшей прочностью, ярко выраженным к пластично-вязким свойствами, ползучестью, структурной текучестью. Прочность коагуляционных структур, как и прочность коагуляционных контактов, непостоянна. Она понижается при гидратации и повышается при дегидратации-обезвоживании. Чем плотнее грунт и больше число контактов в единице объема, тем выше прочность коагуляционных структур.

Исследованиями Дж. Митчела (1961) установлено изменение во времени коагуляционных структур после прекращения разрушения первоначальной структуры, обусловленное изменением расположения частиц, структурами адсорбционной воды и ионов при постоянстве состава и объема грунта, т.е. старением. При этом явления упрочнения при старении носят очевидно обратимый (тиксотропный) характер.

Восстановление связей и их упрочнение, по Б.Ф. Рельтову (1987), происходит вследствие уменьшения с течением времени толщины гидратных слоев при их взаимном соприкосновении в контактах частиц. Процесс утоньшения гидратных слоев, согласно представлениям Б.В. Дерягина (1956), имеет в своей основе молекулярный механизм не может

объясняться чисто механическими явлениями. В коллоидной химии этот процесс носит название "синерезис". Механизм синерезисного упрочнения принципиально отличается от тиксотропного упрочнения. Синерезисное упрочнение дисперсией может происходить после завершения тиксотропного превращения зелей в гель и обусловлено продавливанием гидратных слоев и выжиманием их в поровое пространство в виде связанной воды.

Таким образом, если на начальной стадии структурообразования в двухфазных жидких средах упрочнение системы обусловлено проявлением тиксотропных явлений, то в связных грунтах, которые представляют собой концентрированные дисперсные системы со сформировавшимися коагуляционными и цементационными связями, (см. ниже), упрочнение происходит вследствие синерезиса. Кинетика синерезисного упрочнения связных грунтов исследована слабо. Это явление сложное, зависящее от многих факторов (химико-минералогического состава, температуры и т.д.), (Б.Ф. Рельтов, 1987).

Под конденсационной подразумевается структура, которая под воздействием нагрузки способна необратимо разрушаться. Она возникает в результате действия различных физико-химических и других процессов и проявления наибольших сил сцепления, названных Н.Я. Денисовым (1948) сцеплением упрочнения. Она проявляется в тех случаях, когда кроме сил вторичной валентности (межмолекулярных сил), катионно-анионных и водородных связей оказывают влияние также силы первичной валентности — химические связи [26], проявляющиеся при небольших расстояниях между частицами и протекающие во времени с выпадением из поровой воды различных химических веществ, играющих роль природного цемента, выкристаллизацией твердой фазы в результате прямого срастания кристаллов в поликристаллический агрегат и т.д. [27, 28].

К конденсационной структуре может привести также старение коллоидов. В. Беммелен [118] указывал на старение коллоидов и потерю их коллоидной природы во времени с превращением в кристаллоиды.

Конденсационные структуры очень прочны, они по своим механическим свойствам приближаются к твердым телам, бетону. Конденсационной может считаться также структура, образованная при непосредственном сближении твердых частиц в результате испарения влаги из коагуляционной структуры. Она может быть водостойкой, водонестойкой и временной. Водостойкость и неводостойкость зависят от растворимости цемента в воде, а если цементом является лед, то сцепление упрочнения будет зависеть от температуры грунта; в свежих рыхлых осадках она может иметь обратимый (тиксотропный) характер (Н.Я. Денисов, 1948). Кроме того, в грунтах могут существовать смешанные структуры (И.М. Горькова, 1957).

Увлажнение конденсационной структуры может привести к адсорбционному понижению прочности и обратному переходу к коагуляционной структуре. Понижение прочности высушенных грунтов на 50% при гигроскопическом их увлажнении отмечено А. Аттербергом [118]. Адсорб-

ционное понижение прочности твердых тел установлено и исследовано П.А. Ребиндером (эффект Ребиндера), а глин — И.М. Горьковой и др.

Описания структур глинистых грунтов выполнены также М.М. Филатовым (1936), И. Розенквистом (1955), Л. Бьеррумом (1956), Р.Е. Гримом (1964), С.С. Вяловым и Н.К. Пекарской (1965), М.Н. Гольдштейном (1969) и многими другими.

Исследованиями, проведенными электронно-микроскопическими методами, А.К. Ларионов (1966) выделил одиннадцать структурных систем по их ультрамикроскопическому строению. На основании изучения микроструктуры искусственных осадков и природных пород с помощью электронного сканирующего микроскопа и рентгеновского дифрактометра В.И. Осиповым и его коллегами в 1979 году выявлены их следующие разновидности: ячеистая, скелетная, матричная, турбулентная, ламинарная и смешанные типы. Для элювиальных и гидротермальных образований выделены доменная, псевдоглобулярная и губчатая структуры.

Чтобы в понятие структуры грунта внести геометрический смысл, В.И.О. Осипов (1985) предложил использовать (с определенными допущениями) ее энергетическую классификацию, принятую в физико-химической механике дисперсных систем. Он предложил выделить несколько энергетических типов и подтипов структур горных пород, из которых для глинистых грунтов представляют интерес следующие типы: 1) коагуляционный; 2) переходной; 3) смешанный, соответственно обладающими коагуляционным, переходным и смешанным типами контактов, по П.А. Ребиндеру (см. выше) и их свойствами.

1. Коагуляционные структуры, образованные за счет дальнедействующих молекулярных, электростатических, магнитных и капиллярных сил, относятся к слаболитифицированным илам, разуплотненным и набухшим глинистым породам, почвам, торфам и т.д. Они подразделяются на два подтипа: структуры дальней и ближней коагуляции.

2. Переходной тип структуры, образующийся за счет сил химической и ионно-электрической природы, характерен для многих тонкодисперсных образований, залегающих в зоне аэрации в условиях неполного водонасыщения (глинистые породы, лессы и т.д.), которые при полном водонасыщении резко теряют прочность и переходят в коагуляционные структуры.

3. Смешанным типом структуры обладают породы, у которых одновременно присутствуют два или более типов контактов, (коагуляционные и кристаллизационные, коагуляционные и цементационные и т.д.). К ним относятся плотные глины, каменный лесс, многие элювиальные грунты, мел, диатомиты, трепела, некоторые разновидности мергелей и песчаников с глинистым цементом.

В соответствии с изложенным выше, В.И. Осипов (1985) отмечает, что: структура — это пространственная организация всего вещества, характеризующаяся совокупностью геометрических, морфологических и

энергетических признаков и определяющаяся составом, количественным соотношением и взаимодействием компонент грунта.

Применительно к глинистым грунтам В.И. Осипов рекомендует выделить: микроструктуру и макроструктуру. К макроструктуре он относит все особенности грунта, изучаемые визуально, а к микроструктуре — особенности, изучаемые с помощью оптических и сканирующих микроскопов.

В заключение отметим, что важность влияния структурной прочности на прочностные и деформационные свойства глинистых грунтов указывали Г.И. Тер-Степанян [124], Н.Я. Денисов [78], В.А. Приклонский [104], В.Д. Ломтадзе [53], М.Н. Гольдштейн [18], Н.А. Цытович [132], Е.М. Сергеев [26], С.Р. Месчан [68, 78] и многие другие.

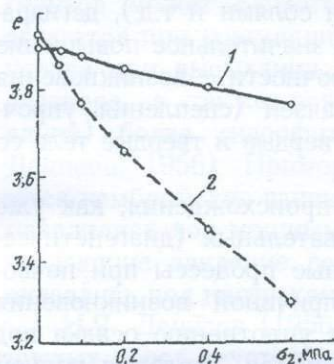


Рис. 1.7. Компрессионные кривые диатомитового грунта естественной (сплошная линия) и нарушенной (штриховая линия) структуры

На рис.1.7 показано влияние нарушения структуры диатомитовой глины на его уплотняемость в условиях компрессии при всех остальных равных условиях [78, 84].

1.4. ФОРМИРОВАНИЕ ГЛИНИСТЫХ ПОРОД И СОСТОЯНИЯ ИХ ПРИРОДНОЙ УПЛОТНЕННОСТИ

Глинистые грунты всех разновидностей формировались из глинистых образований на стадиях диагенеза и катагенеза — длительных геологических процессов. Стадия диагенеза — возникновения глинистых грунтов (пород) из осадков под длительным воздействием окружающей среды (физико-географических условий, давления и т.д.), а также протекания в них физико-химических процессов (синерезис, структурообразование, цементация и т.д.) и других диагенетических изменений. Стадия катагенеза — стадия изменения осадочных пород, возникших на стадии диагенеза, под действием огромных давлений (до нескольких сот МПа), температур (до 300–350⁰ С) и минерализованных поровых вод.

Сказанное выше легко проследить на примерах формирования как субаквальных (подводных), так и субаэрарных глинистых грунтов.

В начальной стадии формирования субкавалных глинистых грунтов частицы из свежих осадков — илов в результате возникновения первичного сцепления и тиксотропно-коагуляционных структур образуют микро- и макроагрегаты, которые вносят определенные изменения в их свойства и состав. Илы, (влажность 90% и более, поровая вода в основном свободном состоянии, состояние текучее и текучепластическое), под давлением вышележащих слоев и синерезиса, (сближения частиц под влиянием поверхностных сил и отжатия влаги), постепенно обезвоживаются, уплотняются, упрочняются за счет возрастания прочности первичных структурных связей и переходят в вязко — пластическое состояние. В стадии катагенеза имеет место их сильное уплотнение вначале без, а после с разрушением структуры. При этом имеет место изменение вещественного состава грунтов (обогащение воднорастворимыми солями и т.д.), дегидратация (обезвоживание), уплотнение, цементация, значительное повышение прочности вследствие повышения структурной прочности — возникновения конденсационно-кристаллизационных жестких связей (сцепления упрочнения по Н.Я. Денисову) с переходом их в полутвердые и твердые тела со свойствами полускальных грунтов.

Глинистые осадки эолового (субаэрарного) происхождения, как уже было сказано выше, в результате почвообразовательных (диагенетических) процессов превращаются в лессы. Биогенные процессы при почвообразовании в эоловых осадках становятся причиной возникновения макро- и микроагрегатов, которые способствуют уплотнению осадка под влиянием атмосферных вод, усадки, микроорганизмов, давления корней растений и т.д. В стадии катагенеза в грунтах эолового происхождения, отличительной особенностью которых является макропористость, наблюдается уменьшение макропор с увеличением давления и превращение их в обычные глинистые грунты.

В зависимости от условий образования, (в море или на суше), величины, длительности и истории действия нагрузок (массы вышележащих пород, давления ледников и т.д.) глинистые грунты могут находиться в нормальноуплотненном, переуплотненном или недоуплотненном состояниях.

Нормально уплотненными (обжатыми) глинами К. Терцаги и Р. Пек (1948) называют грунты, которые никогда не подвергались нагрузкам большим, чем та, которая действует в настоящее время и их влажность близка к пределу текучести w_L . Н.Я. Денисов (1956) дал более четкое толкование рассматриваемому состоянию глинистых грунтов исходя из понятий первичного сцепления и сцепления упрочнения. По Н.Я. Денисову, нормальное уплотнение глинистых отложений происходит в условиях минимального трения между частицами и полного отсутствия сцепления упрочнения — как уплотнение глинистой пасты при влажности, равной пределу текучести. В этом случае имеет место истинное соответствие пористости действующему давлению. Следовательно, если природная пористость e_0 грунта под действием данного давления равно пористости пасты того же грунта нарушенного сло-

жения с влажностью текучести при том же давлении, то он уплотнен нормально. Пористость этих грунтов изменяется только при нагрузке и разгрузке, а устранение сцепления упрочнения (возникшего после уплотнения) не приводит к изменению их пористости.

К переуплотненным относятся плотные, обладающие большой структурной прочностью третичные глины твердого и полутвердого состояния, которые после нормального уплотнения потерпели разгрузку в результате действия геологических факторов и инженерной деятельности человека. Это значит, что если грунт когда-либо подвергался давлению превосходящему то, которое действует в настоящее время, то он находится в переуплотненном состоянии.

Причиной возникновения переуплотненного состояния глинистых грунтов может служить не только их разгрузка, но и образование агрегатов при коагуляции первичных частиц в морской засоленной воде, усадка при высыхании, заполнение пор веществами, выпадающими из раствора, а также появление новообразований (вследствие выветривания) более гидрофильных, чем основные частицы скелета (Н.Я. Денисов, 1956). Примером переуплотненного глинистого грунта являются кембрийские глины Санкт-Петербурга, которые в далеком прошлом находились под мощными слоями вышележащих отложений и ледника, создающие давление до 9 МПа. В послеледниковое время эти глины оказались под нагрузками 0,1–0,2 МПа.

Н.Я. Денисов (1956) отмечал, что "переуплотненное состояние глинистых пород неустойчиво, при этом стремление пород увеличивать свой объем подавляется влиянием сцепления между частицами и их агрегатами". Нарушение этого сцепления — сцепления упрочнения приводит к набуханию и увеличению пористости грунтов.

В процессе уплотнения глинистых осадков в воде или на суше могут проявляться факторы, препятствующие свободному перемещению частиц — их нормальному уплотнению и способствующие возникновению недоуплотненных грунтов. Одним из важнейших факторов, препятствующих нормальному гравитационному уплотнению глинистых отложений является проявление сцепления упрочнения в виде цементирующих частиц связей. Другой причиной этого состояния может служить "недостаток времени", требующегося для установления соответствия плотности и влажности давлению" [30].

Пористость недоуплотненных глинистых грунтов выше пористости нормально уплотненных паст. Устранение сцепления упрочнения приводит к превращению недоуплотненных глинистых грунтов в нормально уплотненное состояние и к установлению указанного выше соответствия. Степень недоуплотненности глинистых грунтов при одних и тех же давлениях различна и зависит от условий их формирования, в частности от минерального и гранулометрического составов, влажности, содержания солей в поровой воде, характера и прочности структурных связей, а также величины нагрузки.

Примерами недоуплотненных глинистых грунтов могут служить высокочувствительные к разрушению природной структуры четвертичные морские плавунные грунты Норвегии, Швеции и Канады [30], иольдевые и ленточные глины северо-западной части России, диатомитовые глины (С.Р. Месчан, 1967), а также лессы и лессевидные суглинки. Эти грунты в естественном состоянии обладают достаточно высокой прочностью, а при разрушении их структуры под действием нагрузки или дополнительного увлажнения превращаются в жидкую или разжиженную массу [125, 126]. Характерной особенностью их является также практическая независимость их плотности от глубины залегания.

Природная уплотненность глинистых грунтов принято оценивать показателем природной уплотненности I_e — отношением коэффициента пористости e_L пасты при влажности на пределе текучести $W=W_L$ к коэффициенту пористости e_0 грунта в природном состоянии при данном давлении:

$$I_e = e_L / e_0 \quad (1.3)$$

Для нормально уплотненных глинистых грунтов $I_e=1$, для недоуплотненных: $I_e<1$, а для переуплотненных $I_e>1$.

И.М. Горькова (1965) предложила степень уплотненности глинистых грунтов характеризовать величиной плотности скелета ρ_d (1.8) и выделила следующие их разности:

- а) слабая уплотненность $\rho_d = 300 \dots 1200 \text{ кг/м}^3$;
- б) средняя уплотненность $\rho_d = 1210 \dots 1650 \text{ кг/м}^3$;
- в) высокая уплотненность $\rho_d = 1660 \dots 2200 \text{ кг/м}^3$.

В целях оценки чувствительности глинистых грунтов к разрушению структуры используется показатель чувствительности:

$$I_F = \sigma_{us} / \sigma'_{us} \quad (1.4)$$

где σ_{us} — прочность грунта в природного сложения при одноосном сжатии; σ'_{us} — прочность того же грунта при той же влажности и пористости, но в перемятом состоянии.

К. Терцаги и Р. Пек (1948) отмечали, что для большинства глин значение I_F находится в пределах от 2 до 4, для чувствительных глин — от 4 до 8, а для сверхчувствительных глин $I_F > 8$. В отдельных случаях она может дойти до 150 (Н.Я. Денисов, 1963).

1.5. ОСНОВНЫЕ ГЕНЕТИЧЕСКИЕ РАЗНОВИДНОСТИ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Глинистые отложения — супеси, суглинки и глины по условиям образования подразделяются на:

- а) элювиальные;
- б) делювиальные;

- в) пролювиальные;
- г) аллювиальные;
- д) ледниковые (моренные);
- е) водноледниковые;
- ж) озерные;
- з) эоловые;
- и) лагунные;
- к) морские.

Элювиальными называются глинистые отложения, которые образовались на месте залегания материнских пород и не подвергнулись размыву атмосферными осадками. Они по своему минеральному составу (каолинитовый, монтмориллонитовый, гидрослюдный или смешанный), близки к материнским породам, особенно широко распространены монтмориллонитовые разности. Их прочность невысока, мощность колеблется, (в зависимости от климата), от нескольких сантиметров до нескольких десятков метров, слоистость наблюдается редко. Основные места локализации – водоразделы (плато), очень пологие склоны, подпойменные и надпойменные террасы, а также долины рек и речушек.

Делювиальные глинистые отложения, преимущественно в виде суглинков и глин, накапливаются на склонах, в их основаниях, а также в пониженных местах (в результате смыва атмосферными осадками элювиальных образований). Их мощность зависит от крутизны склона. Эти отложения очень неоднородны, не обнаруживают слоистости и сортировки, а если обнаруживают, то только неправильную местную, имеют полиминеральный состав, обусловленный минеральным составом окружающих пород. Их пористость иногда превышает 50%, прочность невысокая. В засушливых районах они несколько засолены, похожи на лессы, (см. ниже), и обладают просадочностью при замачивании. В результате строительной деятельности человека, а также водонасыщения дождевыми водами в них образуются спливы, оползни и другие виды движения грунта по склону.

Пролувиальные глинистые отложения образуются на предгорных равнинах и межгорных депрессиях в виде осадков частиц в неглубокие временные водоемы (озера), образованные при интенсивных выпадениях дождей со значительными потоками воды. Однородные глинистые пролювиальные отложения по своему гранулометрическому составу представлены лессовидными суглинками, (см. ниже), имеют просадочные свойства, содержат большое количество воднорастворимых солей и обладают высокой пористостью. Неоднородные их разновидности содержат значительное количество грубообломочного материала, обладают беспорядочной и косослойной текстурой и несколько большей плотностью.

Аллювиальные – речные глинистые образования преимущественно слагают верхние горизонты пойменных участков долин мощностью до нескольких метров, отличаются большим разнообразием состава, строения и свойств в зависимости от рельефа, местности и условий их накопления. В минеральном составе преобладают полиминеральные

разности в виде каолинит-гидрослюдистых или монтмориллонит-гидрослюдистых ассоциации глинистых минералов [26].

Пойменные глинистые аллювиальные образования практически залегают сплошным покровом мощностью до нескольких метров с заметной слоистостью, содержат линзы других образований, придающие им предельную неоднородность и анизотропные свойства. Их свойства в значительной степени обусловлены составом примесей, условиями их увлажнения и высыхания. В пойменных участках рельефа накапливаются пылеватые суглинки или глины [26, 28], содержащие растительные остатки и торфяные прослойки. Молодые пойменные глинистые отложения представляют собой слабосвязанные, очень рыхлые образования. В засушливых районах они обогащаются воднорастворимыми солями и в них приобретают типичные свойства лессовых грунтов.

Наиболее слабые аллювиальные глинистые образования старичные (староруслевые, превращенные в болота) озерно-болотные супесчаные, суглинистые, и глинистые илы. Они сильно гумусированы, содержат линзы торфа, а также пылеватые пливунные пески. К числу аллювиальных глинистых образований относятся также дельтовые отложения, обладающие исключительно большой пористостью (до 84%), влажностью, небольшой плотностью (до 420 кг/м^3) [26]. Они обладают, также, большой сжимаемостью и невысокой прочностью.

В аллювиальные отложения часто поступает делювиальный материал из склонов долин и образуется новый смешанный тип, который представлен супесями, суглинками и глинами с включениями грубообломочного материала в виде линз, гнезд и т.д., называемый аллювиально-делювиальным.

Ледниковые или моренные глинистые образования (супеси, суглинки и глины с содержанием дресвы, гравия и валунов) имеют большую мощность, они включают крупные глыбы из-под подстилающей ледник толщ. Эти включения могут быть из твердых пород и пластичных мягких глин. Последние сильно ухудшают механические свойства грунтов в целом. Глинистые морены, которые преимущественно образовались под подошвой ледников, отличаются высокой плотностью ($\rho=1800-2200 \text{ кг/м}^3$), небольшой пористостью (менее 30%), высокой прочностью и малой деформируемостью. Они представлены полиминеральными образованиями. В них чаще всего встречаются гидрослюды, а также содержатся кварц, полевые шпаты и т.д. — продукты механического разрушения при движении ледника обломков пород.

Водно-ледниковые отложения, известны под названием ленточных глин, их образование происходило в озерах при периодическом отложении тонких слоев песка и глины в зависимости от скорости и количества поступления талых вод в различные времена года. Они имеют слоистую текстуру. Эти грунты обладают высокой пористостью (до 60%), влажностью, анизотропны, а при естественной влажности и слоения имеют достаточно высокую прочность.

Озерные суглинки и глины имеют большое распространение. Их свойства зависят от размеров водоема, климата и других условий образования. При влажном климате в пресноводных бассейнах глинистые осадки обогащены органическими остатками. Они имеют сложную текстуру, мощность до нескольких десятков метров, занимают ограниченную площадь, обладают высокой пористостью в виду высокой естественной влажности и содержания органики, большой сжимаемостью и небольшой прочностью. К озерным отложениям относятся также диатомитовые глины, которые в увлажненном состоянии имеют очень высокую пористость (до 80%) и невысокую прочность.

В засушливых районах в соленых озерах рассматриваемые отложения обогащены сернокислыми, галоидными и другими солями.

В зависимости от условия образования озерные отложения представлены: песчанистыми, углистыми, битумизированными, известковистыми, железистыми, гипсоносными, соленосными и другими видами, а также могут иметь мергелистый характер [53].

Эоловыми называются отложения, образованные в результате деятельности ветра. Среди глинистых грунтов имеют эоловое происхождение *лессы*, которые, по мнению академика В.А. Обручева, образованы в результате накопления пыли на сухом травяном покрове степи в условиях сухого климата и почвообразовательных процессов. Лессовые грунты распространены как на равнинах, так и в горных районах, обладают достаточной однородностью. Их мощность изменяется от нескольких сантиметров до нескольких десятков и сотен метров.

Характерными признаками лессовых образований являются:

- 1) макропористость;
- 2) высокая пылеватость (более 50%);
- 3) часто высокое содержание солей, главным образом карбонатных и сульфатных;
- 4) легкая размокаемость;
- 5) склонность к просадкам при увлажнении;
- 6) условия залегания в виде мощных толщ и покровов.

Признаками и свойствами, типичными для лессовых образований, как было отмечено выше, обладают также суглинки делювиального, пролювиального и аллювиального происхождения. Поскольку происхождение последних отличается от происхождения лессов их называют *лессе-видными суглинками*.

Лагунные глинистые образования представляют собой отложения мелководных водоемов (бассейнов) — лагун, частично отдаленных от открытого моря перемычками. Лагуны имеют своеобразный, отличный от моря, режим, в смысле ненормальной солёности воды, зависящей от количества поступающей опресняющей речной воды. При большом количестве поступления последней, осадкообразование в лагуне протекает в условиях опресненных бассейнов. Если же лагуны с повышенной солёностью, что характерно для условий жаркого и сухого климата, имеет место накопление химических осадков, которые чередуются с глинистыми

и песчано-глинистыми. Накопление глинистых и песчано-глинистых осадков связано с сезонным снижением минерализации, (концентрации солей) лагун за счет сезонного поступления большого количества пресной воды.

Лагунные отложения являются промежуточными между морскими и континентальными, рассмотренными выше. Как и другие глинистые осадки неглубоких прибрежных морских бассейнов (лиманов, заливов, бухт и т.д.), они залегают в виде прослоев и линз мощностью от 0,2–0,3 до 8–10 м. Причем, дочетвертичные отложения имеют достаточную плотность, прочность, пластичную и текучую консистенции [53, 63].

Морские глинистые образования, которые являются результатом накопления глинистых отложений в условиях относительно спокойной морской воды и незначительного изменения ее состава и температуры, (что особенно характерно для больших глубин), отличаются сравнительно большой мощностью (до 100 м и более) и имеют исключительно большое распространение. Поскольку в далеком прошлом современная суша периодически перекрывалась морем, постольку вся ее поверхность покрыта современными и древними глинистыми отложениями той или иной мощности.

Зерновой состав морских глинистых образований однородный, содержит совсем небольшое количество крупных песчаных и других частиц, текстура слоистая (ленточная), иногда волнистая. Высокое содержание солей в морской воде способствовало коагуляции (свертыванию) глинистых частиц и образованию водно-коллоидных связей, сложных структур и высокодисперсных недоуплотненных, (см. выше), осадков. Для этих глин характерно содержание воднорастворимых солей, которые при обезвоживании (высыхании) создают жесткие кристаллизационные связи, (см. ниже) и существенно упрочняют их.

Физико-механические свойства морских глинистых отложений различны, они зависят от условий их образования (глубины моря) и всей истории формирования (давления, температуры и т.д.). Современные отложения представлены илами различного состава. Они сильно сжимаемы, малопрочны, находятся в текучем, текучепластичном и мягкопластичном состояниях. Древние образования обладают значительной плотностью и прочностью, обусловлены наличием жестких структурных связей, находятся в тугопластичном, полутвердом и твердом состояниях. Их прочность сильно снижается при увеличении влажности и нарушении природного сложения.

1.6. ФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Основными физическими свойствами грунтов вообще, глинистых в частности, являются: влажность w , плотность (удельная масса) твердых частиц ρ_s , плотность (удельная масса) грунта ρ .

1. *Влажность* грунта характеризуется содержанием в нем количества воды, определяемого удалением при его высушивании до постоянной массы при температуре $T=100...105^{\circ}$ С. Влажность грунта

$w = m_2 / m_1$, выражается в долях единицы. Она равна отношению массы воды m_2 к массе твердых частиц m_1 , содержащихся в данном объеме.

Влажность грунта при естественном его залегании называется естественной (природной) влажностью.

В зависимости от вида воды, (гигроскопической, пленочной, капиллярной или свободной). Важнейшими влажностными характеристиками служат также: гигроскопическая w_h , максимально гигроскопическая $w_{h,max}$ влажности, максимальная молекулярная влагоемкость $w_{h,max}$, капиллярная влагоемкость w_{cap} и полная влагоемкость w_{sat} .

Отношение объема воды в грунте ко всему его объему называют объемной влажностью w_v , а относительное содержание воды в порах грунта, (отношение объема поровой воды к объему пор), характеризующее степень заполнения пор водой – степенью водонасыщения S_r .

Влажность грунтов определяют по ГОСТ 5180-75. Максимальную молекулярную влагоемкость, т.е. влажность при наибольшем количестве гигроскопической и пленочной (рыхлосвязанной) воды, (см. выше), определяют методом "влагоемких сред" А.Ф. Лебедева (1918), усовершенствованного А.М. Васильевым (1953).

Полную влагоемкость w_{sat} , степень водонасыщения S_r , объемы воды V_w и $V_{w,sat}$ в единице объема неполностью и полностью водонасыщенного грунта вычисляют по приведенным ниже формулам (1.14)...(1.17).

Физическое состояние глинистых грунтов в значительной степени обусловлено их влажностью. В зависимости от ее величины глинистые грунты могут находиться в твердом, пластичном и текучем состояниях. В пластичном состоянии глинистые грунты хорошо формуются и необратимо деформируются без существенного изменения объема. Уменьшение влажности, по отношению к указанному состоянию, в начале грунт превращает в полутвердое, а затем в твердое тело. Увеличение влажности превращает грунт в текучее тело.

Состояние глинистых грунтов по влажности (текучести) характеризуется пределами текучести w_L и раскатывания (нижнего предела пластичности) w_P .

В интервале изменения влажности, между пределом текучести (верхним пределом пластичности) и раскатывания (нижним пределом пластичности), грунты находятся в пластическом состоянии. Причем, чем больше содержание в грунте глинистых частиц, тем больше разница между влажностями указанных пределов. Доказано, что отношение предела раскатывания к пределу текучести примерно равно $w_P / w_L = 0,5 - 0,6$, а w_P по величине совпадает с величиной максимальной молекулярной влагоемкости, когда $0,13 \leq w_{m,max} \leq 0,24$. Когда $w_{m,max} < 0,13$ или $w_{m,max} > 0,24$ максимальная молекулярная влагоемкость меньше предела раскатывания.

Разность между двумя предельными значениями влажности глинистых грунтов принято называть числом пластичности I_P :

$$I_P = w_L - w_P. \quad (1.5)$$

Число пластичности I_p , которое для глинистых грунтов является классификационным показателем, изменяется в пределах: супесей $0,01 \leq I_p < 0,07$; суглинков $0,07 \leq I_p \leq 0,17$ и глин $I_p > 0,17$.

Состояние глинистых грунтов оценивается показателем текучести:

$$I_L = \frac{w_0 - w_p}{w_L - w_p}, \quad (1.6)$$

где w_0 — естественная (природная) влажность.

В зависимости от величины показателя текучести I_L глинистые грунты имеют следующие состояния:

супеси:

твердое.....	$I_L < 0$
пластичное	$I_L \leq 1$
текущее	$I_L > 1$

суглинки и глины:

твердое	$I_L < 0$
полутвердое	$0 < I_L \leq 0,25$
тугопластичное	$0,25 < I_L \leq 0,50$
мягкопластичное	$0,50 < I_L \leq 0,75$
текучепластичное	$0,75 < I_L \leq 1$
текущее	$I_L > 1$

Указанный способ оценки состояния глинистых грунтов естественного, (природного), сложения не свободен от недостатков. Во многих случаях можно получить ложное представление о действительном состоянии грунта, так как этот метод не учитывает влияния структуры на его состояние.

Существует несколько методов определения пределов текучести и раскатывания, которые в определенной степени являются условными величинами. Их условность прежде всего обусловлена тем, что w_p и w_L не характеризуют имеющего место в природе постепенного перехода грунта из одного состояния в другое.

Пределы текучести и пластичности глинистых грунтов определяют методами балансируемого конуса и раскатывания в шнур диаметром 3 мм согласно ГОСТу 51283-77.

II. *Плотность* (удельная масса) твердых частиц грунта $\rho_s = m_1 / V_1$ — масса твердых частиц в единице объема, равна отношению массы твердых частиц m_1 к их объему V_1 .

Плотность твердых частиц ρ_s обусловлена минеральным составом грунта и плотностью основных породообразующих минералов ($\rho_s = 2400 - 2480$ кг/м³) и органических веществ ($\rho_s = 1250 - 1400$ кг/м³). Плотность частиц глинистых грунтов изменяется в пределах 2400–2800 кг/м³, а в некоторых случаях достигает величины 3000 кг/м³.

По данным Д.Е. Польшина (1948), плотность частиц супесей, (не содержащих органических веществ), изменяется от 2680 до 2720 кг/м³,

суглинков от 2690 до 2730 кг/м³, а глин от 2710 до 2760 кг/м³. Плотность частиц диатомитовых глин изменяется в пределах 2360–2590 кг/м³, торфа – 500–800 кг/м³ [7].

Зная величину ρ_s можно определить удельный вес частиц грунта, Н/м³

$$\gamma_s = \rho_s g, \quad (1.7)$$

где g – ускорение свободного падения ($g = 9,81 \text{ м/с}^2 \cong 10 \text{ м/с}^2$).

III. Плотность (удельная масса) грунта $\rho = m_0/V_0$ или масса грунта в единице объема равна отношению массы образца m_0 к его объему V_0 . Плотность совершенно сухого грунта называют плотностью скелета ρ_d и определяют по отношению массы твердых частиц m_1 к объему грунта V_0 или

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+w}. \quad (1.8)$$

Плотность грунта под водой ρ^1 равна отношению массы грунта m_1 облегченного массой вытесненной им воды, к объему грунта V_0 (1.19).

По аналогии с (1.17) удельный вес грунта γ определяют по следующему соотношению:

$$\gamma = \rho g, \text{ Н/м}^3 \quad (1.9)$$

а скелета:

$$\gamma_d = \rho_d g, \text{ Н/м}^3 \quad (1.10)$$

IV. Пористость является важнейшим физическим показателем, характеризующим уплотненность грунта – плотность упаковки частиц, обуславливающий его прочностные и деформационные свойства. Она переменная величина, изменяемая под действием как силовых, так и влажностных факторов – увлажнения и высыхания (набухания и усадки).

Пористостью n принято называть объем пор в единице объема грунта, а коэффициентом пористости e – отношение объема пор n к объему твердых частиц m в единице объема (1.11)–(1.13).

V. Зная основные характеристики физических свойств грунтов – влажность W , плотность твердых частиц ρ_s и плотность грунта ρ , а также используя полученную по расчету плотность скелета ρ_d , все остальные показатели физических свойств вычисляют по формулам (1.11)–(1.19), приведенным ниже.

Методы определения показателей физических свойств глинистых грунтов подробно изложены в специальной литературе, и в соответствующих ГОСТ-ах.

Ниже приведены характеристики физических свойств грунтов, вычисляемые по опытным данным.

1. Коэффициент пористости (относительная пористость):

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}, \quad (1.11)$$

2. Объем твердых частиц в единице объема грунта:

$$m = \frac{\rho_d}{\rho_s} = \frac{1}{1+e}, \quad (1.12)$$

3. Объем пор в единице объема грунта:

$$n = \left(1 - \frac{\rho_d}{\rho_s}\right) = \frac{e}{1+e}, \quad (1.13)$$

4. Полная влагоемкость:

$$w_{sat} = \frac{e\rho_w}{\rho_s}, \quad (1.14)$$

5. Степень водонасыщения:

$$S_r = \frac{w}{w_{sat}} = \frac{w\rho_s}{e\rho_w}, \quad (1.15)$$

6. Объем воды в единице объема грунта (при влажности W):

$$V_w = \frac{w\rho_d}{e\rho_w}, \quad (1.16)$$

7. Объем воды в единице объема полностью водонасыщенного грунта ($S_r=1$):

$$V_{w,sat} = \frac{w_{sat}\rho_d}{\rho_w}, \quad (1.17)$$

8. Объем газа (воздуха) в единице объема грунта при влажности W :

$$V_g = \left(\frac{e}{\rho_s} - \frac{w}{\rho_w}\right)\rho_d, \quad (1.18)$$

9. Плотность облепченного в воде двухфазного грунта ($S_r=1$):

$$\rho' = \frac{\rho_s - \rho_w}{1+e}, \quad (1.19)$$

где ρ_w — плотность воды.

1.7. ВОДНЫЕ СВОЙСТВА ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

При оценке глинистого грунта как основания, среды или материала для возведения грунтовых сооружений большое значение имеют его свойства, связанные с взаимодействием с водой — водопрочность. Под водопрочностью понимают способность грунтов сохранять механическую прочность и устойчивость при статическом и динамическом воздействии воды [26]. Под статическим воздействием воды глинистый грунт может размокать, т.е. превращаться в рыхлую бесформенную, очень непрочную массу, набухать, в результате испарения влаги подвергаться усадке, а при динамическом воздействии воды происходит размыв. Взаимодействие воды с грунтом, обладающим кристаллизационными структурными связями, приводит к адсорбционному понижению его прочности

(размягчению), известному под названием эффекта Ребиндера (1947) (см. рис. 1.3).

Пористость грунта способствует просачиванию (фильтрации) воды сквозь основания сооружений, через тела плотин из грунтовых материалов, приводящему к оттоку воды из водохранилищ или же притоку в котлованы строящихся сооружений, существенно усложняя проведение строительных работ. Водопроницаемость (фильтрация) имеет важное значение также для изменяемости во времени прочностных свойств водонасыщенных глинистых грунтов, обуславливает проявление избыточных давлений в поровой воде, длительное деформирование оснований и грунтовых сооружений, сложенных из этих грунтов.

Размокаемость – способность грунта при впитывании воды терять связность и превращаться в рыхлую породу с полной потерей прочности [7], определяют испытанием под водой образцов естественного и нарушенного сложения.

Степень размокаемости грунта обусловлена составом, плотностью, влажностью и характером структурных связей; характеризуется временем и характером распада образца грунта.

Размоканию, обычно, подвергаются те глинистые грунты, влажность которых меньше их максимальной молекулярной влагоемкости. Если влажность грунта равна или больше максимальной молекулярной емкости, то он практически не обладает способностью размокания, поскольку поступающая в грунт вода не в состоянии увеличить количество пленочной (связанной) воды и стать причиной потери связности или удаления частиц друг от друга.

Набуханием называется увеличение объема грунта вследствие дополнительного увлажнения (замачивания). Оно обусловлено составом, строением, влажностью, химическим составом и концентрацией солей в растворе, величиной внешней нагрузки, температурой воды и т.д. [26]. При ограничении объемных деформаций набухающего грунта его замачивание приводит к проявлению давления набухания, наибольшая величина которого – давление свободного набухания проявляется при отсутствии внешней нагрузки. Набухаемость грунта характеризуется объемной деформацией набухания, влажностью набухания, при которой отсутствует набухание в данном его состоянии.

Просадочность называется дополнительное уплотнение (просадка) грунта при замачивании под действием собственного веса или собственного веса и внешней нагрузки.

Свойством просадочности обладают недоуплотненные глинистые породы – лессы и макропористые лессовидные суглинки, имеющие высокую пористость $e > 1$, небольшую влажность $S_r < 0,8$ и содержащие большое количество частиц пыли, небольшое количество глинистых частиц, карбонат кальция, а также легкорастворимые соли, придающие этим грунтам дополнительную структурную прочность. Замачивание просадочных грунтов становится причиной размягчения и растворения солей на контактах частиц, что приводит к понижению структурной

прочности и дополнительному уплотнению грунта, уменьшению его пористости.

Водопроницаемость (фильтрация). Причиной передвижения воды в порах грунта могут служить молекулярные силы поверхностного притяжения, разности электрических потенциалов и давление в поровой воде.

Молекулярные силы поверхностного притяжения являются причиной передвижения пленочной воды из более влажных областей в менее влажные области грунта. Вследствие разности электрических потенциалов наблюдается движение положительно заряженных катионов вместе с частицами воды к катоду (явление электроосмоса). Передвижение свободной воды по порам грунта обусловлено давлением в поровой воде — разностью напоров ($H_2 - H_1$) (рис. 1.8, а). Это передвижение свободной воды называется водопроницаемостью или фильтрацией.

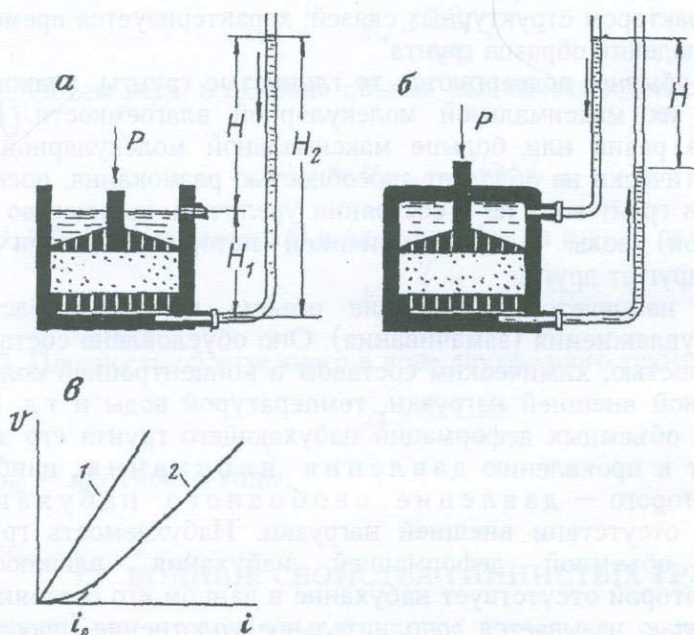


Рис. 1.8. Схемы определения фильтрационных свойств грунтов под действием уплотняющих давлений p при восходящем (а), нисходящем (б) потоке воды и графики зависимости $v-i$ (в), 1 — по закону Дарси, 2 — при существовании начального градиента напора i_0

Опытами установлено, что движение свободной воды в порах грунта под действием разности напоров имеет ламинарный характер, а скорость ее движения V прямо пропорциональна отношению разности напоров ($H_2 - H_1$) к длине пути фильтрации L (закон Дарси) (рис. 1.8, в):

$$v = k \frac{H_2 - H_1}{L} = ki \quad (1.20)$$

где k — коэффициент пропорциональности (фильтрации); i — градиент напора (гидравлический уклон). При $i = 1$, $k = v$.

Коэффициент фильтрации k , который является основной характеристикой водопроницаемости (фильтрации) грунтов, величина переменная. Он зависит как от состояния плотности-влажности грунта, так и температуры воды и других факторов.

Если известна скорость фильтрации грунта, то расход воды Q за время t через площадь A определяется из соотношения:

$$Q = vAt = kiAt, \quad (1.21)$$

откуда следует, что

$$k = Q / iAt. \quad (1.22)$$

Расход воды Q и коэффициент фильтрации грунта k в лабораторных условиях определяют при нисходящем и восходящем потоках воды (рис.1.8) как в специальных фильтрационных приборах [133], так и в компрессионно-фильтрационных приборах (см. п.3.2), в разных состояниях плотности — влажности. Последние достигаются уплотнением образцов под действием различных по величине уплотняющих давлений в условиях отсутствия бокового расширения, (см. п.п. 3.3 и 3.4).

Скорость фильтрации не равна истинной величине скорости движения воды по порам грунта. Для определения средней величины последней v_m необходимо расход воды через единичное поперечное сечение грунта $A=1$ разделить на площадь пор — на активную пористость $n=e/(1+e)$ [132]:

$$v_m = v/n, \quad (1.23)$$

а учитывая (1.20) будем иметь:

$$v_m = ki(1+e)/e, \quad (1.24)$$

где e — коэффициент пористости.

Коэффициенты фильтрации грунтов k изменяются в следующих пределах (в см/с):

пески.....	$a \cdot 10^{-1}$	$a \cdot 10^{-4}$
супеси.....	$a \cdot 10^{-3}$	$a \cdot 10^{-6}$
суглинки.....	$a \cdot 10^{-5}$	$a \cdot 10^{-8}$
глины.....	$a \cdot 10^{-7}$	$a \cdot 10^{-10}$

где, a — любое число от 1 до 9.

Для выражения величины k в см/год можно принять, что $1 \text{ см/с} \approx 3 \cdot 10^7 \text{ см/год}$. При переходе от см/с к м/сут следует k умножить на 864.

Исследованиями С.А. Роза (1950); Б.Ф. Рельтова (1956); А.И. Котова и С.В. Нерпина (1958) и других установлено, что водопроницаемость глин не подчиняется закону Дарси (1.20). По данным этих исследователей

скорость водопроницаемости глин до некоторого значения градиента напора i_0 , называемого начальным градиентом напора, практически равна нулю (см. рис. 1.8, в). Это явление объясняется тем, что в результате адсорбции на поверхности твердых частиц газа и образования оболочек связанной воды имеет место уменьшение активной пористости до нуля.

В этом случае закон фильтрации (1.20) записывается следующим образом:

$$V = k(i - i_0). \quad (1.25)$$

Многочисленными экспериментами установлено, что точность определения фильтрационных свойств грунтов, (коэффициента фильтрации), весьма мала. При всех равных условиях разброс опытных данных может дойти до порядка [159]. По данным Н.Н. Маслова и Ле Ба Льюнг [61] точность определения коэффициента фильтрации обычно приводит к понижению величины коэффициента фильтрации k на несколько порядков ($k = a \cdot 10^{-7} \div a \cdot 10^{-12}$ см/с). Спорным является также вопрос о существовании начального градиента напора i_0 .

Совершенно очевидно, что решение практических задач механики грунтов по недостоверным данным о фильтрационных свойствах грунтов может привести к большим негативным результатам. В частности, по данным Норвежского геотехнического института [61], наблюдаемое в природе время завершения уплотнения водонасыщенных глинистых грунтов в несколько раз меньше времени, определяемого по классической теории уплотнения (консолидации) К. Терцаги [120] с использованием лабораторных данных определения коэффициента фильтрации грунтов.

В.Н. Жиленковым [32] установлено, что в пределах изменчивости градиента напора $i=0,9-24$ фильтрация воды в глинистых грунтах, в том числе и в кембрийских глинах, подчиняется закону Дарси. Им фиксировано отсутствие начального градиента напора в рассматриваемых случаях. Аналогичные результаты при градиентах напора до $i=2$ получен В.М. Павилонским [160].

Следует особо отметить, что еще в 1978 г. В.М. Павилонский [160] обратил внимание на малость расхода воды при фильтрационных испытаниях глинистых грунтов и для повышения точности его замера разработал специальную измерительную систему. Автор этой книги совместно с Т.Л. Петросяном [87] при определении k глин пошли по пути существенного увеличения расхода фильтрационной воды значительным увеличением площади поперечного сечения испытываемого образца. Это простое мероприятие привело к значительному повышению точности эксперимента.

Испытаны трехслойные образцы диаметром 21 см. ($A=346$ см²), высотой 6 см., состоящие из двух слоев мелкозернистого песка и расположенного между ними сантиметрового слоя бентонитовой глины ($\omega_0=0,485$, $\rho=1780$ кг/м³, $\rho_d=1200$ кг/м³, $\sigma_{cw,0}=0,054$ МПа) под действием трех различных значений уплотняющего давления σ_1 , при

четырёх значениях градиента напора (рис. 1.9). Фильтрационные свойства образцов определены при восходящем потоке воды и общих значениях градиента напора $i=0,49\div 19,71$. Было установлено отсутствие начального градиента напора ($i_0\approx 0$) и весьма существенное уменьшение разброса опытных данных (до 20%) от средних значений скоростей фильтрации.

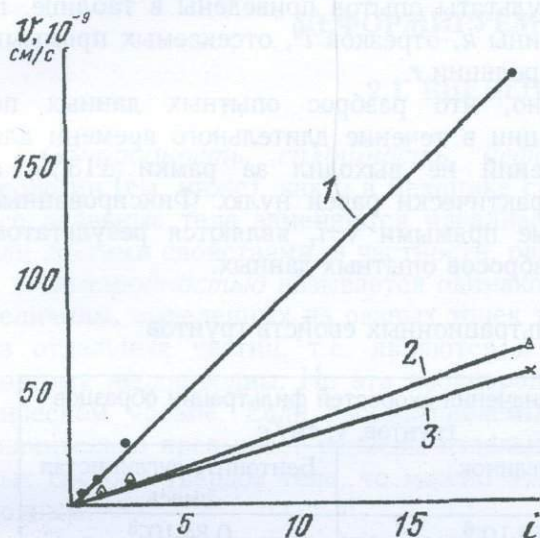


Рис. 1.9. Графики зависимости $v-i$ бентонитовой глины, определенные под действием трех различных уплотняющих давлений 1 - $\sigma_z=0$; 2 - $\sigma_z=0,1$ МПа; 3 - $\sigma_z=0,3$ МПа

В рассмотренном случае истинные значения градиента напора для сантиметрового слоя бентонитовой глины были примерно в шесть раз выше, чем указанные выше величины, поскольку не были исключены из рассмотрения слои песка обладающие весьма большой водопроницаемостью ($k=A\cdot 10^{-2}$ см/с). Чтобы установить точность определения фильтрационных свойств грунтов при испытании больших образцов и одновременно рассмотреть вопрос о начальном градиенте при малых градиентах напора (до $i=4$) исследованы фильтрационные свойства суглинка ($\rho=1640$ кг/м³; $w=0,311$; $\rho_d=1250$ кг/м³; $w_L=0,35$; $w_P=0,22$; $I_P=0,13$) и бентонито-суглинокковой смеси ($\rho=1600$ кг/м³; $w=0,296$; $\rho_d=1230$ кг/м³; $w_L=0,495$; $w_P=0,267$; $I_P=0,228$) с содержанием бентонита в количестве 20% по массе под лаб. 65-89,6.

Опыты проведены на компрессионно-фильтрационных приборах М-3 [85] при восходящем потоке и небольших градиентах напора: $i=0,25\div 3,73$. Выполнены также фильтрационные испытания образцов стандартных размеров ($d=7$ см, $h=2$ см) на приборах М-2 (см. гл. 3, п.2) при одном постоянном градиенте напора $i=19$ с целью сопоставления объемов расхода воды при фильтрационных испытаниях образцов двух различных размеров. Установлено, что расход воды после двухчасовой

фильтрации через малые образцы стандартных размеров при $i=19$ был равен $V_1=0,375 \text{ см}^3$, а через большие образцы при $i=5,22-V_2=3,0 \text{ см}^3$. Совершенно очевидно, что при градиентах напора $i=5,22$ расход воды через малые образцы был бы значительно меньше, а погрешности его замера существенно выше.

Фильтрационные испытания больших образцов осуществлены при четырех градиентах напора. Результаты опытов приведены в таблице. В таблице приведены также величины k , отрезков i^0 , отсекаемых прямыми $v-i$ на оси i и коэффициента корреляции r .

Экспериментами установлено, что разброс опытных данных по определению скоростей фильтрации в течение длительного времени для различных интервалов наблюдений не выходил за рамки $\pm 13\%$, а "начальный градиент напора" практически равен нулю. Фиксированные на оси i отрезки i^0 , отсекаемые прямыми $v-i$, являются результатом отмеченных выше небольших разбросов опытных данных.

Результаты определения фильтрационных свойств грунтов

i	Средние значения скоростей фильтрации образцов грунтов, v, см/с	
	Суглинок	Бентонито-суглинистая смесь
0,25	$0,53 \cdot 10^{-6}$	$0,84 \cdot 10^{-8}$
0,49	$1,09 \cdot 10^{-6}$	$2,84 \cdot 10^{-8}$
0,90	—	$7,95 \cdot 10^{-8}$
1,16	$2,56 \cdot 10^{-6}$	—
3,18	—	$19,68 \cdot 10^{-8}$
3,73	$10,14 \cdot 10^{-6}$	—
	$k=2,77 \cdot 10^{-6}$	$K=6,22 \cdot 10^{-8}$
	$i^0=-0,005$	$i^0=0,075$
	$r=0,998$	$r=0,98$

Резюмируя изложенное выше можно отметить, что в опытах не обнаружен начальный градиент напора, что увеличение площади поперечного сечения образца и расход фильтрованной воды является простым и надежным способом повышения точности определения фильтрационных свойств грунтов.

Приборы и методы лабораторного определения коэффициента фильтрации грунтов подробно изложены в работах А.М. Васильева, В.Д. Ломтадзе, С.А. Роза, Е.Г. Чаповского и др., а также в специальных руководствах и справочниках по определению инженерно-геологических и гидрогеологических свойств горных пород.

ГЛАВА 2

ОБЩИЕ ВОПРОСЫ РЕОЛОГИИ ТВЕРДЫХ ДЕФОРМИРУЕМЫХ ТЕЛ

2.1. ВВЕДЕНИЕ

Однородность, сплошность, деформируемость, прочность. В реологии (см. ниже), как и в механике сплошной деформируемой среды, все реальные тела заменяются идеализированными, наделанными теми или другими свойствами, в частности, однородностью и сплошностью.

Однородность называется одинаковость свойств элементов любой величины, выделенных из разных точек тела. Все реальные тела состоят из отдельных частиц, т.е. являются дискретными средами и поэтому неоднородны. Но эта неоднородность существует на микроскопическом уровне. Если рассматриваемый элемент по своим размерам значительно превышает размеры отдельных частиц и агрегатов, из которых состоит твердое тело, то можно это тело в среднем считать однородным.

Под *сплошностью* понимается отсутствие пространства между частицами твердого тела, т.е. непрерывность материи, которой реальные твердые тела вообще и в особенности глинистые грунты не обладают. Однако по аналогии с гипотезой однородности, если размеры элемента твердого тела намного превышают размеры его структурных элементов, это тело можно считать сплошным. Например, для глины таким элементом, по Н.М. Герсеванову (1937) можно считать кубик в 1 или 10 мм. Такая идеализация твердого тела допустима, так как в механике сплошной деформируемой среды и макрореологии (см. ниже) подход к исследованию деформаций является феноменологическим. Это значит, что "материал рассматривается так, как она представляется нашим ощущениям, т.е. как сплошная среда" [108, 109]. В основе теории лежит макроэлемент и результаты исследования закономерностей его деформирования. Теория не вникает в процессы, происходящие на микроскопическом уровне между частицами и агрегатами, которые являются областью физической теории деформирования и микрореологии (см. ниже). Использование гипотезы сплошности твердого тела позволяет воспользоваться анализом бесконечно малых и дифференциальными уравнениями. Феноменологическая теория отсутствие сплошности (пористость) в реальных телах учитывает путем определения их объемных деформаций и влияния последних на другие механические и реологические свойства.

В настоящее время сделаны и делается попытки, например Я.И. Френкелем, Г. Эйрингом и другими исследователями, по созданию

физических теорий течения вязких сред, основанных на рассмотрении движения частиц на атомно-молекулярном уровне. Аналогичные работы выполнены и в реологии грунтов. В частности, Р. Роу, Р.А. Мулером, И.И. Кандауровым были созданы модели несвязного грунта, как дискретной среды и на их основе решены задачи по распределению напряжений в этой среде методами математической статистики. Н.Б. Михайлов и П.А. Ребиндер, С. Мураяма и Т. Шибата, С.С. Вялов, Н.К. Пекарская и Р.В. Максимьяк и другие ученые сделали попытки по применению к глинистым грунтам физической теории течения вязких сред.

Деформируемостью обладают все реальные тела. Она обусловлена изменением расстояния между двумя точками реального тела под действием внешних нагрузок и проявляется в виде изменения размеров формы макроэлемента (образца).

Прочность является мерой сопротивляемости тела внешним нагрузкам, приводящим к нарушению его сплошности (разделения на части) или необратимым деформациям пластического течения без нарушения сплошности. В технике используется различные меры прочности, обусловленные свойствами и условиями испытания материалов, являющимся условными величинами.

Упругость и пластичность. Теорий упругости и пластичности. Упругой называется деформация, которая после удаления внешней нагрузки полностью исчезает, а тело приобретает свою прежнюю форму и размеры. В зависимости от уровня (величины) внешней нагрузки деформации твердого тела могут быть не только чисто упругими (обратимыми), но и частично или полностью необратимыми (остаточными, пластическими) т.е. упругопластическими и пластическими.

Наибольшая внешняя нагрузка, при которой деформации твердого тела еще являются полностью упругими, называется пределом упругости. Пластические деформации проявляется в твердом теле тогда, когда внешняя нагрузка достигает некоторой (постоянной для каждого материала) величины, называемой пределом пластичности.

Раздел механики, который занимается изучением напряженно-деформированного состояния в покоящихся или движущихся твердых телах в пределах упругости называется теорией упругости. Изучением напряжений и деформаций в твердых телах за пределом упругости, т.е. когда в них возникают пластические (остаточные) деформации, занимается теория пластичности.

2.2. ПРОСТЕЙШИЕ ВИДЫ НАПРЯЖЕНИЙ И ДЕФОРМАЦИЙ ТВЕРДОГО ДЕФОРМИРУЕМОГО ТЕЛА

Деформируемость объективно существующее свойство всех реальных материалов — бетонов, металлов, скальных и нескальных горных пород, пластмасс, древесины и т.д. Деформации, которые проявляются под действием внешних сил в виде изменения размеров и формы твердого

тела (макроэлемента, образца), бывают простыми и сложными. К числу простых деформаций относятся сжатие, растяжение и кручение образца. Если тело одновременно подвергается двум и более видам деформаций, то такая деформация является сложной. В соответствии с этим тело может находиться в простом и сложном напряженном состояниях.

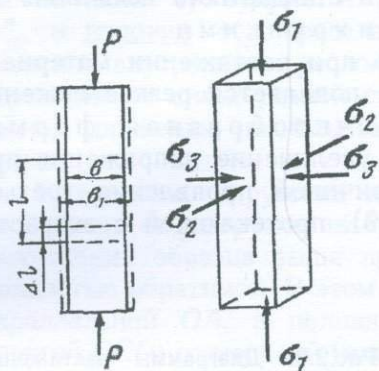


Рис.2.1. Схемы деформации элемента твердого деформируемого тела при одноосном сжатии (а) и сложного напряженного состояния (б)

Сжатие (растяжение). При сжатии (растяжении) образец материала (рис 2.1, а) испытывается на испытательной машине-прессе. Чтобы избежать влияния торцевых ограничений или захватов пресса на результаты опытов деформацию измеряют в середине образца, на некоторой базе l . Отношение малой абсолютной деформации Δl к начальной длине базы l называется мерой или относительной деформацией

$$\varepsilon = \Delta l / l, \quad (2.1)$$

а отношение внешней силы P к площади поперечного сечения образца A — нормальным напряжением (σ)

$$\sigma = P / A. \quad (2.2)$$

Если деформации конечны, т.е. соизмеримы с единицей, то для определения их меры рассматриваются отношения малого приращения Δl к текущей длине элемента (базы) l (см. рис. 2.1, а), а полная деформация ε^* определяется как сумма деформаций отдельных элементов:

$$\varepsilon^* = \int_l^{l_f} \frac{dl}{l} = \ln \frac{l_f}{l}, \quad (2.3)$$

где l — начальная, l_f — конечная длина базы.

Понятие о логарифмическом удлинении ε^* материалов введено в науку В. Рентгеном, впервые применено Г. Генки в 1926 г. и поэтому называется мерой Генки [108].

В зависимости от скорости приложения нагрузки и температуры твердые тела подвергаются пластическому или хрупкому деформированию и разрушению, находятся в пластическом или хрупком состояниях, имеют

пластическое или хрупкое поведение [4, 85]. Чем выше скорость нагружения (деформирования) и ниже температура тем выше склонность материала к хрупкому поведению — к хрупкому разрушению. В первом случае тела разрушается при больших пластических деформациях, а во втором — при малых деформациях вообще, при малых остаточных (пластических) деформациях в частности. Исходя из поведения (деформирования) материалов в условиях нормальной температуры и стандартного испытания их условно называют также пластичными и хрупкими.

В образце пластично-деформируемого при растяжении материала перед разрывом образуется шейка, т.е. появляется резкое сужение поперечного сечения, а при сжатии — бочкообразная форма. Образование шейки и, вследствие этого, увеличение напряжения при постоянной силе считается основной причиной проявления третьей стадии ползучести металлов (см. рис. 2.9), протекающей с возрастающей скоростью.

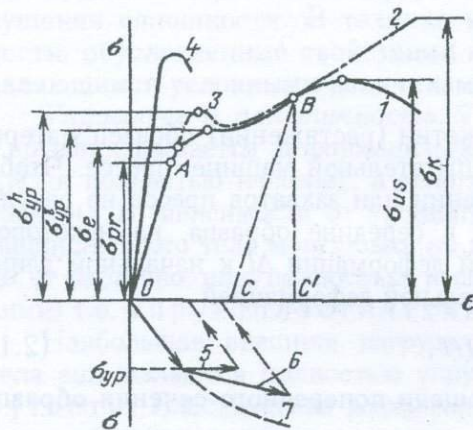


Рис.2.2. Диаграммы растяжения пластически деформируемого тела для условных (1) и истинных (2) напряжений с «зубом текучести» (3), хрупкого деформирования (4), идеального упругопластического (5) и упругопластического деформирования с линейным (6) и нелинейным (7) упрочнением. σ_{pr} — предел пропорциональности; σ_e — предел упругости; σ_{yp} и σ_{yp} — нижний и верхний пределы текучести; σ_{us} — временное сопротивление; σ_k — истинное сопротивление разрушению

Из диаграммы растяжения 1 (рис. 2.2) для условных напряжений, отнесенных к первоначальной площади поперечного сечения образца А видно, что при малых нагрузках относительная деформация ϵ пластически-деформируемого тела прямо пропорциональна напряжению σ . При больших нагрузках связь между напряжениями и деформациями становится нелинейной. Из того же рисунка видно, что когда напряжение σ достигает величины σ_{yp}^l материал начинает течь, т.е. деформироваться без увеличения напряжения. Течение материала на диаграмме растяжения изображается отрезком прямой, параллельной к оси абсцисс.

Последующее увеличение нагрузки приводит к некоторому возрастанию сопротивляемости материала. Предельное значение сопротивляемости материала растяжению (сжатию) принято называть временным сопротивлением σ_{us} . Напряжение, соответствующее σ_{pr} называется пределом пропорциональности, σ_{yp} называется

пределом текучести, σ_e — пределом упругости. Предел упругости практически равен пределу пропорциональности.

При учете уменьшения поперечного сечения образца в процессе деформирования вместо кривой 1 (см. рис. 2.2) будем иметь диаграмму истинных напряжений 2 с максимальной ординатой, равной сопротивляемости разрушению σ_k [10]. Следует отметить, что на указанной диаграмме обнаруживается также "зуб текучести" 3, поэтому вводятся также понятия верхнего $\sigma_{ур}^h$ и нижнего $\sigma_{ур}^l$ предела текучести. Это явление М. Рейнер [108] объяснял внутренними реологическими свойствами материала, а именно: переходом от силы, равной статическому трению (трения покоя) к силе трения движения, необходимого для обеспечения равномерного растяжения.

В пределах упругости диаграмма растяжения (см. рис. 2.2) при нагружении и разгрузке изображается одной и той же прямой OA . При нагружении образца выше предела упругости деформация не является полностью обратимой. В этом случае разгрузка изображается прямой BC , параллельной OA , а полная деформация OC представляется суммой упругой CC' и остаточной (пластической) OC деформаций.

Диаграмма растяжения хрупко-деформируемого материала выражается кривой 4 (см. рис. 2.2). Здесь нет площадки текучести, шейка не образуется. Связь между напряжениями и деформациями практически линейная, диаграммы растяжения и сжатия различны.

При решении прикладных задач диаграммы ϵ — σ реального твердого тела, обычно, упрощают и представляют диаграммами идеального упруго-пластического тела Прандтля 5, упругопластического тела с линейным 6 или нелинейным 7 упрочнением (рис. 2.2), или одной единой кривой $\epsilon=\epsilon(\sigma)$ (см. п. 2.4).

В пределах пропорциональности OA (рис. 2.2) зависимость ϵ — σ выражается законом Гука:

$$\begin{aligned}\epsilon &= B\sigma, \\ \sigma &= E\epsilon,\end{aligned}\tag{2.4}$$

где B и E — коэффициенты пропорциональности ($E=1/B$). Коэффициент E , имеет размерность напряжения (кПа, МПа) и называется модулем Юнга или модулем упругости.

Растяжение и сжатие образца из реального материала сопровождается изменением его поперечных размеров — поперечной деформацией. Если от действия сжимавшего усилия P (см. рис. 2.1, а) абсолютная поперечная деформация образца равна Δb , а относительная поперечная деформация $\epsilon_b = \Delta b/b$ (b — поперечный размер образца), то соотношение

$$\mu = \epsilon_b / \epsilon\tag{2.5}$$

принято называть коэффициентом поперечной деформации или Пуассона, который изменяется в пределах от 0 (для пробки) до 0,5 (для резины). Имея величину μ , можно (в пределах пропорци-

ональности) определить относительную объемную деформацию образца по выражению

$$\theta = \frac{V_f - V_0}{V_0} = \varepsilon_1(1 - 2\mu), \quad (2.6)$$

где V_0 — начальный объем образца; V_f — конечный объем образца.

В пределах $0 < \mu < 0,5$ сжатие приводит к уменьшению, а растяжение — к увеличению объема образца. При $\mu = 0,5$ объемная деформация равна нулю.

При деформации образца выполняется работа, которая аккумулируется в виде потенциальной энергии U . В пределах пропорциональности (рис. 2.2), когда сила возрастает постепенно, а силы инерции практически равны нулю, можно считать, что в каждый момент времени внешние силы равны внутренним, следовательно, равны и проделанные ими работы.

Удельная потенциальная энергия деформаций u , равная потенциальной энергии U в единице объема, определяется из выражения;

$$u = \sigma\varepsilon/2. \quad (2.7)$$

Трехосное сжатие (растяжение). При трехосном сжатии на всех гранях параллелепипеда (образца) действуют только нормальные напряжения σ_1 , σ_2 и σ_3 (см. рис. 2.1, б). Деформации ε_1 , ε_2 и ε_3 по направлениям действия трех нормальных напряжений определяются следующими соотношениями:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_1 &= [\sigma_1 - \mu(\sigma_2 + \sigma_3)]/E, \\ \varepsilon_2 &= [\sigma_2 - \mu(\sigma_1 + \sigma_3)]/E, \\ \varepsilon_3 &= [\sigma_3 - \mu(\sigma_1 + \sigma_2)]/E. \end{aligned} \right\} \quad (2.8)$$

Напряжения σ_1 , σ_2 , σ_3 называются главными нормальными напряжениями, а площадки их действия — главными площадками.

В случае малых деформаций, когда величинами второго и третьего порядка малости можно пренебречь, относительная объемная деформация образца при трехосном сжатии будет равна:

$$\theta = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3, \quad (2.9)$$

или учитывая (2.8):

$$\theta = \frac{1 - 2\mu}{E} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3). \quad (2.10)$$

Удельная потенциальная энергия упругих деформаций (2.7) при объемном напряженном состоянии принимает следующий вид

$$u = (\sigma_1\varepsilon_1 + \sigma_2\varepsilon_2 + \sigma_3\varepsilon_3)/2. \quad (2.11)$$

Если учесть (2.8), вместо (2.11), будем иметь

$$u = \left[\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - 2\mu(\sigma_1\sigma_2 + \sigma_1\sigma_3 + \sigma_2\sigma_3) \right] / 2E. \quad (2.12)$$

При трехосном сжатии образца под действием равных по величине нормальных напряжений (гидростатическое сжатие) $\sigma = \sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ будут равны и относительные линейные деформации $\varepsilon = \varepsilon_1 = \varepsilon_2 = \varepsilon_3$. Поэтому образец будет испытывать объемную деформацию $\theta = 3\varepsilon$, без изменения формы. В случае, когда абсолютные деформации конечны, объемная деформация элемента будет равна $\theta^* = 3\varepsilon^* = \ln(v_f/v_0)$.

Чистый сдвиг. Напряжения, действующие только вдоль площадок, которые являются гранями элемента (рис. 2.3), приводят к скашиванию — деформации изменения формы (без изменения объема), называемый чистым сдвигом. Напряжения, действующие вдоль граней элементов называются касательными и обозначаются буквой τ .

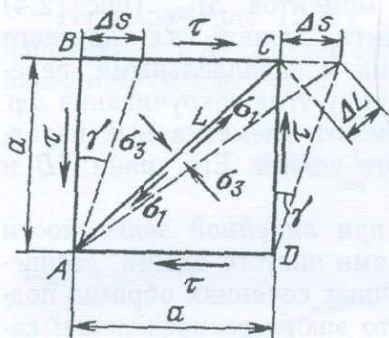


Рис. 2.3. Схема плоской деформации элемента при чистом сдвиге

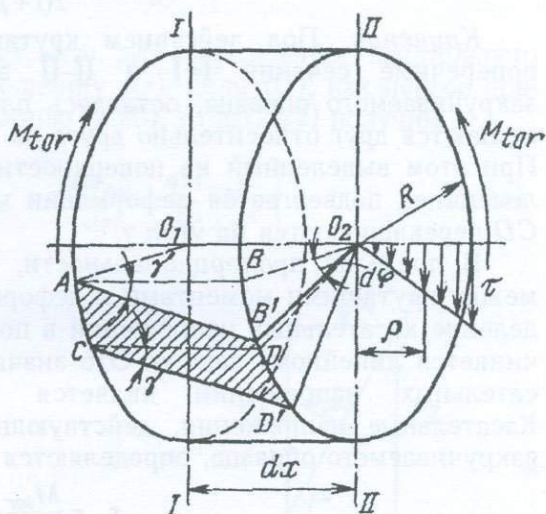


Рис. 2.4. Схема кручения элемента круглого поперечного сечения длиной dx , радиусом R на угол закручивания $d\varphi$, перекашивания (чистый сдвиг) прямоугольника $ABDC$ (выделенного на поверхности образца) на угол γ и треугольная эпюра распределения касательных напряжений (в пределах упругости) в поперечном сечении элемента

Отношение абсолютной деформации чистого сдвига Δs к высоте скашиваемого элемента

$$\gamma = \Delta s / a = \operatorname{tg} \gamma \quad (2.13)$$

называется относительной деформацией сдвига. Здесь ввиду малости деформаций принимается, что $\gamma \approx \operatorname{tg} \gamma$.

Зависимость между касательными напряжениями τ и относительными деформациями чистого сдвига γ в пределах пропорциональности (упругости), по аналогии с выражением (2.4), записывается в следующем виде

$$\tau = G\gamma \quad (2.14)$$

и называется законом Гука для деформации сдвига. Здесь G модуль упругости материала при чистом сдвиге.

Легко показать, что главные нормальные напряжения σ_1 и σ_3 , возникающие на плоскости AC элементарного куба при его чистом сдвиге (рис. 2.3), соответственно равны:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \tau; \\ -\sigma_3 &= -\tau. \end{aligned} \right\} \quad (2.15)$$

Между модулем упругости сжатия (растяжения) E и чистого сдвига G существует следующая простая зависимость:

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)}. \quad (2.16)$$

Кручение. Под действием крутящих моментов M_{tor} (рис. 2.4) поперечные сечения $\bar{I}-\bar{I}$ и $\bar{II}-\bar{II}$ элемента длиной dx круглого закручиваемого образца, оставаясь плоскими и параллельными, перемещаются друг относительно друга на величину угла закручивания $d\varphi$. При этом выделенный на поверхности элемента элементарный параллелепипед подвергается деформации чистого сдвига. Его грани AB и CD перекашиваются на угол γ .

В пределах пропорциональности, т.е. при линейной зависимости между крутящими моментами и деформациями чистого сдвига, распределение касательных напряжений в поперечных сечениях образца подчиняется линейному закону. Это значит, что эпюра распределения касательных напряжений является треугольной (см. рис. 2.4). Касательные напряжения, действующие на расстоянии ρ от центра закручиваемого образца, определяются по следующему выражению:

$$\tau_\rho = \frac{M_{tor}}{I_p} \rho, \quad (2.17)$$

где I_p — полярный момент инерции сечения образца. При $\rho=R$ (R — радиус, образца) касательные напряжения достигают своего наибольшего значения $\tau(R)$.

Полярный момент инерции сплошного круглого сечения определяется по выражению

$$I_p = \pi R^4 / 2, \quad (2.18)$$

а кольцевого сечения по выражению:

$$I_p = \pi(R^4 - r^4) / 2, \quad (2.19)$$

где r — внутренний радиус кольца.

Для случаев кручения сплошного и полого (кольцевого) образцов выражение (2.17), с учетом (2.18) и (2.19), соответственно запишется

$$\tau(R) = 2M_{tor} / (\pi R^3), \quad (2.20)$$

$$\tau(R) = 2M_{tor} / \pi(R^4 - r^4). \quad (2.21)$$

При нелинейном кручении (рис. 2.5, кривая OC) касательные напряжения, действующие на поверхности образца, определяют из решения задачи кручения нелинейной теории упругости:

$$\gamma \frac{dM_{tor}}{d\gamma} + 3M_{tor} = 2\pi[R^3\tau(R) - r^3\tau(R)]. \quad (2.22)$$

В случае испытания сплошных образцов ($r=0$) выражение (2.22) сильно упрощается и записывается в виде

$$\tau(R) = \frac{1}{2\pi R^3} \left[3M_{tor} + \gamma \frac{dM_{tor}}{d\gamma} \right]. \quad (2.23)$$

Из выражения (2.22) следует, что для определения касательного напряжения $\tau(R)$ следует знать величину $\tau(r)$. Если $\tau(r)$, как первое приближение, определить по соотношению (2.20), то из (2.22) получим

$$\tau(R) = \frac{1}{2\pi R^3} \left[3M_{tor} + \gamma \frac{dM_{tor}}{d\gamma} + \frac{4M_{tor}r^4}{R^4 - r^4} \right]. \quad (2.24)$$

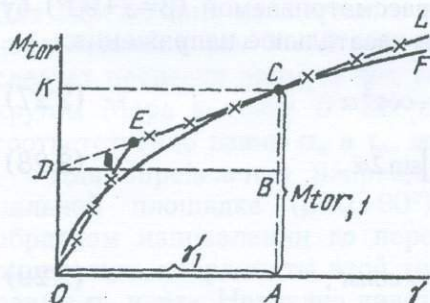


Рис. 2.5. Зависимость $M_{tor}-\gamma$, представленная в виде единой кривой OF и билинейной диаграммы $OECL$

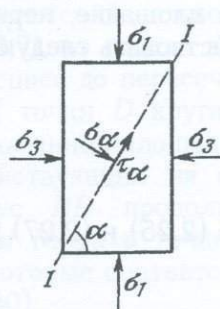


Рис. 2.6. Схема элементарного параллелепипеда, сжимаемого двумя главными нормальными напряжениями σ_1, σ_3 , и действующие на наклонной $I-I$ плоскости касательное τ_α и нормальное σ_α напряжения

Для определения величины касательного напряжения по выражению (2.23) для данного значения крутящего момента $M_{tor,1}$ (см. рис. 2.5) можно воспользоваться следующим графическим построением [81]: 1) от точки K , соответствующей данному значению крутящего момента, провести параллельную к оси абсцисс прямую KC и найти точку C , пересечения этой прямой с кривой $\gamma=\gamma(M_{tor})$; 2) провести касательную DL к кривой $\gamma=\gamma(M_{tor})$ в точке C и определить точку ее пересечения с осью ординат D ; 3) от точки D провести параллельную к оси абсцисс прямую DB , а от точки C — параллельную к оси ординат прямую CA .

На рис. 2.5 производная $dM_{tor}/d\gamma$ выражения (2.23) представляет собой тангенс угла между касательной DL и осью абсцисс γ , а приведенное в квадратной скобке выражение равно трехкратной величине отрезка AC плюс BC ($BC = \gamma_1 \cdot dM_{tor}/d\gamma$).

Когда кривая зависимости $\gamma = \gamma(M_{tor})$ имеет вид ломаной линии OEL с двумя прямолинейными участками (см. рис. 2.5), то касательная к любой точке отрезка ECL совпадает с этой прямой, тангенс угла $dM_{tor}/d\gamma = const$. При определении наибольшего касательного напряжения на отрезке OE кривой $\gamma - M_{tor}$ выражение (2.23) принимает вид (2.20).

Имея диаграмму $\gamma - \tau$ можно, в пределах пропорциональности, по соотношению (2.14) определить модуль сдвига G .

Напряженное состояние призматического элемента при двухстороннем сжатии. При двухстороннем сжатии призматического элемента главными нормальными напряжениями σ_1 и σ_3 (рис. 2.6) на наклонных под углом α сечениях возникает нормальное σ_α и касательное τ_α напряжения. При одновременном действии двух главных нормальных напряжений σ_α и τ_α определяют из следующих соотношений:

$$\sigma_\alpha = \sigma_1 \cos^2 \alpha + \sigma_3 \sin^2 \alpha, \quad (2.25)$$

$$\tau_\alpha = [(\sigma_1 - \sigma_3)/2] \sin 2\alpha. \quad (2.26)$$

На площадке, перпендикулярной к рассматриваемой ($\beta = \alpha + 90^\circ$) будут действовать следующие нормальное и касательное напряжения:

$$\sigma_\beta = \sigma_1 \sin^2 \alpha + \sigma_3 \cos^2 \alpha, \quad (2.27)$$

$$\tau_\beta = [(\sigma_1 - \sigma_3)/2] \sin 2\alpha. \quad (2.28)$$

Из (2.25) и (2.27) вытекает, что

$$\sigma_\alpha + \sigma_\beta = \sigma_1 + \sigma_3 = const, \quad (2.29)$$

а из (2.26) и (2.28):

$$-\tau_\beta = \tau_\alpha. \quad (2.30)$$

Из изложенного выше следует, что: а) сумма нормальных напряжений на взаимно перпендикулярных площадках есть величина постоянная, равная сумме главных нормальных напряжений; б) касательные напряжения, действующие на этих площадках, равны по величине и противоположны по знаку (закон парности касательных напряжений).

Касательные напряжения τ_α получают свое наибольшее значение при $\alpha = 45^\circ$, т.е. когда наклонная площадка делит главные оси пополам:

$$\tau_{\max} = (\sigma_1 - \sigma_3)/2. \quad (2.31)$$

На той же площадке

$$\sigma_{\alpha=45^\circ} = (\sigma_1 + \sigma_3)/2. \quad (2.32)$$

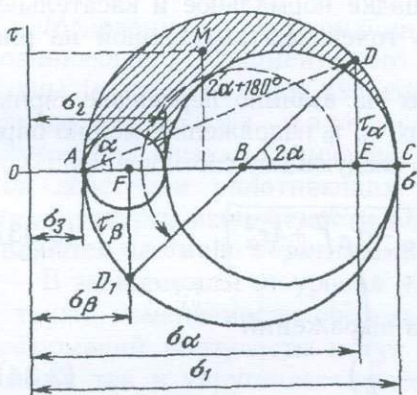


Рис. 2.7. Круги Мора для пространственного напряженного состояния элементарного параллелепипеда, на гранях которого действуют главные нормальные напряжения $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$, и определение графическим способом нормального σ_α , σ_β и касательного τ_α , $-\tau_\beta$ напряжений, действующих на наклонных сечениях

Действующие на любой наклонной площадке нормальное σ_α и касательное τ_α напряжения могут быть определены также по графическому методу, предложенному О. Мором. Для этого на оси σ системы координат σ - τ (рис. 2.7) откладывают главные нормальные напряжения, действующие на гранях элементарного параллелепипеда. Принимая разность абсцисс $\sigma_1 - \sigma_3$ за диаметр круга, строят круг напряжений Мора. Для определения касательного и нормального напряжений на площадке, наклоненной к оси 3 - 3 под углом α (см. рис. 2.7), от центра круга B следует провести прямую под углом 2α к оси абсцисс до пересечения с кругом Мора в точке D . Координаты OE и DE точки D круга Мора соответственно равны σ_α и τ_α , действующим на указанной площадке.

Для определения напряжений σ_β и τ_β , действующих на ортогональной площадке ($\beta = \alpha + 90^\circ$), следует радиус BD продолжить в обратном направлении до пересечения с кругом Мора в точке D_1 и определить координаты этой точки OF и FD_1 , которые соответственно равны σ_β и $-\tau_\beta$. Нетрудно видеть, что $\tau_\alpha = -\tau_\beta$ (2.30).

При одноосном сжатии $\sigma_1 \neq 0$, $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$, точка A круга совпадает с началом координат O , а при чистом сдвиге с началом координат совпадает центр B круга Мора. В случае, когда на элемент действуют все три главные нормальные напряжения σ_1 , σ_3 и σ_2 (σ_1 - наибольшее, σ_3 - наименьшее, σ_2 - промежуточное главные нормальные напряжения), можно рассмотреть два случая определения нормальных касательных напряжений: а) наклонная площадка параллельна (или проходит) одной из трех главных осей; б) наклонная площадка одновременно пересекает все три главные оси.

Первый случай соответствует плоскому напряженному состоянию, рассмотренному выше, так как в параллельной к главной оси плоскости напряжения не возникают. Это значит, что напряжения, возникающие на трех параллельных к главным осям наклонных площадках будут определяться из трех кругов Мора, построенных на трех главных нормальных напряжениях σ_1 , σ_2 , σ_3 , (см. рис. 2.7). Когда

наклонная плоскость одновременно пересекает все три главные оси доказано, что действующие на этой площадке нормальное и касательное напряжения определяются координатами точек заштрихованной на рис. 2.7 площадки.

Если известны величины действующих на взаимно перпендикулярных площадках нормальных σ_α , σ_β и касательных τ_α , τ_β напряжений, можно определить главные нормальные напряжения по следующему соотношению:

$$\sigma_1; \sigma_3 = \frac{1}{2} \left[(\sigma_\alpha + \sigma_\beta) \pm \sqrt{(\sigma_\alpha - \sigma_\beta)^2 + 4\tau_\alpha^2} \right], \quad (2.33)$$

а направления их действия α и $\alpha+90^\circ$ из выражений

$$\operatorname{tg} 2\alpha = 2\tau_\alpha / (\sigma_\alpha - \sigma_\beta). \quad (2.34)$$

Максимальное касательное напряжение равно:

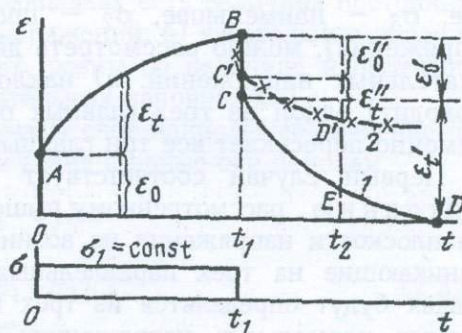
$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_\alpha - \sigma_\beta}{2} \right)^2 + \tau_\alpha^2}. \quad (2.35)$$

2.3. ПОЛЗУЧЕСТЬ, РЕЛАКСАЦИЯ НАПРЯЖЕНИЙ И ДЛИТЕЛЬНАЯ ПРОЧНОСТЬ. РЕОЛОГИЯ – НАУКА О ДЕФОРМАЦИИ И ТЕКУЧЕСТИ ВЕЩЕСТВА

Все реальные тела после мгновенного деформирования, возникающего в момент приложения постоянного напряжения, проявляют свойство длительного деформирования – свойство ползучести. Это значит, что полная деформация ε испытываемого, например, на сжатие (растяжение) образца под действием постоянного напряжения $\sigma = \text{const}$, приложенного в момент времени $t=0$, равна сумме мгновенной ε_0 и ползучей ε_t деформаций (рис. 2.8):

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \varepsilon_t. \quad (2.36)$$

Рис. 2.8. Кривые реологического поведения твердых тел, обладающих свойствами упругого (1) и упругопластического (2) деформирования во времени. $\varepsilon_0 \approx \varepsilon'_0$, ε_t и ε'_t – мгновенные и ползучие деформации от приложения при $t=0$ и удалении через t_1 напряжения $\sigma_1 = \text{const}$ упругоползучего тела; ε''_0 и ε''_t – обратимые мгновенная и ползучая деформации упругопластического тела



Мгновенные деформации нестареего материала, возникающего в моменты его загрузки и разгрузки, как правило, равны ($\epsilon_0 = \epsilon_e$), т.е. они являются упругими, полностью обратимыми. В случае старения материала во времени вследствие протекания внутренних физико-химических процессов (бетоны) или же уплотнения под действием уплотняющих давлений (грунты) и других факторов (температуры, изменчивости влажности и т.д.) мгновенные деформации являются частично обратимыми – упругопластическими.

В зависимости от уровня напряжения и длительности его действия, а также изменчивости свойств твердого тела во времени – старения, деформаций ползучести могут быть как упругими (полностью обратимыми), так и упругопластическими и пластическими. В случае упругопластической деформации ползучести помимо упругого восстановления деформаций (упругого последствие) тело обнаруживает свойство остаточной ползучести, а в случае пластической природы деформирования вся ползучая деформация является остаточной-необратимой.

Под действием внешних сил все реальные тела, в том числе и грунты, претерпевают деформации объема и формы (сдвига). Причем, если деформация формы у всех материалов выражена достаточно четко, то деформация объема при сжатии у одних материалов весьма существенна, а у других пренебрежимо мала. По данным А. Надаи [97] при давлениях 100 МПа уменьшение объема стали не превышает 0,06% и потому им можно пренебречь. Этого, конечно, нельзя сказать относительно пористых материалов и в первую очередь о глинистых грунтах, объем пор которых доходит до 50% и более от общего объема. Одновременно протекающие деформации объема и формы пористых материалов оказывают друг на друга существенное влияние.

Объемные деформации твердых тел во времени затухают – стабилизируются, а деформации формоизменения (сдвига), в зависимости от уровня касательного напряжения τ или уровня интенсивности касательных напряжений τ_i (см. п. 11.1), а также при одноосном сжатии (растяжении) под действием нормальных напряжений, являются как затухающими, так и незатухающими во времени. Не затухающие деформации сдвига (одноосного сжатия, растяжения), которые развиваются после стадии затухающей ползучести, протекают как с постоянной, так и с возрастающей скоростью, завершающаяся исчерпанием прочности (разрушением) материала (рис. 2.9).

Таким образом, процесс деформации ползучести реальных тел в наиболее общем случае протекает в стадиях затухающей ползучести, течения – установившейся ползучести (ползучести с постоянной скоростью) и ползучести с возрастающей скоростью – прогрессирующего разрушения (рис. 2.9).

Деформирование с постоянной скоростью (течение) характерно для вязких (ньютоновских) и вязкопластических, структурированных (бингамовских) жидкостей (см. 1.5), обладающих внутренним тре-

нием (вязкостью). В первом из указанных выше случаев эти деформации проявляются при любых значениях сдвигающих сил, а во-втором — при превышении предела текучести материала и называются соответственно вязким и вязкопластическим течениями.

В последнее время в механике твердого деформируемого тела стали широко пользоваться термином вязкое течение, подразумевая под этим ползучесть не только с постоянной, но и с переменной скоростью (аномальное течение). Именно поэтому с терминами упругое, упругопластическое и жесткопластическое деформирование (см. 2.2), вошли в обиход термины: идеальновязкое, упруговязкопластическое деформирование и т.д.

Свойство ползучести материала характеризуется семейством кривых ползучести (см. рис. 2.9), которое для данного состояния его (плотности, влажности, температуры и т.д.) определяется испытанием серии образцов-близнецов под действием различных по величине постоянных напряжений.

С ползучестью тесно связано обратное ей явление — релаксация напряжений, т.е. изменение (уменьшение) напряжения во времени при постоянной деформации (рис. 2.10). Это явление, впервые установленное Ф. Кольраушем в 1863 г., связано с развитием в материале деформаций ползучести за счет уменьшения упругой деформации, полученной им в момент приложения нагрузки.

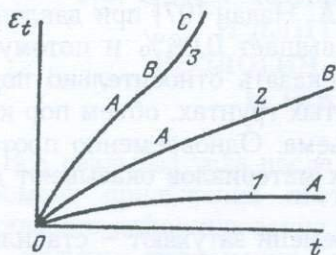


Рис. 2.9. Типичное семейство кривых ползучести твердых тел: OA — стадия затухающей ползучести; AB — стадия течения (ползучести с постоянной скоростью, установившейся ползучести); BC — стадия ползучести с возрастающей скоростью (прогрессирующего разрушения). 1 — кривая затухающей ползучести; 2 — кривая затухающей ползучести, переходящей в течение; 3 — кривая затухающей ползучести, переходящей в течение и в ползучесть с возрастающей скоростью

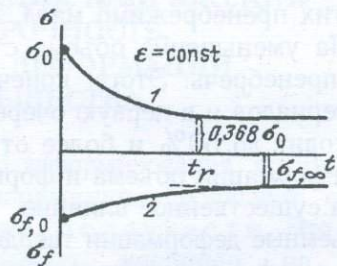


Рис. 2.10. Кривые релаксации напряжения (1) и длительной прочности (2). σ_0 — начальное напряжение; t_r — время релаксации напряжения; $\sigma_{f,0}$ — начальная (кратковременная) прочность; $\sigma_{f,\infty}$ — предельно длительная прочность

Релаксация (уменьшение) напряжения при постоянной деформации (см. рис. 2.10) обусловлена перераспределением во времени упругих (мгно-

венных) $\varepsilon_e = \varepsilon_0$ и ползучих ε_t деформаций. Если полную начальную деформацию $\varepsilon(0)$ представить (в пределах пропорциональности) в виде суммы:

$$\varepsilon(0) = \varepsilon_e + \varepsilon_t = \text{const}, \quad (2.37)$$

то, с учетом (2.4), получим выражение

$$\sigma(0)/E = \sigma_e/E + \varepsilon_t = \text{const}, \quad (2.38)$$

из которого следует, что по мере увеличения ε_t должно иметь место уменьшение σ_e . При этом, когда деформация ползучести достигает начальной величины деформации имеет место полная разгрузка материала (тела). При $t=0$, $\varepsilon_t=0$.

С длительным деформированием твердых тел связано также свойство длительной прочности — свойство изменяемости прочности до некоторой постоянной величины по мере увеличения длительности действия постоянной нагрузки (см. рис. 2.10).

Упругость, пластичность, вязкость (ползучесть, течение), релаксация напряжений и прочность (длительная прочность) — основные свойства всех реальных твердых тел. Причем, поскольку все реальные тела обладают всеми, перечисленными выше свойствами, то, как впервые было отмечено Д. Максвеллом в 1868 г., нет принципиальной разницы между жидкостями и твердыми телами. Наблюдаемое в природе различие: в механическом поведении жидкостей и твердых тел обусловлено длительностью действия внешних сил. В зависимости от длительности действия последних по отношению ко времени релаксации напряжений t_r (рис. 2.10) твердые тела проявляют жидкообразные свойства, а жидкости — твердообразные. Время релаксации напряжений, которое пропорционально вязкости и резко различно у разных материалов, как отмечал академик П.А. Ребиндер (1958), является основной константой, объединяющей свойства твердого тела и жидкости [107].

Вместе с изложенным выше следует отметить, что сказанное относится к внешнему сходству поведения различных реальных тел под действием сил, которое позволяет иметь общее представление о "макро"-закономерностях деформирования — об их деформировании в "целом". Твердые и твердообразные тела, как отмечал П.А. Ребиндер, отличаются от жидкостей наличием в них прочной пространственной сетки-структуры. Поэтому механизмы деформирования твердых, твердообразных коагуляционных структур и вязких жидкостей сильно отличаются друг от друга.

Как было сказано выше, важнейшей характеристикой твердого тела является время релаксации t_r , равное времени, необходимого расслабления напряжения в $e=2,718$ раза (e — основание натуральных логарифмов), когда $\sigma = \sigma_0 \cdot 0,368$ (рис. 2.10). Для воды $t_r=10^{-11}$ с, для отека $t_r=100$ лет. Если длительность действия постоянного напряжения меньше времени релаксации ($t < t_r$) тело ведет себя как твердое неползучее тело, в противном случае у тела проявляются свойства вязкой жидкости (текучести) [107].

По аналогии с изложенным выше, для получения семейства кривых релаксации напряжений испытывают серию образцов-близнецов при различных постоянных значениях начальной деформации.

Реология ("рео" по-гречески означает "теку", а "логос" — наука) — наука о деформации и текучести вещества, которая изучает изменчивость напряженно-деформированного состояния реальных тел во времени. Предметом рассмотрения реологии являются реологические тела, обладающие реологическими свойствами: упругостью, пластичностью, вязкостью (ползучестью), релаксацией напряжений и длительной прочностью, присущими всем реальным телам. Реологические свойства у разных тел проявляются в разной степени. Степень проявления этих свойств обусловлена условиями напряженно-деформированного состояния данного тела, его структурными особенностями и факторами, влияющими на его реологические свойства и в первую очередь — напряжением, временем и температурой.

Реология, возникновение которой было связано с изучением текучести вязких жидкостей, в современном широком понимании этого слова является одной из основных областей механики, объединяющей все разделы механики твердого деформируемого тела. При рассмотрении напряженно-деформированного состояния идеальнупругого тела задачи реологии совпадают с задачами теории упругости, если предметом рассмотрения являются идеальные упругопластические тела, — теории пластичности, а когда рассматриваются вопросы определения длительно протекающих (ползучих) деформаций, — теории ползучести. Однако задачи реологии значительно шире задач теории ползучести, поскольку кроме ползучести она включает в себе также теории релаксации напряжений и длительной прочности.

Отличие от теории упругости, пластичности и ползучести в реологии рассматриваются как бесконечно-малые, так и конечные деформации реальных (сплошных и пористых) тел на макроскопическом и микроскопическом уровнях. Следовательно, все перечисленные выше теории являются отраслями реологии — различными этапами ее развития [108].

Исследованиями напряженно-деформированного состояния реальных тел с учетом фактора времени на макроскопическом уровне занимается макрореология. Задачей макрореологии является рассмотрение реологического поведения тела в целом — суждение о его реологических свойствах по данным макроэксперимента, без вникания во внутреннее строение вещества и происходящие в его структуре изменения в результате внешних силовых воздействий. Это значит, что подход к исследованиям деформаций материала в макрореологии является феноменологическим. Поэтому макрореология, наряду с классической механикой, термодинамикой и электродинамикой принадлежит к феноменологическим разделам физики [108]. Макрореология — прикладная наука, имеющая широкое применение для решения самых различных инженерных задач. Ее результаты достаточно хорошо подтверждаются экспериментами.

Исследованиями реологических процессов на микроскопическом уровне занимается микрореология. Основная задача микрореологии — предсказание макрореологических процессов на основании рассмотрения микропроцессов, происходящих на атомно-молекулярном уровне с учетом строения, структуры, взаимодействия мельчайших элементов структуры реальных тел и т.д. При микрореологических исследованиях используются механические модели, отображающие (с определенным приближением) поведение реальных тел.

Одна из основных разделов рассматриваемой науки — экспериментальная реология, или реометрия, которая занимается изучением закономерностей реологических свойств и определением реологических характеристик самых различных реальных тел. В виду большого разнообразия материалов, сложности природы их деформирования, наличия множества факторов, обуславливающих их реологические свойства, экспериментальная реология приобрела исключительно важное значение и стала самостоятельным научным направлением. Не редки случаи, когда успех правильного предсказания процессов длительного деформирования и изменяемости прочности сооружений во времени в основном связан со степенью достоверности и надежности информации о реологических свойствах материалов. Изложенное понимается относится к материалам, но в первую очередь к глинистым грунтам, у которых реологические явления ярко выражены и ввиду их естественного происхождения, обладают большой неоднородностью и изменчивостью свойств. Поэтому не случайно то огромное внимание, которое уделяют специалисты экспериментальной реологии вообще, определению характеристик ползучести и прочности материалов в особенности.

Следует подчеркнуть, что экспериментальное определение реологических характеристик и, в первую очередь ползучести материалов связано с большими техническими трудностями, трудоемки и требуют много времени. В этой связи интересно отметить, что для получения более или менее исчерпывающего представления о ползучести бетона, по данным И.И. Улицкого, следует учесть влияние восемнадцати факторов и испытать большое число образцов-близнецов в течение многих месяцев и даже лет. Немецкими учеными приведены исключительно длительные — до 140 000 ч — 16 лет исследования ползучести стали при высоких температурах, а также глинистых грунтов (продолжительностью 3,5 лет), проведенные А. Бишопом и Г. Лавенбери в 1969 г. [137]. Испытания на кручение (сдвиг) кольцевых образцов продолжительностью до 800 дней выполнены автором книги совместно с Р.Р. Галстяном [79].

Результаты экспериментальных исследований реологических свойств служат основой для составления реологических уравнений состояния материалов, связывающих между собой напряжения, деформации и время при заданном значении температуры, являющихся основными физическими уравнениями теоретической реологии. Уравнения состояния, представляемые как в дифференциальной, так и в интегральной форме, описывают свойства идеальных тел, отображающие с

определенным приближением свойства реальных материалов при помощи параметров, характеризующих их поведение под действием внешних нагрузок. Степень точности отображения реологических свойств реальных материалов зависит как от правильного выбора выражения уравнения состояния, так и от точности определения параметров, входящие в эти уравнения.

Историческая справка. Основы реологии были заложены в 1687 г. И. Ньютоном, который открыл закон движения идеальной вязкой жидкости, названной позже ньютоновской, в отличие от паскалевской, не обладающей внутренним трением — вязкостью. И. Ньютоном было установлено существование линейной зависимости между скоростью течения и сопротивлением этому течению идеальной вязкой жидкости. Ж. Пуазейль (1840) впервые осуществил точное измерение вязкости жидкостей по их движению через капиллярные трубки, а Д. Стокс (1849) установил параболическое распределение скорости движения вязкой жидкости и рассмотрел задачу о движении (падении) твердого шара в этой жидкости, установил закон этого движения (закон Стокса).

Длительное деформирование металлов (цинк, медь, железо) впервые обнаружено К. Навье (1826) и Г. Кориолисом (1830). В 1934 г. Л. Вика, который открыл и исследовал явление ползучести металлов, опубликовал результаты ранее выполненных исследований по длительному деформированию проволок после их мгновенного удлинения. Открытие явления упругого последствия, т.е. полного восстановления деформаций ползучести во времени после полной разгрузки шелковых нитей, а также существование памяти в процессах их деформирования принадлежит В. Веберу (1835–1841). Гаусс, по опытам В. Вебера, предложил эмпирическую зависимость для упругого последствия.

Ф. Кольрауш в 1863–1877 гг. установил и исследовал релаксацию напряжений в твердых телах. Л. Больцман, на основании результатов упомянутых опытов В. Вебера и Ф. Кольрауша и других ученых, в 1874 г. предложил теорию определения длительных деформаций на макроскопическом уровне с учетом наследственности деформаций ползучести. Теория Л. Больцмана в 1912–1913 гг. получила развитие в работах В. Вольтерра и стала основой широко распространенной теории наследственной ползучести многих реальных материалов.

Д. Максвелл в работе "О динамической теории газов", опубликованной в 1867–1868 гг., рассмотрел теорию релаксации напряжений в реальных телах и высказал упомянутое выше соображение об отсутствии принципиальной разницы между жидкостями и твердыми телами. Он выдвинул идею о сочетании в реальных телах свойств двух сред; а) идеально упругой среды Гука и б) идеально вязкой среды Ньютона и получил выражение реологического уравнения состояния упруго-вязкого (максвеллова) тела (см. п. 1.5).

Используя высказанную в 1878 г. Кельвином идею о вязкости твердых тел, В. Фохт в 1890–1892 гг. предложил реологическое уравнение состояния ползучего нерелаксирующего (кельвинова) тела, не обладающего способностью мгновенного деформирования. Аналогичным обра-

зом Д. Пойтинг и Д. Томсон в 1902 г. получили уравнение более сложного тела, обладающего (в отличие от тела Кельвина) свойством мгновенного деформирования и релаксации напряжений. Они же для наглядности сочетания упругих и вязких свойств материала, впервые воспользовались структурными моделями идеальных тел, которые получили широкое применение в реологии. В последующем было предложено много реологических моделей для более сложных сред. К. Гогенэмзер и В. Прагер 1932 г. получили общее реологическое уравнение линейного упруговязкого тела, обобщающее все ранее предложенные уравнения состояния идеальных упруговязких тел.

Г. Треска в 1868 г. и Б. Сен-Венан в 1870 г. рассмотрели условие деформирования идеального жесткопластического (сен-венанова) тела, а Л. Прандтль в 1928 г. – идеального упругопластического тела (см. рис. 2.2)

Ф. Шведов (1889–1900), на основании исследования релаксационных процессов в коллоидных растворах желатины, Е. Бингам – течения концентрации суспензии глин, а Е. Бингам и Г. Грин – масляных красок 1916 и 1919 годах получили (независимо друг от друга) реологические уравнения состояния идеальных упруговязкопластических тел. В 1922 г. Е. Бингам опубликовал свою известную монографию "Текучесть и пластичность" и ввел в употребление термин "реология", который берет свое начало от знаменитых слов Гераклита (495 г. до н.э.) – "панта рей" ("все течет"). По его инициативе в 1928 г. было организовано американское реологическое общество, а в 1929 г. – на третьем симпозиуме по пластичности США, термин "Реология" был принят официально.

Основоположником Реологии, в современном понимании этого слова считается Е. Бингам. Однако следует заметить, что задолго до него Ф. Шведов опубликовал свои работы, которые долгие годы были забыты и своевременно не получили должного внимания в виду их публикаций во французском журнале, ставшем библиографической редкостью.

Реологические проблемы проникли во все области науки и техники. Ими начали интересоваться специалисты, работающие в самых различных областях науки (механики, физики и физикохимии), а также технологи, занимающиеся производством металлов, пластмасс, красок, смазок, бетонов, цементов и т.д. Как после, так и до официального признания реологии как науки, было выполнено огромное количество исследований в этой области вообще, экспериментальной реологии в частности. Результаты этих исследований изложены во многих журнальных статьях и монографиях, доложены на нескольких международных реологических конгрессах.

Следует отметить, что в реологических свойствах различных материалов качественно много общего, поэтому использование опыта, накопленного при испытании одного материала, для другого является весьма полезным, даже необходимым как в смысле разработки методики экспериментирования, так и для теоретических разработок. Например, изучение и использование результатов, полученных при исследовании реологических свойств металлов, пластмасс, бетонов, древесины и ряда дисперс-

ных систем значительно помогло преодолеть существенное отставание реологии грунтов вообще, глинистых в особенности, успешно решить многие сложные проблемы. Это в первую очередь относится к учету ползучести скелета глинистых грунтов при решении задач уплотнения водонасыщенных глинистых грунтов (см. п. 3.7). Поэтому, чтобы успешно решить задачи, стоящие перед реологией глинистых грунтов, следует следить за успехами, достигнутыми в реологии самых различных материалов, а в первую очередь бетона — материала, который по своему строению и свойствам в наибольшей степени близок к глинистым грунтам.

Сопоставляя бетон и глинистые грунты основоположник механики грунтов К. Терцаги писал [118], что по результатам сделанных до сих пор исследований, связанные грунты можно сравнить с бетоном, в котором песок, Мо и пыль играют роль скелета, а коллоидный ил-роль цемента. К. Терцаги показал идентичность всех характерных особенностей глинистых грунтов и бетона с единственной разницей, что в грунте ползучесть наблюдается легче. Именно поэтому для понимания механизма деформирования глинистых грунтов во времени, исследования закономерностей их реологических свойств и разработки теории ползучести представляют большой интерес исследования, выполненные и выполняемые в области ползучести, прочности и релаксаций напряжений в бетоне.

Среди работ по ползучести бетона следует особо отметить работы Г.Н. Маслова [56] и Н.Х. Арутюняна [1], которые сыграли большую роль в деле исследования и разработки теории наследственной ползучести не только бетона и железобетона, но и других стареющих во времени материалов, в частности глинистых грунтов.

В заключение отметим, что реологические свойства глинистых грунтов, в зависимости от их состояния (плотности, влажности и структурной прочности) изменяются в весьма широких пределах — от ньютоновской идеально вязкой жидкости до твердого тела, обладающего жесткопластичностью Сен-Венана. Поэтому для исследования их реологических свойств представляет большой интерес не только реологические свойства перечисленных выше твердых тел, но и неньютоновских (аномальных) жидкостей, характеризующихся переменной вязкостью — нелинейной зависимостью между напряжениями и скоростями течения (деформирования с постоянной скоростью, установившейся ползучести), обусловленной временем и историей загрузки. К неньютоновским жидкостям относятся также упруговязкие и упруговязкопластические структурированные жидкости [128].

2.4. ПОНЯТИЕ О РЕОЛОГИЧЕСКИХ МОДЕЛЯХ И УРАВНЕНИЯХ СОСТОЯНИЯ

Все реальные тела, как было сказано выше, обладают свойствами упругости, ползучести и пластичности. Причем, пластические деформации проявляются при достижении предела пластичности материала, а ползучесть, обусловленная вязкостью тела, — при любых напряжениях.

В отличие от упругой (гуковой) среды, характерной особенностью которой является линейная зависимость между напряжениями и упругими деформациями (рис. 2.11), определяемая уравнениями (2.4) и (2.14), вязкость ньютоновской идеально вязкой среды определяется линейной зависимостью между напряжениями σ и скоростями течения (вязкого деформирования) $\dot{\epsilon}_v$ выражается следующим образом:

$$\sigma = \eta \frac{d\epsilon_v}{dt} = \eta \cdot \dot{\epsilon}_v, \quad (2.39)$$

где ϵ_v — относительная вязкая деформация; t — время; η — коэффициент вязкости (эффективная вязкость по П.А. Ребиндеру, 1958 г.); $\dot{\epsilon}_v$ — скорость относительно вязкой деформации.

Зависимости $\sigma-\epsilon_e$ и $\sigma-\dot{\epsilon}_v$ могут быть не только линейными, но и нелинейными (см. рис. 2.11). В последнем случае деформирование тела соответственно называются нелинейноупругим и нелинейновязким.

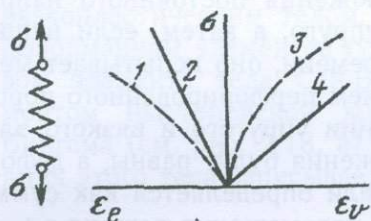


Рис. 2.11. Реологические кривые нелинейного (1) и линейного (2) гукова тела (моделируется упругой пружиной), нелинейной (3) и линейной (4) идеально-вязкой ньютоновской жидкости (моделируется вязким элементом)

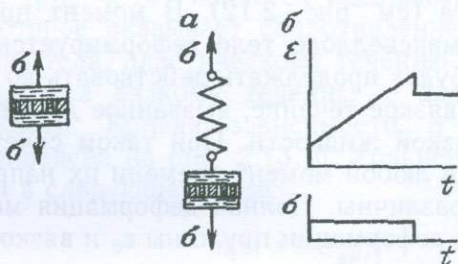


Рис. 2.12. Реологическая модель (а) и реологическое поведение максвеллова тела (б) при нагружении и последующей разгрузке

Деформация реального тела во времени зависит от всех указанных выше свойств. Так как свойства упругости, вязкости и пластичности могут проявляться в самых различных сочетаниях, то описание деформаций реального тела часто является практически непреодолимой задачей. Поэтому, чтобы описать процесс деформирования реальных тел рассматривают их упрощенные модели — модели идеальных тел, называемые реологическими, служащими для сравнения и изучения свойств указанных тел.

В реологических моделях гуковая идеально упругая среда моделируется упругой пружиной (см. рис. 2.11), а идеальновязкая ньютоновская жидкость — вязким элементом. Последний представляет собой цилиндр с перфорированным поршнем, содержащим вязкую жидкость. Идеально жесткопластическое тело Сен-Венана моделируется сухим кулоновским трением, возникающим на шероховатой поверхности при перемещении по ней груза под действием горизонтальной силы, созда-

ющей напряжением, равному пределу пластического течения $\sigma_{ур}$. При $\sigma < \sigma_{ур}$ деформация жесткопластического тела равна нулю, а при $\sigma = \sigma_{ур}$ в нем развиваются неограниченные пластические деформации.

Реологическое поведение идеального тела (модели) определяется реологическим уравнением состояния, в которое входят напряжение, деформация и их производные по времени:

$$\Phi\left(\sigma, \varepsilon, \frac{d\sigma}{dt}, \frac{d\varepsilon}{dt}, \dots\right). \quad (2.40)$$

Простейшими уравнениями состояния являются выражения (2.4) и (2.14). Уравнения состояния могут быть представлены как в дифференциальной, так и в интегральной форме.

К числу простейших реологических моделей относятся модели Максвелла, Кельвина-Фохта, Пойтинга-Томсона, Гогенэмзера-Прагера, Шведова-Бингами и др.

Реологическая модель максвеллова тела состоит из двух последовательно соединенных элементов — упругой пружины и вязкого элемента (см. рис. 2.12). В момент приложения постоянного напряжения максвеллово тело деформируется упруго, а затем, если напряжение будет продолжать действовать во времени, оно испытывает медленное вязкое течение, вызванное движением перфорированного поршня в вязкой жидкости. При таком сочетании упругого и вязкого элементов в любой момент времени их напряжения будут равны, а деформации различны. Полная деформация модели определяется как сумма упругой деформации пружины ε_e и вязкого перемещения поршня ε_v :

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_v. \quad (2.41)$$

Используя выражение (2.41) и исключив из соотношений (2.4) и (2.39) деформаций ε_e и ε_v , получим известное уравнение состояния упруговязкости максвеллова тела

$$\frac{d\sigma}{dt} = E \frac{d\varepsilon_e}{dt} - \frac{\sigma}{t_r} = E \frac{d\varepsilon_e}{dt} - \frac{\sigma}{\eta} E, \quad (2.42)$$

где $t_r = \eta/E$ — время релаксации; η — коэффициент вязкости ньютоновской среды.

При постоянном напряжении $\sigma = const$ деформация максвеллова тела определяется по следующему соотношению

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma}{E} + \frac{\sigma}{\eta} t = \varepsilon_0 + vt, \quad (2.43)$$

или

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\dot{\sigma}}{E} + \frac{\sigma}{\eta}. \quad (2.44)$$

где $\varepsilon(t)$ — деформация тела в момент времени t ; ε_0 — деформация тела в момент времени $t=0$.

Деформация максвеллова тела протекает с постоянной скоростью (см. рис. 2.12) $v = \sigma/\eta$.

При постоянной деформации $\varepsilon = \text{const}$ в максвелловом теле происходит релаксация напряжений по экспоненциальному закону:

$$\sigma = \sigma_0 \cdot \exp(-t/t_r). \quad (2.45)$$

При $t=0$, $\sigma = \sigma_0$, а при $t \rightarrow \infty$, $\sigma \rightarrow 0$.

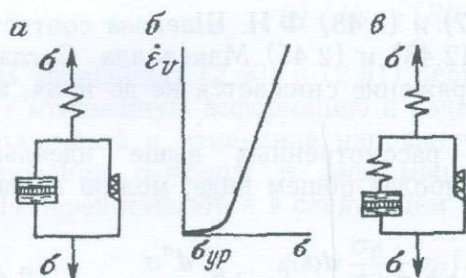


Рис. 2.13. Реологическая модель (а), реологическая кривая (б) тела Бингама и реологическая модель тела Шведова (в), σ_{yp} – предел текучести (предельное напряжение сдвига). Треугольниками обозначен элемент Сен-Венана

Тело Шведова–Бингама (рис. 2.13) является идеальным упруго-вязкопластическим телом, которое оказывает сопротивление упругим деформациям элементов гукера тела, пластическому течению посредством элемента тела Сен-Венана, а вязкому течению – вязким элементом ньютоновской жидкости. Кривая зависимости $\sigma - \dot{\varepsilon}_v$ тела Бингама (см. рис. 2.13, а) приведена на рис. 2.13, б. Уравнение состояния этого тела записывается в следующем виде:

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= E\varepsilon_e && \text{при } \sigma \leq \sigma_{yp}; \\ \sigma &= \sigma_{yp} + \eta_p \frac{d\varepsilon_v}{dt} = \sigma_{yp} + \eta_p \dot{\varepsilon}_v && \text{при } \sigma > \sigma_{yp}. \end{aligned} \right\} \quad (2.46)$$

где σ_{yp} – предел текучести; $\dot{\varepsilon}$ – скорость течения; η_p – коэффициент пластической вязкости (по П.А. Ребиндеру).

Когда $\sigma < \sigma_{yp}$ в теле Бингама возникают только упругие деформации, а когда $\sigma > \sigma_{yp}$ тело деформируется с постоянной скоростью при постоянной пластической вязкости $\eta_p = (\sigma - \sigma_{yp})/\dot{\varepsilon}$ и резкого снижения эффективной вязкости $\eta = \sigma/\dot{\varepsilon}$.

Модель тела Шведова (см. рис. 2.13, в) несколько сложнее модели Бингама. Уравнение состояния тела Шведова записывается в следующем виде:

$$\dot{\varepsilon}_v = \frac{\sigma - \sigma_{yp}}{\eta_p} + \frac{\dot{\sigma}}{E}, \quad (2.47)$$

где первый член правой части есть скорость вязкого течения, а второй – скорость упругой деформации.

При $\sigma = \text{const}$ из (2.47) получается выражение (2.46).

Поскольку (2.46) является частным случаем выражения (2.47), то тело, которое подчиняется закону деформирования (2.46) принято

называть телом Шведова-Бингама. Частным случаем этого тела является идеальновязкая жидкость Ньютона.

Закон релаксаций напряжений в теле Шведова-Бингама имеет следующий вид:

$$\sigma = \sigma_{yp} + (\sigma - \sigma_{yp}) \cdot \exp(-t/t_r). \quad (2.48)$$

При $\sigma_{yp}=0$, соотношения (2.47) и (2.48) Ф.Н. Шведова соответственно совпадают с уравнениями (2.43) и (2.45) Максвелла. Согласно соотношению (2.48) при $t \rightarrow \infty$ напряжение снижается не до нуля, а до величины σ_{yp} .

Уравнения состояния всех рассмотренных выше идеальных линейно-деформируемых тел, в наиболее общем виде, можно представить следующим образом:

$$a_0 \varepsilon + a_1 \frac{d\varepsilon}{dt} + \dots + a_m \frac{d^m \varepsilon}{dt^m} = b_0 \sigma + b_1 \frac{d\sigma}{dt} + \dots + b_n \frac{d^n \sigma}{dt^n}, \quad (2.49)$$

где m и n — конечные целые числа; a_i и b_i — коэффициенты.

Рассмотренные выше уравнения состояния отображают приближенно поведение реальных тел, они не соответствуют ни одному из них. Кривые скоростей деформирования реальных тел при постоянном напряжении асимптотически стремятся к координатным осям $d\varepsilon/dt$ и t , однако ни один из законов линейного деформирования, заданных в дифференциальной форме, не удовлетворяет этому условию.

Теория Л. Больцмана. Используя опыты ряда авторов, а также принимая существование линейной связи между напряжениями и деформациями, Л. Больцман в 1874 г. предложил теорию, описывающую наследственные деформации ползучести с помощью интегральных уравнений с переменным верхним пределом. Теория Л. Больцмана получила дальнейшее развитие в работах В. Вольтерра, опубликованных в 1897–1913 гг.

Согласно Л. Больцману, напряжение в упругом теле зависит не только от деформаций, полученных в данный момент времени, но и от предшествующей истории деформирования. Точно также деформация упругого тела зависит не только от напряжений, полученных в данный момент времени, но и от предшествующей истории загрузки. Вводя понятие о "функции ползучести" $K(t-\vartheta)$, определяющей скорость ползучести тела от единичного напряжения, приложенного в момент времени $t=0$, и суммируя приращения деформаций (вызванные приращениями напряжений) на основе закона наложения получено уравнение состояния упругоползучего материала в виде следующего интегрального уравнения:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E} + \int_0^t K(t-\vartheta) \sigma(\vartheta) d\vartheta, \quad (2.50)$$

где σ — напряжение; E — модуль упругости; ϑ — момент приложения напряжения; t — время, для которого определяется деформация.

Выражение (2.50) является частным случаем линейного интегрального уравнения с переменным верхним пределом В. Вольтерра второго рода, в котором ядро (функция ползучести) K является функцией не

разности аргументов $(t-\vartheta)$, а их произвольной функцией $K(t, \vartheta)$. Уравнение В. Вольтерра, в отличие от (2.50), не инвариантно относительно начала отсчета времени. В связи с изложенным выше эта теория обычно называется теорией наследственной ползучести Больцмана-Вольтерра.

Из решения уравнения (2.50) относительно $\sigma(t)$ получают

$$\sigma(t) = E\varepsilon_0 - \int_0^t R(t-\vartheta)\varepsilon(\vartheta)d\vartheta. \quad (2.51)$$

В уравнениях (2.50) и (2.51) первые члены правых частей отображают мгновенную деформацию и начальное напряжение тела, а вторые — ползучесть и изменение напряжения во времени. При постоянном напряжении $\sigma_0 = \text{const}$ и деформаций $\varepsilon_0 = \text{const}$ уравнения (2.50) и (2.51) переписываются в следующем виде:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E} + \sigma_0 \int_0^t K(t-\vartheta)d\vartheta, \quad (2.52)$$

$$\sigma(t) = \varepsilon_0 E - \varepsilon_0 \int_0^t R(t-\vartheta)d\vartheta. \quad (2.53)$$

Из уравнений следует, что в процессе деформирования имеет место изменение свойств материала. Действительно из (2.53) следует:

$$\sigma(t) = \varepsilon_0 \left[E - \int_0^t R(t-\vartheta)d\vartheta \right] = E(t)\varepsilon_0. \quad (2.54)$$

Дифференцируя уравнения (2.52) и (2.53) по t и принимая, что $\sigma_0=1$ и $\varepsilon_0=1$, получим:

$$K(t-\vartheta) = \frac{d\varepsilon}{dt}, \quad (2.55)$$

$$R(t-\vartheta) = -\frac{d\sigma}{dt}, \quad (2.56)$$

т.е. ядро интегрального уравнения $K(t-\vartheta)$ и его резольвента $R(t-\vartheta)$ представляют собой скорости изменения ползучести и напряжения при $\sigma_0=1$ и $\varepsilon_0=1$. Следовательно, эти функции можно определить из испытаний образцов при постоянном напряжении $\sigma_0=1$ и постоянной деформации $\varepsilon_0=1$.

Уравнения (2.50) и (2.51) обобщают все уравнения состояния, заданные в дифференциальной форме. В зависимости от вида функции ползучести $K(t-\vartheta)$ и релаксации напряжения $R(t-\vartheta)$ из указанных соотношений можно получить законы деформирования ньютоновского, максвеллова, Кельвина-Фохта, Гогенэмзера-Прагера и других тел [15]. При $(t-\vartheta)=0$ уравнение (2.50) переходит в закон Гука.

В своих исследованиях Л. Больцман функцию ползучести (2.55) представил в следующем виде:

$$K(t-\vartheta) = \frac{d}{dt} A(t-\vartheta) = \frac{A}{t-\vartheta}, \quad (2.57)$$

где $(t-\vartheta)$ — длительность загрузки; A — параметр, определяемый из опыта.

2.5. ТЕОРИИ ПОЛЗУЧЕСТИ

Основной задачей теорий ползучести является определение изменений напряжений и деформаций в заданном твердом теле, если известны действующие на него внешние силы, перемещения на его поверхности или другие граничные условия. В силу сложности явления ползучести, большого разнообразия влияющих на него факторов и различия свойств реальных материалов, которые обладают свойством ползучести, созданы различные теории ползучести, которые отличаются друг от друга уравнениями состояния (определяющими или физическими уравнениями), связывающими между собой напряжения σ_t , деформации ϵ_t и время t :

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_t &= f(\sigma_t, t); \\ \sigma_t &= F(\epsilon_t, t). \end{aligned} \right\} \quad (2.58)$$

Основой для определения свойств ползучести и создания соответствующей теории ползучести для реального тела служат полученные из опыта зависимости напряжение — мгновенная (условно-мгновенная) деформация и семейства экспериментальных кривых ползучести или релаксации напряжений во времени. Однако, поскольку эксперименты по определению кривых релаксации напряжений во времени достаточно сложны, то в основу теории обычно кладут экспериментальные кривые ползучести, определяемые испытанием нескольких образцов-близнецов на простое сжатие, растяжение или кручение под действием различных по величине постоянных напряжений (рис. 2.14, а). Из семейства экспериментальных кривых ползучести определяют основные физические соотношения: зависимость напряжение—относительная деформация ползучести для некоторого фиксированного момента времени t_i (см. рис. 2.14, а) и зависимость относительная деформация ползучести — время для некоторого постоянного значения напряжения и всего семейства кривых в целом.

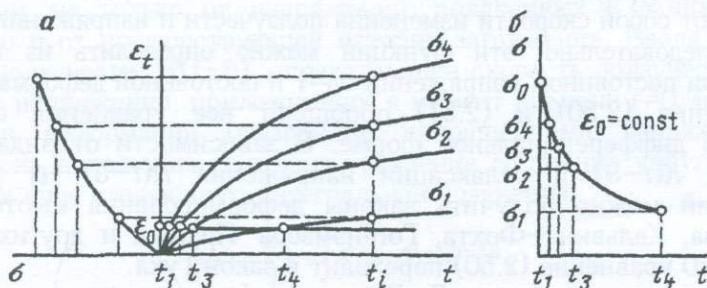


Рис. 2.14. Семейство кривых ползучести, кривая ϵ_t — σ для момента времени t_i (а) и графическое построение кривой релаксации напряжения для $\epsilon_0 = \text{const}$ (б)

Ниже рассматриваются основные физические соотношения ряда теорий ползучести применительно к случаю простейшего вида деформации —

одноосного сжатия (растяжения). Эти соотношения могут быть использованы для описания других простых и сложных видов деформаций объема и формы (сдвига) реальных тел во времени вообще, глинистых грунтов в частности, которые будут обстоятельно рассмотрены в соответствующих главах книги. Все рассмотренные в этом пункте уравнения состояния относятся к некоторому температурно-влажностному режиму испытания материалов, поэтому они не содержат параметров, учитывающих влияния факторов температуры и влажности на их реологические свойства.

Основные физические соотношения. Зависимость напряжение–деформация ползучести. Ползучесть твердых тел, в том числе и глинистых грунтов, может подчиняться линейному или нелинейному закону деформирования. В первом случае (рис. 2.15) эта зависимость изображается прямой, проходящей и через начало координатных осей ϵ_t – σ и подчиняется закону Гука (2.4). В случае нелинейного деформирования кривая ϵ_t – σ изображается в виде единых кривых (см. рис. 2.14, а и рис. 2.15), диаграммы упругопластического тела с линейным или нелинейным упрочнением (см. рис. 2.2, кривые 6, 7) и идеального упругопластического тела Прандтля (см. рис. 2.2, кривая 5).

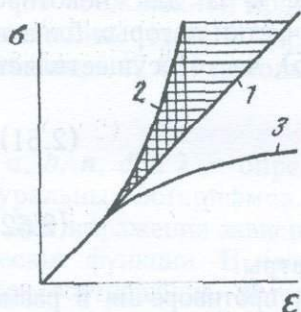


Рис. 2.15. Схематическое изображение диаграмм напряжение σ – деформация ϵ линейнодеформируемого тела Гука (1), тела, обладающего нелинейным упрочнением (3) и нелинейного гидростатического сжатия (2) – уплотнения материала.

Единая экспериментальная кривая ϵ_t – σ , построенная для некоторого фиксированного момента времени t , аппроксимируется степенной, экспоненциальной, логарифмической, гиперболической и другими эмпирическими соотношениями. Наиболее простым из этих соотношений является степенной закон деформирования, предложенный Я. Бернулли в 1694 г., не правильно приписываемый Г. Бюльфингеру (1729) [3]:

$$\epsilon_t = B \cdot \sigma^n, \quad (2.59)$$

где B и n – определяемые из опыта параметры.

На основании многочисленных опытов К. Баха (1897) на растяжение, сжатие, кручение и изгиб разных материалов, В. Шюле [97] переткрыл закон (2.59) Я. Бернулли, который в настоящее время широко известно под названием закона Баха–Шюле. Этот закон в дальнейшем был использован для аппроксимаций деформаций металлов, горных пород, глинистых грунтов, бетонов и других материалов.

В зависимости (2.59) параметр n является лишенной физического смысла безразмерной величиной, а B соответствует деформации тела при

$\sigma=1$ и имеет размерность, обратную размерности напряжения. Степенная функция, как отмечал М. Рейнер [108], обладает рядом недостатков. Например, из нее следует, что когда $n>0$ и $\varepsilon_t \rightarrow 0$, модуль деформации для некоторого фиксированного значения деформации

$$E(\varepsilon_t = \text{const}) = B^{-1/n} \varepsilon_t^{(1/n)-1} = B_1 \varepsilon_t^{-n_1} \rightarrow \infty, \quad (2.60)$$

т.е. при отсутствии напряжения тело является абсолютно жестким, а при неограниченном возрастании деформации $E=0$.

В (2.59) имеется также противоречие в размерности B , названное М. Рейнером [108] "возражением размерности". Последнее легко устранить путем представления напряжения в виде безразмерной величины относительного напряжения $\sigma/\sigma_{\text{US}}$ (σ_{US} — временное сопротивление материала, или единичное напряжение), как это было сделано М. Рейнером при определении степенной зависимости между вязкостью и проводимостью стекла и А. Надаи [97] для описания ползучести стали $\sigma = \sigma^*(\dot{\varepsilon}/\dot{\varepsilon}^*)$, где σ^* и $\dot{\varepsilon}^*$ — константы материала, имеющие размерности напряжения и скорости деформации. Другие недостатки (2.59) устраняются различными приемами, приводящими к его существенному усложнению.

Аппроксимация экспериментальных кривых $\varepsilon_t-\sigma$ для некоторого фиксированного момента времени t , начальные участки которых близки к линейному закону деформирования (см. рис.2.15), часто осуществляется функцией следующего вида

$$\varepsilon_t = \alpha\sigma \mp \beta\sigma^n, \quad (2.61)$$

или

$$\sigma = a\varepsilon_t \pm b\varepsilon_t^{n_1}, \quad (2.62)$$

где α , β , a и b — определяемые из опыта параметры.

В этих выражениях, как и в (2.59), имеются противоречия в размерностях α , β , a и b , которые могут быть легко устранены указанным выше приемом — представлением напряжений и деформаций в безразмерных величинах. Отметим также, что формулы (2.61) и (2.62) характеризуют деформирование образцов при одноосном сжатии и растяжении. Они пригодны также для определения деформаций кручения (сдвига), а при деформации объема вторые члены правых частей этих соотношений будут иметь противоположные знаки.

Выражение вида (2.61) было получено впервые П. Дюпеном в 1811 г. при исследовании зависимости прогиба балки от действия сосредоточенной силы, а (2.62) — И. Ходкинсоном в 1843 г. при аппроксимации результатов испытания железа на сжатие и растяжение при $n=2$. В дальнейшем соотношение (2.61) было использовано для аппроксимации кривых $\varepsilon_t-\sigma$ чугунных стержней Ф. Кольраушем и Э. Грюнайzenом (1901 г.), при сжатии образцов бетона П.И. Васильевым (1951), а при решении задач нелинейной теории ползучести стареющих тел Н.Х. Арутюняном и другими.

Степенные функций (2.59) и (2.61) получили широкое применение и для выражения связи между напряжениями и деформациями объема и формы

(сдвига) глинистых грунтов (М.Н. Гольдштейн, С.С. Вялов, С.Р. Месчан и др.). Чтобы устранить отмеченное выше "возражение размерности" следуя М. Рейнеру в дальнейшем в указанных выражениях под напряжением будем понимать безразмерное соотношение $\sigma / (\bar{\sigma} = 1)$. В целях упрощения записи зависимости напряжение-деформация знаменатель $\bar{\sigma} = 1$ будет опущен.

Такой же прием применен для устранения "возражения размерности" в рассмотренных ниже экспоненциальных и логарифмических выражениях.

Экспоненциальное соотношение для выражения зависимости напряжение-деформация впервые использовал Я. Риккати в 1721 г. В 1839 г. Ж. Понселе применил эту функцию

$$\varepsilon_t = \sigma(a + be^{m\sigma}), \quad (2.63)$$

для описания деформаций латуни, А. Эмблер в 1880 г. использовал для растяжения индийской резины, а К. Содерберг в 1936 г. для растяжения стали.

В несколько иных формах эта функция

$$\varepsilon_t = e^{-m\sigma} - 1, \quad (2.64)$$

была записана Э. Хартингом (1893) для деформации растяжения кожи, сжатия обожженной красной глины и пробки, П. Людвигом (1908) для растяжения стали и т.д. Для объемных деформаций грунтов соотношение вида (2.65) использован С.Р. Месчаном (1957) и др.:

$$\varepsilon_\tau = d \left[1 - \varepsilon^{-\lambda\sigma} \right], \quad (2.65)$$

где a, b, n, d и λ — определяемые из опыта параметры, e — основание натуральных логарифмов.

Для выражения зависимости ε_t - σ получили применение также логарифмические функции. В частности Д. Лесли (1823) предложил логарифмическое соотношение, которое Ж. Понселе (1841) представил в следующем виде:

$$\sigma_t = a + b \lg \varepsilon. \quad (2.66)$$

Для той же цели применяются гиперболические функции Д. Кокса (1856)

$$\varepsilon_t = \sigma / (a - b\sigma); \quad (2.67)$$

$$\varepsilon_t = ksh(\sigma / s), \quad (2.68)$$

и С.П. Тимошенко (1931)

$$\varepsilon_t = \frac{\sigma \cdot \sigma_{yp}}{E_0(\sigma_{yp} - \sigma)}. \quad (2.69)$$

Дробно-линейная (гиперболическая) функция С.П. Тимошенко применена С.С. Вяловым [9] для аппроксимаций кривых ε_t - σ мерзлых и немерзлых грунтов. В отличие от других эмпирических соотношений, входящие в это выражение параметры не лишены физического смысла. Из выражения (2.69) следует, что при $\sigma \rightarrow 0$ $E = \sigma / \varepsilon_t \rightarrow -E_0$, а при $\sigma = \sigma_{yp}$ $E \rightarrow 0$. Здесь E_0 является начальным модулем деформаций, а σ_{yp} — пределом текучести, соответствующим неограниченному возрастанию деформаций $\varepsilon \rightarrow \infty$. Приме-

чательным является то, что эта функция содержит константы E_0 и $\sigma_{ур}$, при помощи которых кривую $\varepsilon_t - \sigma$ можно аппроксимировать вплоть до разрушения материала, т.е. до наступления текучести.

Из сопоставления (2.69) с (2.67) следует, что $a = E_0$, а $b = E_0 / \sigma_{ур}$.

Зависимость деформация ползучести – время. Экспериментальные кривые ползучести (см. рис. 2.14, а) могут характеризовать затухающую или незатухающую во времени деформацию (рис. 2.9). Кривые затухающей ползучести аппроксимируют экспоненциальной зависимостью вида:

$$\varepsilon_t = C_0 \left[1 - \exp(-\Delta_0 \cdot t^{\lambda_0}) \right], \quad (2.70)$$

где C_0 , Δ_0 и λ_0 параметры, определяемые из опыта; t – время.

Выражение (2.70) предложено Ф. Кольраушем в 1863 г. для описания ползучести стекловолокна. В дальнейшем оно получило широкое применение в теории ползучести бетона [1], глинистых грунтов [67, 82] других материалов с учетом их специфических особенностей.

Для аппроксимации кривых незатухающей ползучести стали (К. Содерберг), бетона (Л. Штрауб), скальных пород (Ж.С. Ержанов) и глинистых грунтов (М.Н. Гольдштейн и С.С. Бабицкая. С.Р. Месчян и др.) получило широкое применение степенная функция:

$$\varepsilon_t = A \cdot t^m, \quad (2.71)$$

где A и m – параметры, определяемые из опыта.

Соотношение (2.71) предсказывает непрерывное возрастание деформаций при $t \rightarrow \infty$ в условиях непрерывного снижения ее скорости $\dot{\varepsilon} \rightarrow 0$, не переходящей в течение.

В реологии глинистых грунтов получили также широкое применение логарифмические функций Г.И. Покровского (2.72) и К. Бюисмана (2.73):

$$\varepsilon_t = L \cdot \ln(\lambda t + 1), \quad (2.72)$$

$$\varepsilon_t = a + b \lg t, \quad (2.73)$$

где L , λ , a и b – определяемые из опыта параметры.

Логарифмические функции, как и степенная зависимость (2.71), предсказывают постепенное, непрерывное снижение скорости ползучести ($\dot{\varepsilon} \rightarrow 0$) при стремлении деформаций к бесконечности, но с меньшей интенсивностью, чем по степенному закону. Отметим также, что выражение (2.73) менее строгое, чем (2.72). Из (2.72) следует, что при $t=0$, $\varepsilon_t=0$, тогда как по (2.73) $\varepsilon_t=-\infty$. Следовательно (2.73) пригодно только для описания ползучести при $t \geq 1$, параметр a представляет собой деформацию ползучести к моменту времени $t=1$.

По аналогии с изложенным выше приемом устранения "возражения размерности" в соотношениях (2.70)–(2.73) под t будем подразумевать безразмерную дробь $t/(\bar{t}=1)$. В этих соотношениях знаменатель дроби $\bar{t}=1$ будет опущен также в целях упрощения их записи.

Деформацию затухающей ползучее переходящую в течение (см. рис. 2.9), исключая третью стадию – стадию деформаций с возрастающей

скоростью (см. рис. 2.16), наступление которой для глинистых грунтов не представляет интереса с точки зрения определения деформаций, следуя И.Н. Эндрайде (1910), можно представить в виде двух кривых. Одна из них характеризует затухающую ϵ_{dt} , а другая незатухающую ϵ_{vt} ползучесть (течение). Тогда суммарная деформация ползучести при данном постоянном напряжении $\sigma = \text{const}$ будет равна:

$$\epsilon_t = \epsilon_{dt} + \epsilon_{vt}. \quad (2.74)$$

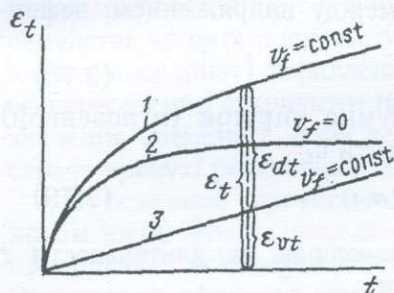


Рис. 2.16. Кривая ползучести ϵ_t-t (1) и ее представление (по Эндрайде) в виде кривых затухающей ползучести (2) и течения (3). v_f — конечная (стабилизированная) скорость ползучести

Затухающая ползучесть ϵ_{dt} аппроксимируется выражением (2.70), а течение (деформация с постоянной скоростью) выражением

$$\epsilon_{vt} = v_\epsilon \cdot t, \quad (2.75)$$

где v_ϵ — скорость относительной деформации вязкого течения.

Выражение (2.74), с учетом (2.70) и (2.75) запишется в виде

$$\epsilon_t = C_0 \left[1 - \exp(-\Delta_0 t^{\lambda_0}) \right] + v_\epsilon t. \quad (2.76)$$

В заключение отметим, что деформацию ползучести ϵ_t при единичном напряжении $\sigma=1$ принято называть мерой ползучести [1] и обозначать $C(t)$. Следовательно $\epsilon_t(\sigma=1=C(t))$.

Понятие о взаимоподобии кривых ползучести и изохронных кривых $\epsilon_t-\sigma$. Экспериментальные кривые ползучести, определенные испытанием образцов-близнецов под действием различных постоянных напряжений, могут быть как взаимоподобными, так и не взаимоподобными.

Взаимоподобие кривых вообще, ползучести в частности, определяется постоянной пропорциональностью их ординат, т.е. возможностью получения одних кривых умножением ординат других на постоянный множитель. Если за основу принять кривую, определенную при единичном напряжении (мера ползучести) $\sigma=1$, то указанный множитель будет некоторой функцией напряжения $F(\sigma)$, определяемой по результатам аппроксимаций изохронных кривых $\epsilon_t-\sigma$ (на рис. 2.14 показана одна кривая для $t=t_1$) выражениями (2.59), (2.61)–(2.69) и удовлетворяющей условию $F(\sigma=1)=1$.

Из взаимоподобия кривых ползучести (см. рис. 2.14) следует взаимоподобие кривых $\epsilon_t-\sigma$, построенных для различных моментов времени t_i . Это значит, что для различных значений t_i будем иметь одну единую функцию

напряжения $F(\sigma)$. Очевидно, что при отсутствии подобия между кривыми ползучести $F(\sigma)$ будет зависеть от фактора времени t . Поэтому в этом случае выражения (2.59), (2.61)–(2.69) должны быть определены для различных моментов времени t_i , соотношение ε_t – σ записано следующим образом:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_t(\sigma, t). \quad (2.77)$$

Теория старения. 1. Теория старения, которая не имеет ничего общего с явлением физического старения материалов во времени, согласно формулировке К. Содерберга определяется (при $T=const$) существованием постоянной зависимости между напряжением, деформацией и временем [42]:

$$\Phi_1(\sigma, \varepsilon, t) = 0, \quad (2.78)$$

а полная деформация определяется как сумма упругой (мгновенной) деформации ε_e (2.4) и деформацией ползучести ε_t :

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_e + \varepsilon_t = \sigma/E + \varepsilon_t(\sigma, t), \quad (2.79)$$

где $\varepsilon_t(\sigma, t)$ – деформация ползучести, зависящая от длительности t действия напряжения σ ; E – модуль упругости.

В случае подобия кривых ползучести

$$\varepsilon_t(\sigma, t) = C(t) \cdot F(\sigma), \quad (2.80)$$

где мера ползучести $C(t)$ является только функцией времени, характеризующей ползучесть материала при единичном напряжении $\sigma=1$; $F(\sigma)$ – функция напряжения, характеризующая линейную и нелинейную зависимости между напряжениями и деформациями ползучести. При линейной ползучести $F(\sigma)=\sigma$.

Функция напряжения определяется из следующего соотношения:

$$F(\sigma) = \frac{\varepsilon_t(\sigma)}{\varepsilon_t(\sigma=1)} = \frac{\varepsilon_t(\sigma)}{C(t)}, \quad (2.81)$$

где $\varepsilon_t(\sigma)$ – аналитическое выражение кривой зависимости ε_t – σ для некоторого фиксированного момента времени t ; $\varepsilon_t(\sigma=1)=C(t)$ – деформация меры ползучести в тот же момент времени t .

Выражение (2.79) с учетом (2.80) запишется в виде

$$\varepsilon(t) = \sigma/E + C(t) \cdot F(\sigma) = \sigma/E + C(t) \cdot \sigma^n, \quad (2.82)$$

где $F(\sigma)$ определяется из соотношения (2.81) с учетом (2.59):

$$F(\sigma) = \frac{B\sigma^n}{B} = \sigma^n. \quad (2.83)$$

Мера ползучести $C(t)$ может быть представлена выражениями видов (2.70)–(2.74), определяемыми аппроксимацией опытных кривых, полученных при $\sigma=1$.

В формулировке (2.82) уравнение релаксации напряжений по теории старения записывается в следующем виде:

$$\sigma_e + C(t) \cdot \sigma^n E = \sigma_0 = const. \quad (2.84)$$

Чтобы построить кривую релаксации напряжений следует задать несколько значений σ , по этим значениям из (2.84) определить функцию $C(t)$, а по ее кривой — соответствующие им значения времени. Для построения семейства кривых релаксации напряжений эту операцию следует повторить для различных значений σ_0 .

Кривую релаксации напряжений можно построить также графическим методом, используя для этого семейство экспериментальных кривых ползучести [55]. Для построения кривой релаксации напряжений при начальной постоянной деформации $\epsilon_0 = \text{const}$ ($\sigma_0 = \epsilon_0 E$) следует на графике семейства кривых ползучести (рис. 2.14, а) провести (на расстоянии ϵ_0 от начала координат) параллельную к оси абсцисс прямую, отметить точки ее пересечения с кривыми ползучести и определить соответствующие им значения времени t . Зная величины σ и соответствующие им значения t строят кривую релаксаций напряжений (рис. 2.14, б).

В основное уравнение (2.82) теории старения время входит в явном виде. Это значительно облегчает решение прикладных задач, но приводит к неинвариантности (2.82) относительно отсчета времени. Эта теория обладает еще тем недостатком, что деформация в данный момент времени определяется напряжением, приложенным в этот же момент времени и не зависит от ранее приложенных напряжений — от наследственности деформаций ползучести.

Проверка применимости теории старения для описания процесса ползучести материала по времени, как и во всякой другой теории, сводится к сопоставлению кривых ползучести (рис. 2.17), определенных из опыта при переменном во времени ступенчато возрастающем напряжении (сплошная линия) и построенного (штрихпунктир) по соотношению теории, составленной на основании аппроксимации экспериментальных кривых, полученных испытанием образцов-близнецов под действием постоянных напряжений $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ и т.д. (рис. 2.14, а).

При линейной и нелинейной ползучести длительные деформации по теории старения при ступенчато возрастающем напряжении определяют из следующих соотношений:

$$\epsilon_t = C(t_1) \cdot \sigma_1; C(t_2 - t_1) \cdot \sigma_2; \dots C(t_k - t_{k-1}) \cdot \sigma_k, \quad (2.85)$$

$$\epsilon_t = C(t_1) \cdot \sigma_1^n; C(t_2 - t_1) \cdot \sigma_2^n; \dots C(t_k - t_{k-1}) \cdot \sigma_k^n. \quad (2.86)$$

Уравнения (2.85) и (2.86) предсказывают, что в пределах первой ступени напряжения σ_1 (см. рис. 2.17) деформация ползучести протекает по отрезку OA_1 кривой $\sigma_1 = \text{const}$. При увеличении напряжения (в момент времени t_1) до σ_2 теория предсказывает скачкообразное изменение деформации на величину A_1A_2 в тот же момент времени и дальнейшее ее возрастание по отрезку экспериментальной кривой A_2B_2 при $\sigma_2 = \text{const}$. Точно также при увеличении напряжения до σ_3 в момент времени t_2 имеет место скачкообразное изменение деформации на величину B_2B_3 в тот же момент времени и дальнейшее ее развитие по отрезку B_3C_2 экспериментальной кривой для $\sigma_3 = \text{const}$.

Таким образом, из теории старения следует, что деформация ползучести при ступенчато возрастающем напряжении по частям совпадает (в пределах действия данной ступени напряжения) с экспериментальными кривыми ползучести, определенными при тех же значениях постоянного напряжения. Как видно на рис. 2.17, предсказание теории о процессе ползучести материала плохо согласуется с экспериментом при ступенчато возрастающих напряжениях. В эксперименте никогда не наблюдается скачкообразного изменения ползучести в моменты возрастания напряжений. Вместе с тем эта теория приводит к правильным качественным и количественным результатам при постоянных и слабо изменяющихся напряжениях.

Проверку теории ползучести можно осуществить также аппроксимацией экспериментальных кривых релаксации напряжений по кривым ползучести. Однако предсказания кривых релаксации напряжений различными теориями качественно удовлетворительные, а количественное расхождение можно отнести к разбросу опытных данных [106]. Потому проверку применимости теории по изложенной выше методике является предпочтительней в силу контрастности полученных результатов.

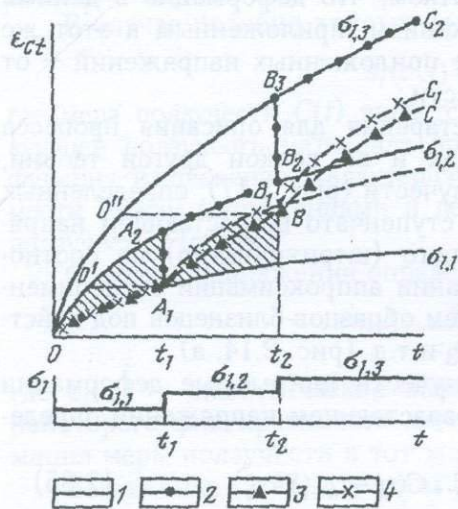
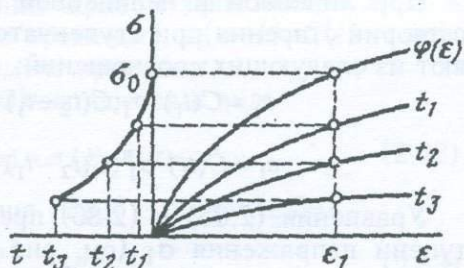


Рис. 2.18. Семейство кривых $\sigma-\epsilon$ для различной длительности действия постоянных напряжений и кривая $\sigma-t$ для фиксированной деформации $\epsilon_1 = \text{const}$

Рис. 2.17. Схемы графического построения кривых ползучести при ступенчато-возрастающих нагрузках по теориям старения, упрочнения и наследственной ползучести на основании семейства экспериментальных кривых, полученных испытанием образцов под действием постоянных напряжений:

1 — экспериментальные кривые. Кривые, построенные по теориям: 2 — старения; 3 — упрочнения; 4 — наследственной ползучести



2. Используя семейства изохронных кривых $\epsilon-\sigma$ (рис. 2.18), построенного на основании семейства кривых ползучести для различных фиксированных моментов времени t , Ю.Н. Работнов в 1948 г. предложил более общую форму записи зависимости напряжение-деформация-время:

$$\sigma = \varphi(\epsilon, t). \quad (2.87)$$

Принимая условие подобия кривых $\varepsilon-\sigma$ (рис. 2.18) для различных моментов времени (включая $t=0$) Ю.Н. Работнов выражение (2.135) представил в виде произведения двух функций:

$$\sigma = \varphi(\varepsilon) \cdot \mathcal{G}(t) \text{ или } \varphi(\varepsilon) = \sigma \cdot \mathcal{G}_1(t), \quad (2.88)$$

где $\mathcal{G}(t)$ – некоторая функция времени; $\varphi(\varepsilon)$ – некоторая функция только деформации.

При $t \geq 0$, $\mathcal{G}(t=0)=1$, тогда из (2.136) следует:

$$\sigma = \varphi(\varepsilon) \cdot \mathcal{G}(t) = A\varepsilon^\lambda. \quad (2.89)$$

Выражение (2.89) характеризуется определяемая из опыта закономерность нелинейного сжатия (растяжения) стали в момент $t=0$. Для определения функции времени $\mathcal{G}(t)$ используется аппроксимация кривой $\sigma-t$, построенной для фиксированного значения деформации ε_1 , показанной в левой части рис. 2.18, выражением

$$\sigma(t) = \sigma_0 / (1 + \lambda t^\beta), \quad (2.90)$$

где σ_0 – напряжение при $t=0$; λ и β – определяемые из опыта параметры.

Функция времени, на основании (2.90) записывается следующим образом

$$\mathcal{G}(t) = 1 / (1 + \lambda t^\beta), \quad (2.91)$$

удовлетворяющая условию $\mathcal{G}(t=0)=1$.

Если кривые $\varepsilon-\sigma$ не подобны Ю.Н. Работнов рекомендовал для решения задач ползучести применять решения теории пластичности для каждого рассматриваемого момента времени.

3. Другой вариант теории старения, который называется также теорией течения, предложен К. Дейвенпортом в 1938 г. и развит в работах Л.М. Качанова [42]. Эта теория устанавливает зависимость между скоростью ползучести $\dot{\varepsilon}_t$, напряжением σ и временем t :

$$\dot{\varepsilon}_t = \dot{\varepsilon}_t(\sigma, t). \quad (2.92)$$

В случае подобия кривых ползучести из (2.92) следует

$$\dot{\varepsilon}_t = F(\sigma) \cdot B_1(t), \quad (2.93)$$

где

$$B_1(t) = \frac{d}{dt} C(t). \quad (2.94)$$

Если иметь в виду то, что скорость упругой деформации

$$\dot{\varepsilon}_e = \frac{1}{E} \frac{d\sigma}{dt}, \quad (2.95)$$

то из условия $\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}_e + \dot{\varepsilon}_t$ следует выражение:

$$\dot{\varepsilon} = \frac{1}{E} \frac{d\sigma}{dt} + B_1(t) \cdot \sigma^n, \quad (2.96)$$

обобщающее уравнение Максвелла (2.42) на случай переменной вязкости, которая моделируется увеличением густоты вязкой жидкости в соответствии с множителем $B_1(t)$ [42].

Для получения выражения релаксации напряжений принимается, что в момент времени $t=0$ тело получает постоянную деформацию $\varepsilon_0 = \sigma_0 / E = \text{const}$. Если ε_0 подставить в левую часть формулы (2.96), получим уравнение релаксации напряжений

$$\frac{d\sigma}{dt} + \sigma^n \cdot B_1(t) \cdot E = 0, \quad (2.97)$$

а из его интегрирования, с учетом начального условия $\sigma(t=0) = \sigma_0$, следует

$$\sigma(t) = \sigma_0 \left[1 + (n-1) E \cdot \sigma_0^{n-1} C(t) \right]^{-\frac{1}{n-1}}, \quad (2.98)$$

что с ростом времени напряжение в материале снижается.

Если первый член правой части (2.96) приравнять к нулю, т.е. пренебречь скоростью упругих деформаций, а $B_1(t)$ заменить предельным значением скорости деформации ползучести B_1 , то будем иметь выражение:

$$\dot{\varepsilon}_t = B_1(t) \cdot \sigma^n, \quad (2.99)$$

называемое уравнением теории постоянной скорости (течения) в формулировке Л.М. Качанова [42]. Выражение (2.98) устанавливает нелинейную зависимость между скоростями течения и напряжениями. В этой теории истинная кривая ползучести заменяется прямой течения $\varepsilon_{vt} - t$, проходящей через начало координат (см. рис. 2.16), что в ряде случаев вполне допустимо.

Рассмотрение релаксации напряжений в теории течения не имеет смысла.

Теория упрочнения. Теория упрочнения сформулирована работами П. Людвига, А. Надаи, К. Дейвенпорта и развита работами Ю.Н. Работнова [106] и его учеников. Эта теория устанавливает постоянную зависимость между скоростью ползучести $\dot{\varepsilon}_t$, напряжением σ и величиной деформации ползучести ε_t , накопленной материалом до данного момента времени:

$$\Phi_2(\sigma, \dot{\varepsilon}_t, \varepsilon_t) = 0. \quad (2.100)$$

Выражение (2.91) можно записать также в виде

$$\dot{\varepsilon}_t = \frac{f_1(\sigma)}{f_2(\varepsilon_t)}, \quad (2.101)$$

из которого следует, что с увеличением σ скорость ползучести возрастает, а по мере накопления деформации она уменьшается. Уменьшение скорости ползучести объясняется изменением состояния материала — его упрочнением.

Предпосылки, положенные в основу теории упрочнения, полностью согласуются с экспериментом в пределах затухающей ползучести (см. рис. 2.9). Действительно, если учесть, что скорость ползучести представляет собой угловой коэффициент касательной к заданной точке кривой, то по мере возрастания времени действия нагрузки и накопления деформации она будет уменьшаться до некоторой постоянной величины. Вместе с тем при переходе от одной кривой ползучести к другой, в некоторый фиксированный момент времени t (см. рис. 2.14, а), увеличение σ приводит к возрастанию скорости ползучести.

Если для функций $f_1(\sigma)$ и $f_2(\varepsilon_t)$ воспользоваться предложенными в 1938г. А. Надаи соотношениями:

$$f_1(\sigma) = \lambda \cdot \sigma^\beta, \quad (2.102)$$

$$f_2(\varepsilon_t) = \varepsilon_t^\alpha, \quad (2.103)$$

основное уравнение теории упрочнения запишется в следующем виде:

$$\dot{\varepsilon}_t = \frac{\lambda \sigma^\beta}{\varepsilon_t^\alpha} \quad (2.104)$$

или учитывая, что $\dot{\varepsilon} = d\varepsilon_t / dt$, будем иметь:

$$\varepsilon_t^\alpha \cdot d\varepsilon_t = \lambda \sigma^\beta dt. \quad (2.105)$$

Принимая, что при $t=0$, $\varepsilon_t=0$, из (2.105) получим уравнение семейства кривых ползучести для постоянных напряжений

$$\varepsilon_t = [(1+\alpha)\lambda]^{1/(1+\alpha)} \sigma^{\beta/(1+\alpha)} \cdot t^{1/(1+\alpha)} = \left[\frac{\lambda}{m} \right]^m \sigma^{\beta m} t^m, \quad (2.106)$$

где λ , α , β – эмпирические параметры; $m=1/(1+\alpha)$.

По теории упрочнения полная деформация элемента определяется из следующего выражения:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_e + \varepsilon_t = \frac{\sigma}{E} + \left[\frac{\lambda}{m} \right]^m \sigma^{\beta m} t^m, \quad (2.107)$$

где $\varepsilon_e = \sigma/E$ – упруго мгновенная деформация.

Степенной вариант теории упрочнения (2.104) хорошо описывает начальные участки кривых ползучести в стадии затухающих деформаций. Для описания деформации по теории упрочнения Ю.Н. Работновым [106] функция $f_1(\sigma)$ представлена экспоненциальной зависимостью:

$$f_1(\sigma) = k \cdot \exp(\sigma/A), \quad (2.108)$$

а закон упрочнения (2.152) в виде

$$\dot{\varepsilon}_t \cdot \varepsilon_t^\alpha = k \exp(\sigma/A), \quad (2.109)$$

где K , α и A – определяемые из опыта параметры.

Уравнение кривой ползучести при постоянном напряжении имеет следующий вид:

$$\varepsilon_t = \varepsilon - \frac{\sigma}{E} = \left(\frac{k}{m} \right)^m \cdot \exp\left(\frac{\sigma m}{A} \right) \cdot t^m, \quad (2.110)$$

где ε – общая (полная) деформация; σ/E – упругая деформация.

Для определения кривых релаксации напряжений, как и ранее, когда элемент при $t=0$ получает общую постоянную деформацию $\sigma(0) = \varepsilon \cdot E = const$, согласно (2.38) и (2.109) будем иметь

$$\varepsilon_t = \sigma(0)/E - \sigma_e/E. \quad (2.111)$$

Тогда выражение (2.105), с учетом (2.111) и $d\varepsilon = d\sigma/E$, примет вид

$$-[\sigma(0) - \sigma]^\alpha \frac{d\sigma}{\sigma^\beta} = \lambda \cdot E^{\alpha+1} dt, \quad (2.112)$$

из интегрирования которого, с учетом начального условия $t=0$, $\sigma=\sigma(0)$, можно получить уравнение семейства кривых релаксации напряжений в неявном виде:

$$t = \frac{1}{\lambda E^{1+\alpha}} \int_{\sigma}^{\sigma_0} (\sigma(0) - \sigma)^\alpha \frac{d\sigma}{\sigma^\beta}. \quad (2.113)$$

Кривая релаксации напряжений может быть построена и графическим методом, предложенным К. Дейвенпортом, основанном на использовании густого семейства кривых ползучести, который подробно изложен в известной монографии Ю.Н. Работнова [106].

Проверку нелинейной теории упрочнения, с учетом (2.106) и (2.110) выполняют построением кривой ползучести при ступенчатом росте напряжений по выражениям (В.С. Наместников, А.А. Хвостунков, 1960):

$$\varepsilon_t = \left[\frac{\lambda t_1}{m} \sigma_1^\beta + \frac{\lambda(t_2 - t_1)}{m} \sigma_2^\beta + \dots + \frac{\lambda(t_k - t_{k-1})}{m} \sigma_k^\beta \right]^m, \quad (2.114)$$

$$\varepsilon_t = \left[\frac{k t_1}{m} \exp \frac{\sigma_1}{A} + \frac{k(t_2 - t_1)}{m} \exp \frac{\sigma_2}{A} + \dots + \frac{k(t_k - t_{k-1})}{m} \exp \frac{\sigma_k}{A} \right]^m. \quad (2.115)$$

Выражения (2.114) и (2.115) предсказывают, что, как и в теории старения, в пределах первой ступени напряжения σ_1 (рис. 2.17) деформация ползучести протекает по отрезку OA_1 экспериментальной кривой для $\sigma_1 = \text{const}$. При возрастании напряжения до σ_2 в момент времени t_1 скорость ползучести будет обусловлена величиной σ_2 и деформацией ползучести ε_t , накопленной в точке A_1 под действием σ_1 до момента времени t_1 . Тогда деформация ползучести из точки A пройдет со скоростью, равной скорости ее возрастания по кривой $\sigma_2 = \text{const}$, начиная от точки O' , где $\varepsilon_t(A_1) = \varepsilon_t(O')$. Следовательно, для построения кривой для σ_2 следует кривую ползучести при $\sigma_2 = \text{const}$ сдвинуть вправо так, чтобы O' совпала бы с точкой A_1 , т.е. с момента времени t_1 кривая ползучести должна быть параллельной кривой $O'B_2$.

Если продолжить построение кривой ползучести, то деформация, соответствующая третьей ступени напряжения σ_3 , пройдет по кривой BC , параллельную отрезку $O'B_3$, принадлежащей кривой $\sigma_3 = \text{const}$.

Теория пластической наследственности. В 1948 г. Ю.Н. Работнов теорию упругой наследственности Больцмана-Вольтерра (2.50) распространил на пластические деформации — на область нелинейной ползучести. При построении своей теории автор исходил из условия подобия изохронных кривых $\varepsilon - \sigma$ (см. рис. 2.18).

Для одноосного сжатия (растяжения) основную зависимость между напряжениями, деформациями и временем Ю.Н. Работнов представил в виде:

$$\varphi(\varepsilon) = \sigma(t) + \int_0^t K(t-\vartheta) \cdot \sigma(\vartheta) d\vartheta, \quad (2.116)$$

где $\varphi(\varepsilon)$ — функция деформации вида (2.89).

При постоянном напряжении $\sigma = \sigma_0 = \text{const}$ (2.116) принимает вид

$$\varphi(\varepsilon) = \sigma_0 \left[1 + \int_0^t K(t-\vartheta) d\vartheta \right] = \sigma_0 [1 + \Gamma(t)], \quad (2.117)$$

где

$$\Gamma(t) = \int_0^t K(t-\vartheta) d\vartheta. \quad (2.118)$$

Для $t=0$, $\Gamma(t)=0$, тогда из (2.117) получается выражение (2.89) кривой ε — σ для этого момента времени (см. рис. 2.18). Из (2.117) следует также, что между $\varphi(\varepsilon)$ и $\Gamma(t)$ имеется линейная зависимость, поэтому кривые $\varphi(\varepsilon)$ могут быть получены из кривой ε — σ для $t \geq 0$ простым линейным преобразованием.

Ю.Н. Работнов для $\varphi(\varepsilon)$ применил выражение (2.89), а для $K(t-\vartheta)$ соотношение

$$K(t-\vartheta) = A_1(t-\vartheta)^{-\alpha}, \quad (2.119)$$

определяемого из (2.55) с учетом выражения меры ползучести (2.71).

Учитывая (2.89) и (2.119) уравнение (2.117) записывается следующим образом

$$A\varepsilon^\lambda = \left[1 + \frac{A_1}{1-\alpha} t^{1-\alpha} \right] \sigma_0. \quad (2.120)$$

Из решения уравнения (2.116) относительно σ получается выражение релаксации напряжений

$$\sigma(t) = \varphi(\varepsilon) - \int_0^t R(t-\vartheta) \varphi(\varepsilon) d\vartheta, \quad (2.121)$$

где $R(t-\vartheta)$ — резольвента ядра интегрального уравнения $K(t-\vartheta)$.

Теория упругоползучего тела. Теория упругоползучего тела (наследственной ползучести стареющего материала — бетона) является применением линейной теории Больцмана—Вольтерра (см. выше) к стареющему во времени материалу и ее дальнейшим развитием на случай нелинейной ползучести.

В основу линейного варианта теории Г.Н. Масловым [56] положены следующие предпосылки: 1) изотропность материала, 2) линейная зависимость между напряжениями, мгновенными и ползучими деформациями, 3) возможность наложения деформаций ползучести, 4) независимость деформаций от знака напряжения, 5) наличие одинаковой зависимости от времени всех видов единичной деформаций, 6) возможность пренебрежения восстанавливающим эффектом ползучести при разгрузке элемента, 7) зависимость ползучести и мгновенных деформаций от возраста бетона ϑ .

В соответствии с изложенным выше полная относительная деформация сжатия элемента при постоянном единичном напряжении $\sigma=1$ определяется из следующего соотношения (рис. 2.19, а):

$$\delta(t, \vartheta) = \varepsilon_0(\vartheta) + \varepsilon_t(t, \vartheta) = \frac{1}{E_0(\vartheta)} + C(t, \vartheta), \quad (2.122)$$

где $\varepsilon_0(\vartheta)$ — упругомгновенная деформация; $E_0(\vartheta)$ — модуль мгновенной деформации; $\varepsilon_t(t, \vartheta) = C(t, \vartheta)$ — деформация (мера) ползучести к моменту времени t от единичного напряжения, приложенного в момент времени ϑ . Производные функций $1/E_0(\vartheta)$ и $C(t, \vartheta)$ по времени имеют отрицательный знак, поскольку по мере возрастания возраста бетона эти функции уменьшаются.

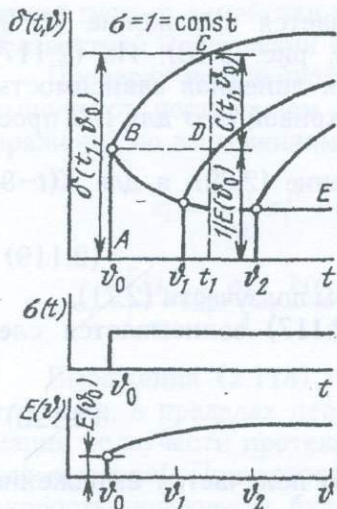


Рис. 2.19. Кривые длительного деформирования $\delta(t, \vartheta)$ стареющего материала; определенные в возрастах $\vartheta_1, \vartheta_2 \dots$ под действием единичного напряжения $\sigma=1=const$, и изменимость модуля мгновенной деформации $E(\vartheta)$ во времени. AB — мгновенная деформация; CD — деформация при $t=t_1$ для возраста материала ϑ_0 ; BE — кривая изменемости мгновенной деформации в зависимости от возраста материала

Выражение полной, относительной деформации от действия постоянного напряжения $\sigma(\vartheta_0)$ записывается в виде

$$\varepsilon(t) = \delta(t, \vartheta_0)\sigma(\vartheta_0), \quad (2.123)$$

а в случае нарастания напряжения ступенями $\Delta_i\sigma(\vartheta_i)$ при $t \geq \vartheta_0$ будем иметь

$$\varepsilon(t) = \sigma(\vartheta_0)\delta(t, \vartheta_0) + \sum_{i=1}^n \Delta_i\sigma(\vartheta_i)\delta(t, \vartheta_i), \quad (2.124)$$

где ϑ_i — моменты приложения ступеней напряжения.

При непрерывном нарастании напряжения σ (2.124) записывается в следующей интегральной форме:

$$\varepsilon(t) = \sigma(\vartheta_0)\delta(t, \vartheta_0) + \int_{\vartheta_0}^t \frac{d\sigma(\vartheta)}{d\vartheta} \delta(t, \vartheta) d\vartheta, \quad (2.125)$$

а после интегрирования по частям и учитывая, что $\delta(t, t) = 1/E(t)$:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E_0(t)} - \int_{\vartheta_0}^t \sigma(\vartheta) \frac{\partial \delta(t, \vartheta)}{\partial \vartheta} d\vartheta. \quad (2.126)$$

Выражение (2.126) представляет собой интегральное уравнение В. Вольтерра второго рода с переменным верхним пределом относительно

$\sigma(t)$ с ядром $K(t, \vartheta) = \partial\delta(t, \vartheta) / \partial\vartheta \leq 0$, которое для нестарееющего материала совпадает с уравнением Л. Больцмана (2.52).

Для выражения $\delta(t, \vartheta)$ Г.Н. Масловым рассмотрены случаи деформации бетона: 1) при учете гипотезы Гленвилля (1930 г.) о взаимной параллельности кривых ползучести, определенных в различных возрастах бетона, т.е. независимости $\partial\delta(t, \vartheta) / \partial\vartheta$ от координаты ϑ и 2) при постоянном модуле мгновенной деформации E_0 и ползучести старого (не старееющего) бетона. В первом случае (2.122) записано в виде:

$$\delta(t, \vartheta) = \frac{1}{E_0(\vartheta)} + C(t) - C(\vartheta), \quad (2.127)$$

а во-втором случае:

$$\delta(t, \vartheta) = 1/E_0 + 1/C_0 \{1 - \exp[-\Delta(t - \vartheta)]\}, \quad (2.128)$$

где C_0 и Δ — определяемые из опыта параметры.

Из основного уравнения теории старения бетона (2.127), развитого в работах И.И. Улицкого, следует, что если известна мера ползучести бетона $C(t, \vartheta_0)$, загруженного в возрасте ϑ_0 , то для получения меры ползучести для любого другого возраста ϑ_i следует из кривой $C(t, \vartheta_0)$ вычесть величину $C(\vartheta_i, \vartheta_0)$ т.е. $C(t, \vartheta_i) = C(t, \vartheta_0) - C(\vartheta_i, \vartheta_0) = C(t) - C(\vartheta_i)$. Здесь время отсчитывается с момента загрузки $\vartheta_0 = 0$, поэтому t_1, t_2, \dots означают продолжительность действия напряжения.

Для случая старееющего во времени бетона, когда мгновенные и ползучие деформации зависят от его возраста, соотношение (2.128) Н.Х. Арутюнян [1] представил в следующем виде:

$$\delta(t, \vartheta) = 1/E_0(\vartheta) + C(t, \vartheta), \quad (2.129)$$

где

$$C(t, \vartheta) = \varphi(\vartheta) \cdot \psi(t - \vartheta) = \varphi(\vartheta) [1 - e^{-\Delta(t - \vartheta)}], \quad (2.130)$$

$$E_0(\vartheta) = E_f [1 - \beta_0 \cdot \exp(-\alpha_0 \vartheta)], \quad (2.131)$$

$E_0(\vartheta)$ — зависящий от возраста бетона модуль мгновенной деформации (рис. 2.19, в); $1/E_0(\vartheta)$ — мгновенная деформация в момент времени ϑ , от приложения единичного напряжения $\sigma=1$; $C(t, \vartheta)$ — мера ползучести; $\varphi(\vartheta)$ — некоторая убывающая функция, характеризующая старение материала во времени (функция старения); $\Delta, \beta_0, \alpha_0$ и E_f — параметры, определяемые из опыта.

Функцию старения $\varphi(\vartheta)$ Н.Х. Арутюнян представил в виде ряда

$$\varphi(\vartheta) = C_0 + \sum_{k=1}^m \frac{A_k}{\vartheta^k}, \quad (2.132)$$

а в частном случае

$$\varphi(\vartheta) = C_0 + A_1 / \vartheta, \quad (2.133)$$

К.С. Карапетян (1962), С.Р. Месчан (1962) и И.Е. Прокопович (1963) функцию $\varphi(\vartheta)$ записали в виде

$$\varphi(\vartheta) = C_0 + \frac{A_0}{B_0 + \vartheta^n}. \quad (2.134)$$

Предложено много других вариантов для функции старения и меры ползучести.

Из (2.130) следует, что при $t \rightarrow \infty$ мера ползучести получает свое предельное значение $\varphi(\vartheta)$, которое принято называть предельной мерой ползучести [1].

Решение интегрального уравнения (2.126) относительно $\sigma(t)$ записывается в виде

$$\sigma(t) = \varepsilon(t) \cdot E_0(t) + \int_{\vartheta_0}^t E_0(\vartheta) \varepsilon(\vartheta) R(t, \vartheta) d\vartheta, \quad (2.135)$$

где $R(t, \vartheta)$ – резольвента ядра $K(t, \vartheta) \cdot E_0(t)$, представляющая меру релаксации данного материала. Первый член правой части этого выражения характеризует упругомгновенное напряжение при мгновенном изменении деформации, а второй член – изменение напряжения во времени при непрерывном изменении деформаций.

Выражение нелинейной ползучести $\varepsilon(t)$ нестареющего бетона при постоянном напряжении П.И. Васильев в 1951 г. представил в виде соотношения теории старения (2.82):

$$\varepsilon(t) = \sigma / E_0 + C(t - \vartheta_0) \cdot F(\sigma), \quad (2.136)$$

при ступенчатом возрастании напряжения:

$$\varepsilon(t) = \sigma(\vartheta_0) / E_0 + F(\sigma_0) \cdot C(t - \vartheta_0) + \sum_{i=1}^n [F(\sigma_i) - F(\sigma_{i-1})] \delta(t - \vartheta_i), \quad (2.137)$$

а в случае монотонного возрастания напряжений:

$$\varepsilon(t) = \sigma(\vartheta_0) / E_0 + F(\sigma_0) \cdot C(t - \vartheta_0) + \int_{\sigma_0}^{\sigma_{\max}} F(\sigma) \delta(t - \vartheta) d\sigma. \quad (2.138)$$

При переходе к переменной ϑ вместо (2.138) будем иметь:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(\vartheta_0)}{E_0} + F(\sigma_0) \cdot C(t - \vartheta_0) + \int_0^t F(\sigma) \cdot \delta(t - \vartheta) \frac{d\sigma}{d\vartheta} d\vartheta, \quad (2.139)$$

или выполняя интегрирование по частям:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E_0} - \int_0^t F(\sigma) \frac{\partial C(t - \vartheta)}{\partial \vartheta} d\vartheta, \quad (2.140)$$

где $F(\sigma)$ – функция напряжения, определяемая из (2.31).

Из (2.140) следует, что в отличие от (2.116) (см. рис. 2.18), мгновенные деформации подчиняются линейному закону, т.е. изохронные кривые для всего интервала $0 \leq t \leq \infty$ не являются подобными.

Отметим, что аналогичное выражение получено М.И. Розовским (1951), а еще раньше Г. Лидерманом (1943) для описания процесса ползучести волокнистых материалов и полимеров.

Н.Х. Арутюнян [1] выражения (2.136) и (2.140) обобщил на случай стареющего бетона и соответственно представил в виде

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(\vartheta_0)}{E_0(\vartheta_0)} + C(t, \vartheta_0)F[\sigma(\vartheta_0)], \quad (2.141)$$

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E_0(t)} - \int_{\vartheta_0}^t \sigma(\vartheta) \frac{\partial}{\partial \vartheta} \left[\frac{1}{E_0(\vartheta)} \right] d\vartheta - \int_{\vartheta_0}^t F[\sigma(\vartheta)] \frac{\partial C(t, \vartheta)}{\partial \vartheta} d\vartheta, \quad (2.142)$$

где $F[\sigma(\vartheta)]$ — определяемая из опыта функция напряжения, зависящая от возраста материала ϑ , удовлетворяющая условию $F[\sigma(\vartheta)=1]=1$.

Соотношение (2.142) является основным уравнением нелинейной теории упругоползучего тела.

Для выражения деформации чистого сдвига во времени $\gamma(t)$ при линейной и нелинейной ползучести применяют соотношения, аналогичные (2.122), (2.126), (2.141) и (2.142). При чистом сдвиге мера ползучести обозначается $\omega(t, \vartheta)$, модуль мгновенных деформаций $G_0(\vartheta)$, функция касательного напряжения $f(\tau)$. При этом следует иметь в виду, что зависимость между мгновенными модулями чистого сжатия и сдвига существует следующая простая зависимость [1]:

$$G_0(t) = \frac{E_0(t)}{2[1 + \mu_1(t)]}, \quad (2.143)$$

где μ_1 — коэффициент поперечной упругомгновенной деформации.

Для определения релаксации касательных напряжений используется выражение, аналогичное (2.135).

Н.Х. Арутюняном [1] показано, что когда мера ползучести при одноосном сжатии $C(t, \vartheta)$ элемента пропорциональна мере ползучести при чистом сдвиге $\omega(t, \vartheta)$ с постоянным коэффициентом K_0 ,

$$C(t, \vartheta) = \frac{\omega(t, \vartheta)}{2(1 + \mu)} = \frac{G_0}{E_0} \omega(t, \vartheta) = K_0 \omega(t, \vartheta) \quad (2.144)$$

или функций, характеризующие изменения коэффициентов поперечного расширения элемента для мгновенной μ_1 и ползучей μ_2 деформаций одинаковы:

$$\mu_1(\vartheta) = \mu_2(t, \vartheta) = \mu, \quad (2.145)$$

то напряженное состояние данного тела будет соответствовать упругомгновенной задаче. Это значит, что в указанных условиях влияние ползучести сказывается только на величине деформации.

Совпадение решений теорий упругости и ползучести было отмечено также Г.Н. Масловым в 1940 г. Единственным требованием для этого он считал пропорциональность напряжений в упругой задаче к модулю упругости E_0 .

Для проверки применимости теории наследственной деформации ползучести при ступенчато возрастающем напряжении стареющего материала на основании (2.124) и (2.137) определяют соответственно следующими соотношениями линейной и нелинейной теорий:

$$\varepsilon_t = C(t - \vartheta_0)\sigma_1(\vartheta_0) + C(t - \vartheta_1)\Delta_1\sigma(\vartheta_1) + \dots + C(t - \vartheta_k)\Delta_k\sigma(\vartheta_k), \quad (2.146)$$

$$\varepsilon_t = C(t - \vartheta_0) \cdot F[\sigma_1(\vartheta_0)] + C(t - \vartheta_1)\Delta_1 F[\sigma(\vartheta_1)] + \dots + C(t - \vartheta_k)\Delta_k F[\sigma(\vartheta_k)], \quad (2.147)$$

где

$$\Delta_k F[\sigma(\vartheta_k)] = \{F[\sigma_k(\vartheta_k)] - F[\sigma_{k-1}(\vartheta_{k-1})]\}, \quad (2.148)$$

Выражения (2.140) и (2.147) предсказывают, что в пределах первой ступени напряжения σ_1 (рис. 2.17) деформации ползучести протекают по отрезку OA_1 экспериментальной кривой, определенной при этом же напряжении σ_1 .

Для построения кривой от действия второй ступени напряжений $(\sigma_2 - \sigma_1)$ следует с момента ее приложения $\vartheta_1 = t_1$ на кривой σ_1 отложить вверх разность ординат кривых для σ_2 и σ_1 . Т.е. следует заштрихованную между указанными кривыми восходящими линиями фигуру наложить на кривую σ_1 , совмещая начало с точкой A_1 , соответствующей моменту $\vartheta_1 = t_1$ приложения приращения напряжения $\sigma_2 - \sigma_1$ (рис. 2.17). Аналогичным образом строится кривая ползучести для следующей — третьей ступени напряжения $(\sigma_3 - \sigma_2)$.

Из кривой, построенной для ступенчато-возрастающего напряжения видно, что деформация ползучести материала зависит от всей предыстории его загрузки — от действия всех, ранее приложенных ступеней напряжения и наследственности деформаций ползучести.

2.6. ОСНОВНЫЕ НАПРАВЛЕНИЯ РАЗВИТИЯ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЙ РЕОЛОГИИ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Начало научных поисков в области реологии глинистых грунтов совпало с выходом в свет известной книги К. Терцаги "Строительная механика грунтов" [58], в которой были впервые рассмотрены вопросы их деформации во времени как при одноосном сжатии грунтовых кубов, так и в условиях отсутствия бокового расширения (одномерного уплотнения). В первом случае — деформация грунта во времени протекает при постоянной влажности и, поэтому, она получила название "упругого последействия", а во втором — при изменении (уменьшении) влажности вследствие уплотнения — была названа консолидацией.

В дальнейшем экспериментальные работы по реологии глинистых грунтов, которая начала формироваться как самостоятельное научное направление после Третьего Международного конгресса по механике грунтов и фундаментостроению (Цюрих, 1953), развивались в следующих четырех направлениях: исследования деформаций (упругих, ползучих, пластических) объема (уплотнения), формы (сдвига), длительной прочности и релаксаций напряжений.

1. Экспериментальные исследования объемных деформаций водонасыщенных и неводонасыщенных глинистых грунтов вообще, деформаций одномерного уплотнения в частности (см. гл. 3–6.), проводятся как

без учета, так и с учетом фактора времени (ползучесть). Эти исследования предназначены для определения конечных и длительных осадок сооружений, фундированных на этих грунтах, построенных в их среде или возведенных из них в виде насыпей, дамб, плотин и т.д., для их расчета по предельным деформациям — по второму предельному состоянию.

В соответствии с основными предпосылками существующих теорий уплотнения (см. гл.3), разработанных для прогноза длительных деформаций водонасыщенных глинистых грунтов в основаниях сооружений при одномерном, двумерном и трехмерном их уплотнении, указанные выше исследования проводятся как без выделения, так и с выделением деформаций скелета из общего процесса. Для получения достоверных данных о деформационных свойствах глинистых грунтов обращают особое внимание на влияние генетических их особенностей (состава, строения, структуры, состояния и т.д.) на эти свойства и учет множества внешних факторов и в первую очередь на изменения напряжений, влажности и температуры.

2. Определение кратковременной (начальной) и длительной прочности связано с необходимостью расчета грунтовых оснований и сооружений из грунтовых материалов по их предельной прочности — по первому предельному состоянию (см. гл. 9 и 12).

Природа прочности, как и природа деформации объема глинистых грунтов чрезвычайно сложна и поэтому ее исследование (с учетом многообразия факторов) одно из основных в механике и реологии этих грунтов. Исследуют кратковременные (начальные) и длительные прочности самых различных генетических типов водонасыщенных и неводонасыщенных глинистых грунтов природного и нарушенного сложения при одноосном сжатии и растяжении, трехосном сжатии, кручении полых и сплошных цилиндрических образцов, одноплоскостного и многоплоскостного среза, скашивания и т.д.

3. Исследования деформаций формоизменения (сдвига) глинистых грунтов при учете и без учета фактора времени представляют исключительно большой интерес для определения их напряженного состояния, конечных и длительных деформации при решении задач уплотнения, расчета смещения подпорных сооружений, скоростей движения по склонам грунтовых масс и т.д. по предельным деформациям — по второму предельному состоянию. Деформации изменения формы глинистых грунтов являются наиболее сложными из всех других, рассматриваемых в реологии грунтов, что определяет сложность методики их исследования. Помимо всех других внешних факторов, влияющих на деформации уплотнения здесь приобретает первостепенное значение величина, режим и длительность действия касательных напряжений, изменяемость состояния грунта под действием уплотняющих давлений, температура, усадка, набухание т.д. В этой связи очень сложны и соотношения, описывающие процессы деформации ползучести при сдвиге (см. гл. 7, 10 и 11).

4. Исследование релаксационных напряжений в глинистых грунтах относится к числу методов, позволяющих сократить сроки реологических исследований для определения параметров ползучес-

ти материалов вообще, глинистых грунтов в частности, при любых видах деформации объема и формы. Из-за сложности выполнения этих экспериментов число работ, посвященных исследованиям релаксации напряжений в глинистых грунтах весьма ограничено. Исследования релаксации напряжений в глинистых грунтах (и не только в них) является новым, но вместе с тем многообещающим направлением в реологии.

Наряду с исследованием реологических свойств глинистых грунтов, в смежных областях науки — инженерной геологии, грунтоведении, физико-химической механике и других уделяется большое внимание вопросам их природы формирования и изменчивости свойств под действием различных природных факторов [26, 31, 62]. Эти исследования позволяют не только расширить наши знания в вопросах природы деформаций и прочности глинистых грунтов, понимать наблюдаемые в природе и эксперименте явления, но и способствуют правильному определению основных исходных предпосылок теории ползучести и постановке соответствующих экспериментов.

О термине "ползучесть грунтов". Термин "ползучесть" первым применил С. Дэвисон в 1889 г. к явлению медленного смещения рыхлого материала на склонах в полярных областях под действием сезонного замерзания и оттаивания, а Дж.Г. Андерсон (1906) это явление назвал более подходящим термином "солюфлюкция". Эти оба термина в дальнейшем получили применение для описания различных медленных движений в поверхностном слое земли в неполярных областях.

К. Шарп (1938) под термином "ползучесть" понимал медленные, незаметные без длительных наблюдений движения поверхностного грунта (или осыпей скальных пород) вниз по склону. Позже К. Шарп и Е. Доск (1942) это явление связывали с влиянием сезонных процессов (температурного расширения и сжатия, набухания и усадки, замерзания и оттаивания и т.д.) на движение в верхних слоях грунта.

Н.Н. Маслов (1941) под ползучестью глинистого грунта при сдвиге подразумевал пластическое течение, которое проявляется даже при обеспеченной начальной устойчивости сооружения, т.е. при напряжениях, не превышающих его прочность. Л.П. Перковский (1946) ползучесть глин при сдвиге охарактеризовал как медленную, но непрерывно возрастающую деформацию, а К. Терцаги и Р. Пек (1948) — как деформацию, протекающую с постоянной скоростью.

Н.А. Цытович [132] деформацию ползучести грунтов связывал с наступлением второй фазы напряженного состояния в основании фундаментов — с фазой образования площадок сдвига (фаза сдвига), когда при достижении определенного напряжения скорость деформации приобретает постоянное значение. Алогичное толкование термина "ползучесть" можно найти в работах Н.Н. Маслова (1952), У.Л. Стокса и Д.Дж. Варнеса (1955), Г.И. Тер-Степаняна (1955), Е.И. Медкова (1960) и многих других. Поэтому не случайно, что до 1954 г. для описания ползучести глинистых грунтов пользовались (Н.Н. Маслов, 1952г.; Хефели, 1953; Г.М. Шахунянц—М. Берку, 1953; Ю.Д. Мотылев, 1953; Г.И. Тер-Степанян, 1955 и др.) моделями

идеальновязкой жидкости Ньютона и упруговязкопластического тела Бингама (см. п.2.4).

Небезынтересно отметить, что, сопоставляя между собой явления ползучести и оползни К. Терцаги (1950) писал: "Термин оползень относится к быстрым смещениям масс пород, элювия или осадочных пород в теле склона, в которых центр тяжести движущихся масс продвигается в направлении вниз и наружу; подобное движение, происходящее с незаметной скоростью, называется ползучестью". Судя по графику, составленному К. Терцаги, оползневому движению грунта (рис. 2.20) предшествует ползучесть, протекающая с постоянной скоростью.

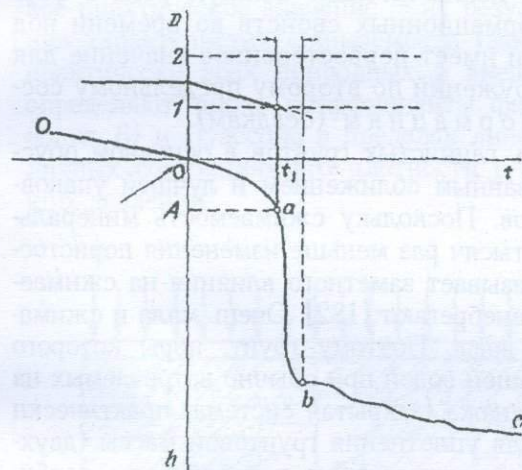


Рис.2.20. График ползучести грунта с постоянной скоростью, предшествующей сползанию склона по К.Терцаги (1950). D — коэффициент устойчивости; t — время; h — перемещение вниз. OO — пластическое течение; A — начало действия агента, вызывающего оползень; ab — оползень

Из сказанного выше следует, что ползучесть глинистых грунтов связывалась с деформациями сдвига, протекающими с постоянной скоростью — установившаяся ползучесть, течение. Такое толкование явления ползучести, очевидно, было далеким от истины и неполным, соответствующим только одному из частных случаев длительного деформирования. В самом деле, даже в случае деформации сдвига, обуславливающей формоизменение и разрушение материала, наступлению стадии течения предшествует довольно длительная стадия неустановившейся (затухающей) ползучести (рис. 2.9, 2.14), которой в общем процессе деформирования никак нельзя пренебречь (С.Р. Месчан, 1955, 1962) (см. гл. 7 и 10). Кроме того, не при всех напряжениях наступает вторая стадия ползучести — стадия течения. Вместе с тем явление ползучести присуще не только деформациям сдвига, но и деформациям изменения объема, при которых ползучесть является только затухающей деформацией (В.А. Флорин, 1953, С.Р. Месчан, 1954 и др.).

В соответствии с изложенным выше ползучестью глинистого грунта следует называть протекающие во времени затухающие и незатухающие деформации объема и формы (сдвига) под действием постоянных нормальных и касательных напряжений (С.Р. Месчан, 1967).

ГЛАВА 3

ОДНОМЕРНОЕ УПЛОТНЕНИЕ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

1.1. ВВЕДЕНИЕ

Сжимаемость (деформация объема) одна из основных особенностей глинистых грунтов, которая играет исключительно важную роль в формировании их прочностных и деформационных свойств во времени под действием уплотняющих давлений и имеет первостепенное значение для расчета оснований и земляных сооружений по второму предельному состоянию — по предельным деформациям (осадкам).

В силу пористости сжимаемость глинистых грунтов в основном обусловлена их уплотнением, вызванным сближением и лучшей упаковкой минеральных частиц и агрегатов. Поскольку сжимаемость минеральных частиц очень мала — до десяти тысяч раз меньше изменения пористости (Н.М. Герсеванов, 1937) и не оказывает заметного влияния на сжимаемость грунта в целом, ею обычно пренебрегают [132]. Очень мала и сжимаемость газонесодержащей поровой воды. Поэтому грунт, поры которого полностью заполнены газонесодержащей водой при обычно встречаемых на практике нагрузках и отсутствии дренажа (закрытая система) практически несжимаем. Из этого следует, что для уплотнения грунтовой массы (двухфазной системы скелета—вода) необходимо отжатие поровой воды, требующее определенного времени. Однако когда грунт содержит некоторое количество свободных или защемленных в поровой воде пузырьков газа (воздуха), принцип несжимаемости грунтовой массы теряет свою силу. В таком случае грунт может уплотняться во времени и без удаления из пор воды — только за счет ползучести скелета, отжатия свободного газа и сжимаемости газосодержащей поровой воды.

Уплотнение глинистых грунтов всегда протекает в условиях сложного напряженного состояния. Вместе с тем в природных условиях, в зависимости от мощности сжимаемой толщи и вида ее загрузки, уплотнение грунта может быть как простым, так и сложным. В случае простого деформирования грунт сжимается только в направлении действия наибольшего главного нормального напряжения σ_1 (рис. 3.1, а), в случае сложного деформирования — в двух или трех направлениях. Простое деформирование называется одномерным или уплотнением в условиях отсутствия бокового расширения под действием сплошной равномерно-распределенной нагрузки p_1 . С определенным приближением к одномерному уплотнению можно отнести также сжатие грунтовой толщи, когда ее мощность в два и более раза меньше наименьшего размера подошвы фундамента [132].

Приборы одномерного уплотнения грунтов. Одномерное уплотнение грунта в лабораторных условиях моделируется сжатием образца (с соотношением диаметра к высоте более трех) в жестком рабочем кольце прибора (см. рис. 3.1, б), называемом компрессионным, одометром или прибором одномерного уплотнения, а само испытание — компрессией. Компрессионные испытания, которые введены в лабораторную практику К. Терцаги [158], представляют собой один из самых простых, широко распространенных и безупречных экспериментов механики грунтов (Б.П. Горбунов, 1979), результаты которых в соответствующих условиях находят непосредственное применение для расчета осадок сооружений. В силу изложенного выше, компрессионные испытания имеют важное практическое значение — их результаты служат основой для определения характеристик сжимаемости (закономерностей уплотнения) с учетом практически всех природных и внешних факторов. Этими испытаниями определяют также коэффициенты фильтрации грунта, бокового давления (с. гл. 6) и Пуассона в пределах линейных деформаций (см. п. 3.3) в различных состояниях его плотности ρ под действием различных уплотняющих давлений.

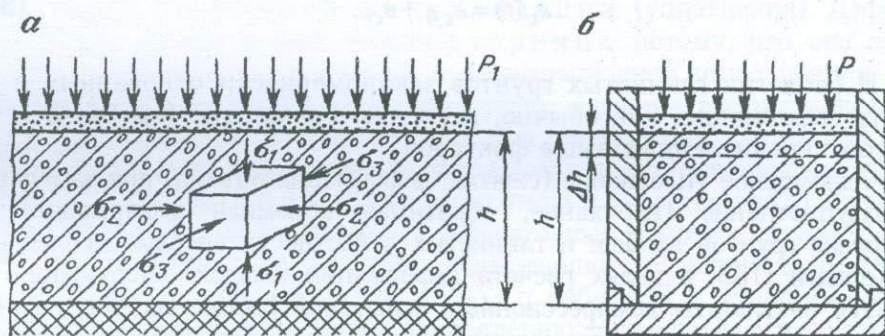


Рис. 3.1. Схема напряженного состояния элементарного грунтового куба под действием сплошной равномерно распределенной нагрузки P_1 (а) и моделирование одномерного уплотнения слоя грунта в компрессионном приборе (б). $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ — главные нормальные напряжения

Одномерное уплотнение, как и уплотнение глинистых грунтов вообще — длительнопротекающим процессом, завершающимся полной стабилизацией деформаций. Эти деформации представляют большой теоретический и практический интерес, а их определение является одним из основных проблем механики и реологии глинистых грунтов. Большой интерес к этому вопросу вызван, во-первых, важностью прогноза длительно протекающих осадок и прочности оснований различных инженерных сооружений, ядер плотин из грунтовых материалов и т.д., а во-вторых, необходимостью определения изменяемости во времени напряженно-деформированного состояния элементов конструкций инженерных сооружений, взаимодействующих с грунтовым основанием.

Уплотнение глинистых грунтов представляет собой весьма сложное явление. Не вдаваясь в природу этого явления отметим только, что оно

обусловлено многими природными и внешними факторами. К числу важнейших природных факторов относятся минеральный и зерновой составы, влажность, плотность, структурная прочность, обусловленная характером связей между частицами и агрегатами (см. п. 1.2, 1.3), просадочность и набухаемость при дополнительном увлажнении (замачивании), водопроницаемость (п. 1.7), усадка при высыхании и т.д. и их изменчивость во времени под действием внешних факторов — величины, скорости и способа приложения нагрузки, длительности ее действия, температуры, увлажнения, высыхания, выветривания и т.д. Вопросы влияния ряда факторов на реологическое поведение глинистых грунтов вообще, при их одномерном уплотнении в частности будут подробно изложены в соответствующих главах книги.

Длительнопротекающие деформации одномерного уплотнения $\varepsilon_c(t)$ скелета глинистых грунтов (как и всех других реальных тел), возникающая под действием постоянного напряжения σ_1 , складывается из мгновенной компрессионной деформации $\varepsilon_{c,0}$ и деформации компрессионной ползучести ε_{ct} (см. рис. 2.8);

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{c,0} + \varepsilon_{ct}. \quad (3.1)$$

В реологии глинистых грунтов закономерности мгновенных и ползучих деформации, как обычно, исследуют раздельно (см. гл. 5 и 6) с учетом перечисленных выше факторов.

Одномерное уплотнение (сжатие, деформация объема) при загрузке и разуплотнение (набухание, обратимая объемная деформация) при разгрузке грунтов вообще и глинистых в частности впервые исследованы К. Терцаги [158] в целях расчета деформации (осадок) сооружений. Используя результаты компрессионных испытаний водонасыщенных глинистых грунтов и методику термодинамической аналогии он впервые сформулировал и решил задачу их уплотнения в виде слоя конечной толщины (см. п. 5.5), положив тем самым начало разработки теории уплотнения получившей в дальнейшем название классической или фильтрационного уплотнения (консолидации). Теория К. Терцаги разработанная для прогноза длительных осадок сооружений, названа фильтрационной потому, что причиной длительного деформирования слоя водонасыщенного глинистого грунта считалась только скорость отжатия — фильтрации поровой воды под действием внешних нагрузок, а скелет рассматривался как линейнодеформируемое тело, обладающего свойством мгновенного деформирования.

В дальнейшем теория фильтрационного уплотнения была развита в трудах советских и зарубежных ученых Н.М. Герсеванова, В.А. Флорина, Д.Е. Польшина, С.А. Роза, Ю.К. Зарецкого, Л.В. Горелика, З.Г. Тер-Мартirosяна, Л. Рендулика, Н. Карилло, М. Био, Т. Менделя и многих других. Были рассмотрены и решены одно-, двух- и трехмерные задачи уплотнения с учетом условий загрузки, наличия газа в поровой воде, изменяемости коэффициентов пористости и фильтрации и т.д.

В начале 30-х годов Г.И. Покровский, К. Бюиссман, Г. Грей, а еще позже Н.Я. Денисов [47] и другие показали, что длительность уплотнения водонасыщенных глинистых грунтов зависит не только от скорости отжатия поровой воды, но и от "перемещения и различных деформаций скелета" (по определению Г.И. Покровского). В связи с этим Г.И. Покровский в 1933 г. рассмотрел задачу об определении осадки фундамента во времени исходя из второго закона термодинамики (принципа Больцмана) и получил логарифмическое выражение (2.120), близкое к эмпирической формуле Д.Е. Польшина. К. Бюиссман, на основании длительных опытов (до 500 дней) предложил эмпирическую зависимость в виде логарифмической функции (2.72), устанавливающую связь между величиной сжатия слоя грунта и временем. В 1948–1953 гг. были опубликованы работы [78] посвященные уточнению формулы К. Бюиссмана.

Первую попытку пересмотра классической теории и решения одномерной задачи уплотнения водонасыщенных глинистых грунтов с учетом вторичной консолидации – длительной деформации скелета, предприняли Д. Тейлор и В. Мерчант в 1940 г. Работа Д. Тейлора и В. Мерчаната положила начало развитию нового направления теории уплотнения – теории вторичной консолидации (уплотнения). Деформация скелета грунта в этой теории вторична потому, что она считалась продолжением первичной – фильтрационной консолидации.

Оригинальную методику для инженерного решения рассматриваемой проблемы предложил Н.Н. Маслов [57]. Для определения длительной деформации слоя глинистого грунта он использовал показатель консолидации (см. п. 3.5) теории фильтрационного уплотнения в качестве коэффициента масштабного фактора для перехода от лабораторных опытов к натуре.

Основой дальнейшего, наиболее существенного развития теории уплотнения явились опубликованные в 1953 г. работы В.А. Флорина [129] которые положили начало новому направлению – теории уплотнения пористой ползучей водонасыщенной земляной среды (см. п. 3.6). В этой теории принято условие совместного действия (с самого начала уплотнения) факторов фильтрации и ползучести скелета, протекающей в соответствии с линейной теорией наследственной ползучести стареющих материалов (см. п. 2.4). Справедливость такого подхода к рассматриваемому вопросу в дальнейшем была подтверждена многими экспериментальными исследованиями (см. гл. 4).

Труды В.А. Флорина послужили основой для выполнения фундаментальных экспериментальных исследований по проверке основных предпосылок теории уплотнения – по определению характера изменчивости порового давления во времени, распределению внешней нагрузки между скелетом грунта и поровой жидкостью (С. А. Роза, и А.И. Котов, А.Г. Соколов, С.Р. Месчан, В.М. Павилонский, Я.Л. Коган, В.П. Сипидин и др.), полностью подтвердившие исходные положения его теории, определению закономерностей ползучести скелета (С.Р. Месчан, А.Л. Гольдин, Ю.П. Смолин, Р.Р. Галстян, Р.Г. Бадалян, Н.Г. Ахназарян, Р.П. Малакян и др.), большого цикла теоретических работ в новом, наиболее

прогрессивном направлении теории уплотнения с учетом самых различных, ранее неучитываемых, но реально существующих факторов (А.Л. Гольдин, Ю.К. Зарецкий, З.Г. Тер-Мартirosян и др.) и решения задач, связанных с взаимодействием элементов инженерных сооружений с ползучим грунтовым основанием (И.Е. Прокопович, И.И. Гольденблат и Н.А. Николаенко, Н.Ф. Какосимиди, Ю.К. Зарецкий, С.С. Вялов и др., Ж.С. Ержанов, А.Л. Гольдин и др.). Во всех этих работах ползучесть скелета глинистых грунтов описывается линейными или нелинейными уравнениями теории наследственной ползучести твердых тел (см. п. 2.5).

Вопросы уточнения теории уплотнения глинистых водонасыщенных грунтов, относительно учета ползучести их скелета стали предметом исследования и зарубежных ученых. В большинстве случаев они исходили из основных положений теории вторичной консолидации. В этих работах для аппроксимации деформаций вторичного уплотнения использовались самые различные известные, или предложенные авторами, линейные или нелинейные реологические модели для деформации скелета, а также интегральные уравнения Больцмана–Вольтерра теории наследственной ползучести [1] (см. п. 3.7).

Работы В.А. Флорина и М. Био, опубликованные в 1938 и 1941 гг., подняли теорию уплотнения на новую ступень развития. В частности, В.А. Флорин в 1938 г. предложил более общую модель трехфазного грунта – расчетную "модель объемных сил" в виде двух совмещенных сред – мгновенно- и линейно- деформируемого скелета с заземленными пузырьками газа и поровой воды. В этой модели взаимодействие между фазами осуществляется в виде соответствующих объемных сил, обусловленных явлением взвешивания скелета и газа в воде и сопротивления относительно перемещению скелета грунта и поровой воды (фильтрационные силы).

В расчетной модели "объемных сил" деформация скелета грунта представляется в виде двух инвариантных законов – деформаций формоизменения и объема, это позволяет легко распространить теорию на случаи плоской и пространственной задач уплотнения, для решения которых используются уравнения равновесия, совместности Бельтами–Митчеля и основное уравнение трехмерной консолидации, справедливое для любых свойств скелета. Используя эту расчетную модель, В.А. Флорин в 1948 г. рассмотрел плоскую и пространственную задачи мгновенного приложения внешней нагрузки на грунт и показал, что при $\mu=0,5$ полученные результаты совпадают с результатами решения по модели Терцаги–Герсеванова и т.д. В 1941 г. М. Био дал общую постановку и основные системы уравнений теории уплотнения и ряд решений.

Расчетная модель объемных сил Флорина–Био в 1957–1958 гг. получила развитие в работах Тан Тьенг-ки, который впервые использовал реологическую модель максвеллова тела (см. п. 2.5) для описания деформации вторичной консолидации, Т. Менделя (1953) и других. Эта модель получила новое толкование в работах Ю.К. Зарецкого [34], который рассмотрел задачи уплотнения двух и трехфазных грунтов с учетом

ползучести скелета, сжимаемости поровой воды и изменяемости суммарного поля напряжений в грунте и т.д. Решения, полученные по этой модели для задач одномерного уплотнения, совпадают (при соответствующих исходных предпосылках) с аналогичными решениями теорий К. Терцаги и В.А. Флорина.

3.2. ПРИБОРЫ ОДНОМЕРНОГО УПЛОТНЕНИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Первый прибор одномерного уплотнения грунтов ($d=55$ см, $h=5$ см, $d/h=7$) был изготовлен во Франции Фронтаром в 1910 г. [85]. Одномерное уплотнение глинистых грунтов по схеме двустороннего отжатия поровой воды через слой песка были проведены Шведской геотехнической комиссией в 1919 г. Эта схема была использована К. Терцаги при создании прибора собственной конструкции — одометра ($d=8$ см, $h=1,5$ см, $d/h=6,15$). В дальнейшем было сконструировано и изготовлено много различных, но принципиально не отличающихся друг от друга приборов одномерного уплотнения.

В основу конструкции всех приборов одномерного уплотнения, называемые компрессионными, лежит принцип сжатия образца в жестком рабочем кольце в условиях отсутствия бокового расширения. Для обеспечения свободного оттока отжимаемой из грунта поровой воды вместо песчаных дрен образец помещают между двумя пористыми (перфорированными) дисками, один из которых служит основанием, а второй — поршнем, передающим на образец внешнюю нагрузку. Используются также более сложные системы дренирования.

Основным и общим недостатком всех компрессионных приборов является невозможность полного устранения сил трения, возникающих между образцом и стенкой рабочего кольца. Силы трения приводят к снижению величины внешней нагрузки, передаваемой на образец, возникновению неоднородного напряженного состояния и физической неоднородности в однородном грунте, которая выражается уменьшением его плотности по направлению действия нагрузки (сверху вниз), так и от центра к боковым поверхностям.

Наиболее радикальной мерой снижения упомянутого выше трения является увеличение соотношения d/h образца, осуществляемое как с уменьшением высоты, так и увеличением его диаметра. Уменьшение высоты образца приводит к возрастанию степени нарушения природного сложения грунта, поэтому рекомендуется испытывать образцы толщиной не менее 2 см. Увеличение диаметра образца связано с усложнением загрузочной системы, а также с необходимостью отбора более крупных монолитов (кernов), что приводит к значительному удорожанию работ. В связи с этим в большинстве из используемых в лабораторной практике стандартных компрессионных приборов испытывают образцы толщиной $h=20$ мм диаметром $d=70$ мм ($d/h=3,5$). Для

выполнения специальных и научно-исследовательских работ применяют также приборы с большими размерами рабочих колец (см. ниже).

С целью снижения силы трения образца о рабочее кольцо прибора можно также внутреннюю поверхность последнего покрыть тонким слоем технического вазелина, пластмассовой оболочкой из тефлона (обладающего очень низким коэффициентом трения), использовать схему двустороннего сжатия грунта в плавающем рабочем кольце двумя поршнями и использовать рабочие кольца специальной конструкции (см. ниже). Все эти мероприятия существенно улучшают условия испытания образцов, но вместе с тем значительно усложняют конструкции приборов и проведение эксперимента. Поэтому они не получили широкого применения в лабораторной практике и применяются только в научно-исследовательских лабораториях. Окончательное решение вопроса о трении образца о рабочее кольцо прибора осуществляется замером сил трения и их учетом при обработке экспериментальных данных (см. п. 3.4).

Компрессионные приборы по размеру рабочих колец делятся на малые и большие. В малых приборах испытывают образцы с площадью поперечного сечения до 60 см^2 ($d=8,74 \text{ см}$) при высоте до $2,5 \text{ см}$, а в больших – до 2000 см^2 ($d \approx 50 \text{ см}$) при максимальной высоте $h=15 \text{ см}$. По величине приложенной к образцу нагрузки различают приборы низкого (до $2,0 \text{ МПа}$), высокого (до 10 МПа) и сверхвысокого (до 2000 МПа) давления.

В нашей лабораторной практике имеют широкое применение малые компрессионные одномессурные приборы Н.Н. Маслова [57] ($A=38,48 \text{ см}^2$, $d=7 \text{ см}$, $h=2 \text{ см}$), ЦНИИС ($A=40 \text{ см}^2$, $d=7,14 \text{ см}$, $h=2 \text{ см}$), Г.И. Тер-Степаняна ($A=38,48 \text{ см}^2$, $d=7 \text{ см}$, $h=2 \text{ см}$), С.Р. Месчяна ($A=38,48 \text{ см}^2$, $d=7 \text{ см}$, $h=2 \text{ см}$) и др. Наибольшее применение имеют серийно выпускаемые промышленностью двухмессурные приборы Гидропроекта ($A=60 \text{ см}^2$, $d=8,74 \text{ см}$, $h=2,5 \text{ см}$), недостатком которых является неудобство фиксации деформации образца грунта двумя мессурами.

Ю.П. Смолин и другие ученые (1973) разработали еще один вариант прибора системы Гидропроекта. Они один из мессур заменили полупроводниковым датчиком перемещения, в котором использовались высокочувствительные кремневые тензорезисторы. Две пары тензорезисторов были наклеены на консолях тяги. Это позволило с помощью осциллографа МПО-2 непрерывно регистрировать как деформацию, так и изменяемость давления на образец грунта.

Интересная конструкция двухмессурного компрессионного прибора разработана В.Я. Калачевым и другими (1988). В этом приборе жесткое рабочее кольцо заменено деформируемой металлической пружиной сплошного профиля, исключая выдавливание в зазор между витками грунта пластической консистенции. Преимуществом этого прибора является почти полное исключение трения между рабочим кольцом и образцом, возникающее при уплотнении последнего. Как будет показано ниже (см. гл. 8), аналогичный результат достигается также при уплотнении

образцов на универсальном компрессионно-крутильном приборе М-5, окруженных набором защитных колец.

Автор книги в своих исследованиях до 1956 г. пользовался приборами Г.И. Тер-Степаняна, а в дальнейшем — малыми и большими компрессионными приборами низкого и высокого давления собственной конструкции, описания которых приводятся ниже [78, 81].

Малый компрессионный прибор модели М-2 (рис. 3.2) предназначен для определения компрессионных и фильтрационных свойств образцов грунта диаметром 7 см ($A=58,48 \text{ см}^2$, высотой 1 и 2 см при наибольшем давлении $\sigma_1=1,0 \text{ МПа}$).

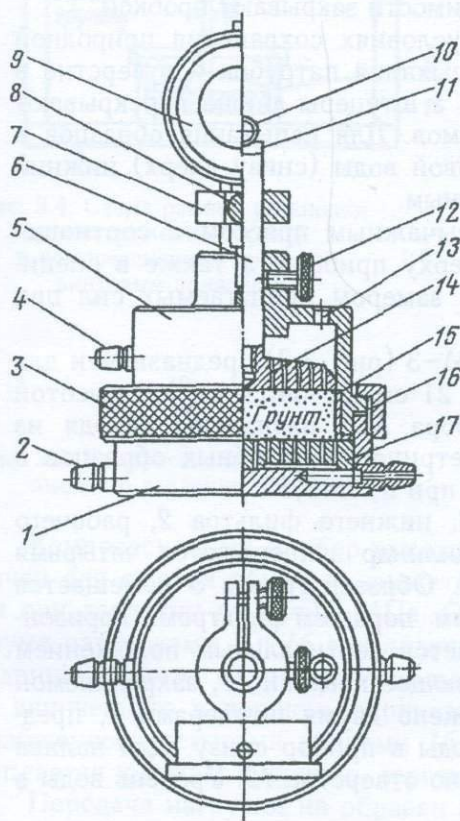


Рис. 3.2. Малый компрессионно-фильтрационный прибор М-2

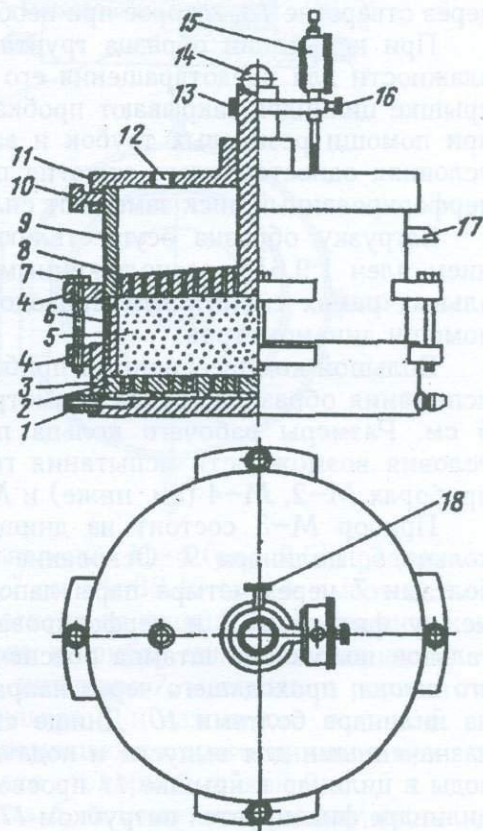


Рис. 3.3. Большой компрессионно-фильтрационный прибор М-3

Прибор состоит из дна 1, в котором помещены нижний перфорированный диск-фильтр 17, рабочее кольцо 15 и цилиндр 5, имеющий направляющую головку. Днище снабжено двумя симметрично расположенными штуцерами 2, предназначенными для выпуска и подачи воды в прибор снизу, а также замера давления в поровой воде грунта (см. п.

4.3). Внешняя нагрузка воспринимается стальным шариком 10 и через стальную подушку 11, шток 6, перфорированный поршень-фильтр 14 передается на образец грунта, помещенного в кольцо 15. Образец арретируется винтом 12. Деформация образца замеряется одной мессурой (индикатором часового типа) 9 с ценой деления 0,01; 0,002 и 0,001 мм. Мессура закрепляется к штоку при помощи держателя 7 и винта 8. Прикрепление цилиндра к днищу осуществляется посредством упорного бортика при помощи зажимного кольца 3. Во избежание утечки воды из прибора в зазор между упорным бортиком цилиндра и днищем помещают прокладку из вакуумной резины 16 толщиной 1 мм. Прибор снабжен патрубком 4 — указателем уровня воды в цилиндре. Воду в прибор можно налить через отверстие 13, которое при необходимости закрывают пробкой.

При испытании образца грунта в условиях сохранения природной влажности для предотвращения его высыхания патрубков и отверстие в крышке цилиндра закрывают пробками, а штуцеры днища перекрывают при помощи резиновых трубок и зажимов. Для испытания образцов в условиях одностороннего отжатия поровой воды (снизу вверх) нижний перфорированный диск заменяют сплошным.

Загрузку образца осуществляют рычажным прессом с соотношением плеч 1:9,615, расположенным сверху прибора, а также в специальных рамах с винтовым приводом с замером прилагаемых сил при помощи динамометров.

Большой компрессионный прибор М-3 (рис. 3.3) предназначен для испытания образцов грунта диаметром 21 см ($A=346,4 \text{ см}^2$) и высотой 6 см. Размеры рабочего кольца прибора М-3 назначены исходя из условия возможности испытания геометрически подобных образцов в приборах М-2, М-4 (см. ниже) и М-3 при $d/h=3,5$.

Прибор М-3 состоит из днища 3, нижнего фильтра 2, рабочего кольца 6, цилиндра 9. Основание и цилиндр закрепляются четырьмя болтами 7 через четыре пары лапок 4. Образец грунта 5 помещается между фильтром 2 и перфорированным поршнем-фильтром. Горизонтальное положение штампа обеспечивается вертикальным положением его штока, проходящего через направляющее крышки 11, закрепляемой на цилиндре болтами 10. Днище снабжено двумя штуцерами 1, предназначенными для выпуска и подачи воды в прибор снизу. Для налива воды в цилиндр в крышке 11 просверлено отверстие 12. Уровень воды в цилиндре фиксируется патрубком 17.

Деформация образца замеряется одной мессурой 15, закрепленной на держателе 13 винтом 16. Держатель закрепляется на штоке поршня зажимным болтом 18.

Образец грунта загружается как с помощью обычного рычажного пресса с соотношением плеч 1:9,615, так и специального рамного приспособления, снабженного винтовым приводом и динамометром (рис. 3.4), через стальной шарик 14.

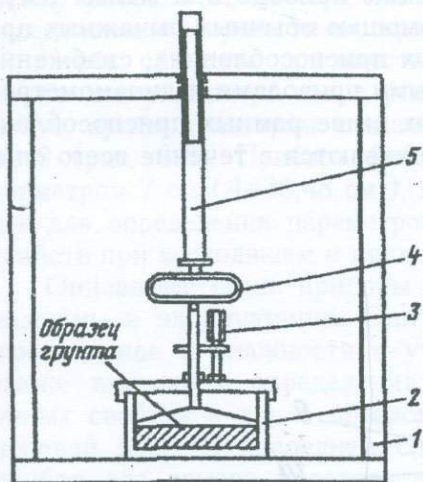


Рис. 3.4. Схема рамной установки для загрузки образца в компрессионном приборе винтовым приводом:

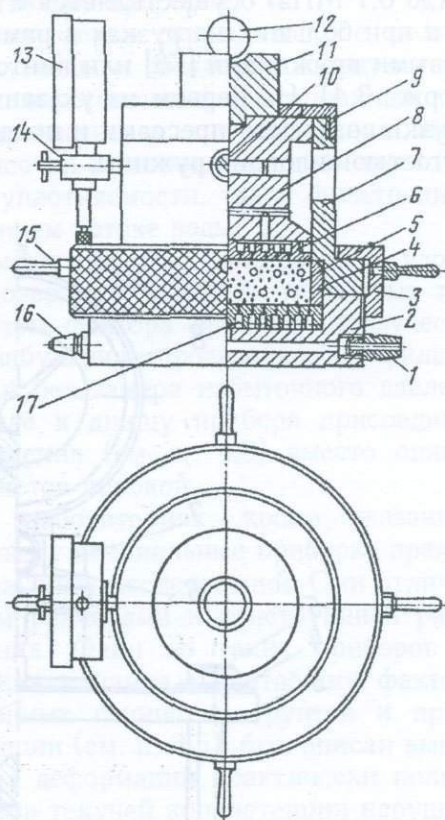


Рис. 3.5. Компрессионный прибор высокого давления М-4

Компрессионный прибор высокого давления М-4 (рис. 3.5) предназначен для сжатия образцов диаметром 7 см ($A=38,48 \text{ см}^2$) и высотой 2 см при давлении до $\sigma_1=10 \text{ МПа}$. Он состоит из днища 2, снабженного двумя патрубками 1 и 16 для подачи воды в прибор снизу, помещенного в днище фильтра 17, рабочего кольца 4, цилиндра 7, массивного поршня 8, ввинченного в поршень верхнего фильтра 6 и зажимного кольца 5, снабженного четырьмя ручками 15, с помощью которого цилиндр прилепляется к днищу. Поршень арретируется стопорной гайкой 9.

Передача нагрузки на образец грунта 5, помещенного между фильтрами 17 и 6, осуществляется через стальной шарик 12, опорную подушку 11 и поршень 8. Деформация образца замеряется одной мессурой 13, закрепленной на поршне при помощи держателя 14 и винта 10. Для выпуска отжатой из пор грунта воды через верхний фильтра в поршне просверлено отверстие.

Приборы М-4 спроектированы на базе прибора М-2. При этом использованы некоторые конструктивные детали компрессионных приборов Г.И. Тер-Степаняна и В.А. Пospelова [81].

Загрузка образцов в рассматриваемом приборе при малых нагрузках (до 0,1 МПа) осуществляется с помощью обычных рычажных прессов, а при больших нагрузках в рамных приспособлениях, снабженных силовыми пружинами [78] или винтовыми приводами и динамометрами (см. рис. 3.4). На первом из указанных выше рамных приспособлений нагрузки создаются прессами и поддерживаются в течение всего опыта упругостью силовой пружины.

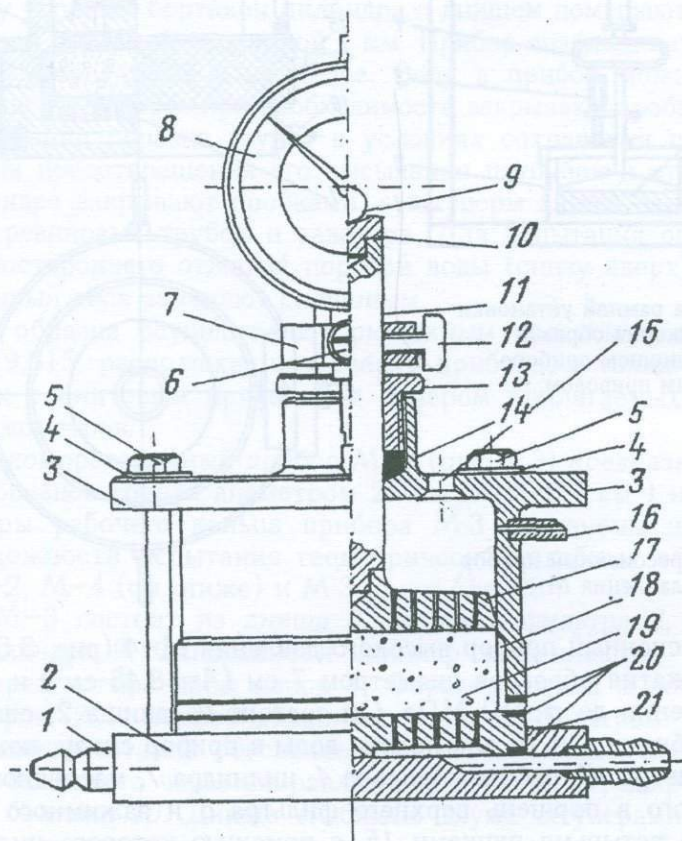


Рис. 3.6. Компрессионно-фильтрационный прибор М-9
 1 - штуцер; 2 - днище; 3 - цилиндр с направляющей головкой; 4 - шайбы;
 5 - зажимные соединительные болты; 6 - зажимной винт держателя мессуры;
 7 - держатель мессуры; 8 - мессура; 9 - стальной шарик; 10 - стальная подушка;
 11 - шток; 12 - арретирный винт держателя мессуры; 13 - пробка; 14 - сальник;
 15 - отверстие для налива воды в цилиндр; 16 - штуцер для подвода и отвода воды
 из цилиндра; 17 - перфорированный поршень (верхний фильтр), 18 - режущее
 кольцо; 19 - образец грунта; 20 - резиновые прокладки; 21 - перфорированный
 диск (нижний фильтр)

Компрессионно-фильтрационный прибор М-9. Описанные выше компрессионные приборы, как и многие другие такие приборы, не обеспечивают высокую точность определения фильтрационных свойств глинистых грунтов по причине возможности утечки воды через зазор

между рабочим кольцом и цилиндром прибора. При этом возникают и определенные сложности по герметизации приборов.

Чтобы повысить надежность получаемых результатов, т.е. полностью исключить указанную выше утечку воды и обеспечить полную герметизацию прибора автором создан компрессионно-фильтрационный прибор М-9 (рис. 3.6). Прибор М-9 предназначен для испытания образцов диаметром 7 см ($A=38,48 \text{ см}^2$), высотой 2 см под действием $\sigma_1=1,0 \text{ МПа}$ как для определения параметров уплотняемости, так и фильтрационных свойств при восходящем и нисходящем потоке воды.

Описанные выше приборы имеют простую конструкцию, удобны и надежны в эксплуатации. Они позволяют испытать глинистые грунты любого вида и влажности с учетом фактора времени (ползучести), а также выполнять определения набухания, просадочности, фильтрационных свойств и т.д. с замером и без замера избыточного давления в поровой воде. В последнем случае к днищу прибора присоединяется прибор для замера порового давления (см. п. 4.3) вместо одного из штуцеров, а второй штуцер заменяется пробкой.

В научно-исследовательских лабораториях, кроме указанных и описанных выше, используются также специальные приборы, предназначенные для решения различных научных исследований. Они отличаются от обычных приборов в основном размерами и конструкцией рабочего кольца и условиями дренирования. Один из таких приборов М-3, предназначенного для исследования влияния масштабного фактора на процесс уплотнения водонасыщенных глинистых грунтов и проверки теории фильтрационной консолидации (см. п. 3.5), был описан выше.

Для исследования длительных деформаций практически полностью водонасыщенных глинистых грунтов текучей консистенции нарушенного сложения и измерения напоров в поровой воде С.А. Роза и А.И. Котов в 1956 г., создали большой компрессионный прибор с диаметром рабочего стакана 50 см [110]. В этом приборе, который был оборудован гидроэростатическими манометрами (см. п. 4.3), барометром, термометрами и фотокамерой, испытывались образцы толщиной от 14 до 20,4 см ($d/h=3,57 \div 2,45$) в условиях одностороннего (снизу вверх) отжатия поровой воды. Для уменьшения трения грунта о стенки стакана прибора его внутренняя поверхность была оклеена алюминиевой фольгой по слою тавота. Приемные зонды гидроэростатических манометров, наполненные керосином, для замера давления поровой воды в средней части образца были расположены в пяти горизонтах по вертикали. Для одновременной фиксации их отсчетов использовались фотокамеры. В отсчеты гидроэростатических манометров вводились поправки на изменение барометрического давления и температуры.

3.3. ЗАКОНОМЕРНОСТИ КОНЕЧНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ОДНОМЕРНОГО УПЛОТНЕНИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Компрессионные кривые. Результаты определения конечных деформаций образцов в условиях одномерного уплотнения (компрессии) К. Терцаги представил в виде кривых изменчивости коэффициента пористости e грунтов в зависимости от уплотняющего давления σ_1 (рис. 3.7), называемых компрессионными. В дальнейшем компрессионными были названы также кривые зависимости относительная компрессионная деформация ϵ_c — напряжение в скелете грунта σ_1 [81]. Отметим, что под конечной деформацией понимается деформация, соответствующая к моменту полной или условной ее стабилизации под действием данного напряжения, когда внешнее уплотняющее давление p_1 (см. рис. 3.1) равняется напряжению в скелете грунта ($p_1 = \sigma_1$).

Компрессионные кривые имеют ветви уплотнения (компрессии) и разуплотнения (декомпрессии, набухания). Первая характеризует уменьшение, а вторая — возрастание пористости грунта (см. рис. 3.7) при нагружении и разгрузке образца соответственно.

Уплотнение глинистых грунтов зависит от состояния их структуры и величины пористости. В пределах обычно действующих напряжений (0,1÷1,0 МПа) является явно выраженным нелинейным и частично обратимым процессом. При всех равных условиях (влажности, пористости и т.д.) компрессионные кривые грунта природного и нарушенного сложений отличаются друг от друга. Величина упомянутого отличия зависит от степени его чувствительности (см. п. 1.5). Деформация грунтов ненарушенного сложения, обладающих значительной структурной прочностью, практически начинается после некоторого напряжения $\sigma_{1, str}$ называемого пределом структурной прочности (см. рис. 3.7). Грунты, обладающие небольшой структурной прочностью практически уплотняются при самых небольших напряжениях. Следовательно, при $\sigma_1 < \sigma_{1, str}$ сжимаемость грунта пренебрежимо мала.

Конечная пористость e_{fs} водонасыщенных глинистых грунтов, обладающих значительной структурной пористостью, после полной разгрузки может быть как меньше, так и больше ее начального значения e_0 (см. рис. 3.7). При $\sigma_1 > \sigma_{1, str}$ уплотнение, вследствие нарушения природной структуры, ненабухающих (нормально уплотненных и недоуплотненных) глинистых грунтов способствует их упрочнению и возникновению остаточных деформаций ($e_{fs} < e_0$). В то время у набухающих глинистых грунтов наблюдается значительное увеличение объема, иногда превышающее величину начального уплотнения ($e_{fs} > e_0$) вследствие впитывания большого количества воды в межчастичные пространства. В грунтах слабых и нарушенного сложения всегда наблюдаются значительные остаточные деформации (см. рис. 3.7). В этом случае уплотнение грунта всегда приводит к образованию новых, более прочных структурных связей, препятствующих заметному увеличению объема (декомпрессии), и возникновению значительных остаточных деформаций после разгрузки.

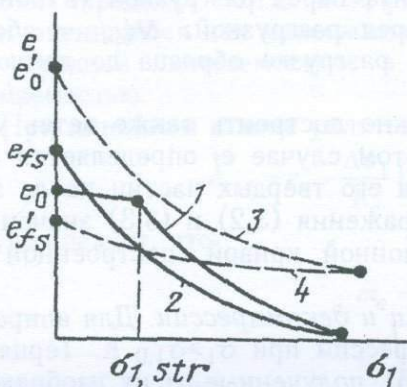


Рис. 3.7. Кривые компрессии и декомпрессии грунтов природного (1 и 2) и нарушенного (3 и 4) сложений, e_0 и e'_0 — начальные коэффициенты пористости; e_{fs} и e'_{fs} — конечные значения коэффициента пористости при декомпрессии; $\sigma_{1, str}$ — структурная прочность грунта при одномерном сжатии

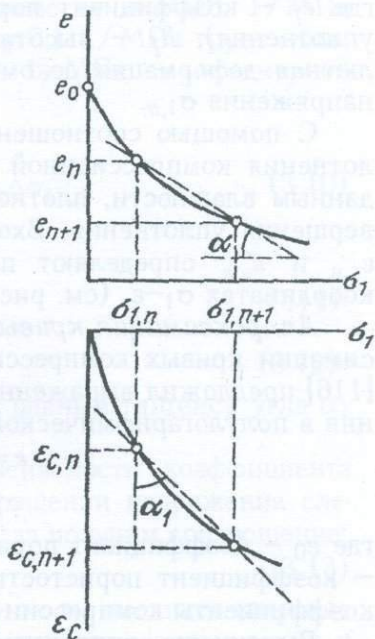


Рис. 3.8. Компрессионные кривые в координатах $e-\sigma_1$ и $\epsilon_c-\sigma_1$ и схемы определения коэффициента сжимаемости $m_c = \operatorname{tg} \alpha$ и модуля одномерного (компрессионного) сжатия $E_c = \operatorname{tg} \alpha_1$

Для построения ветви уплотнения компрессионной кривой надо знать величину начального коэффициента пористости e_0 грунта и иметь определяемые из опыта данные о сжимаемости $\Delta h_{c,n}$ и образца толщиной h (см. рис. 3.1, б) под действием различных по величине напряжений $\sigma_{1,n}$. Коэффициент пористости e_n грунта, для некоторого его состояния, обусловленного действием данного нормального напряжения $\sigma_{1,n}$, определяется по следующему соотношению

$$e_n = e_0 - \frac{\Delta h_{c,n}}{h} (1 + e_0) = e_0 - \epsilon_{c,n} (1 + e_0), \quad (3.2)$$

где e_n — коэффициент пористости грунта при напряжении $\sigma_{1,n}$; $\epsilon_{c,n}$ — относительная компрессионная деформация образца под действием данного напряжения $\sigma_{1,n}$.

При построении ветви декомпрессии компрессионной кривой коэффициент пористости e_n грунта при его разгрузке до $\sigma_{1,n}$ определяется по выражению

$$e_n = e_f + \frac{\Delta h'_{c,n}}{h_f} (1 + e_f) = e_f + \epsilon'_{c,n} (1 + e_f), \quad (3.3)$$

где e_f — коэффициент пористости грунта перед разгрузкой (в конце уплотнения); h_f — высота образца перед разгрузкой; $\Delta h'_{c,n}$ — абсолютная деформация декомпрессии при разгрузке образца до данного напряжения $\sigma_{1,n}$.

С помощью соотношения (3.3) можно построить также ветвь уплотнения компрессионной кривой. В этом случае e_f определяется по данным влажности, плотности грунта и его твердых частиц после завершения уплотнения. Входящие в выражения (3.2) и (3.3) значения $\epsilon_{c,n}$ и $\epsilon'_{c,n}$ определяют по компрессионной кривой, построенной в координатах σ_1 — ϵ_c (см. рис. 3.8).

Аппроксимация кривых компрессии и декомпрессии. Для аппроксимации кривых компрессии и декомпрессии при $\sigma_1 > \sigma_{1,0}$ К. Терцаги [116] предложил выражения (3.4) и (3.5), полученные от их изображения в полулогарифмической системе координат e — $\lg \sigma_1$.

$$e = e_0 - C_c \lg(\sigma_1 / \sigma_{1,0}), \quad (3.4)$$

$$e = e + C_s \lg(\sigma_1 / \sigma_{1,0}), \quad (3.5)$$

где e_0 — коэффициент пористости грунта при бытовом давлении $\sigma_{1,0}$; e — коэффициент пористости при данном значении $\sigma_1 > \sigma_{1,0}$; C_c и C_s — коэффициенты компрессии и декомпрессии.

Выражения, аппроксимирующие кривые компрессии и декомпрессии, легко получить также из соотношений (3.2) и (3.3). Для этого, например, следует выражение (3.2) записать в таком виде

$$e = e_0 - \epsilon_c(\sigma_1)(1 + e_0), \quad (3.6)$$

где $\epsilon_c(\sigma_1)$ — определяемое из опыта выражение зависимости ϵ_c — σ_1 . Если кривую компрессии $\epsilon_c = \epsilon_c(\sigma_1)$ (см. рис. 3.8) аппроксимировать степенной функцией вида (2.59), то из (3.6) можно получить следующее выражение для кривой $e = e(\sigma_1)$ при $\sigma_1 > \sigma_{1,n}$ (см. рис. 3.8) [81].

$$e = e_n - B(\sigma_1 - \sigma_{1,n})^n (1 + e_n). \quad (3.7)$$

Применение нелинейных выражений (3.4)–(3.7) компрессии и декомпрессии грунтов для расчета конечных осадок сооружений связано с определенными трудностями. Чтобы избежать их рассматривают отдельные небольшие участки компрессионных кривых, которые без существенных погрешностей заменяют прямыми (рис. 3.8). Тогда связь между напряжениями и коэффициентом пористости грунта можно выразить простой линейной зависимостью

$$e_{n+1} = e_n - (\sigma_{1,n+1} - \sigma_{1,n}) m_c, \quad (3.8)$$

где m_c — коэффициент сжимаемости:

$$m_c = \text{tg} \alpha = \frac{e_n - e_{n+1}}{\sigma_{1,n+1} - \sigma_{1,n}} = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma_1}, \quad (3.9)$$

численно равен изменению коэффициента пористости Δe при единичном приращении напряжения $\Delta \sigma_1 = 1$.

Коэффициент сжимаемости, по величине которого можно оценить степень сжимаемости (уплотняемости) грунтов, изменяется в довольно

широких пределах. Когда коэффициент сжимаемости $m_c \approx 0,01$ 1/МПа грунт оценивается как малосжимаемый, при $m_c \approx 0,1$ 1/МПа грунт обладает средней сжимаемостью, а при $m_c \approx 1,0$ 1/МПа — чрезмерной сжимаемостью.

При линейном законе уплотнения

$$e_{n+1} = e_n - \frac{\Delta\sigma_1}{E_c}(1+e_n) = e_n - m_c \Delta\sigma_1, \quad (3.10)$$

откуда следует, что

$$m_c = \frac{1+e_n}{E_c}, \quad (3.11)$$

$$E_c = \sigma_1 / \varepsilon_c, \quad (3.12)$$

где E_c — модуль компрессионной деформации, равный тангенсу угла α_1 (см. рис. 3.8)

Закон уплотнения. Для получения изменчивости коэффициента пористости грунта при бесконечно малом приращении напряжения следует продифференцировать выражение (3.8). Тогда получим соотношение:

$$de = -m_c d\sigma_1, \quad (3.13)$$

называемое законом уплотнения грунтов, имеющее широкое применение в механике грунтов для решения многих теоретических и практических проблем.

Напряженное состояние и деформирование элемента (образца) грунта при компрессии. Из условия равновесия элементарного параллелепипеда, подвергавшегося одномерному сжатию (рис. 3.1, а), следует,

$$\sigma_1 = p_1, \quad (3.14)$$

а учитывая условие невозможности его бокового расширения $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$ будем иметь

$$\sigma_2 = \sigma_3, \quad (3.15)$$

где ε_2 и ε_3 — относительные деформации по направлениям главных осей 2 и 3; $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ — главные нормальные напряжения; p_1 — равномерно-распределенное напряжение.

При одномерном сжатии элемент грунта подвергается как деформации объема θ , так и изменения формы ε_i . Из (2.9), с учетом условия $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$, следует, что относительная объемная деформация сжатия, которая вызывается действием шарового тензора напряжений T_σ^0 :

$$T_\sigma^0 = 3\sigma_m = \sigma_1(1+2\xi), \quad (3.16)$$

равна относительной компрессионной деформации ε_c :

$$\theta = \varepsilon_1 = \varepsilon_c. \quad (3.17)$$

Изменение формы элемента грунта при компрессии, которое вызывается действием интенсивности напряжений σ_i при $\tau_{xy} = \tau_{yz} = \tau_{zx} = 0$, $\sigma_2 = \sigma_1$, $\sigma_x = \sigma_2$, $\sigma_y = \sigma_3$,

$$\sigma_i = (1-\xi)\sigma_1, \quad (3.18)$$

характеризуется величиной *интенсивности деформаций* ε_i (см. п. 11.1)

$$\varepsilon_i = \frac{2}{3}\sigma_1, \quad (3.19)$$

где ξ — коэффициент бокового давления:

$$\xi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{\sigma_2}{p_1}. \quad (3.20)$$

В пределах линейной зависимости между напряжениями σ_1 и компрессионными деформациями $\varepsilon_c = \varepsilon_1$, коэффициент бокового давления ξ и Пуассона μ связаны следующими соотношениями

$$\xi = \frac{\mu}{1-\mu}, \quad \mu = \frac{\xi}{1+\xi}. \quad (3.21)$$

Принимая, что деформация одномерного уплотнения является линейной, т.е. коэффициент сжимаемости m_c — величина постоянная, выражение (3.10), с учетом (3.16) принимает следующий вид:

$$e_n = e_0 - m_c \Delta\sigma_1 = e_0 - \frac{m_c}{1+2\xi} T_\sigma^o = e_0 - \frac{m_c}{1+2\xi} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3), \quad (3.22)$$

откуда следует, что изменяемость коэффициента пористости e_n в данной точке определяется величиной шарового тензора напряжений, т.е. суммой главных нормальных напряжений: $T_\sigma^o = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$.

Это положение впервые установлено Н.М. Герсевановым и названо им принципом гидроемкости.

Зависимость между модулем общей деформации E и модулем общей компрессионной деформации E_c . Согласно (2.8) деформацию одномерного сжатия (уплотнения), с учетом (3.15) и (3.20), можно определить из выражения

$$\varepsilon_c = \varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E} \left(1 - 2 \frac{\mu^2}{1-\mu} \right) = \frac{1}{E} \beta, \quad (3.23)$$

откуда, с учетом (3.12) следует, что:

$$E = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_c} \beta = E_c \cdot \beta, \quad (3.24)$$

$$\beta = \left(1 - 2 \frac{\mu^2}{1-\mu} \right). \quad (3.25)$$

Из (3.23) легко получить выражение для определения абсолютной деформации (сжимаемости) слоя грунта высотой h (рис. 31, б):

$$s = \Delta h_c = \frac{\sigma_1 h}{E} \beta$$

Согласно СНиП 2.02.01 — 83, $\beta = 0,8$.

Отметим, что E называется модулем общей деформации потому, что в деформациях уплотнения содержатся как упругие, так и остаточные (необратимые) составляющие.

3.4. МЕТОДЫ ИСПЫТАНИЯ ОБРАЗЦОВ ГРУНТОВ, ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТА СЖИМАЕМОСТИ И МОДУЛЯ ОБЩЕЙ КОМПРЕССИОННОЙ ДЕФОРМАЦИИ

Основные положения изготовления образцов. Глинистые грунты, отобранные из оснований проектируемых сооружений в виде монолита размерами от 15×15×15 см до 30×30×30 см и кернов диаметрами $d=7,7\div 25$ см, испытывают при сохранении природного сложения. Если глинистый грунт должен служить материалом для возведения сооружения, испытывают образцы нарушенного сложения с заданными значениями плотности и влажности (см. ниже).

Образцы глинистого грунта природного сложения вырезают из монолита (керна) протарированными рабочими кольцами компрессионных приборов при помощи ручного винтового пресса [81]. Образцы грунта нарушенного сложения изготавливают или непосредственно в рабочем кольце прибора, или вырезают из искусственно формованного монолита. Последний способ имеет то преимущество, что позволяет получить большое количество образцов-близнецов, обладающих практически одинаковыми физико-механическими свойствами.

При изготовлении образца нарушенного сложения в рабочем кольце прибора, в формах в виде куба размерами 25×25×25 см или цилиндра диаметром 25 см и высотой 15÷25 см грунт с заданной влажностью уплотняют до заданной плотности. Для этого в заранее взвешенную посуду (фарфоровую или металлическую) помещают грунт объемом вдвое больше объема рабочего кольца или формы, растирают пестиком с резиновым наконечником до исчезновения комков крупнее 3 мм. Определяют влажность w_0 помещенного в чашу грунта по ГОСТ 5180-84, взвешивают грунт вместе с чашей и по разности масс посуды (чаши) с грунтом и без него определяют массу грунта m_0 в кг. Массу m_1 , которую должен иметь помещенный в посуду грунт при заданной влажности w_1 , вычисляют по следующей формуле ГОСТ I2248-78.

$$m_1 = \frac{m_0(1+w_1)}{1+w_0}. \quad (3.26)$$

Если влажность грунта w_0 в чаше меньше или больше заданной влажности w_1 , то в грунт добавляют воду или подсушивают на воздухе до тех пор, пока его масса не станет равной m_1 . Массу воды, которую надо добавить или удалить из грунта, определяют по разности m_0 и m_1 . Для равномерного распределения влаги по всему объему в грунт воду добавляют ручным или механическим пульверизатором. Как при подсушивании, так и при добавлении в грунт воды его тщательно перемешивают.

Массу грунта m , кг, необходимую для заполнения рабочего кольца прибора или формы при приготовлении образца заданной влажности и плотности, определяют по формуле:

$$m = \frac{V(1+w_1)}{1+e} \rho_s, \quad (3.27)$$

где V – объем рабочего кольца прибора или формы (м^3); e – заданное значение коэффициента пористости. ρ_s – плотность твердых частиц грунта, ($\text{кг}/\text{м}^3$).

При заполнении рабочего кольца или формы грунтом его трамбуют послойно или обжимают прессом. Изготовление образцов грунта следует выполнять с большой тщательностью, поскольку от этого, в значительной степени, зависит точность полученных результатов. Эта работа должна выполняться в помещении с достаточно высокой влажностью воздуха (80÷90%) в условиях небольшого колебания температуры ($\pm 2^\circ\text{C}$). Следует добиться того, чтобы горизонтальные поверхности образцов были бы исключительно гладкими и параллельными друг другу.

Перед закладкой образца в прибор его торцевые поверхности с одной или двух сторон (в зависимости от схемы испытания – одностороннего или двухстороннего отжатия поровой воды) покрывают кружками фильтровальной бумаги.

Одновременно с изготовлением образцов известными методами определяют начальную (природную) влажность w_0 (в долях от единицы), плотность твердых частиц ρ_s , пределы пластичности грунта, а по методу режущего кольца, используя данные тарировки рабочего кольца прибора (табл. 3.1), плотность грунта ρ и вычисляют его начальный коэффициент пористости e_0 . (см. п. 1.6).

Массу рабочего кольца прибора определяют с точностью $\pm 0,01$ г, а размеры до $\pm 0,01$ мм (ГОСТ 23908-79).

Таблица 3.1

Журнал тарировки рабочих колец компрессионных приборов

№ прибора	Масса кольца, г	Высота кольца, мм			Диаметр кольца, мм			Объем кольца, см^3
		Измерение 1	Измерение 2	Среднее	Измерение 1	Измерение 2	Среднее	
1	101,11	20,01	19,99	20,00	69,95	69,95	69,95	76,84
2	98,11	19,85	19,95	19,90	69,85	69,95	69,90	76,16

Зная величину плотности грунта определяют бытовое (природное) давление $\sigma_{1,0}$. Для полученных данных о сжимаемости грунта в естественных условиях образцы должны быть приведены в природное состояние путем предварительного уплотнения бытовым давлением, что является частью его подготовки к испытанию.

Если монолит (кern) грунта отобран из однородной среды, где нет грунтовых вод, его бытовое давление (в МПа) определяют по формуле А. Гейма:

$$\sigma_{1,0}(h) = 10^{-6} \rho g h, \quad (3.28)$$

где ρ — плотность образца в кг/м^3 , h — глубина отбора монолита (керна), м; g — ускорение свободного падения в м/с^2 , 10^{-6} — переходной коэффициент.

Когда в однородном основании на глубине h_0 от поверхности земли залегают грунтовые воды, то величину бытового давления грунта при $h > h_0$ следует определить с учетом взвешивающего действия последней. При слоистом основании с присутствием грунтовых вод и водоупорного слоя глины $\sigma_{1,0}$ определяют с учетом взвешивающего действия грунтовой воды на песчаные, супесчаные и суглинистые грунты и дополнительного давления столба воды на слой водонепроницаемой глины. При этом принимается, что глина не подвергается взвешивающему действию грунтовой воды.

Погрешности компрессионных испытаний глинистых грунтов, которые подлежат учету при обработке экспериментальных данных, в условиях постоянной температуры и влажности среды, по В.Ф. Разоренову (1961) обусловлены: 1) деформацией прибора и фильтровальной бумаги; 2) нарушением природной структуры грунта при вырезке образца из монолита (керна); 3) макро- и микронеровностями торцевых поверхностей; 4) наличием зазора между образцом и рабочим кольцом; 5) неисправностью прибора; 6) тщательностью выполнения опыта; 7) трением образца о рабочее кольцо.

Если прибор исправен, при вырезке между образцом и рабочим кольцом не образуются зазоры и опыт выполняется с большой тщательностью, общая погрешность Ω деформации уплотнения (без учета трения образца о рабочее кольцо) складывается из следующих погрешностей:

$$\Omega = \Omega_1 + \Omega_2 + \Omega_3, \quad (3.29)$$

где Ω_1 — деформация прибора и фильтровальной бумаги; Ω_2 — дополнительная деформация за счет неровностей торцевых поверхностей образца; Ω_3 — дополнительная деформация за счет частичного нарушения природной структуры грунта.

1. Для определения деформации прибора и фильтровальной бумаги Ω_1 в рабочее кольцо помещают стальную шайбу по размеру образца, покрытую с одной или двух сторон фильтровальной бумагой (см. выше) прибор загружают по схеме, применяемой при испытании грунта (см. ниже) и по мессуре фиксируют деформацию. Ступени напряжения прикладывают через интервалы времени, необходимые для полной стабилизации деформаций от действия предыдущей ступени. Результаты тарировки записывают в специальный журнал (таб. 3.2) или представляют в виде тарировочного графика [81] и учитывают при обработке экспериментальных данных (см. ниже).

В случае испытания грунта на компрессионную ползучесть (см. гл. 6) определение деформации прибора и фильтровальной бумаги сводится к определению их ползучести под длительным действием постоянного напряжения.

Журнал тарировки компрессионных приборов

Прибор модели М-2, № 24				Дата: 05.04.61 г.		
Напряжение, МПа	Время приложения напряжения		Длительность действия ступени напряжения, мин	Показания мессуры, мм		
	ч	мин		I тари- ровка	II тари- ровка	сред- нее
0,025	9	15	0	0,000	0,000	0,000
			0,5	0,050	0,053	0,052
			1	0,051	0,055	0,055
			5	0,054	0,057	0,055
			15	0,058	0,061	0,059
			50	0,059	0,062	0,060
0,050	10	15	60	0,060	0,065	0,062
			0	—	—	—
			0,5	0,070	0,070	0,070

2. При вырезке и обработке образца для подготовки к испытанию на его торцевых поверхностях возникают макро- и микронеровности. Эти неровности становятся причиной неточной пригонки образца к нижнему и верхнему фильтрам (дискам) прибора и источником дополнительных деформаций вследствие концентрации напряжений в отдельных небольших участках указанных поверхностей. Поэтому не случайно, что эта существенная погрешность компрессионных испытаний глинистых грунтов стала предметом специального изучения многими специалистами (Н.Н. Маслов и Д.В. Шнитников, М.Н. Гольдштейн, И.И. Черкасов, И. Шмертман, А. Балла, И. Шмидбауер, Г. Мус и М. Кани, С.Р. Месчан, И.А. Агишев, А.К. Ларионов и др.), которые предложили различные методы ее определения и учета.

Макро- и микронеровности не зависят от толщины образца, поэтому их влияние на деформацию образца зависит от величины последней, а также вида и состояния (консистенции) грунта и величины внешнего давления. Влияние этой погрешности возрастает по мере уменьшения толщины образца и возрастания структурной прочности грунта — его перехода от текучей к твердой консистенции. Оно особенно сильно проявляется на первых ступенях напряжения и достаточно быстро убывает по мере уплотнения под действием ступенчато возрастающих напряжений. Причем, если при тщательной обработке торцевых поверхностей образца можно существенно сгладить макронеровности, то этого нельзя сказать о микронеровностях, происхождение которых связано с зернистым строением грунта и мало зависит от качества обработки.

Доказательством сказанному выше могут служить большое расхождение между кривыми ползучести совершенно идентичных образцов-близнецов грунта нарушенного сложения текучей консистенции, полученных от

действия первых ступеней напряжения $\sigma_{1,1}=0,025$ МПа (рис. 3.9), и существенное их сближение при действии следующей ступени напряжения $\sigma_{1,2}=0,2$ МПа. Поскольку испытаны образцы текучей консистенции нарушенного сложения и вследствие этого исключено влияние нарушения структуры грунта на его деформацию (см. ниже), отмеченное выше сближение кривых ползучести, определенных от действия второй ступени напряжения, можно объяснить только сглаживанием макронеровностей под действием первой ступени напряжения [78, 85].

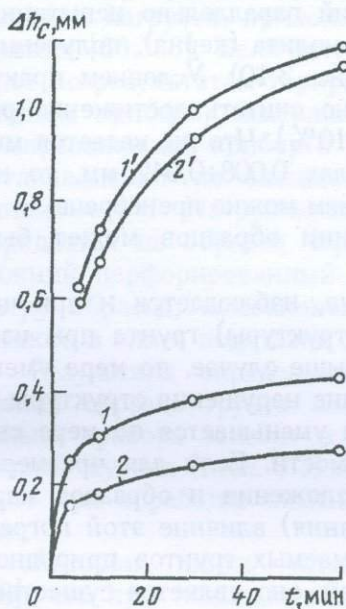
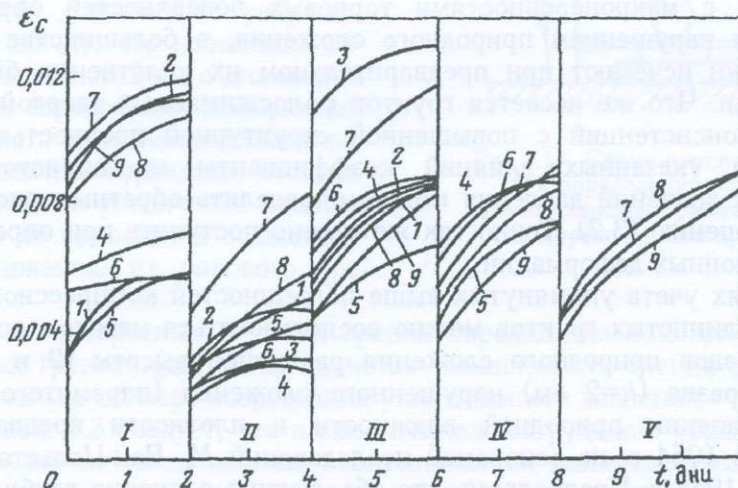


Рис. 3.9. Кривые $\Delta\eta_c-t$ двух образцов-близнецов суглинка нарушенного сложения, полученные при последовательном приложении ступеней $\sigma_{1,1}=0,025$ МПа (1 и 2) и $\sigma_{1,2}=0,2$ МПа (1' и 2')

Рис.3.10. Постепенное сближение кривых ползучести образцов грунта 32-80-Б, вырезанных из одного монолита, по мере приложения различных ступеней нагрузки (в МПа): I – 0–0,05; II – 0,05–0,1; III – 0,1–0,2; IV – 0,2–0,3; V – 0,3–0,4 МПа. 1–9 номера образцов



Макронеровности чрезмерно сжимаемых (слабых) глинистых грунтов удовлетворительно сглаживаются под действием небольших давлений, порядка 0,025-0,05 МПа [68]. В грунтах средней сжимаемости влияние этих неровностей исчезает при уплотнении образцов при напряжениях 0,05-0,15 МПа, а в грунтах слабосжимаемых, твердой и полутвердой консистенций этого нельзя добиться и при давлениях 0,8-1,0 МПа. Однако в последнем случае это влияние на деформацию образца существенно уменьшается уже при $\sigma_1=0,2\text{--}0,3$ МПа. Доказательством тому является сближение по мере роста напряжений деформаций параллельно испытанных образцов-близнецов, вырезанных из одного монолита (керна), полученных от действия отдельных ступеней нагрузки (рис. 3.10). Условием практического сглаживания макронеровностей можно считать достижение расхождения последних не более чем на 20% ($\pm 10\%$). Что же касается микронеровностей, которые изменяются в пределах 0,008-0,042 мм, то как справедливо отмечал И.И. Черкасов, их влиянием можно пренебречь.

Разброс опытных данных при испытании образцов может быть обусловлен также неоднородностью грунта.

Картина, аналогичная изложенному выше, наблюдается и при частичном нарушении природного сложения (структуры) грунта при изготовлении образцов. Как и в рассмотренном выше случае, по мере уменьшения толщины образца относительное влияние нарушения структуры на сжимаемость глинистого грунта возрастает и уменьшается по мере снижения его прочности и увеличения сжимаемости. Если для чрезмерно сжимаемых глинистых грунтов природного сложения и образцов нарушенного сложения (независимо от их состояния) влияние этой погрешности пренебрежимо мало, то для малосжимаемых грунтов природного сложения, обладающих твердой консистенцией, оно является существенным и подлежит учету при обработке экспериментальных данных.

Из изложенного выше следует, что погрешности компрессионных испытаний глинистых грунтов чрезмерной и средней сжимаемости, связанные с макронеровностями торцевых поверхностей образцов и частичным нарушением природного сложения, в большинстве случаев практически исчезают при предварительном их уплотнении бытовыми давлениями. Что же касается грунтов малосжимаемых твердой и полутвердой консистенций с повышенной структурной прочностью, то во избежание указанных влияний коэффициенты их пористости для различных значений давления можно определить обратным расчетом — по соотношению (3.2). Точно так же можно поступить при определении компрессионных деформаций.

В целях учета упомянутых выше погрешностей компрессионных испытаний глинистых грунтов можно воспользоваться методом испытания двух образцов природного сложения различной высоты (2 и 4 см) и одного образца ($h=2$ см) нарушенного сложения (перемятого грунта) при сохранении природной влажности и плотности предложенным Калуном в 1954 г. на основании исследований М. Ван-Цельста, выполненных в 1948 г. Предполагая, что абсолютные значения глубины нару-

шения структуры образцов различной толщины равны, задают величину этого нарушения (в процентах) толстого образца, по прямой пропорциональности определяют процент нарушения структуры тонкого образца. Далее, принимая, что степень нарушения структуры у третьего образца равна 100%, на основании экспериментальных данных уточняют значения нарушения структуры толстого и тонкого образцов и по простой интерполяции строят компрессионную кривую ненарушенного грунта.

3. Силу трения образца о рабочее кольцо прибора определяют по разности нагрузок, приложенных к нему через поршень и воспринятых днищем [68, 85]. Величину нагрузки, передаваемой на образец, определяют по результатам тарировки рычажного пресса, а силу, воспринятую днищем прибора, измеряют динамометром. Для измерения последней компрессионный прибор 5 (рис. 3.11) (без днища) с образцом грунта 4 устанавливают на специальной подставке 2, под которой помещают динамометр 1. Нагрузка, создаваемая рычажным прессом, как обычно, передается на образец через поршень 6, а на динамометр 1 — через нижний перфорированный диск (фильтр) 3 с диаметром, равным диаметру образца, помещенного в отверстие такого же диаметра, выточенного в плите подставки 2.

Результаты определения силы трения образца грунта о рабочее кольцо прибора заносят в тарировочный журнал (табл. 3.3) и учитывают при обработке опытных данных.

Автором книги установлено [78], что при испытании образцов нарушенного сложения высотой 1 и 2 см с соотношением их диаметра к высоте 3,5 и 7,0 практически получаются одинаковые результаты. Это значит, что испытание образцов толщиной 2 см с диаметром 7 см для определения деформаций одномерного уплотнения глинистых грунтов вполне оправдано, поскольку дальнейшее увеличение отношения d/h не приводит к существенному снижению их бокового трения.

Весьма интересным с точки зрения определения бокового давления глинистых грунтов (см. 6.10) является изменяемость трения образцов о рабочее кольцо по мере возрастания уплотняющего давления.

Из табл. 3.3 следует, что в самом начале загрузки образцов внешняя нагрузка почти полностью воспринимается динамометром. По мере возрастания уплотняющей нагрузки абсолютное значение силы трения

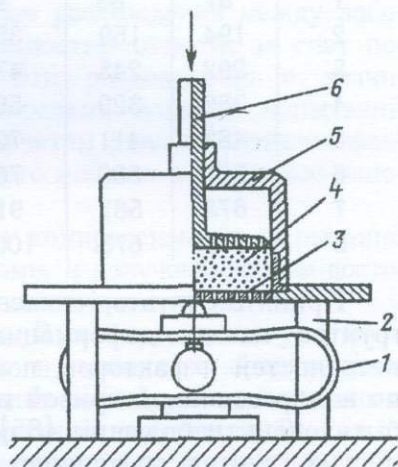


Рис. 3.11. Схема приспособления для определения бокового трения образца о рабочее кольцо компрессионного прибора

возрастает, а ее относительное значение вначале возрастает, а затем убывает. Это явление обусловлено, тем, что в самом начале загрузки внешняя нагрузка почти полностью расходуется на уплотнение грунта. По мере уплотнения и возрастания бокового давления грунта абсолютные значения силы трения образца о рабочее кольцо возрастают, а их относительные значения, вначале медленно возрастают, достигают своего наибольшего значения, а затем снижаются вследствие уменьшения коэффициента поперечного расширения и приращения бокового давления. Следовательно, изменчивость бокового трения образца обусловлена уплотнением грунта, а также характером изменчивости избыточного давления в поровой воде во времени (см. п. 4.6).

Таблица 3.3

Журнал определения сил трения образцов о рабочее кольцо прибора

Масса гирь на рычаге, кг	Грунт 2-57 (суглинок). Структура: нарушенная							
	$d=7\text{ см}, h=1\text{ см}$				$d=7\text{ см}, h=2\text{ см}$			
	$P, \text{ Н}$	$P', \text{ Н}$	Сила трения		$P, \text{ Н}$	$P', \text{ Н}$	Сила трения	
			Н	%			Н	%
1	87	83	4	4,6	86	88	-	-
2	194	159	35	17,8	186	165	19	10,3
5	292	245	47	16,0	290	233	57	19,7
4	386	329	59	15,2	393	345	48	12,2
5	483	411	72	14,8	490	418	72	14,7
6	578	500	78	13,5	583	496	77	14,8
7	678	587	91	13,4	669	573	96	14,3
8	773	673	100	12,9	736	669	67	9,3

Принято считать, что влияние бокового трения сильно сжимаемых грунтов на их деформацию компенсируется суммой всех других неточностей и факторов, поэтому расхождение между рассчитанными по компрессионной кривой и наблюдаемыми в натуре осадками может быть очень небольшим [85]. Что же касается слабосжимаемых глинистых грунтов, то влияние бокового трения значительно меньше других погрешностей, поэтому их сжимаемость по компрессионным испытаниям получается завышенной.

Небезынтересно отметить, что по данным Д. Тейлора и В. Мерчанта (1940) общее боковое трение в конце первичной консолидации образцов нарушенного сложения голубой бостонской глины составляет менее 15% от общей приложенной нагрузки, а для перемятого состояния до давления 0,8 МПа — 20%. Г. Леонардс и П. Гиrolт установили [147], что для стальных несмазанных рабочих колец диаметром 11,94/40,64 см и высотой 3,05/5,08 см, трение на 25,4 мм высоты для глины нарушенного сложения из Мехико составляет 17% от приложенной нагрузки. В опытах К. Ло [148] боковое трение образца не превышает 10% от величины внешней нагрузки.

Все рассмотренные выше погрешности компрессионных опытов вместе взятые с учетом влияния изменчивости температуры грунта при его испытании в лабораторных условиях могут сильно ухудшить его реальные деформационные свойства и стать причиной серьезных ошибок. Поэтому не случайно, что для перехода от результатов лабораторных определений модуля общей деформации глинистых грунтов к полевым вводится переходной коэффициент m_k , который согласно Справочника проектировщика "Основания, фундаменты и подземные сооружения". (М., Стройиздат, 1985) при коэффициенте пористости грунта $1,05 \geq e \geq 0,45$, изменяется от двух до шести.

Чтобы подтвердить сказанное выше, отметим, что если компрессионный прибор и измерительные средства совершенно исправны, имеют достаточную точность и отсутствуют постоянные динамические воздействия, то от нарушения структуры глинистого грунта при вырезке образца природные (реальные) показатели одномерного уплотнения могут ухудшиться до 30%, от наличия макронеровностей на горизонтальных поверхностях образца — до 100% и более, от его трения о рабочее кольцо прибора — до 30%, от изменения температуры на 15°C — до 50% [81] и т.д. В итоге мы имеем погрешность, которая превышает 240%. Вместе с тем совершенно очевидно, что существующие расхождения между лабораторными и полевыми опытами нельзя полностью отнести за счет погрешностей компрессионных испытаний. Эти расхождения в значительной степени обусловлены как погрешностями полевых испытаний грунтов, так и ошибками, связанными с неучетом ряда важнейших факторов в решении задачи вдавливания жесткого штампа в грунтовое основание.

Все перечисленные выше погрешности компрессионных испытаний могут быть учтены описанными выше методами, и получены вполне достоверные показатели одномерного уплотнения глинистого грунта.

Основные схемы испытания образцов. В соответствии с условием работы глинистых грунтов в основаниях и земляных сооружениях компрессионные испытания образцов проводят по следующим основным схемам: 1) уплотнение при начальной природной влажности; 2) уплотнение при водонасыщении после их испытания в условиях п. 1; 3) уплотнение после предварительного водонасыщения без ограничения деформаций набухания и просадки; 4) уплотнение после предварительного водонасыщения под арретир — при отсутствии набухания. Кроме этих схем могут быть применены и другие специальные методы испытания.

Для испытания водонасыщенных глинистых грунтов по первой схеме в целях предохранения их от высыхания торцевые поверхности образцов покрывают фильтровальной бумагой, пропитанной машинным маслом и проколотой для свободного пропуска отжатой поровой воды. Если грунт не полностью насыщен водой $S_r \leq 0,8$, то с той же целью нижний перфорированный диск (фильтр) и поршень (верхний фильтр) прибора заменяют сплошными, а образец испытывают без использования фильтро-

вальной бумаги. Принимают и другие меры герметизации прибора — опускание прибора в масло, покрытие всех зазоров и отверстий техническим вазелином, штампа — резиной, влажной ватой и т.д.

Образец грунта перед испытанием насыщают водой и испытывают под водой по третьей схеме, если монолит (кern) отобран с глубины ниже уровня грунтовых вод или по условию работы он должен находиться ниже уровня поверхностных вод. В этом случае торцевые поверхности образца покрывают кружками фильтровальной увлажненной бумаги, а после зарядки прибора насыщают восходящим потоком воды, подаваемой в днище из пьезометра через резиновый патрубок и один из штуцеров. Полное насыщение образца контролируется появлением воды в патрубке — фиксаторе уровня воды в цилиндре прибора.

Для удаления пузырьков воздуха из днища прибора выпускают воду через второй патрубок и только после этого закрывают зажимом Гофмана. В течение всего эксперимента в пьезометре поддерживается постоянный уровень воды с небольшим градиентом напора. В процессе уплотнения образца можно по известным методам определить избыточное давление в поровой воде (см. п. 4.3) и водопроницаемость грунта (коэффициент фильтрации) k в различных состояниях плотности — влажности грунта.

При насыщении образца используют питьевую воду, а также воду, отобранную с места взятия монолита (керна). Это требование вызвано тем, что если содержащий растворимые соли грунт насыщать дистиллированной водой, то в результате осмотического впитывания будет иметь место его набухание. Если же не засоленный грунт насыщать минерализованной водой, произойдет отжатие поровой воды. Набухание способствует уменьшению, а отжатие поровой воды — увеличению сжатия грунта.

Вторая схема испытания применяется при определении деформаций просадочных и набухающих грунтов в условиях дополнительного замачивания. Когда грунт обладает свойством просадочности, по этой схеме определяют величину просадки, а когда он обладает свойством набухания, — зависимость набухания и давления набухания от величины внешнего давления.

Третья схема испытания применяется также для определения уплотнения набухающих грунтов после свободного набухания, а четвертая — давления свободного набухания и уплотнения под действием напряжений, превосходящих это давление.

Порядок загрузки образцов. Загрузка образцов до заданной величины напряжения, которая должна превышать давление по подошве фундамента проектируемого сооружения на величину массы грунта, мощностью в 1,5 ... 2,0 раза превышающую ширину фундамента (С.А. Роза, 1959), осуществляется приложением ступенчато возрастающих давлений. Величина ступени и интервал (скорость) приложения давления зависит от состояния плотности-влажности грунта, его консистенции и назначения эксперимента. Отметим, что снижение скорости загрузки образцов лабораторный эксперимент приближает к услови-

ям работы грунта в натуре и тем самым способствует повышению точности определения реальных характеристик его сжимаемости. Этому способствует также совпадение траекторий нагружения грунта в лабораторных условиях и в натуре.

Применяются отличные друг от друга схемы загрузки, которые в основном отличаются выбором величины первой ступени нагрузки. Общим у многих из них является условие двукратного увеличения последующей ступени напряжения по отношению к предыдущей, с целью примерно одинакового уменьшения пористости грунта от действия каждой ступени и условие определения интервала их приложения.

М.Н. Гольдштейн (1952) и Д. Тейлор (1954) первую ступень напряжения принимают равной 0,025 МПа, причем первый из них эту ступень представляет в виде суммы $0,01+0,015=0,025$ МПа. Справочник инженерной геологии (1974) рекомендует величину этой ступени для слабых грунтов принимать равной 0,0125 МПа, для грунтов средней плотности 0,05 МПа, а плотных 0,1 МПа. Н.С. Бирюков, В.Д. Казарновский и Ю.Л. Мотылев (1975) предложили до $\sigma_1=0,2$ МПа слабые грунты уплотнять ступенями 0,002; 0,003; 0,005; 0,01; 0,03; 0,05; 0,075; 0,1; 0,15 и 0,2 МПа, более плотные – 0,01; 0,02; 0,03; 0,05; 0,075; 0,1 и 0,2 МПа. Во всех изложенных выше случаях испытания образцов после первой ступени давления прикладывают при двукратном увеличении последующей ступени по отношению к предыдущей.

В.Д. Ломтадзе (1990) придерживается другой схемы загрузки. Для слабых грунтов он принимает следующий порядок загрузки: 0,025; 0,05; 0,075; 0,1; 0,15; 0,2; 0,3 МПа, а для более плотных: 0,05; 0,1; 0,2; 0,3; 0,4 и 0,6 МПа.

При определении структурной прочности грунта $\sigma_{1,стр}$ по ГОСТ 12248-96 загрузка образцов осуществляется равными ступенями давления по 0,0025 МПа до начала сжатия. За начало сжатия считается относительная компрессионная деформация $\varepsilon_c = \Delta h_c / h \geq 0,005$ (для высоты образца $h=20$ мм, $\Delta h_c \geq 0,1$ мм). Нам представляется, что это очень грубая оценка начала деформирования грунта.

При дальнейшем нагружении ступени давлений должны быть равными 0,0125; 0,025; 0,05; 0,1 МПа и далее с интервалом 0,1 МПа до необходимых пределов. В случаях, предусмотренных программой исследований, допускается в пределах указанных ступеней принимать более дробные давления, исходя из особенностей деформируемости грунта.

Для получения полного представления о характере изменчивости сжимаемости глинистого грунта в процессе его уплотнения автор рекомендует [85] загрузку образцов осуществить в два этапа – до и после 0,3 МПа, равными для каждого этапа значениями ступеней давления. На первом этапе нагружения рекомендуется сильно сжимаемые глинистые грунты уплотнять ступенями 0,0125 МПа, среднесжимаемые – 0,025, а слабосжимаемые – 0,05 МПа. Во всех случаях на втором этапе испытания образцов ступени давления принимаются равными 0,1 МПа. При необходимости ступень нагрузки на первом этапе испытания можно снизить до 0,005 МПа или увеличить [85].

Журнал испытания грунтов на одномерное сжатие

1. Опыт 1156. 2. Грунт — ленточная глина. 3. Структура — природная. 4. $\sigma_{1,0}=0,1$ МПа. 5. Прибор М-2, № 24.
6. Размеры и данные о физических свойствах образца

Масса кольца с грунтом m_2 , г	Масса кольца m_1 , г	Масса образца $m_{гр} = (m_2 - m_1)$, г	Высота образца h , мм	Объем образца V , см ³	Плотность грунта, кг/м ³		Плотность скелета ρ_s , кг/м ³	Влажность		Коэффициент пористости	
					начальная $\rho_0 = m_{гр}/v$	конечная ρ_f		начальная w_0	конечная w_f	начальный e_0	конечный e_f
241,520	106,070	135,450	20,0	76,96	1760	1720	2720	0,488	0,462	1,30	1,18

7. Результаты опытов

Напряжение σ_1 , МПа	Время загрузки		Показания мессуры, мм	Деформация прибора Ω_1 , мм	Деформация образца Δh_c , мм	Относительная деформация $\varepsilon_c = \Delta h_c / h$	Коэффициент		Модуль общей деформации $E_c = \frac{\sigma_{1,n+1} - \sigma_{1,n}}{\varepsilon_{c,n+1} - \varepsilon_{c,n}}$, МПа	
	дата	ч, мин					пористости			сжимаемости, 1 МПа $m_c = \frac{e_n - e_{n+1}}{\sigma_{1,n+1} - \sigma_{1,n}}$, 1/МПа
							$e = e_0 - \varepsilon_c (1 + e_0)$	$e = e'_f + \frac{\Delta h'_f}{h_f} (1 + e_f)$		
0,025	09.05. 1965 г.	10,30	0,000	0,000	0,000	1,300	—	—	—	
		11,30	0,105	0,062	0,043	0,002	1,295	—	—	
0,50		11,30	—	—	—	—	—	—	—	
		12,30	0,259	0,095	0,164	0,008	1,282	—	—	
0,75		12,30	—	—	—	—	—	—	—	
		10.05 1965 г.	10,30	0,368	0,110	0,258	0,013	1,270	—	—
0,10		10,30	—	—	—	—	—	—	—	
		10,31	0,413	0,115	0,298	0,015	1,266	—	—	
		10,32	0,423	0,115	0,308	0,015	1,265	—	—	
		10,34	0,443	0,115	0,328	0,016	1,263	—	—	
		12,30	0,520	0,116	0,404	0,020	1,254	—	—	
		11.05	10,30	0,546	0,118	0,428	0,021	1,252	—	—
		12.05	10,30	0,561	0,118	0,443	0,022	1,249	—	—
		13.05	10,30	0,571	0,119	0,452	0,0226	1,248	—	0,52
0,125	20,05	10,30	—	—	—	—	—	—	0,48	4,63
		10,30	0,684	0,120	0,564	0,028	1,236	—	—	—
0,150		10,30	—	—	—	—	—	—	0,64	3,79
		27.05	10,30	0,813	0,120	0,693	0,0346	1,220	—	—
0,175		10,30	—	—	—	—	—	—	0,60	3,79
		03.06	10,30	0,946	0,121	0,825	0,0412	1,205	—	—
0,20	10.06	10,30	—	—	—	—	—	—	0,48	4,17
		10,30	1,067	0,122	0,945	0,0472	1,193	—	—	—
0,225		10,30	—	—	—	—	—	—	0,60	4,24
		17.06	10,30	1,186	0,124	1,062	0,0531	1,178	—	—
0,00		10,30	—	—	—	—	—	—	—	—
		19.06	10,30	1,086	0,118	0,968	0,0484	1,189	—	—

Интервал приложения ступеней давления при компрессионных испытаниях глинистых грунтов определяется условием стабилизации деформаций от действия предыдущей ступени. Последующая ступень давления прикладывается к образцу после условной стабилизации его деформации, которая для образцов толщиной 2 см считается достигнутой, если ее скорость равна или менее 0,01 мм за 16 ч.

Деформацию образцов измеряют мессурами — индикаторами часового типа с ценою деления 0,01, 0,002 или 0,001 мм сразу же после приложения ступени давления ($t \geq 0$), через 5, 10, 15, 30 с, 1, 2, 3, 6 ч и каждые сутки до условной стабилизации.

После завершения испытания образца прибор быстро разбирают, извлекают из него рабочее кольцо с образцом, определяют конечную влажность w_f и конечную плотность ρ_f (по методу парафинирования — по ГОСТ 5182-78) грунта.

Данные о характеристиках физических свойств грунта до и после опыта, а также результаты испытания образца записывают в лабораторный журнал (табл. 3.4). Для построения кривой компресс высотным методом — по формуле (3.2), определяют коэффициенты пористости грунта для различных значений внешнего давления. Его конечное значение e_f сопоставляют с e_f' , определенного по прямому методу — по данным ρ_s , ρ_f и w_f . Если их расхождение, более чем на 5%, это значит, что на результаты эксперимента повлияли макронеровности торцевых поверхностей образца и нарушение природного сложения. В этом случае коэффициенты пористости грунта для различных σ_1 следует вычислить обратным методом — по соотношению (3.3).

Когда испытание образцов выполнено по схеме 3, т.е. после полного водонасыщения, конечное значение коэффициента пористости грунта определяют также по выражению $e_f'' = w_f \rho_s / \rho_w$ (1.14) и сравнивают с e_f' . Их расхождение более чем на 5% говорит о неполном водонасыщении образца и нарушении условия опыта.

На примере, приведенном в табл. 3.4 разность между e_f и e_f' менее 5%. Следовательно, перерасчета коэффициентов пористости для различных σ_1 по соотношению (3.3) не требуется. Разность между $e_f' = 1,18$ и $e_f'' = w_f \rho_s / \rho_w = 0,462 \times 2720 / 1000 = 1,25$ и составляет 6%. Это значит, что испытанный образец не был полностью водонасыщен и опыт следует повторить.

Для получения более точного значения e_f' испытание образца следует завершить полной стабилизацией деформации набухания (декомпресс) при его полной разгрузке и определением e_{fs} (рис. 3.7) по данным w_{fs} , ρ_{fs} и ρ_s . Тогда e_f' можно определить по соотношению (3.2).

Определение коэффициента сжимаемости и модуля общей компрессионной деформации. По результатам обработки экспериментальных данных испытания образца (см. табл. 3.4) строят компрессионную кривую в координатах $\sigma_1 - \epsilon_c$ и $\sigma_1 - e$ (рис. 3.12), вычисляют коэффициенты m_c по выражению (3.9) и модули общей компрес-

сионной деформации E_c по закону Гука (3.12) для различных интервалов изменения давления (см. табл. 3.4).

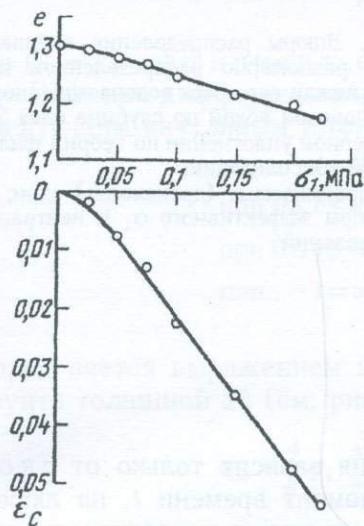


Рис. 3.12. Экспериментальные компрессионные кривые ленточной глины (см. табл. 4, опыт 1156) в координатах $e-\sigma_1$ и $\epsilon_c-\sigma_1$

При нелинейном законе компрессионной деформации кривую $\epsilon_c = \epsilon_c(\sigma_1)$ (см. рис. 3.12) можно аппроксимировать по одному из соотношений (2.59), (2.61) – (2.69) и, используя (3.6), деформацию ϵ_c выразить через изменяемость коэффициента пористости грунта. В приведенном в табл. 3.4 и на рис. 3.12 примере деформация образца при $\sigma_1 > \sigma_{1,0} = 0,1$ МПа с достаточной точностью подчиняется линейному закону. Тогда имея в виду, что $m_{c,m} = 0,56$ 1/МПа, из соотношения (3.10) получим:

$$e = 1,248 - 0,56(\sigma_1 - \sigma_{1,0}), \quad (3.30)$$

где $m_{c,m}$ – среднее значение коэффициента сжимаемости.

3.5. ТЕОРИЯ ФИЛЬТРАЦИОННОГО УПЛОТНЕНИЯ (КОНСОЛИДАЦИИ) ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ К. ТЕРЦАГИ

В теории уплотнения слоя водонасыщенного глинистого грунта под действием равномерно распределенной нагрузки p_1 (см. рис. 3.1) принимаются [120]: 1) условие полного водонасыщения грунта до состояния "грунтовой массы" и несжимаемости последней; 2) однородность и изотропность грунта; 3) линейная зависимость между нормальным напряжением σ_1 и коэффициентом пористости e (3.8); 4) возможность одностороннего или двустороннего оттока отжатой из слоя грунта поровой воды (наличие дренажа у нижней и верхней поверхностях слоя) (рис. 3.13); 5) применимость закона ламинарной фильтрации Дарси (1.20) к движению свободной воды по порам грунта; 6) неизменяемость в процессе уплотнения грунта коэффициента фильтрации $k = const$ и среднего значения коэффициента пористости e_m .

В теории К. Терцаги в силу несжимаемости грунтовой массы внешняя нагрузка в момент приложения $t=0$ полностью воспринимается поровой водой, а затем, по мере ее отжатия из пор, она постепенно (во времени) передается на мгновенно линейно деформируемый скелет грунта. Следовательно, уплотнение грунтовой массы возможно только при отжатии поро-

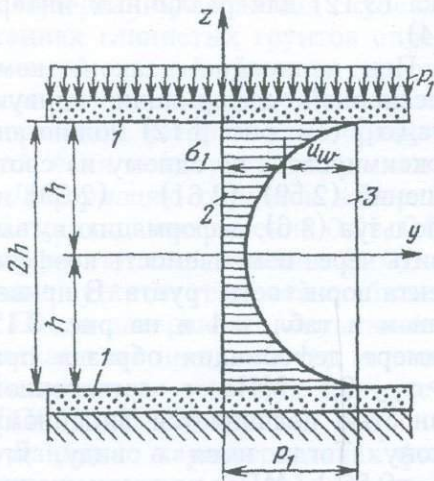


Рис. 3.13. Эпюры распределения внешней сплошной равномерно распределенной нагрузки p_1 между скелетом водонасыщенного грунта и поровой водой по глубине слоя $2h$ при одномерном уплотнении по теории фильтрационной консолидации:
 1 - водопроницаемые (дренажные) слои; 2 и 3 - эпюры эффективного σ_1 и нейтрального u_w давлений

вой воды, а длительность ее деформирования зависит только от скорости фильтрации. Тогда в любой момент времени t , на любой глубине z слоя (см. рис. 3.13) внешняя нагрузка p_1 складывается из эффективного давления σ_1 , возникающего в скелете грунта, и избыточного давления в поровой воде u_w , называемого нейтральным давлением

$$p_1 = \sigma_1 + u_w, \quad (3.31)$$

откуда следует, что

$$u_w = p_1 - \sigma_1. \quad (3.32)$$

По мере возрастания эффективного давления имеет место постепенное уплотнение скелета грунта, что сопровождается снижением гидростатического нейтрального давления.

При принятых условиях дифференциальное уравнение уплотнения слоя водонасыщенного глинистого грунта, вследствие, отжатия (фильтрации) поровой воды под действием внешнего давления p_1 , для любых деформационных свойств скелета записывается в следующем виде:

$$\frac{\partial e}{\partial t} = \frac{(1+e_m)k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2}. \quad (3.33)$$

Используя выражение (3.8) и условие (3.31), соотношение (3.33) принимает следующий вид

$$\frac{k}{\gamma_w m_v} \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2} = \frac{\partial u_w}{\partial t}, \quad (3.34)$$

где $m_v = m_c / (1+e_m)$ - коэффициент относительной сжимаемости.

Вводя обозначение

$$\frac{k}{\gamma_w m_v} = \frac{k(1+e_m)}{\gamma_w m_c} = C_v, \quad (3.35)$$

выражение (3.34) получает следующий окончательный вид

$$C_v \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2} = \frac{\partial u_w}{\partial t}, \quad (3.36)$$

где C_v — коэффициент фильтрационной консолидации.

Решение дифференциального уравнения (3.36) при удовлетворении следующим начальным и граничным условиям:

$$\left. \begin{aligned} \text{при } t=0 \text{ и } 0 \leq z \leq h, \quad u_w = p_1; \\ \text{при } 0 \leq t < \infty \text{ и } z=0, \quad \partial u_w / \partial z = 0; \\ \text{при } 0 \leq t < \infty \text{ и } z=h, \quad u_w = 0; \\ \text{при } t = \infty \text{ и } 0 \leq z \leq h, \quad u_w = 0, \end{aligned} \right\} \quad (3.37)$$

определяется выражением избыточного давления в поровой воде слоя грунта толщиной $2h$ (см. рис. 3.13):

$$u_w = \frac{4}{\pi} p_1 \sum_{i=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{i} \exp\left(-\frac{C_v i^2 \pi^2 t}{4h^2}\right) \sin \frac{i\pi z}{2h}. \quad (3.38)$$

Учитывая, что согласно (3.2) уменьшение толщины слоя грунта на величину $\Delta h_c = ds$ под действием эффективного давления $\sigma_1 = p_1 - u_w$ с учетом (3.8) равно:

$$\Delta h_c = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} dz = \frac{m_c (p_1 - u_w)}{1 + e_0} dz, \quad (3.39)$$

осадка слоя h , залегающего на водонепроницаемом основании, во времени $s(t)$ определяется по выражению

$$s(t) = \int_0^h \frac{m_c (p_1 - u_w)}{1 + e_0} dz = \frac{m_c}{1 + e_0} \left(p_1 h - \int_0^h u_w dz \right), \quad (3.40)$$

а, учитывая (3.38), из (3.40) следует:

$$s(t) = \frac{m_c p_1 h}{1 + e_0} \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{i=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{i^2} \exp\left(-\frac{C_v i^2 \pi^2 t}{4h^2}\right) \right]. \quad (3.41)$$

При $t = \infty$, $u_w = 0$, $p_1 = \sigma_1$ и поэтому выражение (3.41) совпадает с соотношением конечной осадки слоя (3.39).

Из выражения (3.41) получается весьма важное соотношение, связывающее между собой длительности уплотнения t_1 и t_2 слоев грунта различной толщины h_1 и h_2

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{h_1^2}{h_2^2}. \quad (3.42)$$

Рассмотрение теории фильтрационного уплотнения К. Терцаги в свете современных представлений о природе прочности и деформации глинистых грунтов [27, 59] выявляет совершенно очевидную неточность и недостаточную строгость ее основных исходных положений. Теория фильтра-

ционного уплотнения игнорирует свойством длительного деформирования скелета — ползучестью скелета, которая (наряду с фактором фильтрации) оказывает решающее влияние на весь процесс деформации водонасыщенного глинистого грунта во времени (Г.И. Покровский, К. Бюиссман, Г. Грей, Д. Тейлор и В. Морчант, Н.Я. Денисов, Н.И. Анисимов, Н.Н. Маслов, С.А. Роза, М.Н. Гольдштейн, С.Р. Месчан и др.) и поэтому не случайно, что первые же проверки теории показали ее несоответствие эксперименту.

Анализ экспериментальных данных по уплотнению образцов водонасыщенного грунта различной высоты (1 и 4 см) позволили Г.И. Покровскому в 1938 г. показать, что длительность протекания их деформаций мало отличаются друг от друга — высота образца практически не влияет на продолжительность их уплотнения. Этот экспериментальный факт, который в дальнейшем получил подтверждение работами многих ученых (см. п.п. 4.3÷4.5), находится в полном противоречии с приведенными выше положениями теории.

Несоответствие теории эксперименту было показано также в работе Д. Тейлора и В. Мерчанта [157] путем сопоставления экспериментальных и теоретических кривых деформация — время. Им было установлено, что начиная с некоторого значения коэффициента пористости наблюдается всевозрастающее расхождение между указанными кривыми.

Из всего вышеизложенного следует, что длительность уплотнения слоя водонасыщенного глинистого грунта (ползучести в целом) обусловлена двумя основными факторами: фильтрацией поровой воды и структурными и структурно-адсорбционными деформациями (по Н.Н. Денисову), названными Д. Тейлором и В. Мерчантом вторичной консолидацией, а В.А. Флориным — ползучестью скелета. По словам Н.Н. Маслова [59] — при деформации водонасыщенного глинистого грунта всегда имеет место конкурентная борьба: а) сопротивляемости прохождения через толщу воды, отжимаемой из нее под нагрузкой (фактор коэффициента фильтрации, k), б) сопротивляемости деформации уплотнения породы за счет внутренних водокolloидальных связей (фактор вязкости). Под фактором вязкости понимается то сопротивление, которое препятствует перемещению частиц в породе.

Прекрасным подтверждение сказанному выше о неточности основных предположений теории фильтрационной консолидации — теории К. Терцами, согласно которым запаздывание деформаций водонасыщенного грунта от момента приложения давления обусловлено только фильтрацией поровой воды, а деформация скелета протекает мгновенно являются работы Н.Я. Денисова (1951) по испытанию на ползучесть при одномерном уплотнении порошков и приготовленных из них паст юрской (оксфордской) и ленточной глин [27], а также испытания образцов не водонасыщенного суглинка природного сложения ($\rho=1830$ кг/м³, $\rho_s=2750$ кг/м³, $w=0,238$, $n=46,2\%$, $e=0,86$, $s_r=0,762$, $I_p=0,101$) (рис. 3.14), проведенные автором книги (1954). Эксперименты показывают, что сухие

порошки и неводонасыщенный суглинок уплотняются так же долго, как и водонасыщенные.

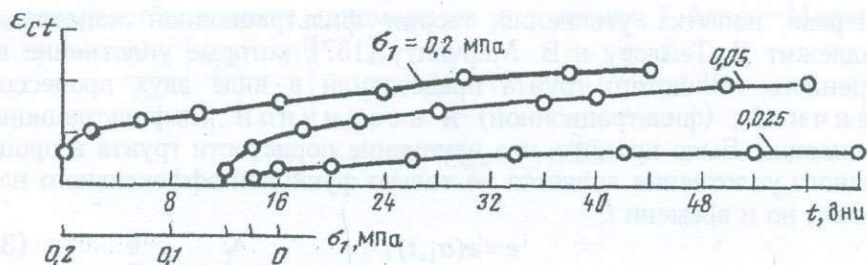


Рис. 3.14. Экспериментальные кривые компрессионной ползучести скелета водонасыщенного суглинка, определенные при трех различных значениях постоянного нереального напряжения σ_1 (в МПа)

Аналогичные результаты длительного деформирования сухих (неводонасыщенных) грунтов нарушенного и ненарушенного сложений получены Хуан Си-лином (1958), Тан Тьенг-ки (1959) и др. Это подтверждается также наблюдаемыми в природе длительными деформациями высоких (до 40 м) железнодорожных насыпей, возведенных из неводонасыщенных глинистых грунтов.

В зависимости от прочности структурного каркаса приложенная к грунту внешняя нагрузка может быть полностью воспринята как скелетом, так и поровой водой. Когда грунт обладает достаточно высокой структурной прочностью, а величина напряжения не превышает ее предельного значения $\sigma_{1, str}$, то вся внешняя нагрузка будет воспринята его скелетом. Если же внешняя нагрузка превышает указанный предел, то в зависимости от степени разрушения структуры грунта эта нагрузка в момент приложения будет воспринята поровой водой частично или полностью. В первом, случае скорость передачи напряжения на поровую воду будет зависеть от скорости разрушения структуры грунта [78, 85].

Эксперименты показывают, что в отличие от схемы Д. Тейлора и В. Мерчанта [157], факторы фильтрации и ползучести скелета водонасыщенного глинистого грунта действуют совместно с самого начала процесса его уплотнения (см. п. 4.4). При этом, протекающая во времени деформация уплотнения выражается некоторой интегральной кривой, названной автором книги кривой ползучести грунта в целом (см. п. 2. 4).

Изложенное позволяет заключить, что теория фильтрационного уплотнения К. Терцаги соответствует одному из частных, сравнительно мало встречаемых в природе, случаев. Поэтому при решении задач уплотнения водонасыщенных глинистых грунтов, быть может за исключением отдельных случаев, учет ползучести скелета (кроме других факторов) является обязательным.

3.6. ТЕОРИЯ ВТОРИЧНОЙ КОНСОЛИДАЦИИ ТЕЙЛОРА-МЕРЧАНТА

Первая попытка уточнения теории фильтрационной консолидации принадлежит Д. Тейлору и В. Мерчанту [157], которые уплотнение водонасыщенного глинистого грунта представили в виде двух процессов — первичной, (фильтрационной) и вторичной (нефильтрационной) консолидации. Было принято, что изменение пористости грунта в процессе вторичного уплотнения является не только функцией эффективного напряжения σ_1 , но и времени t :

$$e = e(\sigma_1, t), \quad (3.43)$$

а скорость ее изменения (деформации скелета) подчиняется закону, сходному с законом вязкого течения и ползучести:

$$\frac{de}{dt} = \frac{\partial e}{\partial \sigma_1} \frac{d\sigma_1}{dt} + \frac{\partial e}{\partial t}, \quad (3.44)$$

где первый член правой части представляет собой скорость первичной консолидации (при $\partial e / \partial \sigma_1 = -m_c$, $\partial e / \partial \sigma_1 \cdot d\sigma_1 / dt = -m_c d\sigma_1 / dt$), а второй — скорость вторичной консолидации.

Для определения (3.44) на рис. 3.15 приведены компрессионные кривые, где ohd — соответствует первичной, odb — конечной консолидации при $t = \infty$. Если при напряжении σ_1 первичной консолидации соответствует отрезок fh , то hc представляет собой вторичную консолидацию к некоторому моменту времени t .

Предполагается, что скорость вторичной консолидации прямо пропорциональна неосуществленной доле вторичной консолидации, т.е.

$$\frac{\partial e}{\partial t} = -a_s(cd), \quad (3.45)$$

где a_s — коэффициент вторичной консолидации.

Из рис. 3.15 следует, что

$$(cd) = (fd) - (fc) = m_c(\sigma_1 - \sigma_{1,1}) + (e_1 - e). \quad (3.46)$$

Выражение (4.45) с учетом (3.46) записывается в виде

$$\frac{\partial e}{\partial t} = -a_s [m_c(\sigma_1 - \sigma_{1,1}) - (e - e_1)], \quad (3.47)$$

из решения которого следует:

$$e = e_1 - m_c(\sigma_1 - \sigma_{1,1}) + (m_c - m'_c)(\sigma_1 - \sigma_{1,1})e^{-a_s t}, \quad (3.48)$$

или, дифференцируя по σ_1 имеем

$$\frac{\partial e}{\partial \sigma_1} = -m_c + (m_c - m'_c)e^{-a_s t}, \quad (3.49)$$

где m_c — коэффициент сжимаемости при $t=\infty$; m'_c — его промежуточное значение для небольших значений t .

Подставив выражения (3.47) и (3.49) в (3.44), а затем сопоставив полученное уравнение с (3.33) с учетом (3.32) получим следующее дифференциальное уравнение одномерного уплотнения Тейлора—Мерчанта:

$$\frac{\partial^2 \sigma_1}{\partial z^2} \left[\frac{k_m(1+e)}{\gamma_w} \right] = -\frac{\partial e}{\partial t} = a_s [m_c(\sigma_1 - \sigma_{1,1}) - (e - e_1)] + [m_c - (m_c - m'_c) \exp(-a_s t)] \frac{\partial \sigma_1}{\partial t} \quad (3.50)$$

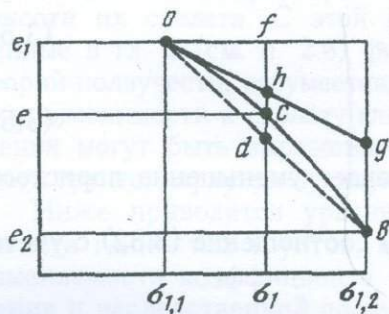


Рис. 3.15. Компрессионные кривые первичной (ohg) и конечной (odb) компресси (уплотнения) при $t=\infty$. fh — первичная компрессия; h_c — вторичная компрессия к моменту времени t ; hd — конечная вторичная компрессия ($t=\infty$) под действием σ_1

Д. Тейлором и В. Мерчантом получено частное решение уравнения (3.50) для случая $\exp(-a_s t)=1$. Точное решение этого уравнения получено И.Ф. Кристи в 1964 [134].

Л. Шукле [134] показал, что вторичная консолидация согласно (3.47) протекает в соответствии с реологической моделью нерелаксирующего тела Кельвина—Фойхта:

$$\sigma_1 = E\varepsilon_1 + \eta \frac{d\varepsilon_1}{dt} \quad (3.51)$$

Действительно, из (3.47) легко получить следующее соотношение вида (3.51):

$$\Delta \sigma_1 = -\frac{e - e_1}{m_c} - \frac{1}{a_s m_c} \frac{de_s}{dt}, \quad (3.52)$$

где $(e - e_1)/m_c = E$. ε_1 — начальное напряжение; $1/(a_s m_c) = \eta$ — коэффициент вязкости; $\Delta \sigma_1 = \sigma_1 - \sigma_{1,1}$.

Д. Тейлор в 1942 г. [134] видоизменил рассмотренную выше теорию и назвал ее теорией "В". В новой теории принимается, что вторичное уплотнение, обусловленное пластическим сопротивлением, проявляется только после завершения первичного уплотнения. Причем, при приложении на грунт (в момент завершения первичного уплотнения от действия предыдущей нагрузки) ступени нагрузки его деформация обусловлена как проявлением первичного уплотнения от действия данной ступени нагрузки, так и эффектом вторичного уплотнения от продолжавшегося действия предыдущей нагрузки.

Исходя из этих соображений эффективное напряжение можно представить в виде следующей суммы:

$$\sigma_1 = \sigma_g + \sigma_b + \sigma_v, \quad (3.53)$$

где σ_g — статическое сопротивление, т.е. напряжение в скелете грунта в конце первичной консолидации от действия данной ступени нагрузки; $\sigma_b + \sigma_v$ — пластическое сопротивление, обусловленное эффектом вторичного уплотнения от продолжавшегося действия ранее приложенной нагрузки.

Для небольших напряжений считаются справедливыми следующие соотношения:

$$\frac{de}{d(\sigma_g + \sigma_b)} = -m_c, \quad (3.54)$$

$$\sigma_v = -\eta \frac{de}{dt}. \quad (3.55)$$

Знак минус в выражении (3.55) означает уменьшение пористости грунта по мере возрастания времени.

При постоянном напряжении ($d\sigma_1=0$) соотношение (3.32) с учетом (3.53) можно представить в виде:

$$du_w = -d\sigma_1 = -d(\sigma_g + \sigma_b) - d\sigma_v, \quad (3.56)$$

тогда выражение (3.33) можно записать следующим образом

$$\frac{\partial e}{\partial t} = -\frac{(1+e_m)}{\gamma_w} k \left[\frac{\partial^2 (\sigma_g + \sigma_b)}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 \sigma_v}{\partial z^2} \right] \quad (3.57)$$

или, учитывая (3.54) и (3.55), получим

$$\frac{\partial e}{\partial t} - C_v \frac{\partial^2 e}{\partial z^2} - C_v m_c \eta \frac{\partial^3 e}{\partial z^2 \partial t} = 0, \quad (3.58)$$

$$C_v = \frac{k(1+e_m)}{\gamma_w m_c}. \quad (3.59)$$

Соотношение (3.58) является основным дифференциальным уравнением теории "В" Д. Тейлора [134].

3.7. ТЕОРИЯ ОДНОМЕРНОГО УПЛОТНЕНИЯ ПОРИСТОЙ ПОЛЗУЧЕЙ ВОДОНАСЫЩЕННОЙ ГЛИНИСТОЙ ГРУНТОВОЙ МАССЫ В.А. ФЛОРИНА

Уравнения состояния одномерного уплотнения скелета глинистых грунтов. Как было сказано выше, при уплотнении глинистой грунтовой массы обнаруживаются два предельных случая. В первом из них деформация грунта во времени обусловлена только фактором фильтрации (влияние ползучести скелета пренебрежимо мало), а во втором — пол-

зучестью скелета, при пренебрежимо малом влиянии фактора фильтрации. Очевидно, что в первом случае решение задач уплотнения относится к области теории фильтрационной консолидации (см. п. 3.5), во втором — теории ползучести твердого деформируемого пористого тела (см. п. 2.6), а в промежуточном случае, когда указанные факторы действуют одновременно, — к области теории уплотнения водонасыщенной, ползучей земляной среды, впервые разработанной В.А. Флориным в 1953 г. [129]. В последнем случае решение задачи уплотнения сводится к решению смешанной задачи теорий ползучести и фильтрации.

Для решения задач уплотнения водонасыщенных глинистых грунтов необходимо кроме фильтрационных свойств знать закономерности ползучести их скелета. С этой целью могут быть использованы рассмотренные в гл. 2 (см. п. 2.6) физические уравнения состояния различных теорий ползучести, разумеется, после экспериментального подтверждения их применимости к скелету глинистых грунтов. Отметим, что эти соотношения могут быть выражены через изменяемость коэффициента пористости грунта, характеризующую объемную деформацию скелета [129].

Ниже приводятся уравнения состояния одномерного уплотнения скелета глинистых грунтов, выраженные, следуя В.А. Флорину, через изменяемость коэффициента пористости, для теорий старения, упрочнения и наследственной ползучести стареющего материала [1, 42, 106].

Согласно теории старения, (2.82) уравнение (3.6) одномерного уплотнения скелета глинистого грунта при нелинейной ползучести можно представить в следующем виде

$$e_0 - e = \left[\sigma_1 / E_{c,0} + C_c(t) \sigma_1^n \right] (1 + e_0) = \sigma_1 m_{c,0} + C_e(t) \cdot \sigma_1^n, \quad (3.60)$$

где $C_c(t)$ и $C_e(t)$ — меры компрессионной ползучести скелета и изменяемости коэффициента пористости во времени при $\sigma_1 = 1$; $m_{c,0}$ — коэффициент мгновенной сжимаемости скелета (мгновенной изменяемости пористости); $E_{c,0}$ — модуль компрессионной сжимаемости скелета; e_0 — коэффициент начальной пористости грунта.

Соотношение (3.60) по теории упрочнения (2.106) записывается в таком виде:

$$e_0 - e = m_{c,0} \cdot \sigma_1 + \left\{ \left[\lambda(\alpha + 1) \right]^{\frac{1}{1+\alpha}} \sigma_1^{\frac{\beta}{1+\alpha}} t^{\frac{1}{1+\alpha}} \right\} (1 + e_0). \quad (3.61)$$

Уравнения линейной (2.125) и нелинейной (2.142) теорий упруго-ползучего тела при одномерном уплотнении скелета глинистых грунтов соответственно записываются в виде соотношений (3.62) и (3.63):

$$e(\vartheta_0) - e(t) = \sigma_1(\vartheta_0) \cdot \delta_e(t, \vartheta) + \int_{\vartheta_0}^t \frac{\partial \sigma_1(\vartheta)}{\partial \vartheta} \delta_e(t, \vartheta) d\vartheta, \quad (3.62)$$

$$e(\vartheta_0) - e(t) = \sigma_1(\vartheta_0) m_{c,0}(\vartheta_0) + F[\sigma_1(\vartheta_0)] C_e(t, \vartheta_0) + \\ + \int_{\vartheta_0}^t m_{c,0}(\vartheta) \frac{\partial \sigma_1(\vartheta)}{\partial \vartheta} d\vartheta + \int_{\vartheta_0}^t C_e(t, \vartheta) \frac{\partial F[\sigma_1(\vartheta)]}{\partial \vartheta} d\vartheta, \quad (3.63)$$

или

$$e(\vartheta_0) - e(t) = \sigma_1(t) m_{c,0}(t) - \int_{\vartheta_0}^t \sigma_1(\vartheta) \frac{\partial}{\partial \vartheta} \delta_e(t, \vartheta) d\vartheta, \quad (3.64)$$

$$e(\vartheta_0) - e(t) = \sigma_1(t) m_{c,0}(t) - \int_{\vartheta_0}^t \sigma_1(\vartheta) \frac{\partial}{\partial \vartheta} m_{c,0}(\vartheta) d\vartheta - \\ - \int_{\vartheta_0}^t F[\sigma_1(\vartheta)] \frac{C_e(t, \vartheta)}{\partial \vartheta} d\vartheta, \quad (3.65)$$

где σ_1 — эффективное напряжение; δ_e — изменяемость коэффициента пористости во времени при $\sigma_1=1$.

$$\delta_e = \delta_c(1 + e_0) = [1/E_{c,0}(\vartheta) + C_c(t, \vartheta)] \cdot (1 + e_0), \quad (3.66)$$

или

$$\delta_e = m_{c,0}(\vartheta) + C_e(t, \vartheta). \quad (3.67)$$

В соотношениях (3.60)÷(3.65) первые члены правых частей представляют собой мгновенные деформации, а вторые — деформации ползучести скелета. Следовательно, здесь, как и в теории вторичной консолидации (см. п. 3.6), принимается, что деформация скелета глинистого грунта в любой момент времени определяется суммой мгновенной и ползучей деформаций.

Отметим, что если грунт не обладает свойством старения, т.е. изменяемостью реологических характеристик во времени вследствие протекания внутренних физико-химических процессов, входящие в (3.62) ÷ (3.65) функции $\delta_e(t, \vartheta)$ и $C_e(t, \vartheta)$ должны быть заменены функциями $\delta_e(t-\vartheta)$ и $C_e(t-\vartheta)$.

Теория В.А. Флорина. На основании модели грунтовой массы Терцаги—Герсеванова В.А. Флорин в 1953 г. [129] рассмотрел задачу одномерного уплотнения водонасыщенной земляной среды в наиболее общем виде — с учетом следующих, обычно не учитываемых, факторов: 1) линейной сжимаемости заполняющей поры грунта воды; 2) изменяемости объема пор в результате как более плотной укладки твердых частиц, так и линейной сжимаемости последних; 3) ползучести скелета грунта, вследствие чего при изменении напряженного состояния скелета соответствующие деформации возникают не сразу, а постепенно — в течение времени; 4) влияния молекулярно-связанной воды в отношении перехода ее части в свободную; 5) начального градиента напора i_0 , лишь при превышении которого могут возникнуть перемещения воды в порах грунта; 6) изменяемости коэффициента фильтрации k ; 7) условия равенства

$(1+e) \cong (1+e_m)$, а также движения свободной сжимаемой поровой воды по порам при подвижном скелете грунта (Л.С. Лейбензон) по закону Дарси-Герсеванова:

$$v_w - ev_s = -k \left(1 + \frac{1}{g\rho_w} \frac{\partial u_w}{\partial z} \right), \quad (3.68)$$

где v_w — скорость фильтрации воды; v_s — скорость движения твердых частиц; g — ускорение силы тяжести; ρ_w — плотность воды; e_m — среднее значение коэффициента пористости.

Дифференциальное уравнение одномерного фильтрационного уплотнения земляной среды, не зависимо от деформационных свойств скелета, В.А. Флориным представлено в следующем виде

$$\frac{\partial e}{\partial t} + e_m \left(\frac{1}{k_w} - \frac{1}{k_s} \right) \frac{\partial u_w}{\partial t} = (1+e_m) \frac{\partial}{\partial z} k \left(1 + \frac{1}{g\rho_w} \frac{\partial u_w}{\partial z} - i_0 \right), \quad (3.69)$$

где k_w и k_s — модули объемного сжатия поровой воды и минеральных частиц.

Если пренебречь сжимаемостью минеральных частиц ($k_s = \infty$) и воды ($k_w = \infty$), а также начальным градиентом напора ($i_0 = 0$) и принять, что $g\rho_w = \gamma_w = const$, $k_m = const$ (k_m — коэффициент фильтрации), вместо (3.69) будем иметь

$$\frac{\partial e}{\partial t} = \frac{(1+e_m)}{\gamma_w} k_m \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2}. \quad (3.70)$$

Для решения задачи уплотнения принято также, что скелет грунта обладает линейной ползучестью, описывающейся уравнением (3.62) теории упруго-ползучего тела (см. п. 2.6), модуль мгновенной компрессионной деформации является величиной постоянной $E_{c,0}(\vartheta) = E_{c,0} = (1+e_m)/m_{c,0} = const$ и материал не обладает старением $\varphi(\vartheta) = const$ (2.130). В соответствии с изложенным выражение полной относительной деформации скелета с учетом (2.129) записано в следующем виде:

$$\delta_e(t, \vartheta) = m_{c,0} + \sum_{i=1}^n m_{c,i} [1 - \exp[-\Delta(t - \vartheta)]], \quad (3.71)$$

а соотношение (3.62) с учетом сжимаемости минеральных частиц

$$e - e_0 = \frac{u_w - u_{w,0}}{k_s} - \sigma_1(\vartheta_0) \delta_e(t, \vartheta_0) - \int_{\vartheta_0}^t \frac{\partial \sigma_1}{\partial \vartheta} \delta_e(t, \vartheta) d\vartheta, \quad (3.72)$$

где $(u_w - u_{w,0})$ — природное давление в поровой воде.

Легко показать, что при $t = \infty$, $k_s = \infty$ или $u = u_0$, выражение (3.72), с учетом (3.71), переходит в обычное уравнение компрессионного сжатия (3.8):

$$e = e_0 - \sigma_{1,t=\infty} \left(m_{c,0} + \sum_{i=1}^n m_{c,i} \right) = e_0 - m_c \cdot \sigma_{1,t} = \infty. \quad (3.73)$$

Уравнение (3.70), с учетом (3.72) при $k_s = \infty$ можно представить в виде

$$\frac{\partial e}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} \left[-\sigma_1(\vartheta_0) \delta_e(t, \vartheta_0) - \int_{\vartheta_0}^t \frac{\partial \sigma_1}{\partial \vartheta} \delta_e(t, \vartheta) d\vartheta \right] = \frac{(1+e_m)}{\gamma_w} k_m \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2}, \quad (3.74)$$

а если учесть (3.71), то после несложных преобразований можно записать

$$\begin{aligned} -m_{c,0} \frac{\partial \sigma_1}{\partial t} - \sigma_1(t) \sum_{i=1}^n m_{c,i} \Delta_i + \sum_{i=1}^n m_{c,i} \Delta_i^2 \int_{\vartheta_0}^t \sigma_1(\vartheta) \exp[-\Delta(t-\vartheta)] d\vartheta = \\ = \frac{(1+e_m)}{\gamma_w} k_m \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2} \end{aligned} \quad (3.75)$$

Если в выражении (3.71) ограничиться первым членом ряда и использовать условие

$$\frac{\partial \sigma_1}{\partial t} = -\frac{\partial u_w}{\partial t}, \quad (3.76)$$

вытекающее из уравнения равновесия (3.32), соотношение (3.75) примет следующий окончательный вид:

$$m_{c,0} \frac{\partial^2 u_w}{\partial t^2} + \Delta(m_{c,0} + m_{c,1}) \frac{\partial u_w}{\partial t} = \frac{(1+e_m)}{\gamma_w} k_m \left(\Delta \frac{\partial^2 u_w}{\partial t^2} + \frac{\partial^3 u_w}{\partial z^2 \partial t} \right). \quad (3.77)$$

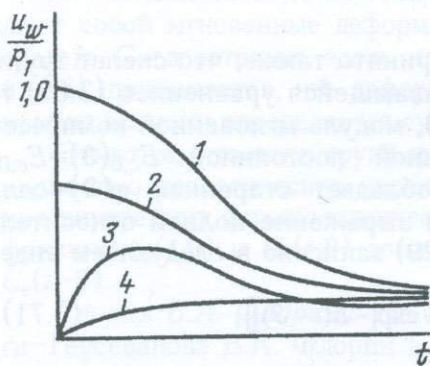


Рис. 3.16. Схематическое изображение опытных и теоретических кривых изменения во времени относительного избыточного давления в поровой воде u_w/p_1 :

1 — при уплотнении водонасыщенного грунта под действием $p_1 > \sigma_{1, str}$ и по теории фильтрационного уплотнения К. Терцаги; 2 — при уплотнении того же грунта при $p_1 \leq \sigma_{1, str}$ и по теории В.А. Флорина (с учетом ползучести скелета); 3 — при уплотнении того же грунта, когда $p_1 < \sigma_{1, str}$ или при $S_r < 1$ и по теории уплотнения с учетом ползучести скелета и сжимаемости газосодержащей воды; 4 — при уплотнении не полностью водонасыщенного грунта ($S_r < 1$) и $p_1 < \sigma_{1, str}$ в условиях закрытой системы

В.А. Флориным [129] получены решения уравнения (3.77), при соблюдении надлежащих начальных и граничных условий для случаев отсутствия и проявления мгновенных деформаций $m_{c,0}$ скелета водонасыщенного глинистого грунта в момент приложения нагрузки. Из выражений, полученных для напорных функций, установлено, что $u_w(z, t)$ зависит от соотношений $k/\Delta m_{c,1}$. Когда это соотношение равно бесконечности избыточные давления в поровой воде равны нулю, а при равенстве нулю — внешнее давление полностью передается на поровую воду (кривая 1 на рис. 16). При промежуточных его значениях внешняя нагрузка воспринимается как поровой водой, так и скелетом грунта (кривая 2 на рис. 16).

Полученное для напорной функции выражение при $\Delta = \infty$ тождественно совпадает с решением теории фильтрационной консолидации (3.38).

В.А. Флориным рассмотрены также задачи одномерного уплотнения водонасыщенных глинистых грунтов с учетом старения и нелинейной ползучести скелета согласно соотношению (3.63) нелинейной теории упругоползучего тела (см. п. 2.6).

В.А. Флорин считал, что учет сжимаемости минеральных частиц и газонесодержащей поровой воды не представляет интереса для строительства. Вместе с тем он отмечал необходимость учета сжимаемости заземленного в порах грунта воздуха, по предложенному им же в 1948 г. способу, поскольку она оказывает весьма существенное влияние на перераспределение внешнего давления между скелетом и поровой водой. Эти и другие вопросы одномерного уплотнения водонасыщенных глинистых грунтов подробно рассмотрены в известной монографии В.А. Флорина [130].

В начале шестидесятых годов за рубежом появились новые работы, посвященные теории вторичной консолидации.

На V международном конгрессе по механике грунтов и фундаментостроению (Париж, 1961) Тан Тьенг-ки [155] доложил решение задачи консолидации глин при совместном учете первичных и вторичных временных эффектов исходя из представления их скелета в виде максвеллова тела (см. п. 2.5). Б. Хансен рассмотрел вопрос о совместном течении первичной и вторичной консолидации, протекающих по логарифмическому закону, Л. Аплан предложил приближенное уравнение (без экспериментальной проверки), позволяющее по кривой консолидации водонасыщенного грунта судить о поведении неполностью насыщенного водой грунта во времени. Г.А. Леонардо и П.А. Гиrolт изучили влияние ступени давления, природы поровой жидкости и бокового трения образца на процесс одномерной консолидации. Ими было установлено, что эффект вторичной консолидации не зависит от вязкости жидкости, а характер кривой деформация — логарифм времени зависит от величины отношения приращения давления к предыдущему его значению.

Р. Гибсон и К. Ло в 1961 г. [143] получили решение задачи одномерного уплотнения при учете совместного действия первичной и вторичной консолидации водонасыщенного глинистого грунта в предположении о поведении его скелета в виде линейно деформируемой упруговязкой среды Гогенемзера—Прагера. В 1961 г. К. Ло подробно исследовал консолидацию глин испытанием на компрессию образцов, высотой 2 см, площадью поперечного сечения 20 см^2 , на основании модернизированной им реологической модели, в которой последовательно соединены реологические модели Гогенемзера—Прагера и Кельвина—Фохта через упругожесткий элемент. В этой теории для выражения зависимости между эффективными напряжениями, деформациями скелета (вторичного уплотнения) и временем на основании указанной выше модели получено выражение в виде линейного интегрального уравнения Больцмана—Вольтерра (2.98) о экспоненциальным ядром, которое является частным случаем основного физи-

ческого уравнения теории упруго ползучего тела (2.169), примененного для той же цели в 1953 г. В.А. Флориным, а автором книги в 1954 г. [66].

К. Ло [148] отмечал, что для полного решения одномерной задачи уплотнения с учетом вторичной консолидации следует совместно решить уравнения теорий фильтрации (3.70) и ползучести (3.64). Как было показано выше такое решение было осуществлено В.А. Флориным еще в 1953 г.

В 1962 г. Г. Уолс исследовал уплотнение ила ($I_p=0,75$; $\omega_L=1,33-1,38$; $\omega_0=1,0-1,35$) в кольцевых компрессионных приборах с жесткими стенками (высота образца 3,8 см, площадь поперечного сечения 100 см^2) при различных отношениях приращения давления к начальному с целью изучения первичной и вторичной консолидации. Его выводы полностью совпадают с полученными ранее выводами С.А. Роза и А.И. Котова, С.Р. Месцяна (см. п. 4.5), Г.А. Леонардса и П.А. Гиrolта (см. выше) и других.

Приведенные выше примеры свидетельствуют о том, что для получения реологического уравнения состояния скелета при одномерном уплотнении грунтов зарубежные ученые (в отличие от упомянутых в п. 3.1 работ советских ученых) широко пользуются как простыми, так и сложными, составленными ими реологическими моделями. Как было сказано выше (см. п. 2.4), такой подход к определению реологических уравнений состояния сложных тел, когда входящие в эти соотношения параметры должны быть определены из эксперимента, вряд ли является лучшим решением вопроса.

Очевидно, что в этом случае наиболее рациональным является феноменологический подход к определению реологических процессов (см. п. 2.4), который, следуя В.А. Флорину, положили в основу экспериментальных и теоретических исследований многие советские ученые.

В заключение отметим, что с подробностями решения одномерных, плоских и пространственных задач консолидации (уплотнения) водонасыщенных глинистых грунтов с учетом линейной и нелинейной ползучести скелета, сжимаемости поровой воды и т.п., влияния ряда внешних факторов, а также расчета фундаментных плит и балок, лежащих на ползучем основании (изложение которых выходит за рамки этой книги) можно познакомиться в монографиях К. Терцаги, Н.М. Герсеванова, В.А. Флорина, Л. Шукле, Ю.К. Зарецкого, Л.В. Горелика, Н.А. Цытовича и З.Г. Тер-Мартirosяна, Т.Ш. Ширинкулова и Ю.К. Зарецкого и других ученых, в трудах международных и региональных конгрессов, конференции и симпозиумов по механике грунтов и фундаментостроению, во многочисленных журнальных статьях. Что же касается работ по экспериментальной реологии одномерного уплотнения скелета глинистых водонасыщенных и неводонасыщенных грунтов, основной задачей, которой является исследование закономерностей конечных (см. п.п. 3.3 и 3.4), мгновенных и ползучих деформаций, то они будут (по мере возможности) подробно рассмотрены в следующих главах книги с учетом современных представлений о природе их прочности и деформирования.

**МЕТОДЫ ПРОВЕРКИ ТЕОРИЙ ОДНОМЕРНОГО
УПЛОТНЕНИЯ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПОЛЗУЧЕСТИ СКЕЛЕТА
ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ**

4.1. ВВЕДЕНИЕ

Проверка применимости теорий уплотнения (см. 3.5÷3.7) для прогноза длительных деформаций одномерного сжатия водонасыщенных глинистых грунтов осуществляется определением справедливости соотношения (3.42), сопоставлением теоретических и экспериментальных кривых изменяемости во времени избыточного давления в поровой воде под действием постоянных напряжений, построенных по полученным из решений задач и данными замера этого давления различными методами (см. п. 4.3). Согласно изложенному выше (см. 4.3), когда процесс уплотнения протекает в соответствии с фильтрационной теорией К. Терцаги показатель консолидации $n=2$, а избыточное давление в поровой воде в момент $t=0$ равно внешнему давлению $u_w=p_1$. В том случае, когда деформация грунта во времени обусловлена только ползучестью скелета $n=0$, поэтому и $u_w=0$ при любых значениях t . Из сказанного следует, что при $n=0$ длительность уплотнения грунта (при отсутствии старения вследствие протекания внутренних физико-химических процессов) не зависит от высоты сжимаемой толщи, т.е.

$$t_1 = t_2. \quad (4.1)$$

При одновременном действии факторов фильтрации и ползучести скелета соотношение (3.42) можно, следуя Н.Н. Маслову [57], записать в следующем виде:

$$t_1 = t_2 \left(\frac{h_1}{h_2} \right)^n, \quad (4.2)$$

где n — показатель консолидации, который в зависимости от состояния грунта принимает значения $0 \leq n \leq 2$ [57, 61, 78].

Следовательно, по величине показателя консолидации n можно судить о справедливости применимости теории фильтрационной консолидации к данному грунту, а по его изменяемости в процессе уплотнения получить представление о характере перераспределения внешнего давления между скелетом и поровой водой и изменяемости избыточного давления в последней во времени. Это значит, что показатель n может служить критерием оценки ролей факторов фильтрации и ползучести скелета в общем процессе уплотнения (ползучести в целом) водонасыщенного глинистого грунта [78].

Метод проверки теории фильтрационной консолидации по величине n , определяемой испытанием образцов различной высоты, отличается предельной простотой и большой надежностью получаемых результатов в силу исключительно малого влияния субъективных факторов на эксперимент. Вместе с тем он не позволяет получить количественную картину изменяемости во времени избыточного давления в поровой воде и тем самым проверить степень применимости к глинистым грунтам теории вторичной консолидации и уплотнения пористой ползучей водонасыщенной среды В.А. Флорина. Поэтому для проверки теорий уплотнения и определения продолжительности действия факторов фильтрации и ползучести скелета в рассматриваемом процессе могут быть применены оба указанных выше метода, которые дополняют друг друга.

Для разработки методики выделения ползучести скелета из общего процесса уплотнения водонасыщенного грунта, исследования влияния масштабного фактора, величины напряжения и характера перераспределения последнего между скелетом и поровой водой, автор книги широко пользуется показателем n . При этом для определения ползучести скелета, необходимость которого вытекает из условия дельного рассмотрения влияния факторов фильтрации и ползучести скелета на процесс уплотнения грунта, в теории В.А. Флорина (см. 3.7) использовано условие независимости длительности уплотнения и относительных деформаций одномерного сжатия от высоты образца.

Для проверки изложенного выше положения о независимости относительных деформаций ползучести скелета от высоты образца исследована ползучесть водоненасыщенных образцов глины 9–63 высотой 10, 20 и 60 мм, диаметром 70 мм, при сжатии в условиях свободного бокового расширения. При изучении указанного вопроса мы отказались от сжатия образцов в условиях компрессии, поскольку для исключения влияния избыточного бокового трения на результаты опытов необходимо было испытать образцы разных диаметров [78], изготовление которых связано с определенными трудностями. Мы отказались также от испытания образцов одинаково диаметра в приборах трехосного сжатия Е.И. Медкова (1952), так как в этом случае растяжение резиновой оболочки и трение образца по ней также влияют на результаты опытов.

Образцы изготовлялись в специальных формах из грунтов нарушенной структуры с влажностью, близкой к их влажности на пределе пластичности. Они обладали одинаковой влажностью и плотностью. Загружение образцов производилось ступенями по 0,025 МПа рычажными прессами, расположенными над образцами. Величина предварительно сжимаемого давления была равна 0,05 МПа. Повторяемость опытов двух- трехкратная. Деформации измерялись мессурами (индикаторами часового типа) с ценой деления 0,01...0,002 мм. Во избежание испарения влаги и высыхания образцов в процессе опыта их покрывали толстым слоем технического вазелина.

В правой части рис. 4.1, в качестве примера, приведены кривые полная деформация–время (показаны жирными линиями) образцов

глины 9-63, соответствующие первым трем часам после момента их загрузки. В левой части того же графика приведены кривые зависимости деформация-высота образца для различных моментов времени после начала загрузки. Для сопоставления кривых ползучести, на указанных графиках пунктирами показаны также кривые ползучести образцов высотой 10 и 20 мм, приведенные к высоте $h=60$ мм.

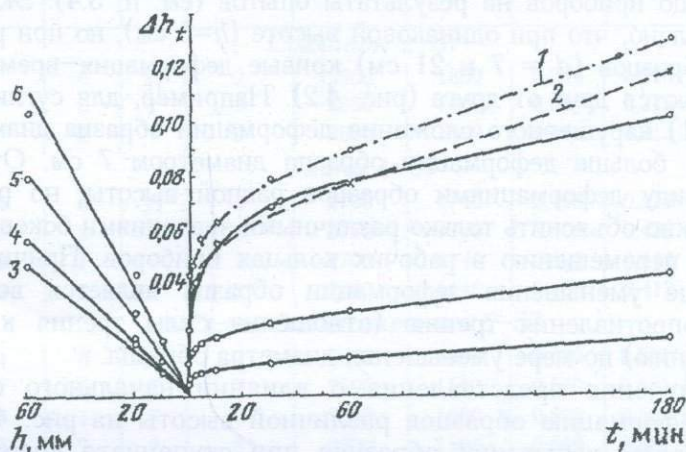


Рис. 4.1. Экспериментальные кривые деформации Δh_t — время t образцов высотой $h=10, 20$ и 60 мм, диаметром $d=70$ мм неводонасыщенного грунта и зависимости Δh_t-h (сплошные линии), определенные испытанием на одноосное сжатие и кривые, построенные приведением экспериментальных кривых Δh_t-t , определенных испытанием образцов $h=10$ и 20 мм к высоте $h=60$ мм ($\sigma_1=0,025$ МПа).
 1 — $h=20$ мм; 2 — $h=10$ мм; 3 — $t=4$ мин; 4 — $t=10$ мин; 5 — $t=60$ мин;
 6 — $t=180$ мин

Из рис. 4.1 следует, что зависимость деформация-высота образца является линейной, а сопоставление кривых полная деформация-время, приведенных к высоте $h=60$ мм, говорит о независимости деформации от высоты образца. Полученные результаты подтверждают справедливость высказанного выше положения о независимости ползучести скелета глинистого грунта от высоты образца или, наоборот, если относительные деформации ползучести не зависят от высоты образца, они полностью обусловлены ползучестью скелета.

4.2. МЕТОДИКА ИСПЫТАНИЯ ОБРАЗЦОВ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ РАЗЛИЧНОЙ ВЫСОТЫ

Определение показателя консолидации (уплотнения) n по соотношению (4.2) осуществляется по результатам испытания образцов-близнецов различной высоты под действием равных постоянных напряжений. Как было сказано выше (см. п. 3.5), для этой цели Г.И. Покровский испытывал при компрессии образцы высотой 1 и 4 см. А.Г. Соколов — высотой 2, 3, 5 и 7 см при диаметре 7 см в условиях двустороннего движения отжимаемой

из образцов поровой воды. Автор книги [78, 51] проводил испытания образцов высотой 1, 2 и 6 см при диаметрах 7 и 21 см в условиях одностороннего движения отжимаемой из образцов поровой воды (снизу вверх). Образцы испытывали на приборах М-2 и М-3 (см. п. 3.2).

Важнейшим методическим вопросом, возникающим при испытании образцов различной высоты, является учет влияния их бокового трения о рабочее кольцо приборов на результаты опытов (см. п. 3.4). Экспериментами установлено, что при одинаковой высоте ($h=6$ см), но при различных диаметрах образцов ($d = 7$ и 21 см) кривые деформация-время существенно отличаются друг от друга (рис. 4.2). Например, для суглинка 2-57 (см. табл. 4.1) нарушенного сложения деформации образца диаметром 21 см на 50 % больше деформации образца диаметром 7 см. Отмеченное различие между деформациями образцов равной высоты, но различного диаметра можно объяснить только различными значениями бокового сопротивления их перемещению в рабочих кольцах приборов. Причиной отмеченного выше уменьшения деформации образца является возрастание удельного сопротивления трению (отношения силы трения к уплотняющему давлению) по мере уменьшения диаметра образца.

Для получения представления о влиянии начального состояния грунта на деформацию образцов различной высоты на рис. 4.3 приведены результаты испытания образцов при ступенчато возрастающем давлении p_1 . Из рисунка видно, что максимальное отклонение деформаций образцов различных диаметров имеет место в начале загрузки — при текучей консистенции грунта (см. табл. 4.1), однако по мере его уплотнения отмеченное расхождение постепенно уменьшается и уже на четвертой ступени напряжения достигает достаточно малой величины. Это, в основном, можно объяснить уменьшением коэффициента бокового давления грунта по мере его уплотнения.

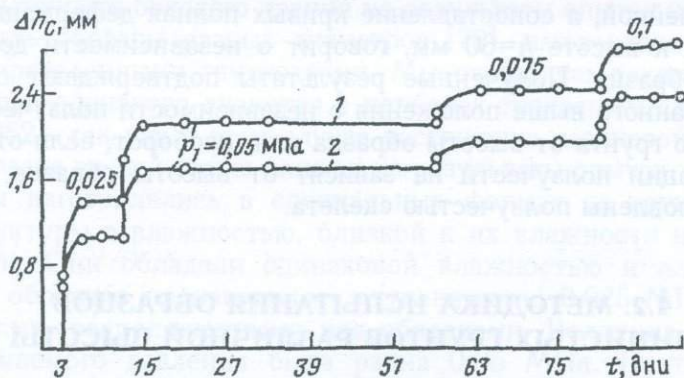


Рис. 4.2. Кривые Δh_c-t геометрически неподобных образцов-близнецов суглинка 2-57, определенные при давлении, возрастающем ступенями $p_1=0,025$ МПа: 1 - $d=21$ см, $h=6$ см; 2 - $d=7$ см, $h=6$ см

Таблица 4.1

Показатели физических свойств образцов грунтов

Номер опыта	Размеры образца, см		Число образцов	$\rho_s, \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$	$\rho, \frac{\text{кг}}{\text{м}^2}$	w_0	Пределы пластичности		
	h	d					w_L	w_p	I_p
<i>Суглинок 2-57</i>									
59-60	6	21	2	2660	1800	0,344	0,313	0,186	0,127
55-56	6	7	2	2660	1800	0,344	0,313	0,186	0,127
57-58	2	7	2	2660	1800	0,344	0,313	0,186	0,127
<i>Глина 4-57</i>									
162-164	6	21	3	2700	1740	0,408	0,412	0,232	0,180
166-167	2	7	3	2700	1740	0,408	0,412	0,232	0,180
168-170	1	7	3	2700	1740	0,408	0,412	0,232	0,180
171-173	2	7	3*	2700	1740	0,408	0,412	0,232	0,180
<i>Глина диатомитовая 5-57</i>									
132-134	6	21	3	2590	1560	0,569	0,581	0,322	0,259
135-137	2	7	3	2590	1560	0,569	0,581	0,322	0,259
138-140	1	7	3	2590	1560	0,569	0,581	0,322	0,259
141-143	2	7	3*	2590	1560	0,569	0,581	0,322	0,259
<i>Часовъярская глина 6-57</i>									
84-85	6	21	2	2650	1590	0,572	0,591	0,212	0,379
88-89	2	7	2	2650	1590	0,572	0,591	0,212	0,379
<i>Новошвейцарская глина 7-57</i>									
180-182	6	21	3	2630	1540	0,615	0,644	0,304	0,340
183-185	2	7	3	2630	1540	0,615	0,644	0,304	0,340
186-188	1	7	3	2630	1540	0,615	0,644	0,304	0,340
189-191	2	7	3*	2630	1540	0,615	0,644	0,304	0,340

* Образцы испытаны при двустороннем движении отжимаемой воды

Наряду с изложенным выше, при испытании геометрически подобных образцов толщиной 2 и 6 см, диаметрами соответственно 7 и 21 см ($d/h=3,5$), кривые их относительной деформации ползучести через небольшое время после момента загрузки практически совпадают (см. рис. 4.3) из-за их уплотнения при равных значениях удельного бокового трения. Следовательно, при исследовании влияния высоты образца на деформационные свойства глинистых грунтов следует испытать геометрически подобные образцы.

В этой связи интересны данные (табл. 4.2) о значениях избыточного бокового сопротивления перемещению образцов высотой 2 и 6 см в рабочих кольцах одного диаметра $d=7$ см, полученные при испытании суглинка и часовъярской глины нарушенного сложения (см. табл. 4.1).

Из таблицы 4.2 видно, что избыточное боковое сопротивление образца высотой 6 см суглинка доходит до 32,5%. Это означает, что уплотнение этого образца происходит под меньшей нагрузкой, чем уплотнение

образца высотой 2 см (рис. 4.4). Следовательно, при сравнении результатов испытания образцов одинакового диаметра, но различной высоты необходимо учесть эту ошибку, внося соответствующую поправку. Очевидно, что в случае испытания геометрически подобных образцов необходимость внесения такой поправки полностью отпадает.

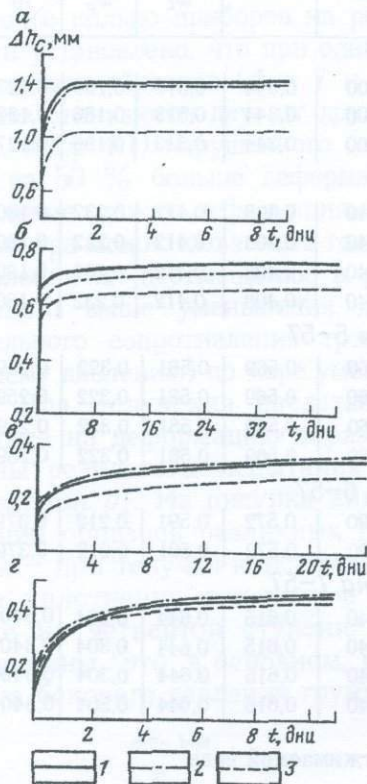


Рис. 4.3. Кривые Δh_c-t геометрически неподобных образцов-близнецов суглинка 2-57 на разных ступенях p_1 (в МПа):
 а - 0-0,0125; б - 0,0125-0,0375; в - 0,0375-0,0625; г - 0,0625-0,0875 МПа. 1 - $d=21$ см, $h=6$ см; 2 - $d=7$ см, $h=2$ см, 3 - $d=7$ см, $h=6$ см

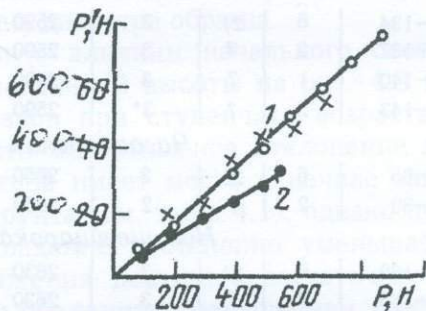


Рис. 4.4. Графики определения сил бокового трения образцов-близнецов суглинка 2-57 и рабочие кольца приборов размерами:
 1 - $d=7$ см, $h=1$ и 2 см; 2 - $d=7$ см, $h=6$ см

Данные, приведенные в табл. 4.2 показывают, что изменчивость избыточного бокового сопротивления уплотнению суглинка имеет экстремальный характер, хотя его абсолютные значения все время возрастают. После достижения наибольшего значения наблюдается некоторое снижение указанного сопротивления по причинам, изложенным выше.

В отличие от рассмотренного случая избыточное сопротивление перемещению образца в рабочем кольце прибора высотой 6 см часовьярской глины (см. табл. 4.2) практически не зависит от величины внешнего давления. Это, по-видимому, можно объяснить небольшим внутренним трением грунта и значительным сцеплением между образцом и рабочим кольцом. Отсюда следует, что боковое сопротивление перемещению образца в рабочем кольце может быть обусловлено как трением, так и сцеплением.

Результаты определения избыточного бокового сопротивления образцов

Q, кг	P, Н	P', Н		P'-P'', Н	P'-P'', %	P'', Н		P'-P'', Н	P'-P'', %
		h=2 см d=7 см	h=6 см d=7 см			h=2 см d=7 см	h=2 см d=7 см		
		<i>Суглинок</i>				<i>Глина часовъярская</i>			
1	86	88	71	17	19,5	83	51	32	38,6
2	184	165	126	39	23,3	171	148	23	13,3
3	290	233	177	56	24,0	259	232	27	10,4
4	393	345	232	113	32,5	343	322	21	6,0
5	490	418	288	130	31,0	420	399	21	5,0
6	583	496	-	-	-	502	513	-	-
7	669	573	-	-	-	598	612	-	-

Примечание. Q — масса гирь на подвеске рычага; P — сила приложенная к образцу; P' — сила, воспринятая образцом; P'-P'' — избыточное боковое сопротивление

4.3. МЕТОДЫ И ПРИБОРЫ ИЗМЕРЕНИЯ ИЗБЫТОЧНОГО ДАВЛЕНИЯ В ПОРОВОЙ ВОДЕ ВОДОНАСЫЩЕННОГО ГЛИНИСТОГО ГРУНТА

Для проверки теорий уплотнения (см. п.3.5÷3.7) и исследования закономерностей ползучести скелета деформаций объема вообще, одномерного уплотнения в частности, а также определения начальной и длительной прочности (см. гл. 9 и 12) водонасыщенных глинистых грунтов, представляет большой интерес изучение избыточного давления в поровой воде. Возникающие под действием уплотняющих давлений избыточное давление в поровой воде указанных грунтов является переменной во времени величиной, установление закономерностей изменчивости которого входит в число основных проблем механики грунтов.

При испытании глинистых грунтов в условиях одномерного, трехмерного сжатия, а также простого сдвига избыточное давление в поровой воде измеряют как у одного из торцов, так и внутри образца [44, 113].

Метод замера порового давления внутри образца имеет ряд существенных недостатков, а именно: ввод иглы в образец сильно усложняет зарядку прибора и проведение эксперимента; ввиду малого коэффициента фильтрации глинистых грунтов не всегда обеспечивается полная передача порового давления находящейся в капиллярной трубке (игле) воду; появляется возможность фильтрации воды по наружной поверхности иглы, что приводит к понижению порового давления.

Давление, воспринимаемое водой в капиллярной системе (игле) или в закрытой дренажной системе, можно определить [113]:

- 1) методом непосредственного замера;
- 2) методом, основанным на принципе создания противодействия компенсирующей системой;

3) методом, предусматривающим включение в систему измерения бокового давления специальных устройств.

В первом случае избыточное давление в поровой воде измеряют при помощи запаянного с одного конца и частично заполненного водой стеклянного капилляра диаметром 0,1 мм, называемого гидроаэростатическим манометром [81]. Давление в воде определяют изменением объема газа в капилляре по закрепленной на нем тарированной шкале. Гидроаэростатические манометры очень чувствительны к изменениям температуры и барометрического давления, поэтому в полученные результаты необходимо вводить соответствующие поправки.

Суть метода измерения порового давления, основанного на принципе создания противодействия, заключается в том, что вытесненная из пор вода нарушает равновесие заполняющей капиллярную трубку воды или ртути, перемещая их в сторону манометра. Под действием противодействия, создаваемого компенсатором, вода или ртуть занимает первоначальное положение, возвращая тем самым в образец вытесненную из него поровую воду. Давление, необходимое для уравнивания положения воды или ртути в капилляре, равно избыточному давлению в поровой воде.

Компенсирующее давление, необходимое для возвращения воды или ртути в первоначальное положение в капилляре, можно создать воздухом, водой, расширением масла при нагреве и давлением столба ртути путем поднятия вверх открытого конца ртутного манометра. В лабораторной практике для указанной цели чаще всего используется вода.

Схема устройства для уравнивания порового давления сжатым воздухом, предложенная Л. Бьеррумом [81, 113], приведена на рис. 4.5. Здесь давление в поровой воде уравнивается давлением сжатого в баллоне воздуха, измеряемого манометром. Величину уравнивающего давления определяют по положению мениска в капилляре.

Схема одного из простейших приборов измерения порового давления по рассмотренному методу с использованием воды приведена на рис. 4.6. Конструкция прибора разработана А.А. Ничипоровичем и С.И. Мигином, усовершенствована В.М. Павилонским [100]. Прибор состоит из следующих основных частей: соединительной трубки 3, U-образного стеклянного капилляра 1, гнезда для его закрепления 4, двух металлических трубок 5 и 7, двух гнезд 6, в которые вставляются манометр и вакуумметр (манометр или вакуумметр можно отсоединить при помощи кранов, не показанных на рисунке), конуса 12 с крышкой 11, резиновой мембраны 8 и винтов-регуляторов 9 и 10, соединенных с ней шарниром. Стеклянный капилляр закрепляется менделеевской замазкой 2.

Внутренняя полость прибора заполнена кипяченой водой, лишенной пузырьков свободного воздуха, а стеклянный капилляр — ртутью (до половины высоты), уровень которой отмечается визиркой.

Измерение порового давления осуществляется следующим образом. Возникающее в образце поровое давление через воду передается на ртуть, находящуюся в U-образной трубке, вследствие чего ртуть

изменяет свое первоначальное положение. Вращением винтов-регуляторов с крупной и мелкой нарезкой, резиновая мембрана прогибается и в приборе создается противодействие, удерживающее ртуть в первоначальном положении. Противодействие, которое равно избыточному давлению в поровой воде, замеряют манометром.

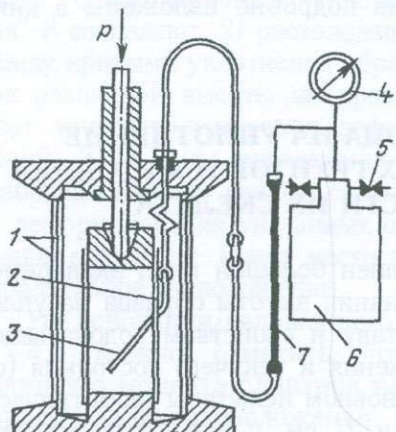
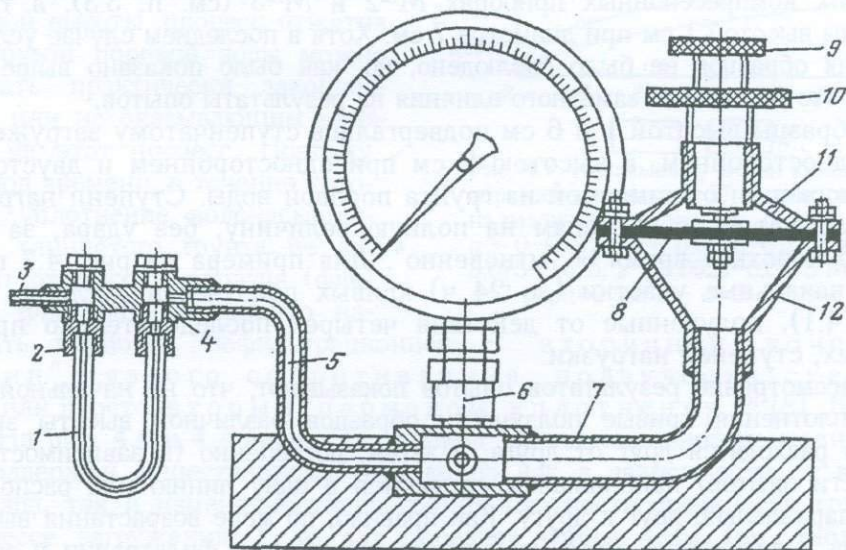


Рис. 4.5. Схема прибора для измерения избыточного давления в поровой воде u_w водонасыщенного глинистого грунта с пневматической компенсацией:

1 — цилиндр; 2 — резиновая оболочка; 3 — игла; 4 — манометр; 5 — регулировочный кран; 6 — баллон со сжатым воздухом; 7 — капилляр

Рис. 4.6. Схема прибора (компенсационного типа) для измерения избыточного давления в поровой воде глинистого грунта конструкции Ничипоровича-Мигина



Компенсационные устройства для создания противодействия винтовыми прессами имеют широкое применение в лабораторной практике. Конструкции таких устройств подробно описаны в книге А. Бишопа и Д. Хенкеля (1957). Принцип определения избыточного давления в поровой воде использован также в приборах конструкции ДИИТ, З.Г. Тер-Мартиросяна и других.

Методы создания противодействия массой столба ртути и расширения масла при нагреве в лабораторной практике не получили широкого применения в виду их сложности. Третий метод измерения величины избыточного давления в поровой воде, предусматривающий включение в систему измерения бокового давления специальных систем, также не имеет широкого применения из-за ряда существенных недостатков. Эти методы измерения порового давления подробно изложены в книге А. Бишоп и Д. Хенкеля.

4.4. ВЛИЯНИЕ ВЫСОТЫ ОБРАЗЦА НА УПЛОТНЕНИЕ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ И МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПОЛЗУЧЕСТИ ИХ СКЕЛЕТА

Автором книги в 1958÷1959 гг. выполнен большой цикл экспериментальных исследований по определению влияния высоты образца на уплотнение ряда достаточно различных по составу и свойствам водонасыщенных глинистых грунтов нарушенного сложения и текучего состояния (см. табл. 4.1). На одномерное уплотнение в основном испытаны геометрически подобные образцы ($h = 2$ и 6 см, $d = 7$ и 21 см, $d/h=3,5$) на малых и больших компрессионных приборах М-2 и М-3 (см. п. 3.3), а также образцы высотой 1 см при диаметре 7 см. Хотя в последнем случае условие подобия образцов не было соблюдено, но, как было показано выше (см. п.3.4), это не оказало заметного влияния на результаты опытов.

Образцы высотой 1 и 6 см подвергались ступенчатому нагружению при одностороннем, а высотой 2 см при одностороннем и двустороннем движении отжимаемой из грунта поровой воды. Ступени нагрузки прикладывались к образцам на полную величину, без удара, за предельно короткое время — "мгновенно". Для примера на рис. 4.7 показаны начальные участки (до 24 ч) кривых ползучести суглинка (см. табл. 4.1), полученные от действия четырех последовательно приложенных, ступеней нагрузки.

Рассмотрение результатов опытов показывают, что на начальной стадии уплотнения кривые ползучести образцов различной высоты значительно расходятся друг от друга, а затем, постепенно (в зависимости от точности опытов) приближаясь, сливаются в одну линию или располагаются параллельно друг к другу. Как правило, по мере возрастания высоты образца и вследствие этого увеличения длины пути фильтрации и замедления процесса отжатия из грунта поровой воды, имеет место снижение скорости уплотнения грунтов. В то же время кривые уплотнения образцов высотой 1 и 2 см при одностороннем и двустороннем отжатии поровой воды соответственно практически совпадают в виду равенства длин путей их фильтрации. И поскольку отмеченные выше расхождения между кривыми уплотнения во времени образцов различной толщины связаны с масштабным эффектом (обусловленным фактором фильтрации), период времени, в течение которого наблюдается влияние этого эффекта на про-

цесс уплотнения, принято называть (преимущественно в зарубежной литературе "периодом фильтрационной консолидации" [116].

Условие независимости деформации от высоты образца считается достигнутым [78, 81] если: 1) кривые уплотнения, после периода "фильтрационного уплотнения" t^I совпадают; 2) расхождение между кривыми уплотнения образцов различной высоты не превышает точности измерения деформаций; 3) в силу определенного разброса опытных данных скорости деформирования указанных образцов равны, т.е. имеет место их параллельное расположение.

На основании изложенного в п. 4.1 можно отметить, что, начиная с момента сливания или параллельного расположения кривых уплотнения образцов различной высоты, процесс отжатия из грунта поровой воды можно считать практически законченным или не оказывающим влияния на этот процесс. Поэтому период времени, в течение которого уплотнение водонасыщенного глинистого грунта не зависит от высоты образца (фактора фильтрации) принято называть периодом нефльтрационной — "вторичной консолидации", вязкого сопротивления, ползучести скелета [78] или просто вторым периодом уплотнения t^{II} [81, 85].

На рис. 4.4 и 4.7 видно, что период "фильтрационной консолидации" t^I подвержен существенному изменению как в зависимости от высоты образца, так и изменямости состояния плотности-влажности грунта в процессе загрузки. Если для образцов глины 4-57 (см. табл. 3.4) высотой 1 и 2 см длительность t^I при первой ступени напряжения равна 4 ч, то для образцов высотой 2 и 6 см — 24 ч. Аналогичная картина резкого изменения длительности "фильтрационного уплотнения" наблюдается и при переходе от одной ступени напряжения к другой. Например, если t^I на первой ступени нагрузки для этого же грунта ($h=1$ и 2 см) равен 4 ч, а на второй ступени $t^I=2\div 3$ ч, то на третьей и четвертой ступенях он едва достигает 30 мин. Такая же картина наблюдается при испытании других грунтов. Очевидно, что уменьшение t^I связано с увеличением плотности

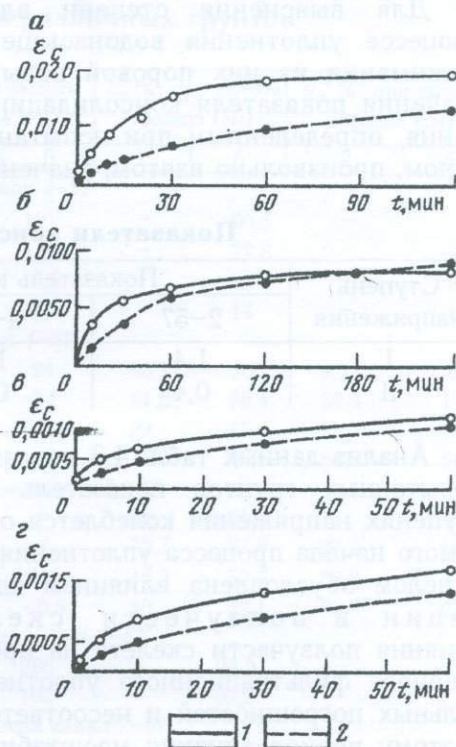


Рис. 4.7. Начальные участки кривых ϵ_c-t образцов суглинка 2-57 разных размеров на различных ступенях p_1 (в МПа): а — 0-0,0125; б — 0,0125-0,375; в — 0,075-0,625; г — 0,0625-0,0875 МПа; 1 — $d=7$ см, $h=2$ см; 2 — $d=21$ см, $h=6$ см

грунта и свидетельствует о возрастании доли влияния "вторичной консолидации", полностью обусловленной ползучестью скелета.

Для выяснения степени влияния факторов, действующих в процессе уплотнения водонасыщенных глинистых грунтов в период сжимания из них поровой воды, в табл. 4.3 приведены некоторые значения показателя консолидации n , вычисленные по кривым уплотнения, определенным при испытании образцов высотой 2 и 6 см при одном, произвольно взятом, значении деформации.

Таблица 4.3

Показатели консолидации грунтов

Степень напряжения	Показатель консолидации (n) для грунтов			
	2-57	4-57	6-57	7-57
I	1,4	1,6	2,0	1,6
II	0,4	0,4	2,0	0,6

Анализ данных табл. 4.3 показывает, что в зависимости от свойств испытанных грунтов показатель консолидации n на первых двух ступенях напряжения колеблется от 0,4 до 2,0. Из этого следует, что с самого начала процесса уплотнения ползучесть водонасыщенного грунта в целом обусловлена влиянием двух основных факторов — фильтрации и ползучести скелета (табл. 4.4). Игнорирование влияния ползучести скелета на процесс уплотнения в так называемом "периоде фильтрационного уплотнения" может стать причиной значительных погрешностей и несоответствия теории эксперименту. Именно поэтому период влияния масштабного эффекта на процесс уплотнения водонасыщенного грунта является периодом совместного действия факторов фильтрации и ползучести скелета и следует его называть первым периодом уплотнения (объемной ползучести) t^1 [85]. Следовательно, при рассмотрении вопросов длительного уплотнения водонасыщенных глинистых грунтов в условиях одномерного сжатия следует решить смешанную задачу теории уплотнения в постановке В.А. Флорина (см. п. 3.7) при обеспечении надлежащих начальных и краевых условий.

Для определения ползучести скелета, т.е. выделения ползучести скелета из общего процесса уплотнения водонасыщенного глинистого грунта без возможности бокового расширения, следует стремиться к предельно возможному уменьшению первого периода деформирования t^1 . Для этого целесообразно идти по пути уменьшения толщины испытываемого образца. Тогда выбор методики определения ползучести скелета сведется к определению оптимальной высоты образца, которая обеспечит пренебрежимо малое влияние фактора фильтрации и минимальное нарушение природного сложения (структуры) грунта при его вырезке из монолита.

Таблица 4.4

**Продолжительность и величина деформации двух периодов
уплотнения образцов различных грунтов**

Ступени напряжения	$\Delta\sigma_1$ 10МПа	Период наблде- ний, ч	t^I , ч, при высоте образца (см)		ε_c^I %, при высоте образца (см)		ε_c^{II} %, при высоте образца (см)	
			2	6	2	6	2	6
<i>Суглинок 2-57</i>								
I	0,125	216	—	12	—	90,5	—	9,5
II	0,25	1056	—	14	—	72,8	—	27,2
III	0,25	576	—	0,5	—	15	—	85
IV	0,25	264	—	0,5	—	14	—	86
<i>Глина 4-57</i>								
I	0,25	24	4	24	93,7	100	6,3	0
II	0,25	120	2-3	~24	61,6	88,4	38,4	11,6
III	0,25	144	0,5	<24	22	77	78	23
IV	0,25	168	<0,5	6	13,3	45,5	86,7	54,5
<i>Глина диатомитовая 5-57</i>								
I	0,25	24	1	6	98	91,6	2	8,4
II	0,25	168	0,5	~2	72,7	87,6	27,3	12,4
III	0,25	168	0,25	~1	46,3	52,5	53,7	47,7
IV	0,25	216	0,25	~0,5	30	32,1	70	67,9
<i>Часовъярская глина 6-57</i>								
I	0,25	576	—	288	—	96,2	—	3,8
II	0,25	696	—	192	—	92,3	—	7,7
<i>Новошвейцарская глина 7-57</i>								
I	0,25	144	>4	120	71,3	97,5	28,7	2,5
II	0,25	192	~3	96	64,6	85,7	35,4	14,3
III	0,25	264	~2	48	48,1	85,3	51,9	14,7
IV	0,25	1344	<1	40	23	60,2	77	39,8

Из табл.44 видно, что t^I предварительно неуплотненных образцов глинистых водонасыщенных грунтов нарушенного сложения толщиной 2 см для первых ступеней напряжения, равных (за исключением грунта 2-57) 0,025 МПа, колеблется от 1÷4 ч, а деформации $\varepsilon_c^I = 13,3 \div 89\%$ от полных при данной продолжительности испытания. Если исключить из рассмотрения результаты, соответствующие минимальному значению бытового давления — 0,05 МПа, то вместо приведенных выше цифр будем соответственно иметь: $t^I = 0,25 \div 2$ ч, $\varepsilon_c^I = 22,0 \div 48,1\%$. Если также учесть, что опыты выполнены при одностороннем отжати из образцов поровой воды, то при двустороннем отжати последней, величины t^I и ε_c^I уменьшатся соответственно в четыре и два раза. Имея в виду также, что первый период уплотнения в значительной степени обусловлен ползучестью скелета ($n_m \leq 1$), доля влияния фактора фильтрации будет пренебрежимо малой. Поэтому с достаточной точностью можно считать, что с самого начала испытания образцов высотой 2 см, предварительно уплотненных бытовым давлением $\sigma_{1,0} = 0,05$ МПа, уп-

лотнение водонасыщенных глинистых грунтов практически полностью обусловлен ползучестью скелета.

Очевидно, что если в указанных выше наиболее неблагоприятных для эксперимента условиях ползучесть скелета глинистых водонасыщенных грунтов можно определить испытанием образцов высотой 2 см при двустороннем отжатию поровой воды, то ползучесть скелета всех других разновидностей (независимо от сложения, состояния плотности-влажности) можно определить испытанием образцов таких же размеров при тех же, условиях дренирования. Более того, когда степень водонасыщения глинистых малосжимаемых и среднесжимаемых грунтов $S_r \leq 0,95$, а сильносжимаемых $S_r \leq 0,8$, то при определении ползучести скелета в пределах обычно действующих напряжений $0,2 \div 0,5$ МПа высоту испытываемого образца можно не ограничивать. В этом случае деформация ползучести скелета тождественно равна ползучести образца в целом.

Из изложенного выше следует, что в указанных условиях эксперимента ($u_w=0$), приложенные к образцам водонасыщенных глинистых грунтов внешнее давление p_1 (рис. 3.1) полностью воспринимается их скелетом. Это значит, что p_1 и σ_1 (давление в скелете грунта, эффективное давление) тождественно равны.

Вопросы влияния высоты образца на одномерное уплотнение водонасыщенных глинистых грунтов рассмотрены также А.Г. Соколовым в 1958 г., Е.И. Медковым в 1960 г., Н.Н. Масловым и Ле Ба Льюнг в 1972 и 1986 гг. В работе А.Г. Соколова рассмотрены результаты испытания тяжелой супеси, диатомитовой и бентонитовой глин. Результаты опытов и сделанные по ним А.Г. Соколовым выводы полностью совпадают с рассмотренными выше выводами автора книги и тем самым взаимно подтверждают их правильность. В указанной работе опыты выполнены без соблюдения условия геометрического подобия образцов различной высоты и, к сожалению, не приведены данные о величине и изменчивости показателя консолидации грунтов n в процессе уплотнения.

Е.И. Медковым (1960) проведены серии испытаний образцов различной высоты пластичных и сыпучих грунтов. В каждой серии опыта испытаны по три образца диаметром 5,5 см при высоте 2,75; 5,5 и 11 см, по полученным результатам определены показатели консолидации n и осуществлена проверка справедливости соотношения (4.2) для испытанных грунтов. По значениям n , вычисленным для двух ступеней давления образцов, испытанных при одностороннем дренаже и величине уплотнения $U=90\%$, установлено, что $n \neq const$, а его предельное значение как меньше, так и больше двух ($0,64 \leq n \leq 2,75$).

Выводы Е.И. Медкова об изменчивости показателя n по мере уплотнения глинистых грунтов полностью согласуются с ранее полученными результатами, изложенными выше, однако согласиться с тем, что его величина может быть больше двух никак нельзя. Ни один из специалистов, который занимался определением показателя консолидации водонасыщенных глинистых грунтов не получал для n величину, большую двух. Надо полагать, что на полученные Е.И. Медковым результаты

повлияло условие испытания образцов в стабиллометрах его конструкции без соблюдения геометрического подобия образцов различной высоты и в связи с этим их избыточного бокового трения об резиновую оболочку. В его работах не приводятся данные, позволяющие судить о величинах указанных погрешностей.

Н.Н. Маслов и Ле Ба Льюнг [65] исследовали изменчивость показателя консолидации n образцов различной высоты ($h = 4,2; 6,3; 8,3$ и $10,7$ см при $A=60$ см²) четырех различных грунтов нарушенного сложения текучепластичной консистенции в зависимости от влажности при одностороннем отводе отжимаемой из образца воды. Чтобы уменьшить влияние сил трения по боковой поверхности высоких образцов на контакте с внутренней стенкой рабочего кольца прибора, внутренняя поверхность кольца смазывалась тавотом и покрывалась фольгой, также смазанной тавотом с обеих сторон. Эффективность этого мероприятия авторами установлена специальными опытами. Для определения n ими использованы данные о временах $t_1, t_2...$ достижения образцов высотой $h_1, h_2...$ заданного значения влажности. Установлено, что под действием σ_1 от 0,05 до 0,1 МПа показатель n изменяется в пределах $2 \geq n \geq 0$ ($n=2$ при текучепластичной, $n=0$ при твердой консистенции), в зависимости от показателя консистенции α , ($\alpha=1-I_0$), по логарифмическому закону. Эти данные еще раз подтвердили полученные ранее другими учеными результаты о зависимости показателя n и t^1 водонасыщенных глинистых грунтов от изменчивости их состояния в процессе уплотнения и неточность полученных Е.И. Медковым значений для n .

Наиболее интересным результатом рассмотренной работы является установление независимости показателя консолидации n от высоты образца. Это позволило Н.Н. Маслову и Ле Ба Льюнгу в дальнейшем (1986) предложить новый метод расчета консолидации слоя водонасыщенного глинистого грунта без учета его водопроницаемости, т.е. коэффициента фильтрации, с использованием масштабного коэффициента n . При этом они исходили из того справедливого факта, что точность определения коэффициента фильтрации глинистых грунтов очень мала и она оказывает заметное влияние на точность прогноза их длительного деформирования, выполняемого по теории фильтрационной консолидации (см. п. 1.7).

В заключение отметим, что Д. Тейлор и А. Казагранде предложили методы определения коэффициентов фильтрации k и консолидации C_v по результатам компрессионных испытания образцов водонасыщенных глинистых грунтов.

Суть указанных методов заключается в том, что из экспериментальной кривой деформация–время, построенной в координатах деформация–корень квадратный из времени или деформация–логарифм времени, выделяются участки "фильтрационной консолидации". Для определения соотношения (3.41) вводится следующее обозначение:

$$T_v = C_v t / h^2. \quad (4.3)$$

Из (4.3), с учетом (3.35), получаются следующие формулы для определения C_v и k (Харр, 1971):

$$C_v = (T_v / t) \cdot h^2, \quad (4.4)$$

$$k = (C_v \gamma_w m_c) / (1 + e), \quad (4.5)$$

где T_v — коэффициент времени (безразмерный), определяемый по теоретической зависимости $U=U(T_v)$; h — половина толщины испытуемого образца при односторонней фильтрации; t — время, соответствующее степени консолидации U ; остальные обозначения имеют прежние значения.

Для определения времени t Д. Тейлор пользуется величиной деформации, соответствующей 90% первичной консолидации ($T_{90}=0,848$). Принимая, что из-за явлений вторичной консолидации теоретическая и экспериментальная кривые деформаций совпадают до $U=60\%$ для определения t А. Казагранде пользуется величиной $U=50\%$ ($T_{50}=0,197$). Начало и конец, следовательно, и продолжительность "фильтрационной консолидации" определяются разными методами [101, 116].

Учитывая сильную изменчивость коэффициента фильтрации слабых грунтов В.И. Дюнин, Г.П. Алексеенко и И.А. Брилинг (1978) для его определения также воспользовались результатами компрессионных испытаний и решением одномерной задачи фильтрационной консолидации. Для определения коэффициента фильтрации используется метод эталонных кривых. Указанное решение отличается от известных своей простотой.

Как было показано выше, при испытании на компрессию стандартных образцов высотой 2 см глинистых грунтов любой консистенции в условиях двустороннего дренирования, процесс длительного деформирования под действием напряжений, превосходящих бытовое давление, практически полностью обусловлен ползучестью скелета. Поэтому, определение k и C_v по соотношениям, полученным из фильтрационной теории консолидации, является совершенно необоснованным и ошибочным.

4.5. ПОЛЗУЧЕСТЬ ОБРАЗЦОВ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ПРИ НЕБОЛЬШИХ ДАВЛЕНИЯХ

Из практики гидротехнического строительства известно, что плотины из грунтовых материалов возводятся со скоростью $0,09 \div 0,4$ м/сут, что соответствует нарастанию напряжения $0,002 \div 0,008$ МПа/сут. Скорости возрастания напряжений в основаниях сооружений значительно меньше, поскольку имеет место их быстрое затухание по глубине грунтовой толщи. Указанные скорости во много раз меньше, чем скорости загрузки образцов в лабораторной практике. Поэтому изучение условий протекания деформаций уплотнения во времени водонасыщенных (и не только

водонасыщенных) глинистых грунтов при небольших напряжениях представляет большой научный и практический интерес.

Вопрос о влиянии скорости загрузки на уплотнение грунтов еще в 1956 г. рассмотрел К. Лангер, который показал, что чем ниже темп загрузки, тем меньше деформация. К аналогичному выводу пришел и Н.Я. Денисов [31], а М.Н. Гольдштейн отмечал, что медленный рост напряжений в естественных условиях является причиной того, что сжимаемость грунта в указанных условиях меньше, чем в компрессионных приборах. Поэтому он предложил компрессионные опыты проводить над образцами большой высоты при ступенях давлений 0,01 МПа.

С.А. Роза и А.Л. Котов установили, что при достаточно медленном нарастании напряжения фильтрационное уплотнение не будет иметь значения, и осадки грунта будут в основном вызваны деформацией ползучести скелета. Исследование влияния темпов нарастания внешнего давления на величину порового давления при сравнительно высоких значениях выполнено В.М. Павилонским (см. п. 4.4). В докладе Г.А. Леонардса и П.А. Гиrolта на V международном конгрессе по механике грунтов и фундаментостроению (Париж, 1961) приведены результаты экспериментального исследования влияния ступени напряжения и бокового трения образце о рабочее кольцо прибора на процесс одномерной консолидации. Установлено, что характер кривой деформация—логарифм времени зависит от отношения приращения напряжения к предыдущему напряжению и только при его больших значениях (для глин Мексико-сити величина этого соотношения равна двум) рассеивание порового давления протекает в соответствии с теорией фильтрационной консолидации К. Терцаги.

Вопрос влияния способа загрузки на деформации ползучести глинистых грунтов в 1956÷1959 гг. изучал автор книги [78]. Им, в частности, установлено, что медленное ступенчатое загрузеие может способствовать изменению закономерностей деформирования, присущих глинистым грунтам при высоких темпах загрузки и т.д., которые будут подробно рассмотрены в следующих главах книги. Здесь же будут рассмотрены результаты исследования влияния масштабного эффекта на ползучесть водонасыщенных глинистых грунтов нарушенного сложения в состоянии пасты текучей и текучепластичной консистенции при очень небольших значениях ступеней давления, полученные автором совместно с Н.Г. Ахназаряном в 1962 г.

Испытаны образцы суглинка ($w_p=0,345$, $S_r=0,97$), глины 4–57 ($w_p=0,63$, $S_r=0,98$). Для определения характера уплотнения грунтов (см. табл. 4.1) и факторов, обуславливающих этот процесс, как и ранее (см. пп.4.1–4.3), использована методика сопоставления кривых длительного деформирования геометрически подобных образцов высотой 2 и 6 см, полученных при одностороннем дренаже. Образцы испытаны на уплотнение под действием возрастающих ступенями (0,00025 и 0,005 МПа) давлений, после предварительного их уплотнения в течение 11–30 дней под напряжениями 0,0125 и 0,025 МПа при трехкратном повторении опытов. Точность замера деформаций 0,002 мм.

На рис. 4.8 показаны кривые длительного деформирования часовъярской глины для отдельных ступеней нагружения. На этом рисунке для наглядности даны абсолютные значения деформаций, приведенные к высоте 2 см.

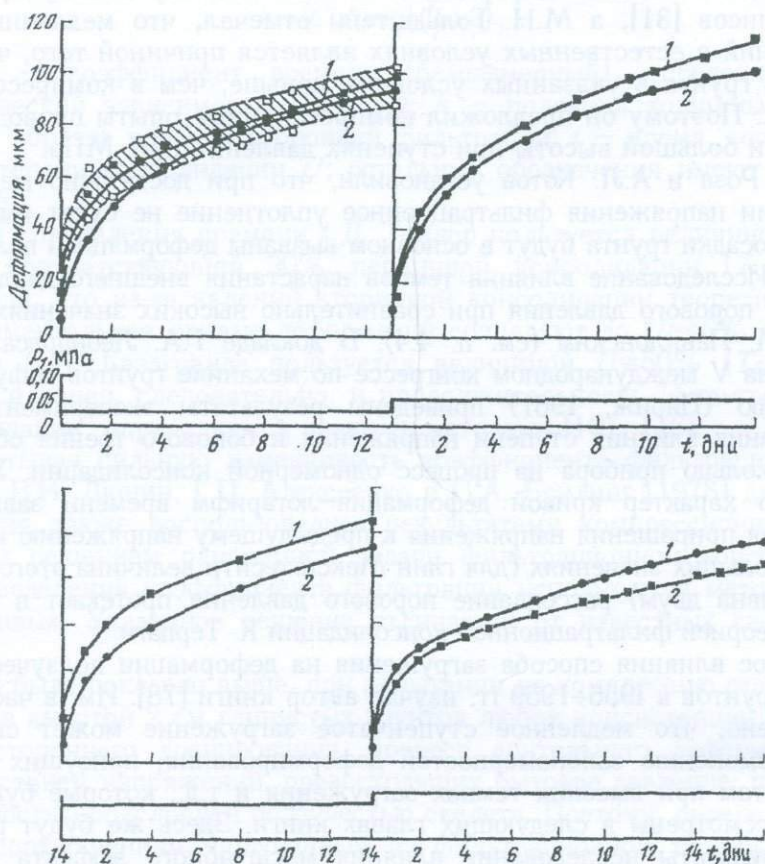


Рис. 4.8. Кривые общей ползучести геометрически подобных образцов часовъярской глины 6-57 нарушенного сложения на различных ступенях нагрузки:
1 - $d=7$ см, $h=2$ см; 2 - $d=21$ см, $h=6$ см

Сопоставление кривых деформация-время образцов высотой 2 и 6 см всех испытанных грунтов показало, что они в основном практически совпадают, а имеющиеся между ними расхождения не превышают точности замера деформаций. Доказано, что отдельные случаи, где кривые деформации расходятся больше, чем точность их измерения, представляет собой результат погрешностей эксперимента. Действительно, если в указанных случаях на графики нанести все результаты испытания образцов (а не средние их значения) высотой 2 см и изобразить зону разброса опытных данных в виде заштрихованной области (см. рис. 4.8), то кривые, построенные по усредненным значениям трех образцов высотой 6 см, будут па-

параллельны границам зоны разброса или же попадут в эту зону. В случае изображения двух зон разброса опытных данных для двух высот образцов они перекрыли бы друг друга, что доказывает сказанное выше.

В соответствии с принятыми нами условиями о независимости деформаций одномерного уплотнения глинистых грунтов от высоты образца (см. п.4.3), образцы высотой 6 см всех испытанных грунтов при одностороннем дренаже уплотнялись за счет ползучести скелета, т.е. приложенные к ним нагрузки практически полностью воспринимались скелетом грунтов. Этот вывод совпадает с выводами теории уплотнения В.А. Флорина, согласно которому при очень малых скоростях ползучести скелета уплотнение водонасыщенного грунта может протекать и без ощутимого повышения давления в поровой воде.

Является весьма интересным сопоставление результатов испытания образцов, полученных при различных значениях ступеней нагрузки. По данным испытания образцов суглинка (см. табл. 3.4), полученным при $p_1=0,025$ и $0,005$ МПа (после предварительного уплотнения образцов под действием $\sigma_{1,0}=0,0125$ МПа), установлено, что в первом случае для $h=6$ см $t^1=4$ ч, а во втором случае $t^1 \approx 0$. При испытании глины 4-57 и часовъярской глины (после предварительного уплотнения давлениями $0,025$ МПа) под действием $0,025$ МПа t^1 образцов ($h=6$ см) соответственно равны 24 и 192 ч (см. табл. 4.4), тогда как при $p=0,005$ и $0,0025$ МПа — $t^1 \approx 0$.

Имея в виду небольшую структурную прочность испытанных образцов грунтов можно утверждать, что в грунтах, обладающих более прочным структурным каркасом, уплотнение должно протекать только за счет ползучести скелета и при более высоких значениях ступеней нагрузки. Например, В.М. Павилонским показано, что при испытании кинельской глины природного сложения избыточное давление в поровой воде не возникает даже под действием $p_1=0,7$ МПа. Аналогичные результаты получал и автор книги (см. гл. 6).

На основании изложенного выше можно отметить, что показатель консолидации n не инвариантен относительно величины ступени напряжения и высоты образца, по В.М. Малышеву. Поэтому все приведенные выводы относятся к образцам рассмотренных размеров и условий их испытания. Вопрос о том, как будет изменяться уплотнение водонасыщенных глинистых грунтов при переходе к образцам более крупных размеров и к натуре, до конца не решен, он нуждается в специальном экспериментальном исследовании. Однако изложенное выше позволяет заключить, что при расчете осадок сооружений во многих случаях можно будет пренебречь влиянием фактора фильтрации на продолжительность одномерного уплотнения водонасыщенных глинистых грунтов ввиду их достаточно высокой структурной прочности и малых скоростей загрузки.

4.6. ХАРАКТЕР ИЗМЕНЯЕМОСТИ ИЗБЫТОЧНОГО ДАВЛЕНИЯ В ПОРОВОЙ ВОДЕ И ПОКАЗАТЕЛЯ ОДНОМЕРНОЙ КОНСОЛИДАЦИИ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Для определения продолжительности первого периода уплотнения t^I , деформаций фильтрационного уплотнения и ползучести скелета, С.А. Роза и А.И. Котов [110] замерили избыточные давления в поровой воде водонасыщенных глинистых грунтов нарушенного сложения гидроаэростатическими манометрами (см. п. 4.3) при испытании образцов диаметром 50 см в условиях одностороннего дренирования (табл. 4.5).

Таблица 4.5
Основные характеристики испытанных грунтов

Номер грунта	Содержание фракции, (мм), %			ρ_s , кг/м ³	Пределы пластичности			k , м/с	Высота образца, см
	>0,05	0,05-0,005	<0,005		w_L	w_p	I_p		
2	48	40	12	2660	0,20	0,17	0,03	4 ...10·10 ⁻⁹	14,5
3	14	58	28	2690	0,28	0,17	0,11	1 ...10·10 ⁻⁹	14,0
4	49	49	15	2670	0,22	0,17	0,05	7 ...10·10 ⁻⁹	20,4

Экспериментами установлено (табл. 4.6), что при последовательном нагружении образцов ступенями напряжения порядка 0,05 МПа изменяется коэффициент передачи давления на поровую воду. Наибольшее значение этого коэффициента (около единицы) соответствует первой, а наименьшее — последней ступени напряжения (0,2 для грунта 2; 0,42 — для грунта 4). Установлено также, что срабатывание избыточного давления в порах образцов происходит медленнее теоретического, а продолжительность "фильтрационного уплотнения" является функцией плотности грунта.

Результаты, полученные С.А. Роза и А.И. Которым ранее, полностью согласуются с данными автора книги и других исследователей, полученными путем испытания образцов различной высоты.

Таблица 4.6
Результаты испытания образцов

Номер грунта	2				3			4	
	p_1 , МПа	0,56	0,156	0,256	0,356	0,03	0,056	0,156	0,054
t , ч	71	118	194	530	289	214	789	1058	3500
t^I , ч	9	3	2	1	50	20	10	8	~0
t^I , %	80	69	55	37	90	84	75	80	4
ε_c^II , %	4	8	22	41	4	10	13	7	42

Определению t^I посвящены также работы В.М. Павилонского и В.П. Сипидина, выполненные соответственно в 1959 и 1960 гг.

По данным В.М. Павилонского (1959) при возрастании внешнего давления, величины которых в разных опытах равны 0,187; 0,2; 0,379; 0,561 и 0,74 МПа (после предварительного уплотнения давлениями 0,025–0,1 МПа), время затухания избыточного давления в поровой воде образцов грунта нарушенного сложения при одностороннем дренировании изменяется от 3 до 5 ч. Несколько большие значения сравнению с данными автора книги можно объяснить частичным или полным разрушением структуры испытанного грунта под действием достаточно больших давлений. Для определения t^1 В.П. Сипидиным [114] использован метод фиксации момента времени резкого падения скоростей деформации и избыточного давления в поровой воде.

К сказанному выше добавим, что при небольшой структурной прочности грунта его загрузка большими ступенями напряжения способствует сокращению сроков затухания первого давления вследствие высокого значения последнего и лавинного разрушения структуры.

При уплотнении водонасыщенных глинистых грунтов в условиях одномерного сжатия В.М. Павилонским в 1959 г., Я.Л. Коганом [44] и В.П. Сипидиным [114] в 1960 г. был обнаружен экстремальный характер изменяемости во времени (кривая 3 на рис. 3.16) избыточного давления в поровой воде. Аналогичные результаты в дальнейшем были получены Р.А. Спенсом и Т.Е. Глинном, Р.В. Витманом и др. (1962). Были высказаны и сомнения относительно этого явления [78]. Чтобы проверить справедливость экстремального характера изменяемости первого давления, автором книги использованы результаты испытания образцов различной высоты и построенные на их основе кривые изменяемости показателя консолидации n в зависимости от степени уплотнения первого периода деформирования U^* ($U^* = \epsilon_{ct} / \epsilon_c$), где ϵ_c – конечная деформация периода t^1 .

На примерах испытания суглинка, диатомитового грунта и новошвейцарской глины проследим за изменением показателя n с самого начала загрузки образцов высотой 2 и 6 см, результаты которых были рассмотрены в п. 4.4.

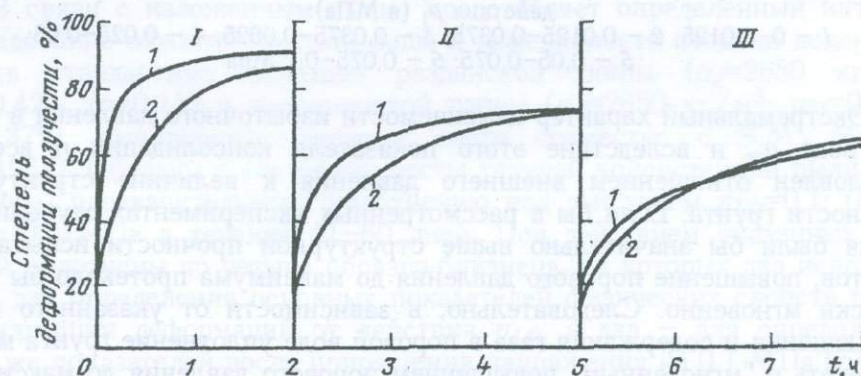


Рис. 4.9. Изменяемость степени деформации ползучести во времени геометрически подобных образцов водонасыщенного диатомитового грунта 5–57 на различных ступенях Δp_1 (в МПа):
 I – 0,025–0,05; II – 0,05–0,075; III – 0,075–0,1 МПа. 1 – $h=20$ см; 2 – $h=60$ см

В качестве примера на рис. 4.9 показаны кривые изменчивости во времени степени уплотнения диатомитового грунта, а на рис. 4.10 — кривые $n=n(U^*)$ трех, указанных выше, грунтов для различных степеней их загрузки. Анализ данных, а также графики на рис. 4.10, не оставляют сомнения в экстремальном характере изменчивости показателя n в зависимости от степени уплотнения и тем самым полностью подтверждают правильность полученных ранее результатов об экстремальном характере изменчивости порового давления. Как и следовало ожидать, по мере перехода от одной ступени давления к другой и уплотнения грунтов наблюдается существенное уменьшение n , что свидетельствует об уменьшении доли влияния фактора фильтрации и возрастания роли ползучести скелета в первом периоде деформирования. Обращает на себя внимание и тот факт, что в некоторых случаях в самом начале загрузки процесс уплотнения водонасыщенных грунтов протекает без заметного повышения давления в поровой воде ($n=0$).

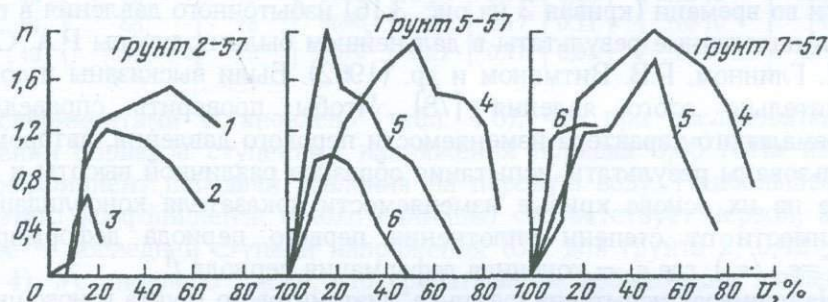


Рис. 4.10. Кривые изменчивости показателя уплотнения n в зависимости от степени уплотнения U трех различных грунтов нарушенного сложения на разных ступенях действия p_1 (в МПа):
 1 — 0–0,0125; 2 — 0,0125–0,0375; 3 — 0,0375–0,0625; 4 — 0,025–0,05;
 5 — 0,05–0,075; 6 — 0,075–0,1 Мпа

Экстремальный характер изменчивости избыточного давления в поровой воде u_w и вследствие этого показателя консолидации n всецело обусловлен отношением внешнего давления к величине структурной прочности грунта. Если бы в рассмотренных экспериментах ступени давления были бы значительно выше структурной прочности испытанных грунтов, повышение порового давления до максимума протекало бы практически мгновенно. Следовательно, в зависимости от указанного выше соотношения и содержания газа в поровой воде уплотнение грунта может протекать с "мгновенным" повышением порового давления до максимума (см. рис. 3.16), при экстремальном характере изменчивости этого давления или же при его практически нулевом значении — полностью за счет ползучести скелета. Время, необходимое для достижения поровым давлением наибольшего (пикового) значения, обусловлено структурной

прочностью и скоростью ползучести скелета. В случае испытания грунта в условиях закрытой системы, т.е. без возможности отжатия из грунта поровой воды — поровое давление после достижения некоторой величины остается постоянным в течение всего эксперимента.

В работе Н.Н. Маслова и Ле Ба Льюнга приведены результаты изучения изменяемости порового давления во времени для различных водонасыщенных глинистых грунтов при различных их консистенциях (структура нарушенная). Опытами установлено, что никогда не наблюдается полной передачи внешней нагрузки в момент ее приложения на поровую воду, а наибольшее значение избыточного давления в поровой воде не соответствует этому моменту времени. Т.е. кривая изменяемости этого давления во времени имеет экстремальный характер, что полностью согласуется с ранее полученными результатами, изложенными выше.

Таким образом было показано, что не может быть никакого сомнения относительно экстремального характера изменяемости избыточного давления в поровой воде водонасыщенных грунтов. Результаты, изложенные в работах упомянутых выше авторов не только не расходятся, во всяком случае качественно, с современными представлениями о природе уплотнения водонасыщенных глинистых грунтов [27], но еще раз показывают их справедливость. Погрешности в опытах В.П. Сипидина и других исследователей при замере избыточного давления в поровой воде, даже самыми современными приборами, безусловно возможны, однако они не настолько значительны, чтобы изменить качественную картину характера изменяемости этого давления.

При всех равных условиях содержание газа, даже в небольшом количестве (которое имеется во всех природных водонасыщенных глинистых грунтах), вводит свои коррективы в процесс уплотнения. В одном случае оно становится причиной значительного снижения или возникновения пика порового давления, а в другом — уплотнения водонасыщенного грунта без отжатия поровой воды.

В связи с изложенным выше, представляет определенный интерес исследование отжатия поровой воды и изменяемости степени водонасыщения стандартных образцов разданской глины ($\rho_s=2680$ кг/м³; $\omega_0=0,424$, $I_p=0,18$) и часовъярской глины ($\rho_s=2650$ кг/м³; $\omega_0=0,655$; $I_p=0,379$), выполненное автором книги совместно с Э.М. Маркарян(1967). Образцы в состоянии пасты текучей консистенции были подвергнуты предварительному уплотнению под действием $p_{1,0}=0,1; 0,225; 0,4$ и $0,8$ МПа в течение 41–60 дней. Под действием указанных давлений уплотнены по четыре образца-близнеца, из которых два использованы для определения основных показателей физических свойств после стабилизации деформаций от действия $p_{1,0}$, а два — для определения этих же показателей после приращения напряжения на $0,1$ МПа [77].

Эксперименты показали, что независимо от состояния, после приложения давления $0,1$ МПа влажность образцов разданской глины практически не изменилась, степень водонасыщения не достигла величины $S_r=1$ (табл. 4.7). Уплотнение высокопористой слабой часовъярской глины проте-

кало с некоторым отжатием поровой воды. Поскольку и в этом случае степень водонасыщения не достигает величины $S_r=1$, следует полагать, что отжатие поровой воды имело место из зон, примыкающих к торцевым поверхностям образцов.

Описанные эксперименты полностью доказывают возможность уплотнения газосодержащего водонасыщенного глинистого грунта без отжатия поровой воды. Очевидно, что в этом случае процесс уплотнения протекает без участия фактора фильтрации.

Таблица 4.7

Результаты исследования отжатия поровой воды из грунтов

Наименование грунта	$p_{1,0}$, МПа	w		e		S_r	
		до опыта	после опыта	до опыта	после опыта	до опыта	после опыта
Глина разданская	0,1	0,348	0,350	1,03	0,935	0,906	0,92
	0,225	0,317	0,314	1,01	0,904	0,930	0,93
	0,4	0,305	0,308	0,915	0,903	0,880	0,92
	0,8	0,278	0,273	0,83	0,850	0,900	0,86
Глина часовъярская	0,1	0,485	0,433	1,39	1,18	0,93	0,97
	0,225	0,429	0,411	1,18	1,11	0,97	0,96
	0,4	0,399	0,371	1,13	1,01	0,93	0,98
	0,8	0,354	0,322	0,98	0,85	0,93	0,99

В смысле учета влияний защемленного в водонасыщенном глинистом грунте газа на процесс его уплотнения представляет особый интерес полученное В.А. Флориным [130] решение задачи одномерного уплотнения слоя рассматриваемого грунта без учета ползучести скелета. Дифференциальное уравнение уплотнения грунта, вследствие отжатия поровой воды и сжимаемости газа, представлено следующим приближенным выражением:

$$\frac{\partial e}{\partial t} + \beta_m(1+e_m) \frac{\partial u_w}{\partial t} = \frac{k(1+e_m)}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2}, \quad (4.6)$$

где β_m — среднее значение коэффициента сжимаемости объема газа.

Задача одномерного уплотнения сведена к решению уравнения

$$\frac{\partial u_w}{\partial t} = \frac{k(1+e_m)}{\gamma_w m_c \omega_0} \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2}, \quad (4.7)$$

где

$$\omega_0 = 1 + \frac{\beta_m(1+e_m)}{m_c}. \quad (4.8)$$

При решении задачи в качестве одного из начальных условий принято равенство объемной деформации скелета и объемного сжатия газа при $t=0$. В этих условиях внешняя нагрузка в момент приложения частично передается на скелет, а частично на поровую воду. Установ-

лено, что при трехпроцентном содержании заземленного газа в малосжимаемом глинистом грунте ($m_c=0,05$, 1/МПа) воспринимаемое поровой водой давление составляет всего 20% от внешнего уплотняющего давления $p_1=0,3$ МПа.

Экстремальный характер изменчивости избыточного давления в поровой воде водонасыщенного глинистого грунта [114] при $S_r=1$ впервые теоретически был изучен в 1961 г. Н.Н. Веригиным при решении задачи одномерного фильтрационного уплотнения без учета ползучести скелета. Уравнение (3.36) указанной теории решено при условии полной передачи внешнего давления к скелету грунта в момент его приложения $u_w(z, t=0)=0$. Аналогичные результаты получены в 1965 Г.Л. Барденом [134] при решении задачи уплотнения не полностью водонасыщенного (трехфазного) глинистого грунта ($S_r>0,9$) без учета ползучести скелета. Им теоретически установлены экстремальный характер изменчивости во времени избыточного давления в поровой воде нормально уплотненного озерного мела при $S_r=0,92$ и $0,96$ и зависимость его пикового значения от толщины уплотняемого слоя. Показано, что при изменении толщины слоя от $0,01$ до $10,0$ м пиковое значение порового давления возрастает на порядок.

Задача одномерного уплотнения трехфазного грунта с учетом ползучести скелета рассмотрена А.Л. Гольдиным в 1965 г. Используя основное дифференциальное уравнение трехфазного грунта в форме записи В.А. Флорина (4.6), а также учитывая (3.62) и (3.71) при $\sum m_{c,i}=\sum m_{c,1}$ получено следующее уравнение одномерного уплотнения с учетом ползучести скелета:

$$\begin{aligned} \gamma_w m_{c,0} + \beta_m \frac{(1+e_m)}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u_w}{\partial t^2} + \Delta [m_{c,0} + m_{c,1} + \beta_m (1+e_m)] \frac{\partial u_w}{\partial t} = \\ = \frac{k(1+e_m)}{\gamma_w} \left(\Delta \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2} + \frac{\partial}{\partial t} \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2} \right) \end{aligned} \quad (4.9)$$

Из решения (4.9) при соблюдении соответствующих граничных и начальных условий (в том числе при $u_w(z, t=0)=0$) получено выражение избыточного давления в поровой воде, из которого следует экстремальный характер его изменчивости во времени.

Поставленную В.А. Флориным задачу об одномерном уплотнении слоя водонасыщенного глинистого грунта при одновременном учете сжимаемости газосодержащей воды и наследственной ползучести скелета (3.64) также решил в 1965 г. З.Г. Тер-Мартиросян [121]. Соотношение (3.69) в предположении $k_{s=\infty}$, $k=const$ записано в следующем виде:

$$\frac{\partial e}{\partial t} + a_w e_m \frac{\partial u_w}{\partial t} = \frac{k(1+e_m)}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2}, \quad (4.10)$$

а с учетом (3.64) и (3.67) получено уравнение уплотнения

$$(m_{c,0} + e_m \cdot a_w) \frac{\partial^2 u_w}{\partial t^2} + \Delta(m_{c,0} + e_m \cdot a_w + m_{c,1}) \frac{\partial u_w}{\partial t} = \quad (4.11)$$

$$= \frac{k(1+e_m)}{\gamma_w} \left(\frac{\partial^3 u_w}{\partial z^2 \partial t} + \Delta \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2} \right)$$

$$a_w = -\frac{1}{V_w} \frac{dV_w}{du_w} = \frac{1-S_r}{p_a} \quad (4.12)$$

где $a_w = 1/k$ — коэффициент объемного сжатия поровой воды; V_w — рассматриваемый объем жидкости; p_a — атмосферное давление.

Решением (4.11) получено выражение порового давления, из которого также следует экстремальный характер изменчивости последнего во времени (рис. 4.11).

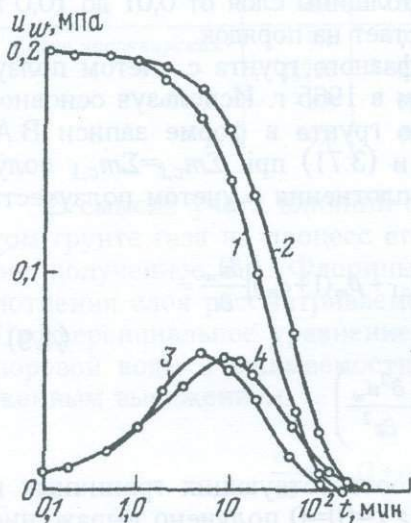


Рис. 4.11. Кривые изменчивости избыточного давления в образце ($h=4$ см) саратовской водонасыщенной глины нарушенного сложения по З.Г. Тер-Мартirosяну:

1 — по теории фильтрационной консолидации Терцаги—Герсеванова; 2 — по теории В.А. Флорина с учетом ползучести скелета; 3 — при уплотнении грунта с учетом ползучести скелета и сжимаемости газосодержащей поровой воды; 4 — экспериментальная кривая

З.Г. Тер-Мартirosяном выполнено сопоставление кривой изменчивости порового давления, замеренного при уплотнении образца ($h=4$ см) саратовской глины нарушенного сложения при $p_1=0,2$ МПа, и кривой, построенной по полученному из решения задачи выражению. На рис. 4.11 видны хорошая сходимость теории с экспериментом, а также количественное и качественное расхождение эксперимента с решением теории фильтрационной консолидации К. Терцаги. Наблюдается расхождение также между решением задачи уплотнения с учетом ползучести скелета (без учета сжимаемости газа), полученного В.А. Флориным и З.Г. Тер-Мартirosяном. Решение последнего практически совпадает с теорией фильтрационного уплотнения, из чего следует, что ползучесть скелета практически не влияет на величину порового давления. Это противоречие

между результатами, полученными из решения одной и той же задачи В.А. Флориным (см. рис. 3.16) и З.Г. Тер-Мартirosяном, на основании изложенного выше можно объяснить большой величиной уплотняющего давления, существенно превосходящей структурную прочность саратовской глины нарушенного сложения, со всеми, вытекающими отсюда последствиями (см. п. 3.7). Очевидно, что при небольших ступенях давления величина вычисленного по полученному соотношению давления в поровой воде в момент ее приложения была бы значительно меньше.

Ю.П. Смолиным в 1974 г. решены задачи уплотнения водонасыщенных глинистых грунтов при равномерном всестороннем и одномерном уплотнении с учетом ползучести скелета, сжимаемости поровой жидкости, структурной прочности, начального градиента напора и анизотропии. Им сопоставлены замеренные в опыте (при компрессии и гидростатическом обжатии) избыточные давления в поровой воде многих разновидностей глинистых грунтов с полученными из решений задач уплотнения. Как и в рассмотренных выше случаях, Ю.П. Смолиным получен экстремальный характер кривой изменяемости порового давления во времени и показано хорошее приближение экспериментальной кривой к кривой, построенной согласно решению задачи уплотнения с учетом ползучести скелета, сжимаемости поровой воды и начального градиента напора. Показано также, что кривые изменяемости избыточного давления в поровой воде во времени, построенные по решению К. Терцаги и В.А. Флорина с учетом ползучести скелета (см. п. 3.7), в отличие от рассмотренного выше примера (см. рис. 4.11), значительно отличаются как друг от друга, так и от экспериментальной кривой.

ГЛАВА 5

ЗАКОНОМЕРНОСТИ МГНОВЕННЫХ КОМПРЕССИОННЫХ ДЕФОРМАЦИЙ СКЕЛЕТА ГЛИНИСТЫХ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГРУНТОВ

5.1. ВВЕДЕНИЕ

Деформация скелета глинистых грунтов во времени, как известно (см. п. 3.1) разбивается на мгновенную и ползучую (см. 3.1), которые при исследовании закономерностей их деформирования [81, 85] рассматриваются отдельно. Они между собой тесно связаны и представляют отдельные этапы общего процесса.

Во многих теориях ползучести — старения, упрочнения и упруго-ползучего тела (см. п. 2.5) в числе основных предпосылок принимается условие линейной зависимости между напряжениями и мгновенными деформациями, т.е. считается, что в момент времени $t=0$, когда деформация ползучести еще не успела проявиться, деформация тела подчиняется закону Гука (2.4). В теории упругоползучего тела считается также, что модуль мгновенной (упругой) деформации является переменной величиной, зависящей от возраста материала (бетона). Справедливость допущения о линейной зависимости между напряжениями и мгновенными деформациями экспериментально подтверждена для бетонов, пластмасс, древесины и других материалов. Наряду с этим в теории пластической наследственности Ю.Н. Работнова связь между напряжениями и мгновенными деформациями металлов считается нелинейной и подобной зависимости напряжение—деформация ползучести.

Из изложенного следует, что в целях применения различных теорий к описанию процесса ползучести скелета глинистых грунтов для решения задач уплотнения необходимо экспериментально проверить справедливость указанных выше предпосылок и, учитывая специфические их особенности, по-новому истолковать некоторые понятия и определения, используемые в смежных областях науки.

Исследование закономерностей мгновенных деформаций имеет двоякое значение. Оно, во-первых, необходимо для определения зависимости напряжение—мгновенная деформация, модуля мгновенной деформации и изменяемости последнего под действием различных факторов, а во-вторых, — для выделения ползучести из общей деформации грунта во времени. Точность определения деформаций ползучести зависит от точности определения мгновенных деформаций. Следовательно, исследование закономерностей мгновенных деформаций является неизбежным промежуточным звеном при изучении закономерностей ползучести скелета глинистых грунтов. Эти исследования имеют также самостоятель-

ное значение. Они необходимы для решения задач, связанных с воздействиями на глинистые грунты динамических нагрузок.

Для определения зависимости между напряжениями и упругими деформациями К. Терцаги [158] подвергал одноосному сжатию грунтовые кубы размерами $2 \times 2 \times 2$ и $5 \times 5 \times 5$ см по предложенной им методике нагружения и последующей разгрузки при трехминутном интервале приложения и удаления ступеней напряжения. Сопоставляя кривые напряжение—деформация грунта и бетона К. Терцаги установил их идентичность. Вместе с тем в отличие от принятого в то время К. Бахом и Шюле и др. положения, согласно которому деформация бетона полностью подчиняется закону Гука, а модуль упругости является переменной величиной, он пришел к выводу о постоянности модуля упругости глинистых грунтов. При определении модуля упругости грунтов К. Терцаги использовал обратимую часть деформации, представленную петлями гистерезиса, а вывод о постоянстве модуля упругости грунтов был сделан на основании "параллельности" друг другу этих петель.

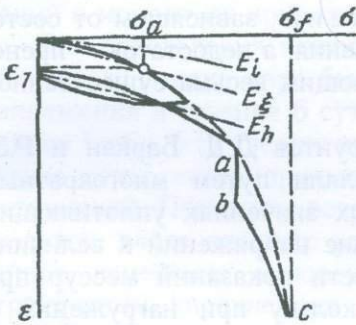


Рис. 5.1. Схема диаграммы ϵ - σ одноосного сжатия кубических образцов глинистого грунта, по К. Терцаги и Р. Пеку. E_i , E_ϵ и E_h — прямые, характеризующие начальный, секущий и гистерезисный модули деформации

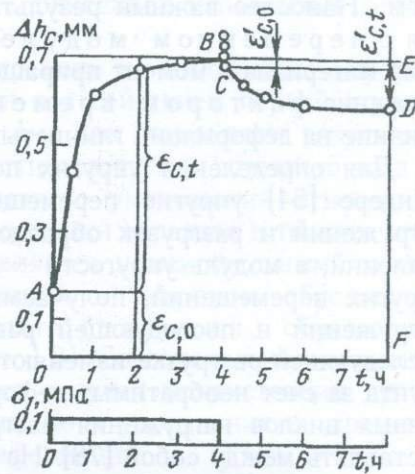


Рис. 5.2. Кривые реологического поведения глинистого грунта в условиях компрессии при мгновенном приложении и удалении через определенное время постоянной нагрузки. $\epsilon_{c,0}$ и $\epsilon_{c,t}=2$ ч — мгновенная и ползучая деформации от действия $\sigma_1=0,1$ МПа; $\epsilon'_{c,0}$ и $\epsilon_{c,t}=8$ ч — мгновенная и ползучая обратимые деформации при полной разгрузке образца

В дальнейшем К. Терцаги несколько пересмотрел свою позицию в этом вопросе. Учитывая нелинейный характер зависимости напряжение—деформация, он совместно с Р. Пеком (1948) пришел к выводу о том, что в отличие от совершенно упругих тел деформация глинистого грунта не

может быть выражена не одним модулем упругости, а выражается начальным касательным E_i , секущим E_ξ и гистерезисным E_h модулями, которые равны тангенсам углов наклона соответствующих прямых к оси деформаций, показанных на рис. 5.1 пунктирными линиями.

Сравнивая модуль упругости E упругих тел с модулем пластических (общих) деформаций глинистых грунтов, Н.М. Герсеванов (1937) показал существенное различие этих понятий и установил, что модуль деформации последних является переменной величиной, зависящей от их плотности, которая, в свою очередь, зависит от, величины напряжения. Для определения зависимости между напряжениями и деформациями глинистых грунтов Н.М. Герсеванов ввел понятие об абсолютном модуле деформаций E_a , представляющем собой отношение бесконечно малого приращения напряжения к бесконечно малой относительной деформации, принимающего различные значения в различных точках кривой $\sigma_1 - \varepsilon_c$. С целью определения E_a использовалась кривая напряжение—общая деформация, поэтому модуль общей деформации был назван пластическим. Наиболее важный результат этих исследований — введение понятия о переменном модуле деформаций, зависящем от состояния материала в момент приращения напряжения, а недостаток — пренебрежение фактором времени, оказывающим весьма существенное влияние на деформации глинистых грунтов.

Для определения упругих постоянных грунтов Д.Д. Баркан и Р.З. Ляндерс [54] упругие перемещения определяли путем многократных нагружений и разгрузок образцов при разных значениях уплотняющих давлений, а модуль упругости — как отношение напряжений к величине упругих перемещений, получаемых по разности показаний мессур при нагружений и последующей разгрузке. Поскольку при нагружений и последующей разгрузке изменяются физические и механические свойства грунта за счет необратимых деформаций, то очевидно, что полученные из разных циклов нагружения—разгрузки упругие перемещения нельзя сопоставлять между собой [78]. Не менее существенным недостатком этого метода является пренебрежение фактором времени.

Кривая напряжение—общая деформация, которая кладется в основу определения абсолютного модуля деформации, зависит от скорости приложения ступенчато-возрастающего напряжения, т.е. от длительности действия отдельных ступеней. В зависимости от скорости (интервала) приложения ступеней напряжения глинистый грунт может иметь множество кривых $\sigma_1 - \varepsilon_c$ [158], поэтому одна кривая никак не может полностью охарактеризовать его деформативные свойства. Очевидно, что для определения этих свойств грунтов с учетом фактора времени надо располагать целой гаммой кривых $\sigma_1 - \varepsilon_c$ от $t=0$ до $t=\infty$.

Кривая $\sigma_1 - \varepsilon_{c,0}$, определяемая в момент времени $t=0$, характеризует связь между напряжениями и мгновенными компрессионными деформациями. При линейной ее зависимости по наклону кривой $\sigma_1 - \varepsilon_{c,0}$ к оси деформаций можно определить модуль мгновенной компрессионной деформации $E_{c,0}$ [78, 85] — показатель деформационных свойств грунта в

момент приложения напряжения $t=0$. Вместе с тем модуль мгновенной компрессионной деформации глинистых грунтов является величиной переменной, зависящей от изменяемости их состояния в процессе деформирования.

О влиянии уплотнения на деформационные свойства глинистого грунта можно получить представление по кривой его механического поведения при нагружении и последующей разгрузке (рис. 5.2) [78]. На рис. 5.2 видно, что влияние уплотнение грунта во времени выражается существенным уменьшением мгновенной деформации $\epsilon'_{c,0}$ в момент разгрузки по сравнению с моментом загрузки $\epsilon_{c,0}$. Следовательно, в результате накопления остаточных деформаций изменяется состояние грунта со всеми отсюда вытекающими последствиями.

С этой точки зрения представляют определенный интерес результаты испытания при одномерном уплотнении четырех образцов-близнецов суглинка ($\rho_s=2760$ кг/м³; $\rho_{0,m}=1810$ кг/м³; $\omega_{0,m}=0,365$; $e_{0,m}=1,06$) нарушенного сложения под действием последовательно приложенных двух ступеней давления по 0,025 МПа с фиксацией мгновенных деформаций в момент их приложения [78].

Для определения влияния фактора времени на мгновенные деформации образцов одна пара была выдержана под действием первой ступени напряжения в течение 6 сут, а вторая – 1 ч. Как показывают результаты опытов (табл. 5.1) увеличение длительности уплотнения от одного часа до шести суток стало причиной восьмикратного уменьшения мгновенных деформаций. Поскольку возрастание деформаций образцов в течение шести суток, после часового уплотнения, является незначительным, то указанное изменение мгновенных деформаций в основном обусловлено структурным упрочнением их в результате старения, образования более прочных структурных связей (см. п. 1.3). Следовательно, изменение деформационных свойств глинистых паст текучей консистенции происходит не только в результате уплотнения, но и упрочнения во времени, практически при отсутствии объемных деформаций.

Таблица 5.1

Таблица изменяемости мгновенных деформаций грунта во времени

Номер опыта	Деформация образца (в мм) от первой ступени напряжения при		$\Delta h_{c,0}$ (в мм) от второй ступени напряжения
	$t=1$ ч	$t=6$ дней	
167–55	0,327	0,341	0,005
174–55	0,317	0,320	0,004
172–55	0,366	–	0,041
175–55	0,357	–	0,037

Способность глинистых грунтов изменять свои реологические свойства под действием различных факторов является одним из основных их специфических особенностей, которая должна быть учтена при исследовании деформационных свойств вообще и мгновенных деформаций в частности.

5.2. МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ ЗАКОНОМЕРНОСТЕЙ МГНОВЕННЫХ КОМПРЕССИОННЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Зависимость $\epsilon_{c,0}-\sigma_1$ глинистых грунтов определяется параллельным испытанием нескольких образцов-близнецов под действием постоянных напряжений различной величины, приложенных "мгновенно" — за предельно короткое время, с фиксацией "мгновенных деформаций" [78]. Применение этой схемы испытания образцов обусловлено необходимостью исключения влияния истории загрузки на результаты опытов.

Методы изготовления, подготовки и схемы испытания образцов (за исключением количества и порядка загрузки) при определении мгновенных $\epsilon_{c,0}$ и ползучих $\epsilon_{c,t}$ (см. гл. 6) деформаций глинистых грунтов не отличаются от определения конечных деформаций, подробно рассмотренных выше в п. 3.4. Образцы-близнецы загружают различными постоянными напряжениями σ_1 , величины которых изменяются в пределах 0,01–0,4 МПа. Выбор величины σ_1 зависит от состояния испытываемого грунта и давления, передаваемого от сооружения его основанию. Результаты испытаний каждого образца-близнеца записываются в отдельный лабораторный журнал (см. табл. 5.2). При обработке результатов испытаний учитывают тарировочную поправку на деформацию прибора (см. п. 3.4). По опытным данным вычисляют относительные мгновенные компрессионные деформации $\epsilon_{c,0}$ и относительные деформации компрессионной ползучести $\epsilon_{c,t}$ (см. п. 6.1). В лабораторный журнал заносятся также, определенные до и после опыта, показатели физических свойств испытанного грунта.

Изложенная выше методика определения зависимости напряжение—мгновенная компрессионная деформация свободна от недостатков, присущих методике нагружения и последующей разгрузки образца К. Терцаги, Д.Д. Баркана, Р.З. Ляндреса и других исследователей. Она одновременно полностью согласуется как с истинным поведением глинистых грунтов под длительным действием "мгновенно" приложенных нагрузок, так и с принятой в теориях ползучести расчленением деформаций на мгновенную и ползучую части.

Особо отметим, что здесь и в дальнейшем под условным термином "мгновенная нагрузка" следует понимать однократно приложенную нагрузку, возрастание которой, по В.А. Флорину [130], от нуля, до своего конечного значения происходит с предельной скоростью, при которой она еще может рассматриваться как постепенно возрастающая. При этом под термином "начальное" напряжение земляной среды понимается состояние, соответствующее моменту окончания предельно быстрого возрастания нагрузки, которое определяется без учета сил инерции.

Под термином "мгновенная деформация" будем понимать деформацию, фиксированную в момент окончания "мгновенного" приложения нагрузки.

Таблица 5.2

Журнал определения мгновенных и ползучих компрессионных деформаций

1. Опыт.....; 2. Грунт.....; 3. Структура.....; 4. Прибор № ... 5; $\sigma_{1,0}$ =.... МПа; 6. σ_1 =.... МПа; 7. Размеры и данные о физических свойствах грунта

Масса кольца с грунтом m_2 , г	Масса кольца m_1 , г	Масса образца m , г	Высота образца h , см	Объем образца V , см ³	Плотность ρ , г/см ³		Плотность твердых частиц ρ_s , г/см ³	Влажность		Коэффициент пористости	
					начальная $\rho_0 = m/v$	конечная ρ_f		начальная w_0	конечная w_f	начальный e_0	конечный e_f

8. Результаты опытов

σ_1 , МПа	Время приложения нагрузки			Длительность опыта, день, ч, мин, с	Показания индикатора, мм	Деформация прибора Ω_1 , мм	Полная деформация образца Δh_c , мм	Мгновенная деформация образца		Ползучая деформация образца		Модуль мгновенной компрессионной деформации $E_{c,0} = \sigma_1 / \epsilon_{c,0}$
	день, ч	мин	с					полная $\Delta h_{c,0}$	относительная $\epsilon_{c,0}$	полная Δh_{ct}	относительная ϵ_{ct}	

При определении зависимости напряжение—мгновенная компрессионная деформация глинистых грунтов технически наиболее сложным, является фиксация мгновенных деформаций. Во многих случаях в силу очень быстрого развития процесса ползучести (в особенности у грунтов слабых, сильносжимаемых) в течение первых нескольких десятков секунд, фиксация мгновенных деформаций является не только сложной, но порою даже невозможной. Поэтому в начальной стадии изучения рассматриваемого вопроса за мгновенную была принята деформация при $t=30$ или 60 с после момента приложения напряжения и названа "псевдомгновенной" [66]. Однако поскольку применение этих деформаций в качестве мгновенных приводило к значительным погрешностям автором книги были использованы пятисекундные деформаций, названные "условно-мгновенными" [78].

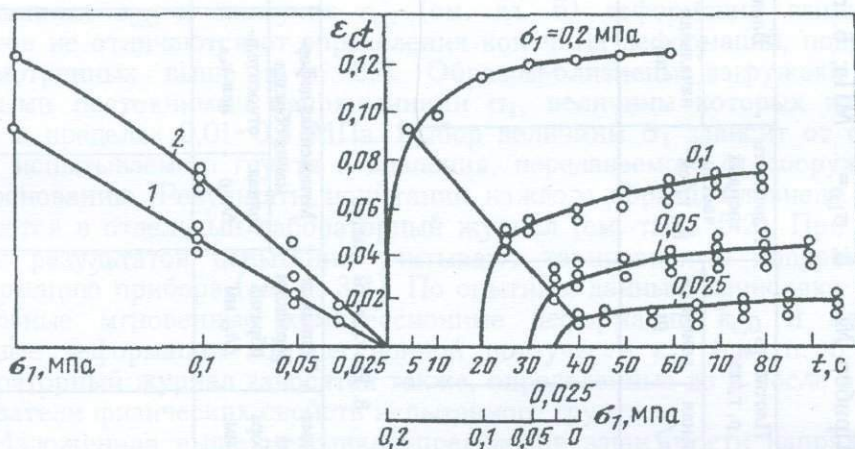


Рис. 5.3. Семейство кривых общей компрессионной ползучести $\epsilon_{c,t}-t$ и кривые $\sigma_1-\epsilon_c$ при $t=5$ с (1) и $t=60$ с (2) после момента приложения нагрузок

Как видно на рис. 5.3, кривые напряжение—компрессионная деформация, построенные для $t=5$ и 60 с на основании семейства кривых общая деформация—время суглинка 3248 нарушенного сложения (тал. 5.3), существенно отличаются друг от друга. Причем, при $t=5$ с, эта зависимость с достаточной точностью выражается линейным законом, при $t=60$ с она явно нелинейная.

В дальнейшем, исходя из необходимости наибольшего приближения к истинным значениям мгновенных деформаций фиксировались не только условно-мгновенные, но и мгновенные деформации при $t \approx 0$. Для преодоления трудностей, связанных с фиксацией мгновенных деформаций, применялось предварительное уплотнение всех образцов-близнецов под действием некоторой постоянной нагрузки. Как показали опыты автора книги, предварительное уплотнение образцов напряжениями порядка $0,025 \div 0,05$ МПа, даже слабых грунтов в виде пасты текучей консистенции, приводит к значительному снижению темпов развития дефор-

магии в начальной стадии — в начальные моменты времени после приложения давления, что позволяет достаточно точно фиксировать мгновенные деформации. Это наглядно видно по кривой *AB* изменяемости условно-мгновенных деформаций (рис. 5.4) и кривым ползучести, определенным при последовательном приложении равных ступеней напряжения по 0,025 МПа через определенные интервалы времени. Этому способствует также уменьшение величины напряжения

Таблица 5.3

Основные показатели физических свойств испытанных грунтов

Номер грунта	ρ_s , кг/м ³	ρ_0 , кг/м ³	w	e	S_r	I_L	I_p
3248	2750	2030	0,247	0,69	0,984	0,72	0,101
3363	2690	1870	0,346	0,94	0,990	0,40	0,204
3371	2690	1810	0,403	1,08	1,000	0,99	0,163
3439	2750	1610	0,323	1,26	0,705	—	—
3454	2760	1840	0,349	1,02	0,944	—	—
3455	2790	1830	0,398	1,13	0,982	0,77	0,211
1-57	2640	1750	0,394	1,11	0,940	0,82	0,270
2-57	2660	1800	0,349	1,00	0,930	1,28	0,127
4-57	2700	1790	0,408	1,13	0,975	0,98	0,180
5-57	2590	1610	0,569	1,54	0,960	0,95	0,259
7-57	2630	1680	0,615	1,68	0,990	0,91	0,339

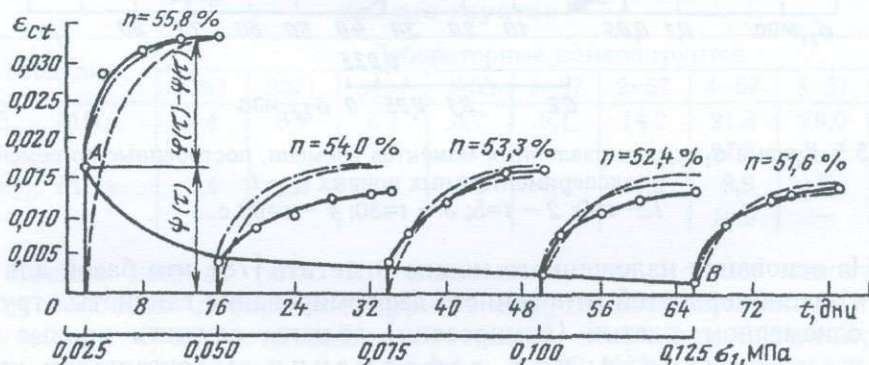


Рис. 5.4. Характер изменяемости кривых $\epsilon_{ct}-t$ и условно-мгновенных (минутных) деформаций *AB* грунта 3439 нарушенного сложения при переходе от одной ступени нагрузки к другой

В качестве примера на рис. 5.5 приведем результаты определения семейства кривых общая деформация—время глины 3363 нарушенного сложения для различных постоянных напряжений и кривые напряжение—деформация для различных фиксированных моментов времени.

На основании анализа большого экспериментального материала, полученного автором книги при испытании нескольких десятков раз-

личных глинистых грунтов нарушенного и природного сложения, установлено: 1) зависимость напряжение—мгновенная компрессионная деформация ($t=0$) предварительно уплотненных образцов-близнецов с достаточной точностью, можно считать, линейной до 0,1–0,2 МПа; 2) зависимость напряжение—условно-мгновенная компрессионная деформация ($t=5$ с) слабых, сильносжимаемых глинистых грунтов в большинстве случаев является нелинейной при $\sigma_1 > 0,025 \div 0,05$ МПа; 3) расхождение между мгновенными и условно-мгновенными деформациями в основном колеблется в пределах 10...25%, а между мгновенными и псевдомгновенными ($t=30-60$ с) доходит до 100% и более; 4) отмеченное выше расхождение, которое обусловлено как ползучими свойствами грунтов к началу испытания, так и величиной напряжения (см. рис. 5.5), по мере уплотнения постепенно снижается, даже исчезает. В частности, у очень плотных и прочных глинистых грунтов твердой и полутвердой консистенции мгновенные и условно-мгновенные компрессионные деформации практически равны.

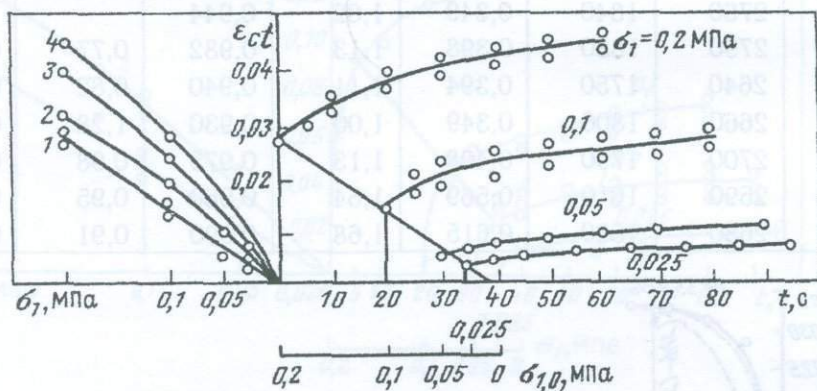


Рис. 5.5. Кривые $\sigma_1 - \varepsilon_c$ для различных моментов времени, построенные по семейству экспериментальных кривых $\varepsilon_{c,t} - t$:
1 - $t=0$; 2 - $t=5$; 3 - $t=30$; 4 - $t=60$ с.

На основании изложенного можно отметить [78], что базой для изучения закономерностей мгновенного деформирования глинистых грунтов при одномерном сжатии (компрессии) должны служить кривые напряжение—мгновенная деформация, а показателем деформационных свойств в данном их состоянии при $t=0$ — модуль мгновенной компрессионной деформации $E_{c,0}$, который совпадает с начальным касательным модулем E_i . Он совпадает также с абсолютным модулем деформации E_a , только в начале загрузки, т.е. при $t=0$.

Относительная мгновенная деформация грунта при компрессии $\varepsilon_{c,0}$ определяется из следующего соотношения:

$$\varepsilon_{c,0} = \Delta h_{c,0} / (h - h_{c,p}), \quad (5.1)$$

а модуль мгновенной компрессионной деформации:

$$E_{c,0} = \sigma_1(h - h_{c,p}) / \Delta h_{c,0} = \sigma_1 / \varepsilon_{c,0}, \quad (5.2)$$

где h — начальная высота образца; $\Delta h_{c,p}$ — деформация предварительного уплотнения; $\Delta h_{c,0}$ — абсолютная мгновенная деформация.

Мгновенные деформации, определяемые изложенным выше способом содержат погрешности, вызванные суммированием к ним некоторой, правда небольшой, части деформации ползучести. Причем, чем больше величина напряжения, тем меньше точность определения мгновенных деформаций. Это, разумеется, в основном относится к грунтам слабым, ползучие свойства которых ярко выражены даже при небольших значениях времени действия напряжения. Поэтому при определении зависимости $\sigma_1 - \varepsilon_{c,0}$ следует ограничиваться небольшими значениями напряжения (до 0,1 МПа). Это полностью оправдано тем, что в природе давления на грунты возрастают достаточно медленно и в каждом новом их состоянии они воспринимаются их небольшую постоянную величину. Очевидно, что при этом следует учесть изменчивость модуля мгновенной компрессионной деформации грунтов, вследствие уплотнения, приводящего к изменению их состояния (см. п. 5.4).

Модули мгновенных компрессионных деформаций $E_{c,0}$ ряда глинистых грунтов нарушенного сложения (табл. 5.3), определенные по соотношению (5.2) приведены в таблице 5.4. В ней также приведены вычисленные по соотношению (3.2) модули мгновенных деформаций для одноосного сжатия E_0 при $\mu=0,4$.

Таблица 5.4

Модули мгновенных компрессионных деформации и одноосного сжатия грунтов

Модули	Лабораторные номера грунтов								
	3363	3371	3454	3455	1-57	2-57	4-57	5-57	7-57
$E_{c,0}$, МПа	7,4	8,7	8,3	8,7	9,1	14,2	21,3	28,0	16,7
	—	—	—	—	—	—	27,8	—	—
$E_{c,0}$, МПа	3,4	4,0	3,9	4,0	4,2	6,2	9,9	13,0	7,8
	—	—	—	—	—	—	12,9	—	—

Анализ данных табл. 5.4 показывает, что модули мгновенных компрессионных деформаций грунтов нарушенного сложения (пасты) текучей и текучепластичной консистенций, полученные после предварительного уплотнения под действием 0,025 МПа, одного порядка. В случае трехсуточного предварительного уплотнения образцов (для грунтов 4-57, 5-57, и 7-57) получены относительно высокие значения $E_{c,0}$, что можно объяснить как более длительным уплотнением их и упрочнением во времени (старение), так и более точной фиксацией мгновенных деформации при приложении относительно небольших напряжений — 0,05; 0,0125 и 0,025 МПа.

Сопоставление приведенных в табл. 5.4 данных с результатами определения динамического модуля сдвига $G_0=2,0 \div 6,0$ МПа, полученными Б.Ф. Рельтовым в 1957 г., показывает, что они одного порядка.

Действительно, если от динамического модуля сдвига перейти, к динамическому модулю одноосного сжатия E_0 (принимая $\mu=0,4$) получим, что $E_0=5,6 \div 16,8$ МПа. Такое совпадение данных, полученных статическим и динамическим методами испытания, вполне закономерно, поскольку при определении $E_{с,0}$ практически исключается влияние ползучести — основная причина обычно имеющегося расхождения между показателями упругости грунтов, определяемых указанными методами.

Для определения модуля мгновенной деформации глинистых грунтов, Ю.П. Смолиным (1971) применена методика непрерывного нагружения образца (поступающей в подвешенный к рычагу сосуд воды с постоянной скоростью) с визуальной фиксацией деформаций через каждые 15 с. Экспериментальная кривая напряжение—деформация аппроксимирована многочленом второй степени. Определены модули условно-мгновенной (пятисекундной) и мгновенной (начальной) деформации, которые (как и в экспериментах автора книги) отличались друг от друга на 10...20%.

5.3. РЕОЛОГИЧЕСКОЕ ПОВЕДЕНИЕ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ПРИ НАГРУЖЕНИИ И ПОСЛЕДУЮЩЕЙ РАЗГРУЗКЕ В УСЛОВИЯХ ОДНОМЕРНОГО УПЛОТНЕНИЯ

Реологическое поведение глинистых грунтов при нагружении и последующей разгрузке частично рассмотрено выше, однако учитывая сложность и важность вопроса на нем остановимся несколько подробнее. Сложность вопроса обусловлена влиянием множества природных и внешних факторов на реологические свойства глинистых грунтов, а важность — необходимостью выяснения природы мгновенных деформаций. Природными факторами, влияющими на указанное поведение грунтов, являются все их физические свойства, а к числу внешних факторов в первую очередь следует отнести величину и продолжительность действия уплотняющего давления.

При рассмотрении примера, приведенного на рис. 5.2, было показано, что уплотнение грунта под действием внешнего давления оказывает весьма существенное влияние на реологические свойства, что выражается проявлением остаточных мгновенных и ползучих деформаций. Было сказано также, что если исключить влиянием факторов уплотнения и упрочнения грунта во времени, то как мгновенные, так и ползучие деформации будут полностью обратимыми. Проверка высказанного предположения осуществлена автором книги исследованием реологического поведения многих разновидностей глинистых грунтов под действием мгновенно приложенных и удаленных напряжений через различные интервалы времени. Опыты проведены как при однократном, так и многократном-циклическом приложении и удалении напряжении различной величины [78].

Графики испытания образцов-близнецов глины 4—57 (см. табл. 5.3), подвергнутых месячному предварительному уплотнению под $\sigma_{1,0}=0,2$

МПа при приложении и удалении напряжения 0,05 МПа через $t=10$ с; 60 с, 1 и 24 ч после момента загрузки, показаны на рис. 5. 6. На этих графиках видно, что при продолжительности действия напряжения 10 с, как и во всех других аналогичных экспериментах, мгновенная деформация практически является полностью обратимой — упругой. Увеличение времени действия напряжения приводит к проявлению и постепенному возрастанию остаточных мгновенных и ползучих деформаций. В частности, при $t=24$ ч доля остаточной мгновенной деформации составляет 80% от начальной. Некоторое, правда, небольшое изменение мгновенных деформаций наблюдается и при $t=60$ с. Однако поскольку это изменение по абсолютной величине находится в пределах точности измерения деформаций (0,001 мм) его можно частично отнести к точности замера, а частично — к точности фиксации мгновенных деформаций, которые всегда, содержат небольшую долю деформации ползучести.

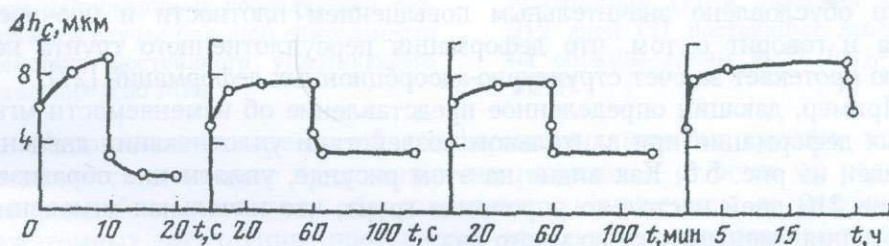


Рис. 5.6. Кривые влияния длительности действия уплотняющей нагрузки 0,05 МПа на обратимость мгновенных и ползучих деформаций образцов глины 4–57 нарушенного сложения, предварительно уплотненных под действием $\sigma_{1,0}=0,2$ МПа

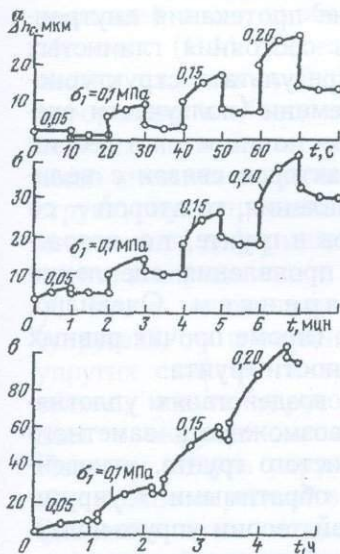


Рис. 5.7. Реологическое поведение глины 4–57 при нагружении и последующей разгрузке через различные интервалы времени:
а — $t=10$ с; б — $t=1$ мин; в — $t=1$ ч

Пример циклического приложения ступеней напряжения на образцы грунта после их предварительного уплотнения под давлением 0,7 МПа приведен на, рис. 5.7 [78]. Как не трудно видеть здесь полностью повто-

рется рассмотренная выше картина деформирования. А именно, при $t=10$ и 60 с мгновенные деформации практически полностью обратимы для всех значений ступени напряжения $\sigma_1=0,05; 0,1; 0,15$ и $0,2$ МПа, а при $t=1$ ч они полностью необратимы в начале, однако, по мере накопления деформаций и дальнейшего упрочнения грунта остаточная часть мгновенных деформаций постепенно уменьшается вследствие перехода материала в упругоуплотненное состояние. Этого нельзя сказать относительно ползучих деформаций, которые почти всегда содержат некоторую необратимую составляющую.

Представляют определенный интерес результаты испытания образцов (которые в начале были уплотнены в течение многих месяцев под давлением $0,7$ МПа, а затем разгружены до $0,3$ МПа) при однократном приложении $\sigma_1=0,2$ МПа и последующем удалении через различные интервалы времени [78]. В отличие от примеров, приведенных на рис. 5.6 и 5.7, в этом случае мгновенные и ползучие деформации практически полностью обратимы даже тогда, когда продолжительность действия напряжения равна 24 ч. Это обусловлено значительным повышением плотности и прочности грунта и говорит о том, что деформация переуплотненного грунта полностью протекает за счет структурно-адсорбционных деформаций [27].

Пример, дающий определенное представление об изменчивости мгновенных деформации при длительном воздействии уплотняющих давлений приведен на рис. 5.8. Как видно на этом рисунке, уплотнение образцов в течение 210 дней настолько упрочнило грунт, что начальная мгновенная деформация уменьшилась во много раз.

В отличие от старения бетона, которое характеризуется только процессом твердения цементного камня вследствие протекания внутренних физико-химических процессов, изменчивость состояния глинистых грунтов может быть вызвана как уплотнением в результате структурно-адсорбционных и структурных деформаций во времени (ползучести скелета), так и фактором времени в том смысле, как он понимается в теории ползучести бетона. Если первый из указанных факторов связан с величиной и длительностью действия уплотняющего давления, то второй – со временем протекания физико-химических процессов в грунте, т.е. возрастанием прочности коагуляционной структуры и проявления сцепления упрочнения [27], без изменения плотности – старением. Очевидно, что старение в прямом его понимании обусловлено (кроме прочих равных условий) начальным состоянием плотности и влажности грунта.

Таким образом, при кратковременных воздействиях уплотняющих давлений до $0,2$ МПа, когда исключена возможность заметного изменения плотности и старения во времени глинистого грунта, мгновенные деформации являются практически полностью обратимыми – упругими. Это значит, что в соответствии с терминологией теории упруго-ползучего тела (см. п. 2.6) мгновенные деформации могут быть названы упруго-мгновенными. Полученные результаты еще раз подтверждают то справедливое замечание Т. Алфрея (1952), что "упругая деформация является мгновенной".

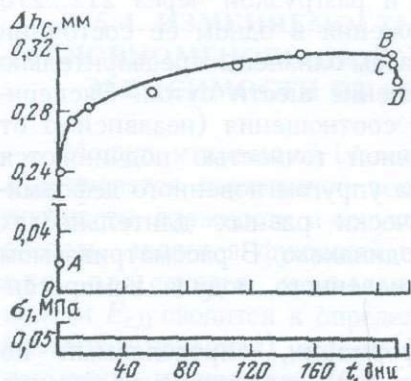


Рис. 5.8. Реологическое поведение глины 4-57 нарушенного сложения при нагружении и последующей разгрузке в случае большой длительности действия постоянного уплотняющего давления 0,05 МПа

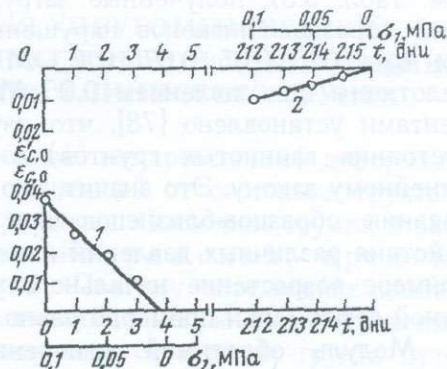


Рис. 5.9. Графики напряжение — деформация при мгновенном приложении (1) и удалении через 212 дней (2) постоянных давлений на образцы глины 4-57 ($\sigma_{1,0}=0,05$ МПа)

Мгновенная компрессионная деформация глинистых грунтов, которая проявляется в момент приложения напряжения в отличие от подобных деформаций других тел, обусловленных уменьшением и увеличением межмолекулярных расстояний, протекает в результате упругого деформирования их структурных элементов и структурного каркаса в целом, газосодержащей воды, свободного и заземленного в ультрапорах коллоидных оболочек (В.М. Веселовский, 1949) газа, а также изгиба глинистых частиц пластинчатой формы (по Тан Тьенг-ки). Доля упругомгновенных деформаций в общем процессе уплотнения глинистых грунтов во времени невелика и в большинстве случаев едва достигает 10%. В тех случаях, когда внешняя нагрузка в момент приложения не в состоянии преодолеть структурную прочность грунта, как и в других твердых телах, упругомгновенная деформация может оставаться неизменной после этого момента, в определенное время — до начала процесса ползучести скелета.

Если, мгновенная компрессионная деформация полностью обратима (упругая), то очевидно, модуль этой деформации является показателем упругих свойств глинистых грунтов при одномерном сжатии. Следовательно, модуль упругости грунта, при компрессии тождественно совпадает с модулем мгновенных компрессионных деформаций $E_{c,0} = E_{c,e}$. Поэтому модуль упругости, глинистых грунтов при одномерном уплотнении можно определить по методу, изложенному в п. 5.2 настоящей главы. Значения этих модулей на один-два порядка выше модулей общих деформаций, определяемых по данным их общих (конечных) деформаций.

На рис. 5.9 показаны графики зависимостей напряжение—мгновенная деформация (показан в нижнем левом углу) и напряжение—обратимая мгновенная деформация (показан в верхнем правом углу) глины 4-57

(см. табл. 5.3), полученные загрузкой и разгрузкой через 212...215 дней образцов-близнецов нарушенного сложения в одном ее состоянии при $\sigma_1=0,025; 0,05; 0,075$ и $0,1$ МПа. Образцы-близнецы предварительно уплотнены под давлением $0,05$ МПа в течение шести суток. Экспериментами установлено [78], что изучаемые соотношения (независимо от состояния глинистых грунтов) с достаточной точностью подчиняются линейному закону. Это значит, что свойства упругомгновенного деформирования образцов-близнецов при практически равных длительностях действия различных давлений изменяется одинаково. В рассматриваемом примере возрастание начального упругомгновенного модуля компрессионной деформации примерно равно пяти.

Модуль обратимой мгновенной деформации, определяемый по экспериментальной кривой $\sigma_1-\varepsilon'_{c,0}$ (см. рис. 5.9), характеризует упругие свойства грунта в момент разгрузки — при данном определенном его состоянии. Следовательно, для определения упругих характеристик глинистого грунта, в некотором ее состоянии можно применять не только методику, загрузки образцов-близнецов (см. п. 5.2) но и методику их мгновенной разгрузки. Это вполне оправдано, поскольку при кратковременном действии напряжения мгновенные и обратимые мгновенные деформаций равны. Кроме того, обратимые мгновенные деформаций легче зафиксировать.

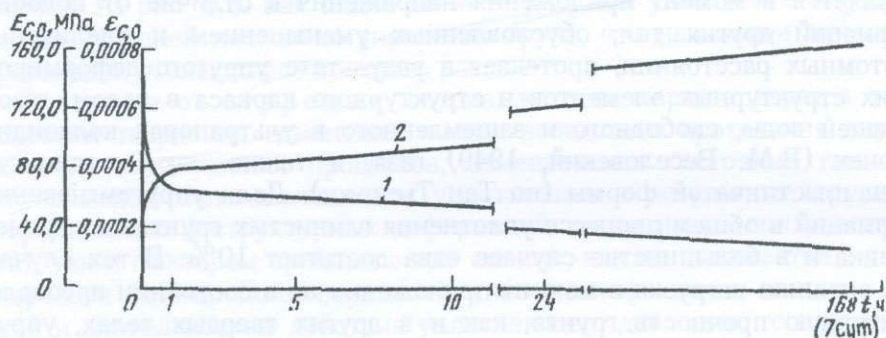


Рис. 5.10. Кривые изменения мгновенной компрессионной деформации $\varepsilon_{c,0}$ (1) и ее модуля $E_{c,0}$ (2) во времени, определенные методом разгрузки одновременно нагруженных образцов-близнецов ($\sigma_1=0,025$ МПа) через различные интервалы времени

Об изменяемости во времени упругомгновенных деформаций глинистых грунтов и их модулей под действием постоянных напряжений можно получить методом разгрузки их через различные продолжительности времени. В примере, приведенном на рис. 5.10, образцы-близнецы диатомитовой глины 5–57 (см. табл. 5.3) попарно разгружены после уплотнения под действием $\sigma_1=0,025$ МПа в течение $t=10$ с; 60 с; 1 ч; 24 ч и 7 дней. Как видно на рис. 5.10 в результате семидневного уплотнения начальный модуль упругомгновенной компрессионной деформации грунта изменялся в пределах $31-165$ МПа.

5.4. ИЗМЕНЯЕМОСТЬ МОДУЛЯ УПРУГОМГНОВЕННОЙ (УСЛОВНОМГНОВЕННОЙ) КОМПРЕССИОННОЙ ДЕФОРМАЦИИ В ЗАВИСИМОСТИ ОТ СОСТОЯНИЯ ГЛИНИСТОГО ГРУНТА

Модуль мгновенной (условномгновенной) компрессионной деформации $E_{c,0}$ является переменной величиной, зависящей от состояния грунта — плотности, влажности и структурной прочности. Состояние грунта, в свою очередь, является функцией нормального напряжения, времени его действия и температуры. Поэтому определение изменяемости $E_{c,0}$ сводится к определению зависимости напряжение—мгновенная (условномгновенная) деформация в различных состояниях грунта путем испытания нескольких серий образцов-близнецов, подвергнутых предварительному уплотнению под действием различных по величине давлений.

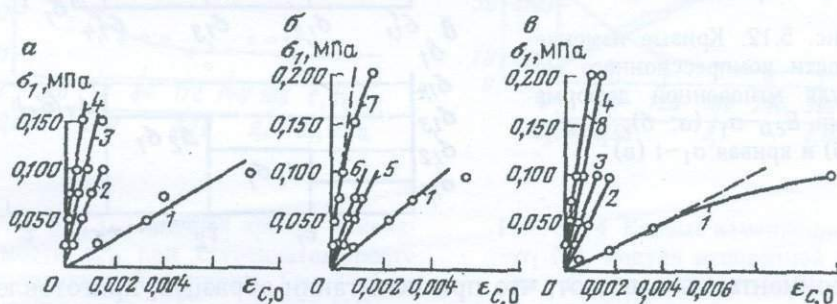


Рис. 5. 11. Кривые $\sigma_1-\epsilon_c$, различных начальных состояний образцов-близнецов: а — суглинка 2–57; б — глины диатомитовой 4–57; в — новошвейцарской глины 7–57. $\sigma_{1,0}$ — начальное уплотняющее давление (в МПа): 1 — 0,025; 2 — 0,125; 3 — 0,225; 4 — 0,425; 5 — 0,05; 6 — 0,075; 7 — 0,2; 8 — 0,625 Мпа

Таблица 5.5

Модули мгновенных компрессионных деформаций грунтов

$\sigma_{1,0}$, МПа	$E_{c,0}$, МПа для грунта		
	2–57	4–57	5–57
0,025	15,4	21,8	13,3
0,050	—	55,3	—
0,075	—	71,6	—
0,125	71,5	—	55,6
0,200	—	250,0	—
0,225	150,0	—	77,0
0,425	300,0	—	159,8
0,625	—	—	181,5

На рис. 5.11 приведены семейства кривых напряжение—относительная мгновенная компрессионная деформация трех различных грунтов, определенные, в четырех-пяти различных их состояниях. Образцы-близнецы нару-

шенного сложения (в виде пасты) двух грунтов (2-57 и 7-57) подвергнуты двухмесячному предварительному уплотнению, а глины 4-57 - в течение 5, 9, 16 и 104...208 дней под действием четырех различных уплотняющих давлений [78]. Значения модулей мгновенных компрессионных деформаций указанных грунтов приведены в табл. 5.5

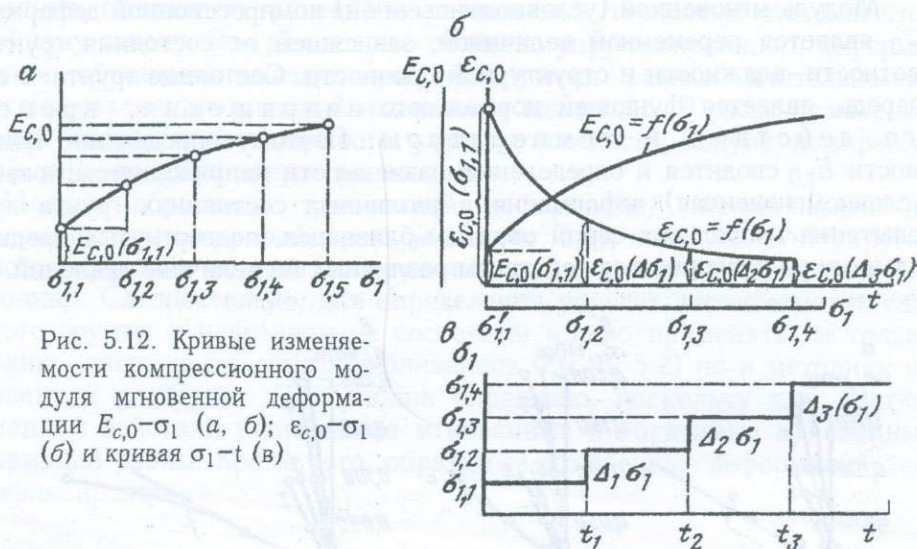


Рис. 5.12. Кривые изменности компрессионного модуля мгновенной деформации $E_{c,0}-\sigma_1$ (а, б); $\epsilon_{c,0}-\sigma_1$ (б) и кривая σ_1-t (в)

Эксперименты показывают, что при испытании образцов, приготовленных из пасты, изменимость модуля $E_{c,0}$, в зависимости от уплотняющего давления можно представить в виде кривой, показанной на рис. 5.12.

За изменемостью модуля мгновенной компрессионной деформации глинистых грунтов в зависимости от их состояния, обусловленного величиной уплотняющего давления, можно проследить не только их испытанием по изложенному выше методу, но и испытанием одного образца под действием ступенчато возрастающих напряжений. Если возрастание напряжения в образце представить в виде графика, изображенного на рис. 5.12, в, то изменимость мгновенных деформаций выразится кривой $\epsilon_{c,0}=\epsilon_{c,0}(\sigma_1)$, где $\epsilon_{c,0}(\sigma_{1,1})$; $\epsilon_{c,0}(\Delta_1\sigma_1)$ относительные мгновенные деформации, соответствующие различным ступеням напряжения $\Delta_1\sigma_1$. Зная величину относительной мгновенной деформации можно по соотношению (5.2) определить соответствующее ей значение модуля и построить кривую его изменности (см. рис. 5.12, б).

Характерная кривая изменности $\epsilon_{c,0}$ глинистого грунта нарушенного сложения 7-57 (см. табл. 5.3) приведена на рис. 5.13. Пример, определения изменности $\epsilon_{c,0}$ и $E_{c,0}$ глинистого грунта 3454 нарушенного сложения в виде пасты текучей консистенции приведен на рис. 5.14.

Экспериментами установлено, что величина и характер изменности $\epsilon_{c,0}$ и $E_{c,0}$ зависит как от начального состояния грунта, так и от величины и интервала приложения ступени напряжения. При всех равных условиях по мере увеличения интервала времени между моментами приложения сту-

пней уплотняющего напряжения на глинистые грунты нарушенного сложения текучей и текучепластичной консистенций наблюдаются закономерное уменьшение мгновенных деформации и возрастание их модулей от трех до пяти и более раз. Это возрастание, по известным причинам, в наибольшей степени проявляется у свежих глинистых паст и в наименьшей — у грунтов, обладающих жесткими и прочными структурными связями, со смешанным и переходным типами контактов (по П.А. Ребиндеру), для которых процесс структурного упрочнения (старения) практически закончен.

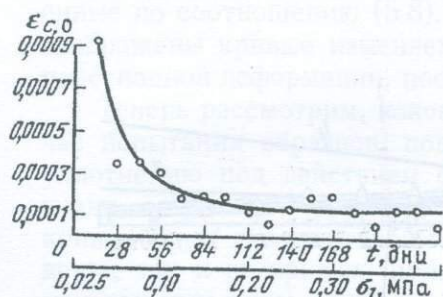


Рис. 5. 13. Типичная кривая измене-
мости $\epsilon_{c,0}$ при ступенчатом росте
уплотняющей нагрузки. Глина ново-
швейцарская 7-57, $\sigma_1=0,025$ МПа

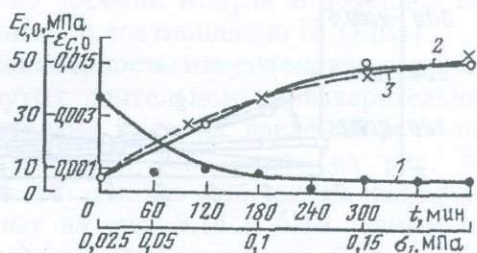


Рис. 5. 14. Кривые измене-
мости $\epsilon_{c,0} - \sigma_1$ (1), модуля мгновенной дефор-
мации $E_{c,0} - \sigma_1$ (2) и аппроксимация
последней (3) по выражению (5.5)

Для иллюстрации влияния начального состояния и величины ступени напряжения на свойства мгновенного деформирования глинистых грунтов на рис. 5.15 и 5.16 показаны кривые измене-
мости $\epsilon_{c,0}$ образцов диатомитовой глины 5-77 (см. табл. 5.3). В одном случае (см. рис. 5.15) грунтовую пасту предварительно уплотняли в течение 24 ч под давлением 0,025 МПа, а в другом (см. рис. 5.16) — в течение 25 дней под давлением 0,225 МПа. Ступени напряжения $\Delta\sigma_1$ прикладывались к образцам через каждые сутки.

Эксперименты показывают (см. рис. 5.13-5.16), что при испытании слобоуплотненных глинистых паст измене-
мость мгновенных деформаций в зависимости от внешней нагрузки выражается затухающей кривой. При этом величина $\epsilon_{c,0}$ при переходе от одной ступени $\Delta\sigma_1$ напряжения к другой равной ступени напряжения постепенно уменьшаясь стремится к некоторой постоянной величине. Иначе говоря, измене-
мость $\epsilon_{c,0}$ указанных грунтов подчиняется одному общему закону.

Для аппроксимации кривой $E_{c,0} - \sigma_1$ слобоуплотненных глинистых грунтов можно использовать следующее выражение [81]:

$$E_{c,0}(\sigma_1) = E_{c,0}(\sigma_{1,1}) + \alpha_1 \left[1 - e^{-\alpha_2(\sigma_1 - \sigma_{1,1})} \right], \quad (5.3)$$

где $E_{c,0}(\sigma_{1.1})$ — начальный компрессионный модуль мгновенной деформации, определяемый в начальном состоянии от действия первой ступени напряжения в момент времени $t=0$; α_1 и α_2 — эмпирические параметры.

Когда известен закон изменяемости внешнего давления изменяемость мгновенного модуля компрессионной деформации можно выразить через параметр времени t и соотношение (5.3) записать в следующем виде:

$$E_{c,0}(t) = E_{c,0}(t_0) + \alpha_1 [1 - e^{-\alpha_2 t}] \quad (5.4)$$

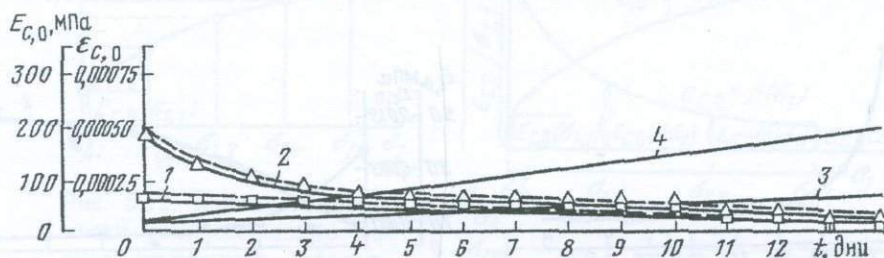


Рис. 5.15. Кривые изменяемости во времени $\epsilon_{c,0}$ (1, 2), их аппроксимация (штриховые линии) по выражению вида (5.8) и кривые изменяемости модуля мгновенной компрессионной деформации $E_{c,0}-t$ (3, 4), построенные по соотношению (5.7) при возрастании нагрузки ступенями:

1, 3 — 0,005 МПа; 2, 4 — 0,0125 МПа

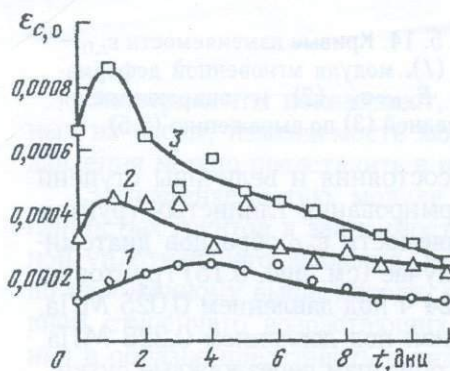


Рис. 5.16. Кривые изменяемости во времени $\epsilon_{c,0}$ длительно уплотненных образцов-близнецов диатомитовой глины 5-57 при возрастании нагрузки через каждые сутки ступенями:

1 — 0,025; 2 — 0,05; 3 — 0,075 МПа

На рис. 5.14 штриховыми линиями показана аппроксимация экспериментальной кривой изменяемости модуля мгновенной компрессионной деформации грунта 3454 по соотношениям видов (5.3) и (5.4):

$$E_{c,0}(\sigma_1) = 6,5 + 50 [1 - e^{-12,1(\sigma_1 - 0,025)}], \text{ МПа}, \quad (5.5)$$

$$E_{c,0}(t) = 6,5 + 50 [1 - e^{-0,00506t}], \text{ МПа}. \quad (5.6)$$

Изменяемость компрессионного модуля мгновенной деформации при заданном режиме нагружения можно определить также, по следующему соотношению:

$$E_{c,0}(t) = \sigma_1 / \varepsilon_{c,0}(t), \quad (5.7)$$

где

$$\varepsilon_{c,0}(t) = L_0 + \frac{K_0}{t^n + D_0}, \quad (5.8)$$

σ_1 — величина ступени напряжения; $\varepsilon_{c,0}(t)$ — выражение, получаемое из аппроксимации кривой изменяемости $\varepsilon_{c,0}$ во времени; L_0 , K_0 , D_0 и n — определяемые из опыта параметры.

На рис. 5.15 штриховыми линиями показаны кривые $\varepsilon_{c,0}-t$, построенные по соотношению (5.8). На этом же рисунке сплошными линиями изображены кривые изменяемости во времени модуля мгновенной компрессионной деформации, построенные по соотношению (5.7) [81].

Теперь рассмотрим, какова закономерность изменяемости $\varepsilon_{c,0}$ в случае испытания образцов, подвергнутых длительному предварительному уплотнению под действием сравнительно высоких давлений и обладающих ощутимой структурной прочностью. Как видно на рис. 5.16 кривые $\varepsilon_{c,0}-t$ диатомитовой глины 5–57 заметно отличаются как друг от друга, так и от кривых, приведенных на рис. 5.14 и 5.15. Самым примечательным здесь является их экстремальный характер, чего не было обнаружено при испытании слабоуплотненных образцов. Интересным является и то, что пиковые значения мгновенных деформаций практически достигаются при одном и том же суммарном значении уплотняющего напряжения. Описанную картину деформирования глинистого грунта легко объяснить из изложенных ниже позиций изменяемости его структуры и прочности под действием уплотняющего напряжения.

Характер изменяемости деформации уплотнения глинистых грунтов при компрессии вообще, мгновенных в частности обусловлено отношением уплотняющего давления к их структурной прочности:

$$\Lambda = \sigma_1 / \sigma_{1, str}. \quad (5.9)$$

Когда величина ступени напряжения больше, чем структурная прочность грунта, в момент ее приложения происходит предельно возможное разрушение его структуры и вследствие этого наблюдается мгновенная наибольшая деформация. При приложении следующих равных ступеней напряжения имеет место постепенное уплотнение и упрочнение грунта во времени и закономерное уменьшение мгновенных (и ползучих) деформаций до некоторого предельного значения (см. рис. 5.16). В случае же, когда величина ступени напряжения меньше структурной прочности грунта ($\Lambda < 1$) и не в состоянии разрушить его структуру (устранить сцепление-упрочнения, по Н.Я. Денисову), мгновенная деформация достигает своего наибольшего значения не в момент приложения первой ступени напряжения, а под действием некоторого суммарного напряжения, равного структурной прочности. После разрушения начальной структуры грунта дальнейшее изменение мгновенных деформаций от действия напряжения, возрастающего равными ступенями происходит точно так, как в рассмотренном выше случае.

После пикового значения изменяемость мгновенной деформации не всегда протекает гладко, т.е. не всегда $\epsilon_{c,0}$ от последующей ступени напряжения меньше, чем от равной ей предыдущей (см. п. 6.3). Однако, совершенно ясно, что по мере возрастания внешнего давления мгновенная деформация имеет тенденцию постепенного уменьшения и стабилизации при достижении упруго-уплотненного состояния.

Данные о наибольших значениях $E_{c,0}$ ряда глинистых грунтов, полученных автором книги [78] при испытании образцов нарушенного сложения, после предварительного уплотнения под действием давлений $\sigma_{1,0}$ в течение различных продолжительностей времени, приведены в табл. 5.6.

Таблица 5.6

Таблица изменяемости $E_{c,0}$ в зависимости от величины предварительно уплотняющего давления $\sigma_{1,0}$

$\sigma_{1,0}$, МПа	$E_{c,0}$, МПа для грунта		
	2-57	4-57	5-57
0,05	120	—	—
0,25	454	—	—
0,30	—	320	—
0,70	—	384	—
0,80	1000	—	—
0,90	—	—	300

Сопоставление данных табл. 5.4 и 5.5 показывает, что длительное уплотнение грунтов под давлениями до 0,9 МПа приводит к весьма существенному возрастанию $E_{c,0}$. В частности, в результате десятимесячного уплотнения суглинка 2-57 под давление 0,8 МПа его $E_{c,0}$ возрос в 70 раз и достиг величины 1000 МПа. Совершенно очевидно, что если в результате сравнительно непродолжительного уплотнения глинистых паст относительно небольшими давлениями значения их могут достигнуть таких больших величин, то в природных условиях под действием больших давлений в течение очень длительного времени они должны обладать более высокими показателями свойств мгновенного деформирования. В этой связи интересно отметить, что по данным скоростей распространения продольных волн в глинистых грунтах, их модули упругости (мгновенной деформации) $E_{c,0}=E_{c,e}$ должны быть примерно равны 3000 МПа.

Чтобы подтвердить сказанное выше, ниже (табл. 5.7) приводятся результаты определения модуля упругости глинистого грунта нарушенного сложения ($\rho_s=2640$ кг/м³; $\omega_L=0,31$; $\omega_P=0,22$; $I_P=0,09$) по скорости распространения продольных волн методом сквозного прозвучания, полученные Т.Л. Петросяном в нашей лаборатории. Модули упругости грунта определены на образцах диаметром 70 мм, толщиной 20 мм в их шести различных состояниях плотности-влажности, достигнутых предварительным уплотнением образцов-близнецов под действием шести различных уплотняющих давлений σ_1 . Для определения скоростей распространения

продольных волн использованы генератор импульсов Г 5-54, усилитель У 3-28, осциллограф С 3-74, а также излучатель и приемник.

Модули упругости E при $\mu=0,4$ вычислены по формуле:

$$E = v_p^2 \rho (1 + \mu)(1 - 2\mu) / (1 - 3\mu), \quad (5.10)$$

где v_p — скорость распространения продольных волн.

Таблица 5.7

Таблица модулей упругости глинистого грунта, определенные по скоростям распространения продольных волн

№№ п п	$\sigma_{1,0}$, МПа	ρ , кг/м ³	ω	ρ_d , кг/м ³	e	v_p , м/с	E_0 , МПа
1	0,025	1,874	0,304	1,437	0,857	1673	2451
2	0,050	1,927	0,275	1,511	0,747	1677	2532
5	0,1	1,933	0,265	1,528	0,728	1688	2574
4	0,2	1,974	0,247	1,579	0,672	1635	2466
5	0,4	1,985	0,236	1,612	0,659	1745	2825
6	1,0	2,035	0,214	1,677	0,574	1767	2969

Модули упругости, полученные Д.Д. Барканом [2, 78] при испытании грунтов в полевых условиях приведены в табл. 5.8. Они существенно ниже полученных нами величин.

Таблица 5.8

Модули упругости грунтов, по Д.Д. Баркану

Наименование грунта	E_0 , МПа
Пластичный суглинок	31
Суглинок, насыщенный водой	44
Лёсс	10-130
Лёссовидный суглинок	120
Тяжелый плотный суглинок	295

Как правильно отмечал Н.Я. Денисов (1951), эти данные получены расчетом величины восстанавливающей деформации при разгрузке опытных штампов, которые являются следствием как упругого расширения частиц, так и влияния абсорбционных процессов. Поэтому они не могут рассматриваться как данные, характеризующие только упругие деформации.

ЗАКОНОМЕРНОСТИ ПОЛЗУЧЕСТИ СКЕЛЕТА ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ПРИ ОДНОМЕРНОМ УПЛОТНЕНИИ

6.1. ВВЕДЕНИЕ

Для построения теории ползучести какого-либо материала, обладающего свойством длительного деформирования (см. п. 2.4), необходимо знать закон изменяемости ползучести от действия единичного напряжения (мера ползучести), зависимости между напряжениями, мгновенными деформациями (см. п. 5.2) и деформациями ползучести. Когда материал обладает способностью изменять свои свойства по различным причинам, помимо изложенного следует знать законы изменяемости модуля мгновенной деформации (см. п. 5.4) и ползучести в зависимости от изменяемости его состояния. Следовательно, чтобы построить теорию ползучести скелета глинистых грунтов для одномерного уплотнения или же приспособить к ним разработанные для других материалов (бетона, металлов, пластмасс и др.) теорий, должны быть экспериментально исследованы все перечисленные выше вопросы, математически интерпретированы результаты опытов и получены соотношения, связывающие между собой напряжения, деформации (мгновенные и ползучие) и время (см. п. 3.7). Эти исследования должны завершаться проверкой теории ползучести — проверкой справедливости применимости их для описания процесса длительного деформирования скелета глинистых грунтов (см. п. 2.4).

Первые работы, посвященные вопросу длительного деформирования глинистых грунтов при одномерном уплотнении (без разделения причин на факторы фильтрации и ползучести скелета), как было сказано выше (см. п. 3.1), выполнены Г.И. Покровским и К. Бюиссманом. Они теоретически и экспериментально показали, что ползучесть указанных грунтов протекает по логарифмическому закону, т.е. в соответствии с соотношениями (2.72) и (2.73). Результаты первых экспериментальных исследований ползучести скелета глинистых грунтов при одномерном уплотнении в современном их понимании опубликованы автором книги в 1954 г. [66]. В основу этих и всех впоследствии выполненных автором книги экспериментальных исследований ползучести скелета глинистых грунтов с целью ее учета в задачах уплотнения пористой, водонасыщенной ползучей земляной среды (см. п. 3.7) положены наследственная теория ползучести стареющих и нестареющих материалов, теории старения и упрочнения (см. п. 2.5), основные физические соотношения которых для случая одномерного уплотнения приведены в п. 3.7.

Для определения характеристик ползучести (в дальнейшем под этим термином будем понимать ползучесть скелета) глинистых грунтов при

одномерном уплотнении, как и мгновенных деформаций (см. п. 5.2), обычно применяется классический метод параллельного испытания нескольких образцов-близнецов под действием постоянных (различных по величине) напряжений, заимствованной из областей исследования ползучести бетона, металлов и других материалов. Основой для получения указанных выше соотношений служат семейства экспериментальных кривых ползучести (рис. 6.1). В целях проверки применимости к глинистым грунтам различных теорий ползучести образцы-близнецы испытывают также под действием ступенчато возрастающего напряжения. При этом выделение ползучести скелета из общего процесса длительного уплотнения водонасыщенного грунта осуществляется рассмотренной выше методикой испытания образцов толщиной 2 см при двустороннем дренаже (см. гл. 4).

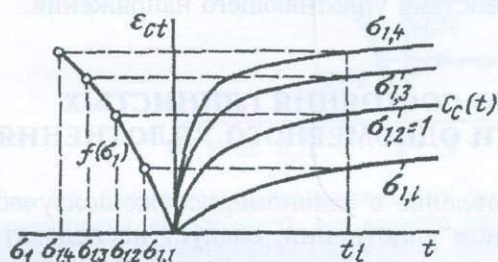


Рис. 6.1. Схема семейства кривых компрессионной ползучести и кривая зависимости $\epsilon_{ct} - \sigma_{1,i}$, где $\sigma_{1,i}$ — постоянные уплотняющие напряжения; $C_c(t)$ — кривая меры ползучести одномерного уплотнения, определяемая при единичной нагрузке $\sigma_1=1$

Методы изготовления, подготовки и схемы испытания образцов на компрессионную ползучесть, как и при определении мгновенных деформаций (см. гл. 5) обычные и подробно изложены в гл. 3. Там же рассмотрены методы загрузки образцов, а также вопросы определения их физических свойств до и после опыта, поэтому они здесь не будут повторно изложены. Еще раз отметим только, что деформации образцов фиксируют в момент приложения внешнего давления $t \approx 0$, для определения мгновенных деформации, а затем через 5, 10, 50 с, 1, 5, 15, 30 мин, 1, 2, 4, 6 ч и каждые сутки до полной или условно полной стабилизации деформаций ползучести. Определенные из эксперимента данные о мгновенных и ползучих деформациях образцов-близнецов, как и результаты определения показателей физических свойств исследуемого грунта до и после опыта, записывают в один общий лабораторный журнал (см. табл. 5.2).

Абсолютные деформации компрессионной ползучести Δh_{ct} вычисляют по разности полной Δh_c и мгновенной $\Delta h_{c,0}$ абсолютных деформаций:

$$\Delta h_{ct} = \Delta h_c - \Delta h_{c,0}, \quad (6.1)$$

а относительную деформацию ползучести по соотношению

$$\epsilon_{ct} = \frac{\Delta h_{ct}}{h - \Delta h_{c,p}}, \quad (6.2)$$

где h — начальная высота образца; $\Delta h_{c,p}$ — полная абсолютная деформация предварительного уплотнения.

По полученным данным строят семейства кривых ползучести и кривые зависимости напряжение—относительная компрессионная деформация ползучести (см. рис. 6.1), определяют выражения меры компрессионной ползучести $C_c(t-\vartheta)$ видов (2.70)–(2.73), зависимости $\varepsilon_{ct}-\sigma_1$, функции напряжения $F(\sigma_1)$ и компрессионной I ползучести скелета:

$$\varepsilon_{ct} = C_c(t-\vartheta) \cdot F(\sigma_1), \quad (6.3)$$

а также функцию времени $K_c(t-\vartheta)$.

Закономерности мгновенных компрессионных деформаций были обстоятельно рассмотрены в гл. 5, в этой же главе мы познакомимся с результатами экспериментальных исследований закономерностей ползучести глинистых грунтов в зависимости от величины, скорости ступенчатого возрастания и длительности действия уплотняющего напряжения.

6.2. ВЛИЯНИЕ НАЧАЛЬНОГО СОСТОЯНИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ НА ЗАКОНОМЕРНОСТИ ОДНОМЕРНОГО УПЛОТНЕНИЯ

Чтобы получить полное представление о закономерностях ползучести глинистых грунтов при одномерном уплотнении, следует исследовать многие их разновидности с учетом изменяемости их начального состояния — плотности, влажности и структурной прочности.

Рассмотрим закономерности деформирования неуплотненной и неупрочненной во времени глинистой пасты текучей консистенции. Это поможет иметь определенное представление о деформировании сравнительно новых грунтовых образований — весьма слабых коагуляционно-тиксотропных структур, по П.А. Ребиндеру (1958). Это позволит также проследить за изменяемостью ползучих свойств глинистых грунтов в процессе их постепенного уплотнения и упрочнения во времени под действием нормальных напряжений и выяснить некоторые вопросы природы длительного деформирования.

Типичные семейства экспериментальных кривых ползучести очень слабого грунта нарушенного сложения (тяжелый пылеватый суглинок 3371 см. табл. 5.3) при $e=0,82$, $\omega_0=0,279$, а также кривая зависимости напряжение—относительная деформация, построенная для $t=20$ дней (сплошные линии) приведены на рис. 6.2 [78]. Как видно на рисунке, более 90% ползучести этого грунта протекает в течение нескольких часов. Остальная часть деформации развивается очень медленно — в течение длительного времени. Полная стабилизация деформации уплотнения достигается в течение нескольких десятков и сотен дней.

Природа изложенного выше поведения неуплотненных глинистых паст достаточно ясна. Она обусловлена лавинным разрушением рыхлого структурного каркаса и интенсивным его уплотнением сейчас же после приложения напряжения, значительно превышающего его прочность. Дальнейшее медленное уплотнение этих грунтов протекает вследствие длительных структурно-адсорбционных деформации [27]. При очень малых напряже-

ниях, порядка 0,0005–0,0025 МПа, соизмеримых со структурной прочностью слабых грунтов, с самого начала загрузки деформации протекают значительно медленнее, а кривые ползучести являются достаточно пологими (см. п. 4.5). В последнем, через сутки после момента загрузки величина ползучести едва достигает половины своей полной деформации.

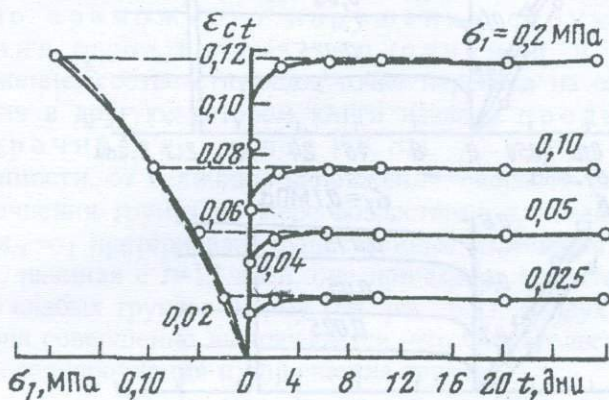


Рис. 6.2. Семейство экспериментальных кривых ползучести слабоуплотненной грунтовой пасты, кривая $\epsilon_{ct}-\sigma_1$ для данного фиксированного момента времени t и ее аппроксимация (штриховая линия) — по выражению (2.59)

Изложенное позволяет заключить, что, как и в случае мгновенных деформаций (см. п. 5.4), характер развития ползучести слабых глинистых грунтов всецело зависит от отношения величины напряжения σ_1 к пределу их структурной прочности σ_{1str} — от коэффициента уровня загрузки Λ (5.9).

Ползучесть рассматриваемых грунтов, как правило, подчиняется одному общему нелинейному закону деформирования. В этом случае деформаций растут медленнее, чем при линейной зависимости между ϵ_{ct} и σ_1 , т.е. с увеличением напряжения имеет место постепенное уплотнение и упрочнение грунта (рис. 6.1). При небольших напряжениях (порядка 0,05–0,1 МПа) ползучесть этих грунтов можно с определенным приближением считать линейной.

Для получения представления о характере ползучести глинистых грунтов в зависимости от их начального состояния плотности–влажности и структурной прочности представляют определенный интерес, приведенные на рис. 6.3 семейства экспериментальных кривых, соответствующие четырем различным начальным состояниям глины 4–57 (см. табл. 5.3). Три первых состояния глины получены предварительным уплотнением образцов-близнецов под действием $\sigma_{1,0}=0,025; 0,05$ и $0,075$ МПа при общей продолжительности эксперимента около 15 месяцев. Четвертое состояние грунта получено разгрузкой (после опыта) всех образцов до значений предварительно уплотняющих давлений с последующим их догрузением до 0,3 МПа, а после стабилизации деформации — разгрузкой до 0,2 МПа. Процесс подготовки образцов к испытанию в четвертом состоянии грунта продолжался более 3,5 мес. Компрессионная кривая, характеризующая изме-

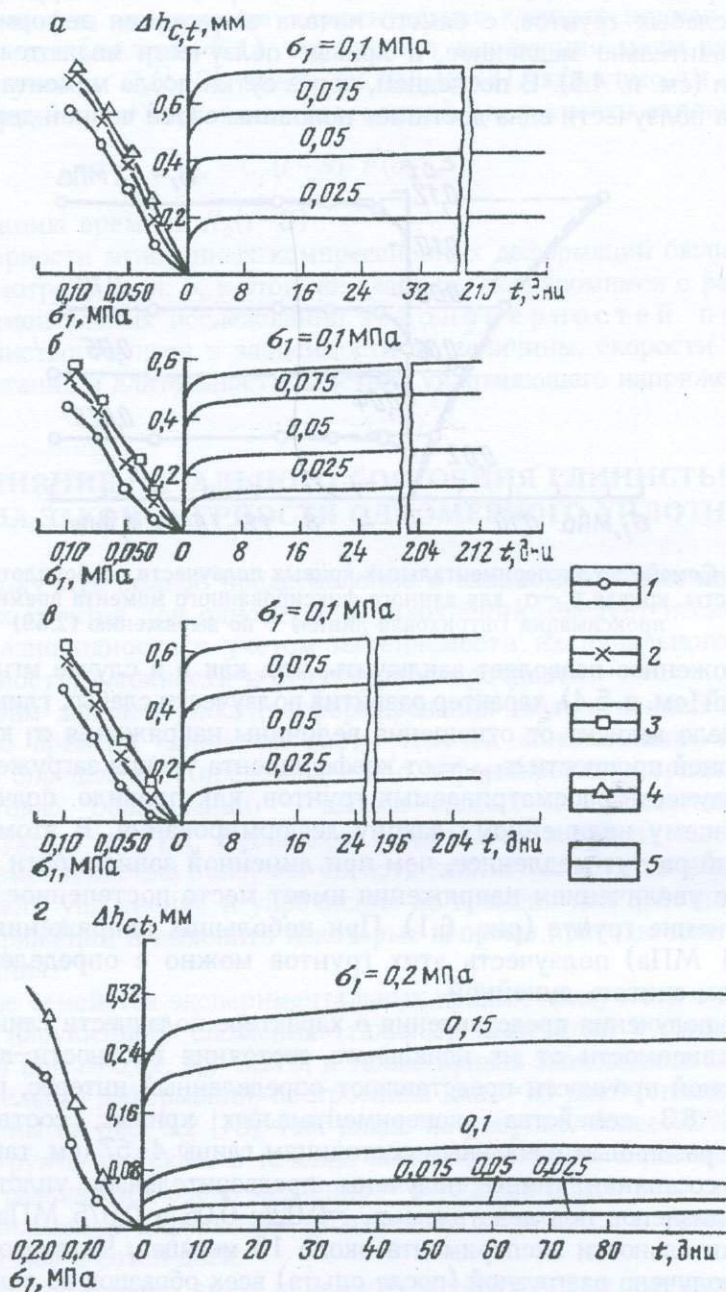


Рис. 6.3. Семейства кривых компрессионной ползучести четырех состояний глины 4-57 и кривые $\Delta h_{ct}-\sigma_1$ для различных моментов времени t : а - $\sigma_{1,0}=0,025$; б - $\sigma_{1,0}=0,05$; в - $\sigma_{1,0}=0,075$; г - $\sigma_{1,0}=0,2$ МПа. 1 - $t=1$ ч; 2 - $t=1$ день; 3 - $t=12$ дней; 4 - $t=100$ дней; 5 - кривые компрессионной ползучести

нение пористости грунта при переходе от одного состояния к другому, показана на рис. 6.4.

Судя, по характеру кривой $\varepsilon_{ct} = \varepsilon_{ct}(\sigma_1)$, имеющей S – образную форму (см. рис. 6.3), процесс уплотнения всех четырех состояний грунта можно разбить на две области деформирования. Первая из них является областью предельно возможного нарушения структуры и разупрочнения грунта, а вторая – уплотнения и упрочнения [78]. Напряжение, соответствующее точке перехода из одной области деформирования в другую, автором книги названо пределом структурной прочности грунта [78, 81].

В зависимости, от величины напряжения, скорости разрушения структуры и упрочнения грунта по мере возрастания длительности испытания вид кривой $\varepsilon_{ct} - \sigma_1$ претерпевает существенные изменения. В одном случае (рис. 6.3, а), начиная с $t=12$ дней, она принимает характерную для уплотнения очень слабых грунтов форму (см. рис. 6.2). В двух других (см. рис. 6.3, б и в) она совершенно выпрямляется, что свидетельствует о взаимной компенсации разупрочнения и упрочнения грунта.

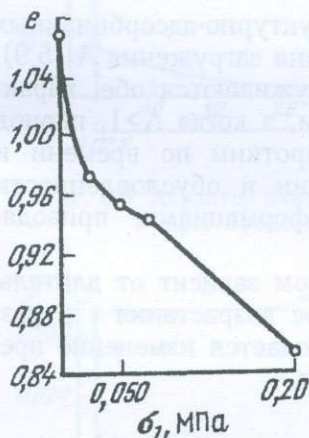


Рис. 6.4. Компрессионная кривая глины 4–57, построенная по данным определения пористости после предварительного уплотнения образцов нагрузками: $\sigma_{0,1} = 0,025; 0,05; 0,075$ и $0,2$ МПа

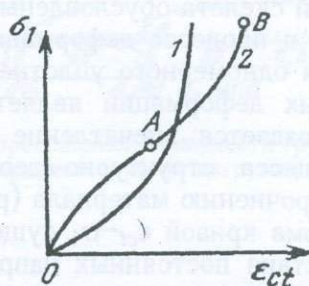


Рис. 6.5. Типичные кривые зависимости $\sigma_1 - \varepsilon_{ct}$ глинистых грунтов, не обладающих (1) и обладающих (2) сцеплением упрочнения. А – точка перехода от структурных деформаций к структурно-адсорбционным

Такое деформационное поведение грунта можно объяснить тем, что при больших (по сравнению со структурной прочностью) напряжениях деформации протекают как при уплотнении очень слабых их разновидностей, а при относительно небольших напряжениях в начале несколько задерживаются в виду $\Lambda < 1$, а для полного развития структурных деформаций требуется определенное время. В четвертом состоянии, когда грунт приобрел значительно большую структурную прочность S – образная форма кривой $\varepsilon_{ct} - \sigma_1$ характерна для всего периода уплот-

нения. Как и при первых трех рассмотренных выше состояниях грунта, по мере возрастания длительности действия напряжения и развития структурных деформаций, предел структурной прочности σ_{1str} изменяется в сторону уменьшения по причинам, изложенным выше.

На основании выполненных автором книги большого объема экспериментальных работ по испытанию глинистых грунтов в существенно отличающихся друг от друга состояниях, установлено.

1. При одномерном уплотнении характер развития ползучести скелета и зависимость последнего от напряжения для всех разновидностей глинистых грунтов обусловлены (при всех равных условиях) их состоянием к началу испытания, величиной и длительностью действия внешнего давления,

2. В зависимости, от факторов, указанных выше, ползучесть одномерного уплотнения этих грунтов может быть вызвана структурными, т.е. разупрочняющими, структурно-адсорбционными, т.е. упрочняющими деформациями скелета и совместным действием этих двух видов деформаций,

3. Напряжение, при котором имеет место переход из одной области деформирования в другую, называется пределом структурной прочности грунта,

4. Условия проявления структурных и структурно-адсорбционных деформаций скелета обусловлены величиной уровня загрузки Λ (5.9). Когда $\Lambda \leq 1$ в процессе деформации грунта обнаруживаются обе, характерные для одномерного уплотнения, деформации, а когда $\Lambda > 1$, период структурных деформаций является слишком коротким по времени и поэтому создается впечатление об их отсутствии и обусловленности всего процесса структурно-адсорбционными деформациями, приводящими к упрочнению материала (рис. 6.5),

5. Форма кривой $\epsilon_{ct}-\sigma_1$ существенным образом зависит от длительности действия постоянных напряжений. По мере возрастания t и развития во времени структурных деформаций наблюдается изменение предела структурной прочности в сторону уменьшения.

6.3. КОМПРЕССИОННАЯ ПОЛЗУЧЕСТЬ СКЕЛЕТА ГЛИНИСТОГО ГРУНТА ПРИ ПЕРЕМЕННОМ НАПРЯЖЕНИИ

В природных условиях нагрузки на грунты достигают своего заданного значения не сразу, а постепенно — по заранее известному закону. Поэтому исследование их деформационных свойств при переменном — возрастающем во времени равными и неравными ступенями напряжении представляет большой научный и практический интерес. В частности оно представляет большой интерес для проверки применимости теорий ползучести к описанию процесса длительного деформирования глинистых грунтов.

Экспериментами установлено, что в указанных выше условиях испытания слабых глинистых паст, когда длительность действия ступени напряжения не превышает суток, переход от одного ступени к другому приводит (до достижения упругоуплотненного состояния) к закономер-

ному уменьшению ползучести. После достижения грунтом упругоуплотненного состояния деформации ползучести от действия равных ступеней напряжения или равны, или же наблюдается некоторое их возрастание вследствие наследственности деформаций — влияния ранее приложенных ступеней. Наследственность деформаций ползучести наблюдается также до достижения грунтами упругоуплотненного состояния, однако поскольку решающим фактором изменчивости их деформативных свойств при переменном напряжении является постепенное возрастание плотности [78], то наследственность деформаций проявляется не в полной мере. С аналогичным явлением мы встречались также при рассмотрении изменчивости мгновенных деформаций очень слабых глинистых паст (см. п. 5.4). В последнем случае после достижения грунтами упругоуплотненного состояния мгновенные деформации стабилизировались полностью.

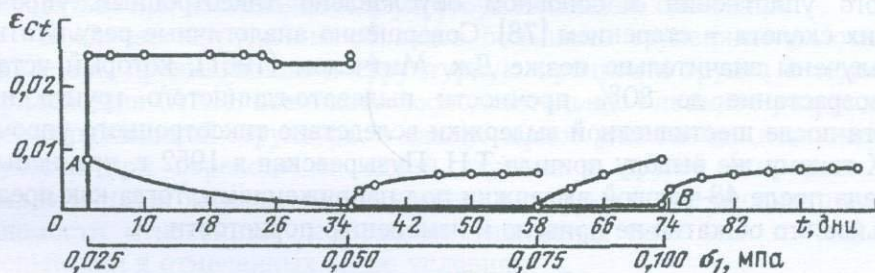


Рис. 6.6. Характер изменения кривых компрессионной ползучести грунта 3454 при переходе от одной к другой равной ступени нагрузки

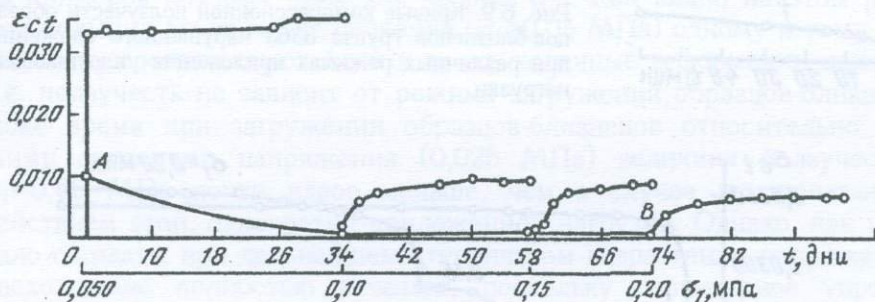


Рис. 6.7. Характер изменения кривых компрессионной ползучести грунта 3454 при переходе от одной к другой равной ступени нагрузки, когда в моменты ее приложения суммарные нагрузки превосходят структурную прочность грунта

Испытание очень слабых глинистых паст при сравнительно длительном действии (от трех до нескольких десятков дней) ступеней напряжения приводит к двум характерным видам деформирования. При небольших ступенях напряжения (менее 0,025 МПа) наблюдается изменение отмеченной выше закономерности (рис. 6.6), т.е. проявляется хаотичность изменчивости ползучести. В этом случае ползучесть от данной ступени напряжения не

всегда меньше ползучести от действия предыдущей, равной ей, ступени. В то же время при испытании тех же образцов под действием относительно больших ступеней напряжения (0,05 МПа) остается в силе, независимо от длительности их действия, характерная для очень слабых глинистых паст закономерность деформирования (рис. 6.7), т.е. уменьшение ползучести при переходе от одной к другой равной ступени напряжения.

Экспериментами установлено также (Месчан, 1956), что длительное предварительное уплотнение глинистых паст под действием небольшого давления (0,025 МПа) приводит к многократному снижению ползучести по сравнению с ползучестью, определенной после часового предварительного уплотнения образца-близнеца под той же нагрузкой (рис. 6.8) даже тогда, когда дополнительное уплотнение при $t=1$ ч пренебрежимо мало, не превышает 3%. Следовательно, существенное снижение мгновенных (см. п. 5.1) и ползучих деформаций глинистых паст после длительного предварительного уплотнения в основном обусловлено тиксотропным упрочнением их скелета – старением [78]. Совершенно аналогичные результаты были получены значительно позже Дж. Митчелом (1961), который установил возрастание до 80% прочности пылевато-глинистого грунта из Висксбурга после шестидневной выдержки вследствие тиксотропного упрочнения. К такому же выводу пришла Т.Н. Пузыревская в 1952 г. при испытании мела после 48-часовой выдержки под напряжениями, тогда как предварительное его обжатие не привело к изменению пористости.

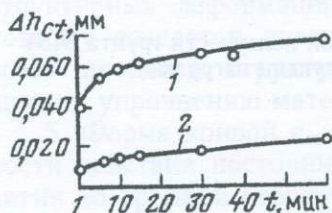
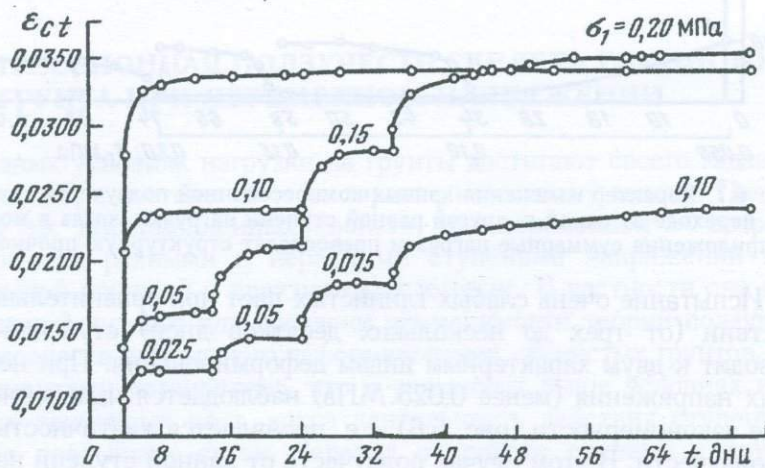


Рис. 6.8. Влияние длительности t_0 уплотнения ($\sigma_{1,0}=0,025$ МПа) на компрессионную ползучесть суглинка 3454 нарушенного сложения:
1 – $t_0=1$ ч; 2 – $t_0=6$ дней

Рис. 6.9. Кривые компрессионной ползучести образцов-близнецов грунта 3363 нарушенного сложения при различных режимах приложения уплотняющей нагрузки



Таким образом, при длительном действии первой ступени напряжения имеет место уплотнение и структурное упрочнение грунтовой пасты во времени (старение). Когда вторая ступень напряжения меньше структурной прочности грунта, приобретенной под действием первой ступени напряжения, наблюдается значительное снижение ползучести по сравнению с первой. При приложении следующей – третьей ступени и превышения суммарного напряжения величины σ_{1str} имеет место частичное или полное разрушение ранее образованной структуры, что становится причиной существенного возрастания ползучести по сравнению с предыдущей ступенью напряжения (см. рис. 6.6). Дальнейшее многократное повторение цикла упрочнения и разупрочнения, вследствие последовательного проявления упрочнения структуры грунта при загрузении относительно небольшими ступенями напряжения, приводит к наблюдаемому в эксперименте хаотическому характеру изменчивости ползучести, имеющему тенденцию стабилизироваться при достижении им упругоуплотненного состояния.

В случае загрузения образцов большими ступенями уплотняющего давления, превышающими структурную прочность грунта в моменты их приложения ($\Lambda > 1$), возникает последовательное лавинное разрушение ранее образованной структуры – закономерное уплотнение и снижение ползучести при переходе от одной ступени к другой (см. рис. 6.7). С аналогичными явлениями мы встречались также при рассмотрении изменчивости мгновенных деформации глинистых паст (см. п. 5.4) при их испытании в отмеченных выше условиях.

Влияние упрочнения и разупрочнения глинистых паст в процессе ступенчатого роста внешнего давления на процесс деформирования наглядно видно на графиках семейств экспериментальных кривых ползучести, один из примеров которых приведен на рис. 6.9. Как видно на этом рисунке, при больших ступенях напряжения ($\sigma_1 \geq 0,05$ МПа) одному и тому же значению σ_1 соответствуют одни и те же конечные деформации ползучести, т.е. ползучесть не зависит от режима загрузения образцов-близнецов. В тоже время при загрузении образцов-близнецов относительно небольшими ступенями напряжения (0,025 МПа) величина ползучести при $\sigma_1 = 0,05$ МПа почти вдвое меньше, чем в случае их испытания под действием этой, однократно приложенной нагрузки. Однако, как и следовало ожидать, при дальнейшем ступенчатом возрастании напряжения это расхождение полностью исчезает, поскольку структурное упрочнение грунта больше не в состоянии воспрепятствовать нормальному процессу уплотнения. Под нормальным процессом уплотнения понимается уплотнение грунта при отсутствии влияния сцепления–упрочнения, когда пористость грунта соответствует действующему давлению и образованию нормально уплотненных грунтов [29] (см. п. 1.4).

Изложенное выше явление хаотичности изменчивости ползучести вследствие периодического упрочнения и разупрочнения глинистых грунтов в процессе ступенчатого загрузения небольшими ступенями напряжения впервые было описано автором книги в 1956 г., а в 1960 г. Д. Тролопом и К. Чэном названо "ступенчатой деформацией".

Д. Тролоп и К. Чэн испытали на одноосное сжатие цилиндрические образцы ($d=3,13$ см, $h=8,9$ см) виксбургской глины ($\omega_p=0,23$, $\omega_L=0,37$) ступенями 0,1 от предполагаемого предельного напряжения (прочности) с интервалами их приложения от двух минут до двух суток. Как и в описанных выше экспериментах автора книги, было обнаружено хаотическое изменение замеренных деформаций при переходе от одной ступени напряжения к другой. Исходя из гипотезы миграции или течения крупных зерен глинистого грунта в зону сдвига, образования зернистой структуры в процессе его деформирования и условий восприятия напряжения зернистой структурой, они дали следующее объяснение изложенному выше явлению: "При данном приращении нагрузки, чтобы сохранить прочность, можно привести в контакт достаточное количество зернистых частиц. Так что, когда прилагается следующая ступень нагрузки, образовавшаяся структура будет удовлетворительно выдерживать ее без больших деформаций. Однако при приложении последующей ступени нагрузки существующее сопротивление сдвигу будет недостаточным и это (новое) приращение нагрузки не может быть выдержано, пока не будет приведено в контакт дополнительное количество зерновых частиц в результате больших перемещений, т.е. до тех пор, пока не будет достигнуто максимальное сопротивление сдвигу". Далее отмечается, что это приводит к неравномерному увеличению деформаций.

Объяснение, данное рассмотренному явлению Д. Тролопом и К. Чэном [160] в 1960 г. абсолютно точно совпадает с объяснением автора книги, данное в 1956 г. [68].

В рассмотренных выше случаях уплотнения глинистых паст первой ступени напряжения всегда соответствовала наибольшая деформация ползучести. Совершенно по-другому протекает изменяемость ползучести глинистых грунтов, обладающих повышенной структурной прочностью в начале испытания. В этом случае, как и в случае мгновенных деформаций (см. п. 5.4) изменяемость ползучести при переходе от одной к другой (равной по величине) ступени напряжения может иметь экстремальный характер вида, показанного на рис. 5.16.

Заканчивая рассмотрение ползучести глинистых грунтов в случае одномерного уплотнения при переменном напряжении, следует еще раз отметить, что ее, изменяемость (как и мгновенных деформаций) в процессе ступенчатого роста уплотняющего напряжения всецело зависит от коэффициента уровня загрузки Λ (5.9). В зависимости от величины Λ она может подчиняться самым различным характерным видам деформирования. Поэтому, чтобы лабораторный эксперимент в достаточной степени приблизить к работе грунта в природных условиях, следует обратить особое внимание на вопросы режима их загрузки.

6.4. АППРОКСИМАЦИЯ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ КРИВЫХ ПОЛЗУЧЕСТИ СКЕЛЕТА ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Для получения не только качественного представления, но и количественных данных о ползучих свойствах глинистых грунтов надо располагать аналитическими выражениями длительного деформирования и зависимости последних от нормального напряжения σ_1 , определенных путем математической интерпретации экспериментальных кривых. Изображение экспериментальных данных в виде графиков кривых дает наглядное представление о характере той или иной искомой зависимости и позволяет выбрать вид аппроксимирующей эмпирической функции.

В целях выбора эмпирической функции и проверки ее применимости используется способ натянутой нити графического анализа экспериментальных данных. Суть этого метода заключается в построении линейных графиков в обычной, полулогарифмической или в других системах координат — в выравнивании экспериментальных кривых и представления искомой зависимости в виде линейной функции:

$$Y = a + b \cdot x. \quad (6.4)$$

В этом случае условием пригодности данного эмпирического соотношения для аппроксимации экспериментальных кривых является спрямление последних в новой координатной системе XU . Входящие в (6.4) параметры a и b определяют как графическим методом, так и методом наименьших квадратов. Графический метод определения параметров эмпирической функции является наиболее простой, но менее точной, чем способ наименьших квадратов.

Аппроксимацию экспериментальных кривых ползучести, определенных испытанием образцов под действием постоянных напряжений, осуществляют логарифмическими (2.72) и (2.73), степенной (2.71), экспоненциальной (2.70) и другими функциями, подробно рассмотренными выше (см. п. 2.4). На примере аппроксимации результатов испытания суглинка 2-57 (см. табл. 5.3) нарушенного сложения в четырех его различных состояниях (рис. 6.10) плотности-влажности, полученных двухмесячным предварительным уплотнением грунтовой пасты под действием 0,025, 0,125; 0,225 и 0,425 МПа, рассмотрим пригодность некоторых эмпирических соотношений для указанной цели [78, 81].

Прежде чем приступить к аппроксимации экспериментальных кривых ползучести одного состояния, т.е. при $\sigma_{0,1}=0,225$ МПа (рис. 6.10, в), отметим, что в левых частях рис. 6.10, б, в и г кривые $\epsilon_{ct}-\sigma_1$ (которые представляют собою часть кривой вида S , показанной на рис. 6.5) изображены ломаными линиями с двумя прямыми участками с двумя различными углами наклона к оси абсцисс. Отметим также, что по мере возрастания длительности деформирования t разница в величинах указанных углов постепенно уменьшается, а в отдельных случаях полностью исчезает по причинам, изложенным выше (см. п. 6.2).

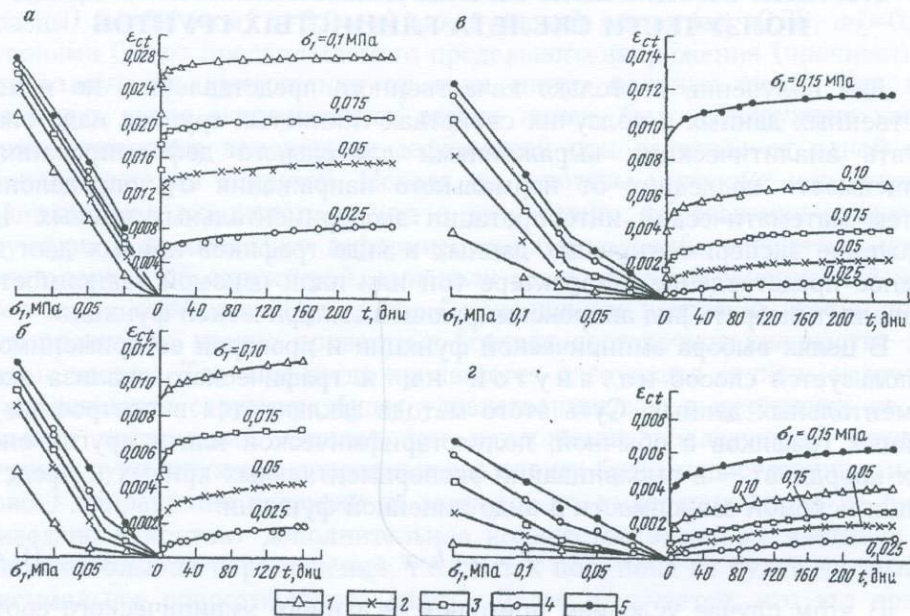


Рис. 6.10. Кривые ползучести грунта 2-57 при четырех его различных начальных состояниях и кривые $\epsilon_{ct}-\sigma_1$ для различных моментов времени:
 а - $\sigma_{0,1}=0,025$ МПа; 1 - $t=1$ ч; 2 - $t=1$ день; 3 - $t=10$ дней; 4 - $t=262$ дня, б - $\sigma_{0,1}=0,125$ МПа; 1 - $t=1$ ч; 2 - $t=1$ день; 3 - $t=10$ дней; 4 - $t=86$ дней; 5 - $t=159$ дней, в - $\sigma_{0,1}=0,225$ МПа; 1 - $t=1$ ч; 2 - $t=1$ день; 3 - $t=10$ дней; 4 - $t=98$ дней; 5 - $t=260$ дней, г - $\sigma_{0,1}=0,425$ МПа; 1 - $t=1$ ч; 2 - $t=1$ день; 3 - $t=8$ дней; 4 - $t=104$ дня; 5 - $t=258$ дней

Логарифмические функции. Критерием пригодности логарифмических функций Г.И. Покровского (2.72) и К. Бюиссмана (2.73) для аппроксимации экспериментальных кривых ползучести служит их спрямление в полулогарифмической системе координат $\epsilon_{ct}-\lg t$, (рис. 6.11). На рис. 6.11 видно, что, во-первых, логарифмические функций в целом пригодны для аппроксимации кривых ползучести одномерного уплотнения, во-вторых, кривые ползучести одного и того же состояния (семейства), полученные при различных значениях напряжения не параллельны друг к другу. Следовательно в числе основных свойств длительного деформирования глинистых грунтов при компрессии, отмеченных в п. 6.2, следует отметить также, неподобие кривых ползучести (см. п. 2.6).

Входящее в выражение $C_c(t)=L \ln(\lambda t+1)$ (2.72) параметры L и λ определяют из следующих соотношений:

$$L = \frac{1}{\ln\left(\frac{t_2}{t_1} - 1\right)}, \quad (6.5)$$

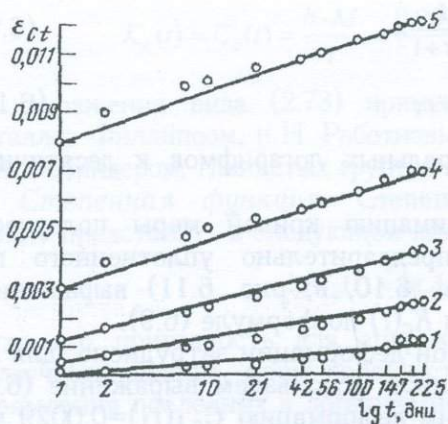


Рис. 6.11. Кривые компрессионной ползучести суглинка 2-57 в координатах $\epsilon_{ct}-\lg t$ ($\sigma_{0,1}=0,225$ МПа):
 1 - $\sigma_1=0,025$; 2 - $\sigma_1=0,050$;
 3 - $\sigma_1=0,075$; 4 - $\sigma_1=0,10$;
 5 - $\sigma_1=0,15$ МПа

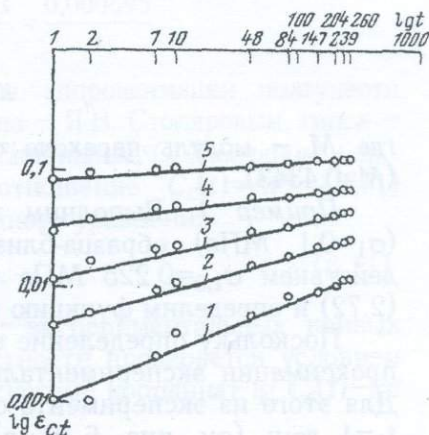


Рис. 6.12. Кривые компрессионной ползучести суглинка 2-57 в координатах $\lg \epsilon_{ct}-\lg t$ ($\sigma_{0,1}=0,225$ МПа):
 1 - $\sigma_1=0,025$; 2 - $\sigma_1=0,050$;
 3 - $\sigma_1=0,075$, 4 - $\sigma_1=0,10$;
 5 - $\sigma_1=0,15$ МПа

$$\lambda = (t_2 - 2t_1) / t_1^2, \quad (6.6)$$

где t_1 — время единичной деформации вообще, меры ползучести $C_{c,1}(t_1)=1$ в частности (при $\sigma_1=1$); t_2 — время, необходимое для возрастания единичной деформации меры ползучести в два раза: $C_{c,2}(t_2)=2$.

Когда определение $C_{c,1}(t_1)=1$ и $C_{c,2}(t_2)=2$ по каким либо причинам затруднено, вместо (2.72) можно воспользоваться соотношением:

$$C_c(t) = C_{c,1}(t_1) \frac{\ln\left(\frac{t_2 - 2t_1}{t_1^2} t + 1\right)}{\ln\left(\frac{t_2}{t_1} - 1\right)}, \quad (6.7)$$

где t_1 — время для $C_{c,1}(t_1)$, а t_2 — для $C_{c,2}(t_2)=2C_{c,1}(t_1)$.

Параметр b выражения $C_c(t)=a+b\lg t$ (2.73) определяется по соотношению:

$$b = \frac{C_c(t) - a}{\lg t}, \quad (6.8)$$

где $C_c(t)$ — мера ползучести в момент времени t . Когда $t=1$, $a=C_c(t=1)$; a — мера ползучести при $t=1$.

В случае аппроксимации кривых меры ползучести соотношениями (2.72) и (2.73) для функции времени теории наследственной ползучести соответственно получим следующие соотношения:

$$K_c(t) = \frac{L}{\lambda t + 1} \lambda, \quad (6.9)$$

$$K_c(t) = bM/t, \quad (6.10)$$

где M – модуль перехода от натуральных логарифмов к десятичным ($M \approx 0,4343$).

Пример 1. Выполним аппроксимацию кривой меры ползучести ($\sigma_1 = 0,1$ МПа) образца-близнеца, предварительно уплотненного под действием $\sigma_{1,0} = 0,225$ МПа (см. рис. 6.10, в; рис. 6.11) выражением (2.72) и определим функцию времени $K_c(t)$ по формуле (6.9).

Поскольку определение единичной деформации затруднено, для аппроксимации экспериментальной кривой используем выражение (6.7). Для этого из эксперимента определим деформацию $C_{c,1}(t_1) = 0,0029$ для $t_1 = 1$ день (см. рис. 6.10, в) и найдем необходимое для достижения $C_{c,2}(t_2) = 2 \cdot 0,0029 = 0,0058$ времени $t_2 = 70$ дней. Подставляя найденные из опыта значения t_1 и t_2 в (6.7) будем иметь:

$$C_c(t) = 0,0029 \frac{\ln\left(\frac{70 - 2 \cdot 1}{1^2} t + 1\right)}{\ln\left(\frac{70}{1} - 1\right)} = 0,000685 \ln(68t + 1)$$

а для функции времени получим следующее соотношение;

$$K_c(t) = \frac{0,000685}{68t + 1} \cdot 68$$

где $L = 0,000685$, $\lambda = 68$.

Пример 2. Выполним аппроксимацию рассмотренной в примере 1 экспериментальной кривой меры ползучести по соотношению (2.73) и определим $K_c(t)$ по выражению (6.10). Для осуществления указанной аппроксимации следует определить входящие в (2.73) параметры a и b .

Как было сказано выше при $t = 1$ день, $a = C_c(t = 1 \text{ день})$. Это значит, что величину a можно определить непосредственно из опыта. В рассматриваемом случае $a = 0,0029$ (см. рис. 6.11). Принимая длительность наблюдений $t = 260$ дней, определим меру ползучести по данным опыта: $C_c(t = 260 \text{ дней}) = 0,0068$ (рис. 6.11). Далее, имея в виду, что $\lg 260 = 2,41497$, из (6.8) получим:

$$b = \frac{C_c(t = 260 \text{ дней}) - a}{\lg t} = \frac{0,0068 - 0,0029}{2,41497} = 0,0016$$

Тогда, соотношение (2.121) запишется в следующем виде

$$C_c = a + b \lg t = 0,0029 + 0,0016 \cdot \lg t,$$

а (6.9):

$$K_c(t) = C'_c(t) = \frac{b \cdot M}{t} = \frac{0,0016 \cdot 0,4343}{t} = \frac{0,000695}{t}$$

Выражения вида (2.73) применены для аппроксимации ползучести металлов Филлипсом, и Н. Работновым, бетона – Я.В. Столяровым, гипса – П.А. Ребиндером, глинистых грунтов – А.М. Скибицким, С. Месчаном и др.

Степенная функция. Степенное соотношение $C_c(t) = At^m$ (2.71) можно представить в следующем виде линейного уравнения

$$\lg C_c(t) = \lg A + m \cdot \lg t, \quad (6.11)$$

тогда его пригодность для аппроксимации экспериментальных кривых ползучести вообще, меры ползучести в частности проверяется условием спрямления последних в логарифмической системе координат $\lg C_c(t) - \lg t$ (рис. 6.12).

Параметр $\lg A$ выражения (6.11) равен отрезку, отсекаемой кривой меры ползучести $\lg C_c - \lg t$ ($\sigma_1 = 0,1$ МПа) на оси ординат (деформаций), а m – угол наклона этой кривой к оси абсцисс.

Из (2.71) следует, что

$$A = C_c(t=1), \quad (6.12)$$

тогда из (6.11) получим выражение для определения m :

$$m = \frac{\lg C_c(t) - \lg C_c(t=1 \text{ день})}{\lg t}, \quad (6.13)$$

где $\lg C_c(t=1 \text{ день})$ – логарифм меры ползучести при $t=1$ день; $\lg C_c(t)$ – логарифм меры ползучести для данного момента времени t .

Если соотношение меры ползучести представить выражением (2.71), функция времени будет иметь следующий вид:

$$K_c(t) = A_1 \cdot t^{-\alpha}, \quad (6.14)$$

где $A_1 = A_m$; $-\alpha = m - 1$.

Пример 3. Выполним аппроксимацию экспериментальной кривой меры ползучести, рассмотренной в примерах 1 и 2 (рис. 6.10, в), степенной зависимостью (2.71) и определим функцию $K_c(t)$ по выражению (6.14).

Величину параметра A определяем из эксперимента согласно (6.12): $A = C_c(t=1 \text{ день}) = 0,0029$. Тогда для $t=260$ дней $C_c(t=260 \text{ дней}) = 0,0068$ из (6.13) получим величину m :

$$m = \frac{\lg 0,0068 - \lg 0,0029}{\lg 260} = 0,153$$

Следовательно:

$$C_c(t) = At^m = 0,0029t^{0,153},$$

$$K_c(t) = A_1 t^{-\alpha} = 0,0029 \cdot 0,153 t^{0,153-1} = 0,000444 t^{-0,847}$$

Кривые доказанные на рис. 6.22 подтверждают неподобие их и зависимость параметра m соотношения (2.71) от величины напряжения σ_1 [81]. Данные, приведенные в табл. 6.1, показывают зависимость параметров меры ползучести A и m соотношения (6.11) от начального состояния грунта — величины предварительно уплотняющего давления $\sigma_{1,0}$.

Таблица 6.1

Параметры меры ползучести вида (2.71) при различных $\sigma_{1,0}$

$\sigma_{1,0}$	$A(B)$	m	n
0,025	0,0247	0,021	1,17
0,125	0,0086	0,052	2,213
0,225	0,0029	0,153	2,429
0,425	0,00105	0,26	2,857

Степенная функция вида (2.71) имеет широкое применение при аппроксимации кривых ползучести металлов (Ю.Н. Работнов и др.), горных пород (Ж.С. Ержанов и др.), глинистых грунтов (М.Н. Гольдштейн, С.С. Бабицкая, С.Р. Месчан и др.).

Экспоненциальная функция Φ . Кольрауша (2.70) в форме записи меры ползучести Н.Х. Арутюняна (2.130):

$$C_c(t, \vartheta) = \varphi(\vartheta) \{1 - \exp[-\Delta(t - \vartheta)]\}, \quad (6.15)$$

впервые применена для аппроксимации экспериментальных кривых ползучести одномерного уплотнения глинистых грунтов автором книги в 1954 г. [66].

Если в выражении (6.15) параметр Δ представить в виде некоторой степенной функции вида:

$$\Delta = \Delta_0(t - \vartheta)^{-\lambda} \quad (6.16)$$

и принимать, что $\varphi(\vartheta) = C_0 = \text{const}$, $\vartheta = 0$, получим соотношение (2.70), где $\lambda_0 = 1 - \lambda$. Из (2.70) для функции времени $K_c(t)$ получим следующее выражение:

$$K_c(t) = C_1 t^{\lambda_0 - 1} e^{-\Delta_0 \cdot t^{\lambda_0}} \quad (6.17)$$

а если принять $\lambda = 1$ будем иметь:

$$K_c(t) = C_2 e^{-\Delta_0 \cdot t} \quad (6.18)$$

где

$$C_1 = C_0 \cdot \Delta_0 \cdot \lambda_0; \quad C_2 = C_0 \cdot \Delta_0.$$

Из соотношения (6.15) для функции времени $K_c(t)$ получим следующее выражение:

$$K_c(t, \vartheta) = \varphi'(\vartheta) \left[1 - e^{-\Delta(t - \vartheta)} \right] + \Delta \varphi(\vartheta) e^{-\Delta(t - \vartheta)}. \quad (6.19)$$

Применение функции Ф. Кольрауша (2.70) для аппроксимации экспериментальных кривых ползучести одномерного уплотнения приводит к очень хорошим результатам (см. п. 6.5), а (6.15) — достаточно хорошо подходит к глинистым грунтам, обладающим малой сжимаемостью, а также ко всем другим при небольших значениях уплотняющих напряжений. Иначе говоря, эта функция хорошо аппроксимирует пологие кривые ползучести. Это условие было выявлено автором книги еще в 1954 г. и для лучшей аппроксимации экспериментальных кривых ползучести глинистых грунтов при широком диапазоне изменений постоянных напряжений мера ползучести была представлена в следующем виде:

$$C_c(t, \vartheta) = \psi(\vartheta) + [\varphi(\vartheta_1) - \psi(\vartheta)] \cdot [1 - e^{-\Delta(t-\vartheta)}], \quad (6.20)$$

где $\varphi(\vartheta)$ — мера ползучести для небольшого отрезка времени (от одной минуты до суток).

Когда изменяемостью $\psi(\vartheta)$ от нуля до своего наибольшего значения представить в виде функции вида (6.15), вместо (6.20) будем иметь:

$$C_c(t, \vartheta) = \psi(\vartheta) [1 - e^{-\Delta_1(t-\vartheta)}] + [\varphi(\vartheta_1) - \psi(\vartheta)] \times [1 - e^{-\Delta_2(t-\vartheta)}], \quad (6.21)$$

где Δ_1 и Δ_2 — эмпирические коэффициенты; $\vartheta_1 = \vartheta + 1$.

Первый член правой части выражения (6.21) представляет собой кратковременную ползучесть грунта, протекающую за короткое время (минута, час, сутки), а второй — длительную ползучесть, развивающуюся после стабилизации кратковременной ползучести. При этом параметр Δ_1 подбирается с таким расчетом, чтобы в течение небольшого отрезка времени (минута, час, сутки) первый член правой части выражения (6.21) получил бы свое наибольшее значение C_3 .

Выражение, совершенно аналогичное (6.21), использовано К. Ло в 1961 г. для аппроксимации экспериментальных кривых вторичной консолидации на основании анализа результатов собственных опытов.

Небезынтересно отметить, что неполное соответствие выражения (6.15) эксперименту обнаружено также при исследовании бетона. Для улучшения аппроксимации экспериментальных кривых ползучести бетона К.С. Карапетяном (1962) предложено следующее соотношение:

$$C(t, \vartheta) = \varphi(\vartheta) \left[1 - N \left(e^{-\Delta_1(t-\vartheta)} + e^{-\Delta_2(t-\vartheta)} \right) \right], \quad (6.22)$$

где $N=0,5$, а Δ_1 и Δ_2 — эмпирические параметры.

Очень хорошей аппроксимации экспериментальных кривых ползучести можно добиться при представлении функции $\varphi(\vartheta)$ выражения (6.15) в виде суммы (2.132). Этот подход использован А.Л. Гольдиным (1966) при аппроксимации экспериментальных кривых ползучести одноосного сжатия цилиндрических образцов лангарского суглинка — материала ядра Нурекской плотины.

Изменяемость ползучих свойств глинистых грунтов, как было сказано выше (см. п.п. 6.2, 6.3), связана с изменяемостью их состояния плотности

— влажности и структурной прочности. Если за интегральный показатель состояния глинистого грунта принять величину и длительность действия природного (предварительно уплотненного) давления $\sigma_{1,0}$, то вместо функции старения $\varphi(\vartheta)$ следует применять аналогичную ей функцию состояния $\varphi[\sigma_{1,0}(\vartheta)]$. Точно также вместо $\psi(\vartheta)$ надо будет применять функцию $\psi[\sigma_{1,0}(\vartheta)]$. Тогда вместо (6.21) будем иметь:

$$C_c[t - \vartheta, \sigma_{1,0}(\vartheta)] = \psi[\sigma_{1,0}(\vartheta)] \cdot \left[1 - e^{-\Delta_1(t-\vartheta)} \right] + \left\{ \varphi[\sigma_{1,0}(\vartheta_1)] - \psi[\sigma_{1,0}(\vartheta)] \right\} \times \left[1 - e^{-\Delta_2(t-\vartheta_1)} \right] \quad (6.23)$$

По результатам аппроксимации экспериментальных кривых для функций состояния автором книги получены следующие соотношения вида (5.7):

$$\left. \begin{aligned} \varphi[\sigma_{1,0}(\vartheta)] &= A_1 + A_2 / (\sigma_{1,0}^n + A_3); \\ \psi[\sigma_{1,0}(\vartheta)] &= B_1 + B_2 / (\sigma_{1,0}^n + B_3). \end{aligned} \right\} \quad (6.24)$$

Пример 4. Выполним аппроксимацию экспериментальных кривых меры ползучести ($\sigma_1 = 0,1$ МПа) четырех состояний суглинка 2-57 (см. рис. 6.10) соотношением (6.23) с учетом (6.24). На рис. 6.13 экспериментальные кривые меры ползучести показаны сплошными линиями. Сплошной линией показана также изменяемость конечной кратковременной (суточной) ползучести в зависимости от $\sigma_{1,0}$.

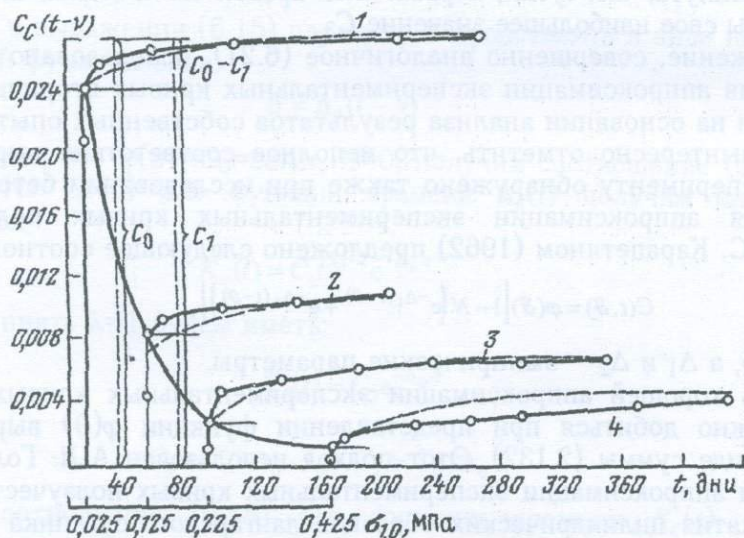


Рис. 6.13. Кривые меры ползучести четырех различных состояний суглинка 2-57 и их аппроксимация (штриховые линии) по выражению (6.21). Начальные уплотняющие напряжения $\sigma_{1,0}$ (в МПа):
1 - 0,025; 2 - 0,125; 3 - 0,225; 4 - 0,425 МПа

Для возможности изображения как начального уплотняющего давления $\sigma_{1,0}$, длительности его действия, так и действия единичного напряжения $\sigma_1=0,1$ МПа использованы две шкалы абсцисс. За длительность полной стабилизации кратковременной ползучести принято время $t=1$ день.

Из решения двух систем из трех уравнений с тремя неизвестными в каждой из них A_1, A_2, A_3 и B_1, B_2, B_3 (при $n=2$), составленными относительно трех точек кривых изменчивости суточных и конечных деформаций ползучести (см. рис. 6.13), получены следующие выражения для функций состояния:

$$\psi[\sigma_{1,0}] = 0,00025 + 0,0148 / \left[(10\sigma_{1,0})^2 + 0,5448 \right],$$

$$\varphi[\sigma_{1,0}] = 0,004 + 0,01517 / \left[(10\sigma_{1,0})^2 + 0,575 \right].$$

Величины $\psi(\sigma_{1,0})$ и $\varphi(\sigma_{1,0})$ для различных $\sigma_{1,0}$ определенные по полученным соотношениям, приведены в табл. 6.2.

Таблица 6.2

Значения функций состояния грунта 2–57 при различных $\sigma_{1,0}$

$\sigma_{1,0}$, МПа	$\psi(\sigma_{1,0})$	$\varphi(\sigma_{1,0})$
0,025	0,0246	0,0278
0,125	0,0073	0,0111
0,225	0,0029	0,0068
0,425	0,00105	0,0048

А. Имея в виду, что $\psi(\sigma_{1,0}=0,225 \text{ МПа})=0,0029$ (табл. 6.3) и принимая $\Delta_1=10$, 1/день, для кратковременной ползучести получено следующее выражение:

$$C_c(t-\vartheta \leq 1, \sigma_{1,0}=0,225 \text{ МПа}) = 0,0029 \left[1 - e^{-10(t-\vartheta)} \right].$$

Когда $(t-\vartheta)=1$ день, $e^{-10 \cdot 1} \cong 0$, а $C_c(t-\vartheta=1) = \psi(\sigma_{1,0}=0,225 \text{ МПа}) = 0,0029$, то при $t=1$ день кратковременная ползучесть полностью стабилизируется.

Б. Для определения параметра Δ_2 второй член правой части выражения (6.23), который характеризует длительную ползучесть грунта (при $t > 1$ день), записывается для некоторой $[t-(\vartheta+1)]$ фиксированной длительности действия единичного напряжения $\sigma_1=0,1$ МПа. Например, если в рассматриваемом нами примере принимать $t=160$ дней, $\vartheta=90$ дней (рис. 6.13), то $[t-(\vartheta+1)]=160-(90+1)=69$ дней.

Зная из опыта, что полная деформация грунта при $t-\vartheta=160-90=70$ дней равна: $C_c(t-\vartheta=70 \text{ дней})=0,0058$ (рис. 6.10, 6.13), при приведенных выше данных и данных табл. 6.2 выражение (6.23) запишем в следующем виде:

$$0,0058 = 0,0029 + (0,0068 - 0,0029) \left[1 - e^{-\Delta_2 \cdot 69} \right]$$

или

$$0,0029 = 0,0039 \left[1 - e^{-\Delta_2 \cdot 69} \right].$$

Тогда параметр Δ_2 определяется из следующего соотношения:

$$\Delta_2 = \frac{\ln\left(\frac{0,0029}{0,0039} - 1\right)}{69} = 0,0197, \text{ 1/день,}$$

а соотношение (6.23) для $\sigma_{1,0} = 0,225$ МПа можно окончательно представить следующим образом:

$$C_c(t - \vartheta, \sigma_{1,0} = 0,225 \text{ МПа}) = 0,0029 \left[1 - e^{-10(t-\vartheta)} \right] + 0,0039 \left[1 - e^{-0,0197[t-(\vartheta+1)]} \right].$$

Из полученного соотношения следует, что

$$K_c(t - \vartheta, \sigma_{1,0} = 0,225 \text{ МПа}) = 0,029 e^{-10(t-\vartheta)} + 7,68 \cdot 10^{-5} e^{-0,0197[t-(\vartheta+1)]}.$$

По полученному соотношению меры ползучести вида (6.23) осуществлена аппроксимация экспериментальных кривых (на рис. 6.13 показана штриховыми линиями).

В табл. 6.3 в целях сравнения с экспериментом, приведены вычисленные по соотношениям (2.119)...(2.121) и (6.23) значения меры ползучести рассмотренного в примерах 1–4 суглинка 2–57 при $\sigma_{1,0} = 0,225$ МПа и $\vartheta = 0$ для различных моментов времени с учетом полученных в этих примерах параметров и функций.

Кривые меры ползучести, построенные по данным табл. 6.3, приведены на рис. 6.14. Из этого рисунка видно, что начиная с $(t - \vartheta) = 60$ дней, все рассмотренные выражения дают примерно равную точность аппроксимации экспериментальной кривой. Начальный участок этой кривой хуже всех описывает экспоненциальная, а лучше – логарифмическая функций.

Таблица 6.3

Таблица значений меры ползучести грунта 2–57 ($\sigma_{1,0} = 0,225$ МПа)

$(t - \vartheta)$, дни	$C_c(t - \vartheta)$, (опыт)	$C_c(t - \vartheta)$, вычисленные по формулам			
		(2.120)	(2.121)	(2.119)	(6.23)
1	0,0029	0,0029	0,0029	0,0029	0,0029
10	0,0049	0,0045	0,0045	0,0041	0,0035
20	0,0052	0,0049	0,0050	0,0046	0,0041
60	0,0057	0,0057	0,0057	0,0054	0,0056
100	0,0061	0,0061	0,0061	0,0059	0,0062
160	0,0066	0,0064	0,0064	0,0063	0,0066
260	0,0068	0,0067	0,0068	0,0068	0,0068
500	–	0,0072	0,0072	0,0075	0,0068

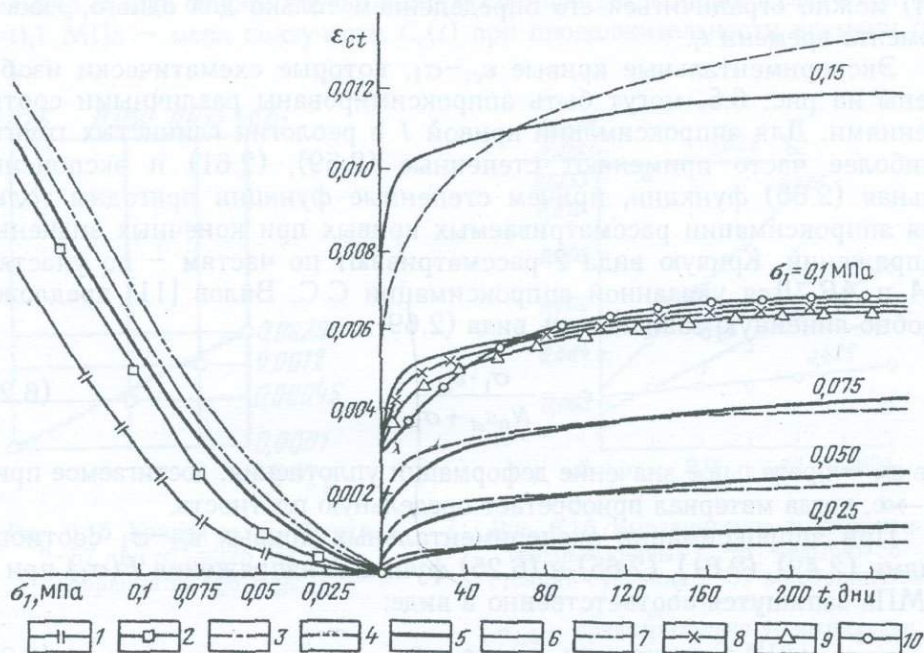


Рис. 6.14. Кривые ползучести $\epsilon_{ct}-t$, суглинка 2-57, зависимость $\epsilon_{ct}-\sigma_1$ и их аппроксимация ($\sigma_{10}=0,225$ МПа):
 1 - $t=1$ день; 2 - $t=10$ дней; 3 - $t=98$ дней; 4 - $t=260$ дней; 5 - кривая, построенная по соотношению (6.33); 6 - экспериментальные кривые ползучести; 7 - аппроксимация кривых ползучести по выражению (2.71). Аппроксимация кривой меры ползучести ($\sigma_1=0,1$ МПа) по соотношениям: 8 - (2.63) и (2.64); 9 - (2.62); 10 - (6.23)

Как видно из табл. 6.3, экспоненциальная функция не позволяет полученные из опыта результаты экстраполировать на более длительное время, чем продолжительность эксперимента. Причиной тому является быстрое затухание деформации по сравнению с экспериментом, быть может, за исключением испытания образцов под действием относительно небольших, по сравнению со структурной прочностью, напряжений.

6.5. АППРОКСИМАЦИЯ СЕМЕЙСТВ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ КРИВЫХ ПОЛЗУЧЕСТИ СКЕЛЕТА ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Для перехода от кривой меры ползучести $C_c(t)$ к кривым, полученным при отличных от единичного ($\sigma_1=0,1$ МПа) постоянных напряжениях, т.е. аппроксимации всего семейства экспериментальных кривых (см. рис. 6.1), кроме выражения меры ползучести надо располагать соотношением зависимости $\epsilon_{ct}-\sigma_1$. Это соотношение определяется для различных моментов времени t . В случае подобия кривых ползучести (см. п.

2.4) можно ограничиться его определением только для одного, любого, момента времени t_i .

Экспериментальные кривые $\varepsilon_{ct}-\sigma_1$, которые схематически изображены на рис. 6.5, могут быть аппроксимированы различными соотношениями. Для аппроксимации кривой 1 в реологии глинистых грунтов наиболее часто применяют степенные (2.59), (2.61) и экспоненциальная (2.65) функции, причем степенные функции пригодны только для аппроксимации рассматриваемых кривых при конечных значениях напряжений. Кривую вида 2 рассматривают по частям – по участкам OA и AB. Для указанной аппроксимации С.С. Вялов [11] предложил дробно-линейную зависимость вида (2.69):

$$\varepsilon_{ct} = \frac{\sigma_1 \cdot \varepsilon_{cl}}{N_0 \varepsilon_{cl} + \sigma_1}, \quad (6.25)$$

где ε_{cl} – предельное значение деформации уплотнения, достигаемое при $\sigma_1 \rightarrow \infty$, когда материал приобретает предельную плотность.

При аппроксимации экспериментальных кривых $\varepsilon_{ct}-\sigma_1$ соотношениями (2.49), (2.61), (2.65) и (6.25) функций напряжения $F(\sigma_1)$ при σ_1 в МПа запишутся соответственно в виде:

$$F(\sigma_1) = (10\sigma_1)^n, \quad (6.26)$$

$$F(\sigma_1) = \alpha_0(10\sigma_1) + \beta_0(10\sigma_1)^n, \quad (6.27)$$

$$F(\sigma_1) = d_0 \{1 - \exp[-b(10\sigma_1)]\}, \quad (6.28)$$

$$F(\sigma_1) = \frac{N_0 \varepsilon_{cl} + 1}{N_0 \varepsilon_{cl} + 10\sigma_1} 10\sigma_1. \quad (6.29)$$

где

$$\alpha_0 = \frac{\alpha}{\alpha + \beta}, \quad \beta_0 = \frac{\beta}{\alpha + \beta}, \quad d_0 = \frac{d}{d[1 - \exp(-b)]}. \quad (6.30)$$

Выражения (6.26)...(6.29) удовлетворяют условию $F(\sigma_1=0,1 \text{ МПа})=1$.

Пример 5. Выполним аппроксимацию экспериментальной кривой $\varepsilon_{ct}-\sigma_1$ суглинка, рассмотренного в примерах 1..4 (см. рис. 6.14), при $\sigma_{1,0}=0,225$ МПа по соотношению (2.59) и определим его функцию напряжения (6.26). Пригодность (2.59) для описания кривой зависимости $\varepsilon_{ct}-\sigma_1$ при фиксированном времени $t=1$ день следует из спрямления этой кривой в координатной системе $\lg \varepsilon_{ct}-\lg \sigma_1$ (см. рис. 6.15).

Прологарифмировав выражение (2.59) получим:

$$\lg \varepsilon_{ct} = \lg B + n \cdot \lg(10\sigma_1), \quad (6.31)$$

откуда следует, что $\lg B$ равен отрезку, отсекаемому прямой на оси логарифма деформации $\lg \varepsilon_{ct}$, а n – является углом наклона прямой $\lg \varepsilon_{ct}-\lg \sigma_1$ к оси абсцисс (рис. 6.15), так как при $\sigma_1=10 \cdot 0,1=1$, $\lg \sigma_1=0$. Иначе говоря

параметр B есть относительная компрессионная деформация ползучести при $\sigma_1=0,1$ МПа – мера ползучести $C_c(t)$ при продолжительности времени $t=1$ день.

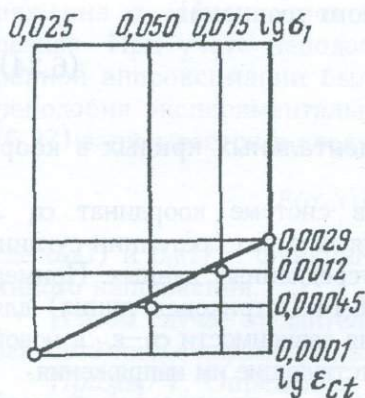


Рис. 6.15. Кривая σ_1 – ϵ_{ct} грунта 2–57 при $\sigma_{1,0}=225$ МПа в координатах $\lg \sigma_1$ – $\lg \epsilon_{ct}$.

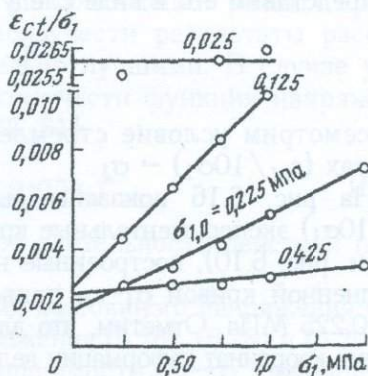


Рис. 6.16. Выравнивание экспериментальных кривых ϵ_{ct} – σ_1 четырех состояний суглинка 2–57 в координатах ϵ_{ct}/σ_1 – σ_1 : $\sigma_{1,0}$ – предварительно уплотняющая нагрузка (в МПа)

Из испытания образцов при $\sigma_{1,0}=0,225$ МПа знаем (см. рис. 6.14, табл. 6.3), что при $\sigma_1=0,1$ МПа, $C_c(t=1 \text{ день})=0,0029$, т.е. $B=0,0029$. Принимая $\sigma_1=0,025$ МПа, чему соответствует $\epsilon_{ct}=10^{-4}$, а $\lg 10^{-4}=-4$, $\lg B=\lg 0,0029=-2,5376$, $\lg 10\sigma_1=\lg 0,25=-0,60206$, определим n из следующего соотношения:

$$n = \frac{\lg \epsilon_{ct} - \lg B}{\lg(10\sigma_1)} = \frac{-4 - (-2,5376)}{-0,60206} = 2,429.$$

Тогда будем иметь:

$$\epsilon_{ct} = B(10\sigma_1)^n = 0,0029(10\sigma_1)^{2,429},$$

$$F(\sigma_1) = (10\sigma_1)^{2,429}. \quad (6.32)$$

Вычисленные по результатам испытания четырех семейств кривых ползучести (см. рис. 6.10) параметры B и n , входящие в (2.59), приведены в табл. 6.1. Как видно из этой таблицы, при $t=1$ день параметр B соотношения (2.59) и параметр A меры ползучести (2.71) тождественно равны: $A=B$.

Пример 6. Выполним аппроксимацию ϵ_{ct} – σ_1 рассмотренного в примере 5 семейства экспериментальных кривых ползучести, по выражению (2.61).

При осуществлении рассматриваемой аппроксимации прежде всего следует проверить возможность описания экспериментальной кривой ϵ_{ct} – σ_1 при $n=2$, т.е. по зависимости

$$\varepsilon_{ct} = \alpha(10\sigma_1) + \beta(10\sigma_1)^2. \quad (6.33)$$

Для проверки пригодности (6.33) для описания рассматриваемой кривой представим его в виде следующего линейного уравнения:

$$\frac{\varepsilon_{ct}}{10\sigma_1} = \alpha + \beta(10\sigma_1) \quad (6.34)$$

и рассмотрим условие стремления экспериментальных кривых в координатах $(\varepsilon_{ct}/10\sigma_1) - \sigma_1$.

На рис. 6.16 показаны выпрямленные в системе координат $\sigma_1 - (\varepsilon_{ct}/10\sigma_1)$ экспериментальные кривые $\sigma_1 - \varepsilon_{ct}$ для четырех состояний суглинка (см. рис. 6.10), построенные на основании усредненных данных. Пример усредненной кривой $\sigma_1 - \varepsilon_{ct}$ приведен на рис. 6.14 (штриховая линия) для $\sigma_{1,0} = 0,225$ МПа. Отметим, что для представления зависимости $\sigma_1 - \varepsilon_{ct}$ в новой системе координат деформации делятся на соответствующие им напряжения.

Из выражения (6.34) видно, что α — отрезок, отсекаемый прямой $(\varepsilon_{ct}/10\sigma_1) - \sigma_1$ на оси $\varepsilon_{ct}/10\sigma_1$ при $\sigma_1 = 0$, а β — угол наклона этой прямой к оси σ_1 :

$$\beta = \frac{\varepsilon_{ct}/(10\sigma_{1,2}) - \varepsilon_{ct}/(10\sigma_{1,1})}{10\sigma_{1,2} - 10\sigma_{1,1}}, \quad (6.35)$$

где $\varepsilon_{ct}/(10\sigma_{1,2})$ и $\varepsilon_{ct}/(10\sigma_{1,1})$ — соответствуют напряжениям $10\sigma_{1,2}$ и $10\sigma_{1,1}$.

Для случая испытания образцов при $\alpha_0 = 0,225$ МПа (см. рис. 6.14) $\alpha = 0,0017$ (см. рис. 6.16), а

$$\beta = \frac{0,053 - 0,0017}{10,01} = 0,0036,$$

следовательно

$$\varepsilon_{ct} = 0,0017(10\sigma_1) + 0,0036(10\sigma_1)^2.$$

Имея в виду (6.30), для функции напряжения получим следующее выражение:

$$F(\sigma_1) = \frac{0,0017}{0,0053}(10\sigma_1) + \frac{0,0036}{0,0053}(10\sigma_1)^2,$$

где $\alpha + \beta = 0,0053$.

Полученное выражение удовлетворяет условию $F(\sigma_1 = 0,1 \text{ МПа}) = 1$.

Аппроксимация семейства экспериментальных кривых ползучести суглинка при $\sigma_{1,0} = 0,225$ МПа осуществлена (на рис. 6.14 показаны штриховыми линиями) по соотношению (2.80):

$$\varepsilon_{ct} = C_c(t)F(\sigma_1) = 0,0029t^{0,153} \cdot [0,321(10\sigma_1) + 0,679(10\sigma_1)^2],$$

где для $C_c(t)$ использовано степенное выражение меры ползучести, полученное в примере 3.

Приведенная аппроксимация семейства экспериментальных кривых ползучести осуществлена в предположении их подобия — без учета изменчивости параметра m мары ползучести (2.71) в зависимости от напряжения σ_1 . Именно поэтому точность аппроксимации разных кривых разная. При учете неподобия кривых ползучести результаты рассмотренной аппроксимации были бы значительно лучшими. В случае учета неподобия экспериментальных кривых ползучести функция напряжения (6.27) записывается в следующем виде [78, 81]:

$$F(\sigma_1, t) = \alpha_0(t)(10\sigma_1) + \beta_0(t)(10\sigma_1)^n, \quad (6.36)$$

где $\alpha_0(t)$ и $\beta_0(t)$ — функции, зависящие от длительности действия постоянного напряжения.

В этом случае от длительности действия постоянного напряжения будут зависеть также параметры, входящие в выражения (6.26), (6.28) и (6.29).

Пример 7. Определим выражение зависимости $\varepsilon_{ct}-\sigma_1$ тяжелого пылеватого суглинка (см. рис. 6.2) вида (2.65) для $t=20$ дней.

В рассматриваемом примере входящие в (2.65) параметры d и b определены из решения уравнений с двумя неизвестными, составленными относительно двух, произвольно взятых, значений ε_{ct} . Для зависимости $\varepsilon_{ct}-\sigma_1$ получено следующее выражение вида (2.65):

$$\varepsilon_{ct}(\sigma_1) = d \left[1 - e^{-b(10\sigma_1)} \right] = 0,19 \left[1 - e^{-0,5(10\sigma_1)} \right],$$

Имея в виду, что при $\sigma_1=0,1$ МПа $\varepsilon_{ct}=0,0747$, функция напряжения (6.28) записывается в виде:

$$F(\sigma_1) = \frac{0,19}{0,0747} \left[1 - e^{-0,5(10\sigma_1)} \right] = 2,55 \left[1 - e^{-0,5(10\sigma_1)} \right].$$

Кривая $\varepsilon_{ct}-\sigma_1$, построенная по полученному в рассматриваемом примере выражению в левой части рис. 6.2 показана штриховой линией.

В заключение отметим, что в рассмотренных выше примерах 1–7 были приведены усредненные данные, полученные при двух- трехкратном испытании образцов-близнецов.

6.6. ОПИСАНИЕ ПРОЦЕССА ПОЛЗУЧЕСТИ ОДНОМЕРНОГО УПЛОТНЕНИЯ ГЛИНИСТОГО ГРУНТА ПРИ ПЕРЕМЕННОМ ВО ВРЕМЕНИ НАПРЯЖЕНИИ

Описание процесса компрессионной ползучести глинистого грунта под действием возрастающего во времени напряжения является заключительным и наиболее важным этапом рассматриваемых исследований как в смысле проверки существующих, так и уточнения границ применимости и разработки новых теорий ползучести. Для осуществления указанной проверки в целях упрощения задачи непрерывный рост напряжения представляют в виде ступенчато возрастающего. Тогда процессы линейной и нели-

нейной ползучести глинистых грунтов будут описываться рассмотренными выше (см. п. 2.4) соотношениями теорий старения (2.85) и (2.86), упрочнения (2.14), (2.115) и наследственной ползучести нестареющих материалов (2.146), (2.147).

При описании процесса ползучести глинистых грунтов при переменном во времени напряжении могут быть рассмотрены случаи длительного уплотнения нестареющего и стареющего во времени их разновидностей. В первом из указанных случаев изменяемость свойств грунта зависит только от изменяемости его начальной плотности и влажности в процессе загрузки, а во втором — как от уплотнения, так и старения в прямом смысле этого слова, т.е. тиксотропного упрочнения и синерезиса вследствие проявления и развития внутренних физико-химических процессов.

Со случаем уплотнения глинистых грунтов без заметного влияния старения упрочнения во времени при отсутствии уплотняющих давлений мы встречались при исследовании кратковременной [78, 85] и длительной ползучести большинства из их разновидностей, формирование структуры которых можно считать практически законченным. Составляют исключение свежие глинистые образования в виде илов или паст текучей консистенции (см. рис. 6.17), а также свежесжатые грунтовые материалы оптимальной плотности — влажности нарушенного сложения, используемые при возведении ядер плотин и других грунтовых сооружений.

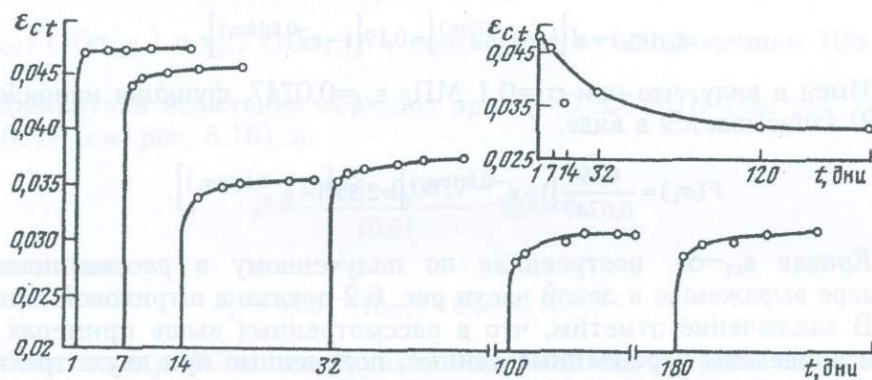


Рис. 6.17. Графики влияния старения (фактора времени) на деформацию компрессионной ползучести глины 4-57 нарушенного сложения t — время выдерживания образца от момента изготовления до момента испытания

Заметное изменение ползучих свойств глинистых грунтов вследствие старения завершается достаточно быстро (см. рис. 6.17). Поэтому, а также имея в виду зависимости старения от изменяемости состояния грунта (плотности, влажности и структурной прочности), самостоятельный учет этого фактора не представляет практического интереса для исследования ползучести. Наиболее общим при уплотнении глинистых грунтов является случай изменяемости их реологических свойств вообще, ползучести в частности при совместном действии уплотнения и старения, которые взаимно связаны и оказывают друг на друга существенное влияние [78, 85].

Проверку применимости теорий ползучести для описания процесса длительного деформирования глинистых грунтов при возрастающем во времени ступенями напряжения можно осуществить двумя методами. При первом методе серию образцов-близнецов испытывают в данном начальном состоянии грунта под действием постоянных и возрастающих ступенями напряжений (см. рис. 2.19). При применении второго метода в одном начальном состоянии грунта образцы испытывают под действием ступенчато-возрастающего напряжения, а под действием постоянных напряжений различной величины — в нескольких (кроме начального) состояниях, полученных предварительным уплотнением серий образцов-близнецов различными напряжениями $\sigma_{1,0}$ (см. рис. 6.10). Длительность действия предварительно уплотняющих давлений зависит от графика их возрастания на грунт при возведении реального сооружения.

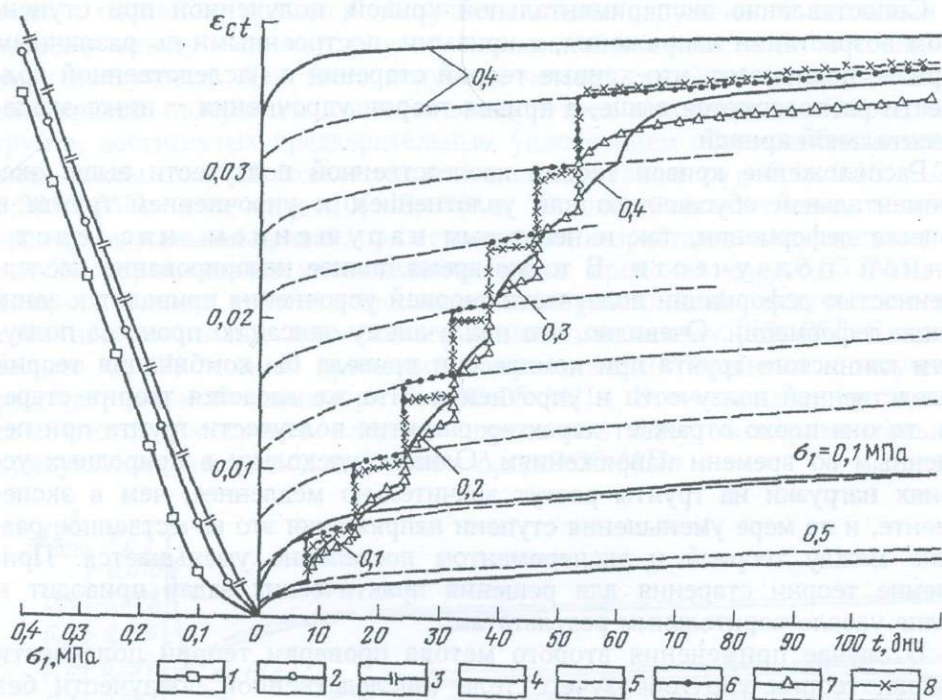


Рис. 6.18. Проверка теории ползучести. Глина неокома 8-61 (паста): $\sigma_{1,0}=0,5$ МПа; $\Delta\sigma_1=0,05$ МПа. 1 - $t=1$ день; 2 - $t=10$ дней; 3 - $t=114$ дней; 4 - экспериментальные кривые; 5 - кривые ползучести, построенные для различных промежуточных значений напряжения с учетом нелинейности деформации ползучести. Кривые, построенные по теориям: 6 - старения; 7 - упрочнения; 8 - наследственной ползучести

Для осуществления проверки теорий старения, упрочнения и наследственной ползучести без учета старения грунта во времени по перво-

му из указанных выше методов в правой части рис. 6.18 сплошными линиями показаны кривые ползучести глины неокома, полученные испытанием образцов-близнецов в начальном состоянии ($\sigma_{1,0} = 0,5$ МПа, продолжительность предварительного уплотнения 82 дня) под действием трех постоянных $\sigma_1 = 0,05; 0,1$ и $0,4$ МПа и возрастающем ступенями $0,05$ МПа напряжениях. В левой части того же рисунка показаны кривые деформация–напряжение ($\epsilon_{ct} - \sigma_1$) для трех значений длительности действия постоянных напряжений – 1, 10 и 14 дней.

Кривая ползучести, построенная по выражению (2.86) теории старения, в правой части рис. 6.18 показана сплошной линией с жирными точками, по выражению (2.115) теории упрочнения – сплошной линией с треугольниками, а по соотношению (2.147) теории наследственной ползучести – штриховой линией с крестиками. Теоретические кривые ползучести построены по графическим методам (см. рис. 2.19), подробно изложенным в (п. 2.4).

Сопоставление экспериментальной кривой, полученной при ступенчатом возрастании напряжения, с кривыми, построенными по различным теориям, показывает, что кривые теорий старения и наследственной ползучести располагаются выше, а кривая теории упрочнения – ниже экспериментальной кривой.

Расположение кривой теории наследственной ползучести выше экспериментальной обусловлено как уплотнением и упрочнением грунта в процессе деформации, так и некоторым нарушением наследственной ползучести. В то же время полное игнорирование наследственностью деформации ползучести теорией упрочнения приводит к занижению деформаций. Очевидно, что наилучшему описанию процесса ползучести глинистого грунта при компрессии привела бы комбинация теорий наследственной ползучести и упрочнения. Что же касается теории старения, то она плохо отражает характер развития ползучести грунта при переменным во времени напряжениям. Однако, поскольку в природных условиях нагрузки на грунты растут значительно медленнее, чем в эксперименте, и по мере уменьшения ступени напряжения это качественное различие между теорией и экспериментом постепенно уменьшается. Применение теории старения для решения практических задач приводит к вполне удовлетворительным результатам.

В случае применения второго метода проверки теорий ползучести вообще, теории упругоползучего тела (наследственной ползучести без учета старения материала) в частности, деформацию ползучести от действия возрастающего ступенями напряжения следует, вместо (2.146), определить из следующего выражения линейной теории [1, 78, 85].

$$\begin{aligned} \epsilon_{ct} = & C_c [t - \vartheta_0, \sigma_{1,0}(\vartheta_0)] \sigma_1(\vartheta_0) + C_c [t - \vartheta_1, \sigma_{1,0}(\vartheta_1)] \times \\ & \times \Delta_1 \sigma_1(\vartheta_1) + \dots + C_c [t - \vartheta_i, \sigma_{1,0}(\vartheta_i)] \Delta_i \sigma_i(\vartheta_i) \end{aligned} \quad (6.37)$$

где $C_d[t-\vartheta_i, \sigma_{1,0}(\vartheta_i)]$ – мера ползучести видов (2.130) и (6.21), зависящая от состояния грунта в момент ϑ_i возрастания напряжения на величину $\Delta_i\sigma_1$. Состояние грунта к началу испытания, как было сказано выше (п. 6.4), обусловлено величиной и длительностью действия предварительно уплотняющего (начального) напряжения $\sigma_{1,0}$.

Следует заметить, что основанием применения линейного уравнения (6.37) теории упругоползучего тела служит то обстоятельство, что нагрузки (прикладываемые к грунту в различных его состояниях) невелики и ползучесть протекает в пределах линейного деформирования. Это значит, что в рассматриваемом случае в каждом состоянии грунта можно определить не семейство, а одну экспериментальную кривую ползучести при напряжениях, не превышающих предел пропорциональности зависимости $\epsilon_{ct}-\sigma_1$. Что же касается наблюдаемого в опытах нелинейной ползучести, то она учитывается функцией состояния.

Пример 9. Проверим применимость линейной теории упругоползучего тела к описанию процесса ползучести глины нарушенного сложения по второму методу – по методу учета влияния изменяемости ее состояния на меру ползучести. Для этого получены четыре семейства экспериментальных кривых ползучести для начального и трех дополнительных состояний грунта, достигнутых предварительным уплотнением образцов-близнецов (в виде пасты текучей консистенции) под действием $\sigma_{1,0}=0,1; 0,15; 0,2$ и $0,2375$ МПа в течение 10, 13, 38 и 52 дней соответственно, а также экспериментальная кривая, при ступенчатом возрастании напряжения.

Экспериментами установлено, что в пределах $\sigma_{1,0}\leq 0,05$ МПа во всех состояниях грунта деформация компрессионной ползучести с достаточной точностью подчиняется линейному закону [78, 85]. Следовательно (6.37) можно применить для описания процесса ползучести рассматриваемой глины при $\Delta_i\sigma_1\leq 0,05$ МПа. Это означает, что в каждом состоянии грунта следует определить одну экспериментальную кривую ползучести под действием $\Delta_i\sigma_1\leq 0,05$ МПа.

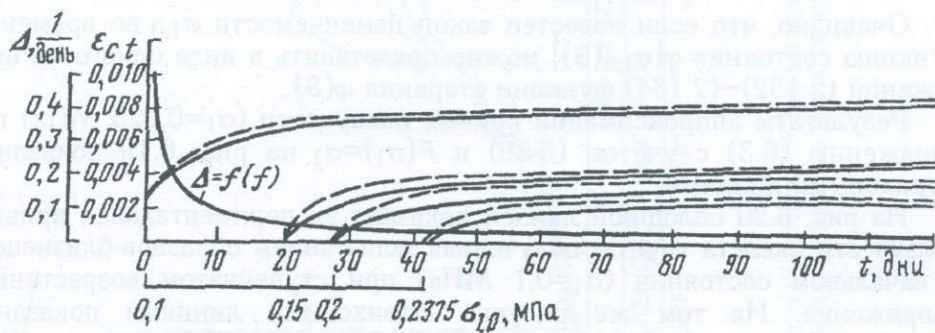


Рис. 6.19. Экспериментальные кривые (сплошные линии), определенные в четырех состояниях грунта 9–63 при $\sigma_1=0,025$ МПа, их аппроксимация (штриховые линии) по выражению (6.38) и кривая изменяемости во времени параметра $\Delta=f(t)$

Семейство экспериментальных кривых ползучести, определенные под действием $\sigma_1=0,025$ МПа в четырех состояниях грунта (на рис. 6.19 изображено сплошными линиями) аппроксимировано следующим выражением вида

$$\varepsilon_{ct}[t-\vartheta, \sigma_{1,0}(\vartheta)] = \varphi[\sigma_{1,0}(\vartheta)] \cdot \left[1 - e^{-\Delta_0(t-\vartheta)^{\lambda_0}} \right], \quad (6.38)$$

где $\varphi[\sigma_{1,0}(\vartheta)]$ – функция состояния вида (6.24), учитывающая изменение состояния грунта под действием предварительно уплотняющего (начального) напряжения $\sigma_{1,0}$ в моменты времени ϑ .

По данным предельных значений ползучести при $\sigma_1=0,025$ МПа для четырех состояний грунта (рис. 6.19) определена функция состояния вида (6.24), а ее умножением на четыре (исходя из условия линейной ползучести) получена функция состояния для меры ползучести $\sigma_{1,0}=0,1$ МПа:

$$\varphi[\sigma_{1,0}(\vartheta)] = A_1 + A_2 / [A_3 + (10\sigma_{1,0})^p] = 0,0096 + 0,0208 / [-0,272 + (10\sigma_{1,0})^{1,8}].$$

В целях определения параметров Δ_0 и λ_0 входящих в (6.37), установлены значения Δ_0 (6.15) для различных $(t-\vartheta)$, и получено следующее аппроксимирующее выражение кривой $\Delta = \Delta(t-\vartheta)$:

$$\Delta = \Delta_0(t-\vartheta)^{-\lambda} = 0,394(t-\vartheta)^{-0,612}.$$

Учитывая полученное для Δ выражение, соотношение меры ползучести (6.15) для $\sigma_1=0,1$ МПа записано в виде (6.57):

$$C_c[t-\vartheta, \sigma_{1,0}(\vartheta)] = \left[0,0096 + \frac{0,0208}{-0,272 + (10\sigma_{1,0})^{1,8}} \right] \times \\ \times \left\{ 1 - \exp[-0,394(t-\vartheta)^{0,388}] \right\} \quad (6.39)$$

Очевидно, что если известен закон изменяемости $\sigma_{1,0}$ во времени, функцию состояния $\varphi[\sigma_{1,0}(\vartheta)]$ можно представить в виде одного из выражений (2.132)–(2.134) функции старения $\varphi(\vartheta)$.

Результаты аппроксимации кривых ползучести ($\sigma_1=0,025$ МПа) по выражению (6.3) с учетом (6.39) и $F(\sigma_1)=\sigma_1$ на рис. 6.19 показаны штриховыми линиями.

На рис. 6.20 сплошной линией показана экспериментальная кривая ползучести скелета грунта, полученная испытанием образцов-близнецов в начальном состоянии ($\sigma_1=0,1$ МПа) при ступенчатом возрастании напряжения. На том же рисунке штриховыми линиями показаны кривые, построенные по соотношению (6.37) линейной теории упруго-ползучего тела с учетом изменяемости состояния грунта в процессе уплотнения и выражения меры ползучести (6.39).

Как видно на рис. 6.20, сходимость между экспериментом и кривой, построенной по соотношению (6.37), очень хорошая. Кривая, построенная по

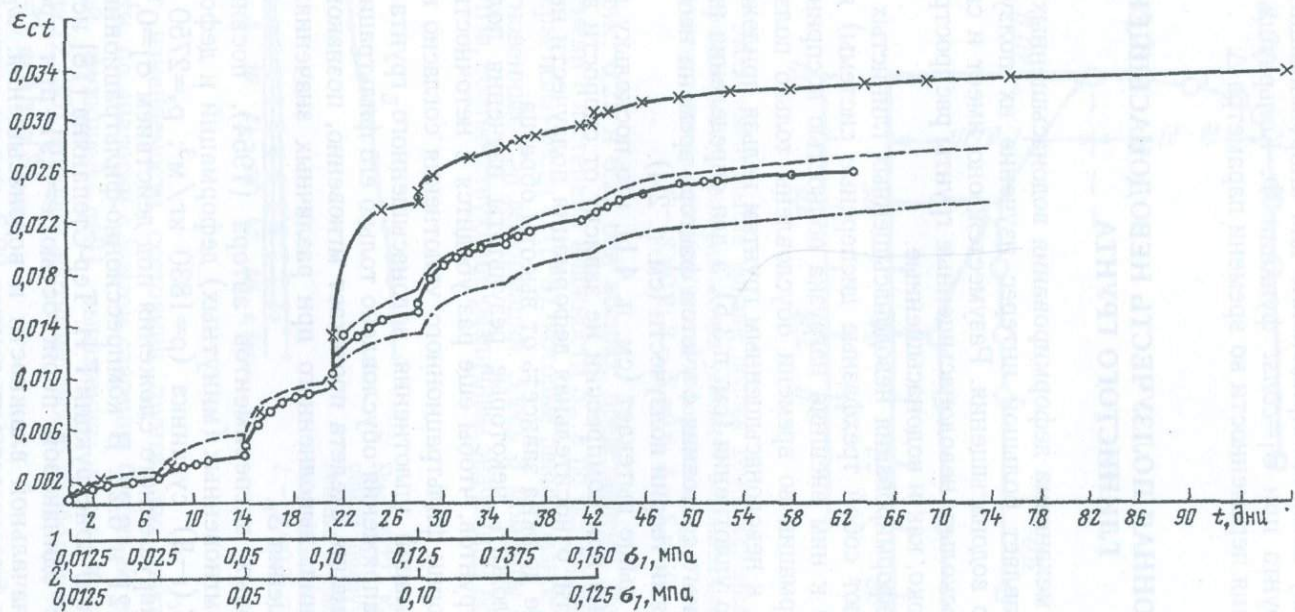


Рис. 6.20. Экспериментальные кривые компрессионной ползучести грунта 9-63 (сплошные линии), полученные при двух режимах ступенчатого роста нагрузки σ_1 и кривые (штриховые линии), построенные по выражению (6.56)

выражению (6.37), качественно очень хорошо отражает характер изменчивости ползучести испытанного грунта при переменной во времени нагрузке. Причиной тому является применение для аппроксимации кривой меры ползучести грунта при $\sigma_1 = \text{const}$ функции Ф. Кольрауша (2.118), полученной из условия переменности во времени параметра Δ .

6.7. КОМПРЕССИОННАЯ ПОЛЗУЧЕСТЬ НЕВОДОНАСЫЩЕННОГО ГЛИНИСТОГО ГРУНТА

Для понимания механизма деформирования водонасыщенных глинистых грунтов представляет большой интерес изучение их ползучести в состоянии неполного водонасыщения. Разумеется, оно имеет и самостоятельное значение, поскольку неводонасыщенные грунты распространены в природе так же широко, как и водонасыщенные.

Особенностью деформирования неводонасыщенных глинистых грунтов (которые представляют собой трехфазные дисперсные системы) является то, что приложенная к ним внешняя нагрузка полностью воспринимается их скелетом, а деформации во времени обусловлены только ползучестью последнего. Поэтому, к неводонасыщенным грунтам нельзя приложить теорию фильтрационного уплотнения (см. п.3.5), а для определения их напряженно-деформированного состояния с учетом фактора времени необходимо пользоваться решениями теории ползучести (см. п. 2.4).

Из изложенного выше вытекает (см. п. 4.1), что поскольку длительность деформирования при компрессии не зависит от скорости выжимания поровой жидкости, относительная деформация ползучести неводонасыщенных грунтов не должна зависеть от высоты образца.

Прежде чем изложить некоторые результаты изучения ползучести неводонасыщенных грунтов, чтобы еще раз убедиться в неточности основных предпосылок теории фильтрационного уплотнения согласно которым запаздывание деформаций уплотнения водонасыщенного грунта от момента приложения напряжения обусловлено только его фильтрационными свойствами, а деформация скелета протекает мгновенно, познакомимся с данными их испытания, выполненного при различных значениях влажности w и водонасыщения S_r .

Результаты первых экспериментов автора (1954), посвященные определению псевдомгновенных (минутных) деформаций и деформаций меры ползучести $C_c(t-9)$ суглинка ($\rho = 1830 \text{ кг/м}^3$; $\rho_s = 2750 \text{ кг/м}^3$; $e_0 = 0,86$; $I_p = 0,101$) нарушенного сложения под действием $\sigma_1 = 0,1 \text{ МПа}$, показаны на рис. 6.21 и 6.22. В компрессионно-фильтрационных приборах (комфильметрах) конструкции Г.И. Тер-Степаняна [78] испытаны образцы-близнецы с одинаковой пористостью $e = 0,91$ при трех различных значениях начальной влажности и водонасыщения: $w_0 = 0,062$ $S_r = 0,2$; $w_0 = 0,187$ $S_r = 0,6$ и $w_0 = 0,313$ $S_r \approx 1$.

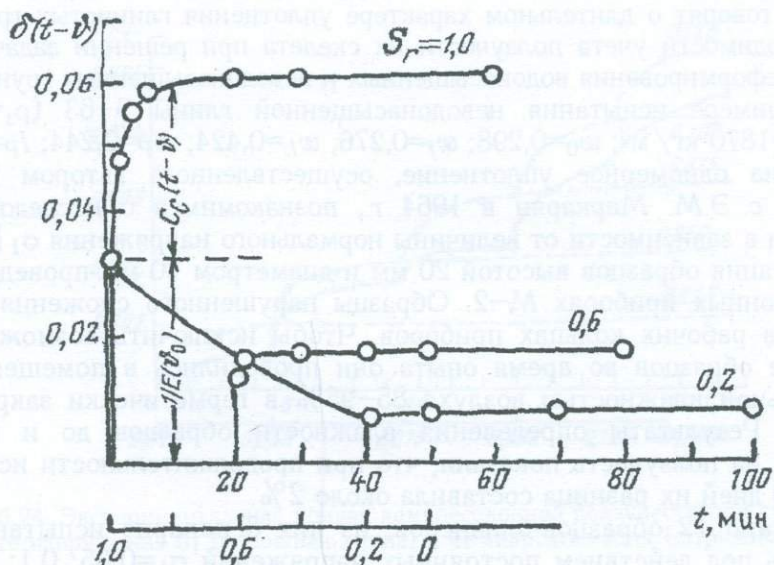


Рис. 6.21. Экспериментальные кривые полная компрессионная деформация $\delta(t, \theta)$ — время t определенные в трех различных условиях водонасыщенности S_r ($\sigma_1=0,1$ МПа) и кривая условно-мгновенная (минутная) деформация $C_{c,0}$ — степень влажности S_r :
 1 — $S_r=0,2$; 2 — $S_r=0,6$; 3 — $S_r=1,0$

На рис. 6.21 и 6.22 оси абсцисс представлены двумя шкалами — шкалами времени t и степени влажности S_r , а по оси ординат отложены деформации меры ползучести $C_c(t-\theta)$, которые равны разностям полных $\delta(t-\theta)$ и псевдомгновенных $C_{c,0}$ деформаций. Здесь θ моменты времени приложения $\sigma_1=0,1$ МПа, соответствующие различным значениям водонасыщения S_r .

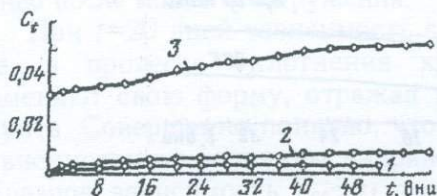


Рис. 6.22. Кривые меры компрессионной ползучести суглинка, определенные в трех различных состояниях водонасыщения S_r ($\sigma_1=0,1$ МПа):
 1 — $S_r=0,2$; 2 — $S_r=0,6$; 3 — $S_r=1,0$

Учет изменяемости состояния грунта под действием изменяемости влажности, по аналогии с учетом старения бетона во времени, осуществлен некоторой функцией $\varphi(\theta)$ выражения меры ползучести стареющего материала (2.130), которая достигает своего наибольшего значения при $S_r=1$, а при $S_r=0$, $\varphi(\theta)=\varphi(\theta)_{min}$.

Показанное на рис. 6.22 кривых компрессионной ползучести неводонасыщенного суглинка природного сложения, а также натурные наблюдения за деформациями сооружений из грунтовых материалов полностью подт-

верждают сказанное выше о неточности ряда предпосылок теории К. Терцаги. Они говорят о длительном характере уплотнения глинистых грунтов и о необходимости учета ползучести их скелета при решении задач длительного деформирования водонасыщенных и неводонасыщенных грунтов.

На примере испытания неводонасыщенной глины 9-63 ($\rho_s=2680$ кг/м³; $\rho_f=1870$ кг/м³; $w_0=0,298$; $w_f=0,276$; $w_L=0,424$; $w_P=0,244$; $I_P=0,18$; $S_r=0,89$) на одномерное уплотнение, осуществленного автором книги совместно с Э.М. Маркарян в 1964 г., познакомимся с исследованием ползучести в зависимости от величины нормального напряжения σ_1 [73].

Испытания образцов высотой 20 мм и диаметром 70 мм проведены в компрессионных приборах М-2. Образцы нарушенного сложения формовались в рабочих кольцах приборов. Чтобы исключить возможность высыхания образцов во время опыта они проводились в помещении с относительной влажностью воздуха 85-95% в герметически закрытых приборах. Результаты определения влажности образцов до и после испытания на ползучесть показали, что при продолжительности испытаний 30-50 дней их разница составила около 2%.

Испытано 12 образцов-близнецов, из них 8 попарно испытаны на ползучесть под действием постоянных напряжений $\sigma_1=0,05$; 0,1; 0,2 и 0,4 МПа (рис. 6.23), а два - при возрастании напряжения ступенями по 0,025 МПа через каждые шесть-семь дней (рис. 6.24).

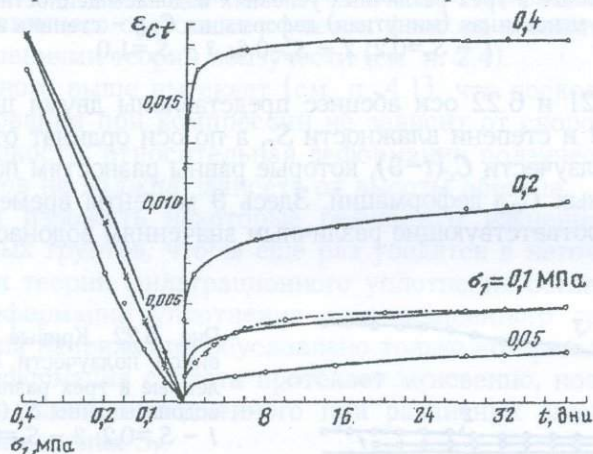


Рис. 6.23. Семейство экспериментальных кривых компрессионной ползучести и кривые $\epsilon_{ct}-\sigma_1$ для различных значений t :
1 - $t=1$ день, 2 - $t=20$ дней, 3 - $t=38$ дней

До испытания на ползучесть, с целью сглаживания неровностей на горизонтальных поверхностях образцов, они подвергались предварительному уплотнению напряжениями $\sigma_1=0,05$ МПа. Для исключения влияния $\sigma_{1,0}$ на результаты опытов, на двух контрольных образцах-близнецах параллельно определялись деформации ползучести от его действия, которые в дальнейшем учитывались при обработке экспериментальных данных.

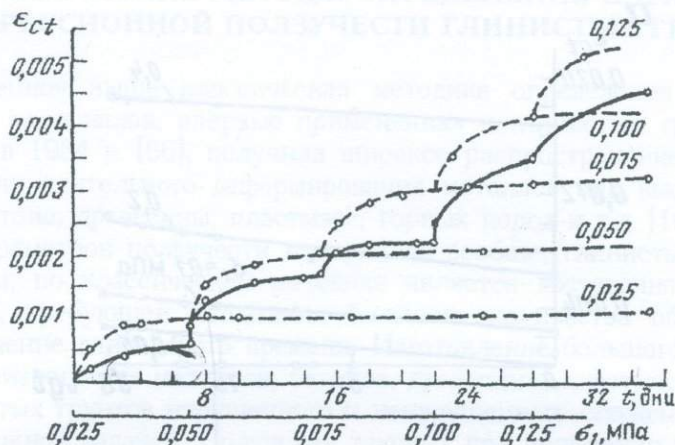


Рис. 6.24. Экспериментальная кривая компрессионной ползучести при ступенчатом росте напряжения σ_1 (сплошная линия) и ее аппроксимация (штриховая линия)

Кривые ползучести, приведенные в правой части рис. 6.23 показывают, что, как обычно, в начале загрузки деформации растут быстрее, а в дальнейшем скорость их роста существенно снижается. Причем, если в начале испытания образцов деформации ползучести при $\sigma_1=0,05; 0,1$ и $0,2$ МПа протекают медленнее, чем при $\sigma_1=0,4$ МПа, то через двое суток после момента загрузки наблюдается обратная картина. Т.е. скорость ползучести при $\sigma_1=0,4$ МПа значительно меньше, чем при остальных напряжениях. Причиной изложенного является быстрое при больших напряжениях и медленное при меньших их значениях протекание больших структурных и структурно-адсорбционных деформаций непосредственно после момента загрузки.

При $t=20$ дней зависимость $\epsilon_{ct}-\sigma_1$ подчиняется линейному закону, т.е. в процессе уплотнения кривые этой зависимости три раза изменяют свою форму, отражая три различных характера деформации грунта. Совершенно понятно, что аппроксимацию кривых ползучести в зависимости от величины напряжения σ_1 , когда в процессе испытания образцов зависимость $\epsilon_{ct}-\sigma_1$ трижды изменяет свой характер, будет связано с определенными трудностями. Однако, если учесть, что кривые этой зависимости группируются вокруг прямой, отражающей линейную ползучесть, можно с достаточной для практики точностью принять линейный закон деформирования для всех значений t .

Принимая деформацию ползучести линейной и определив меру ползучести грунта без учета его старения во времени $C_c(t-9)$ по экспериментальной кривой при $\sigma_1=0,1$ МПа, процесс ползучести при ступенчатом возрастании напряжения во времени (см. рис. 6.24) можно, в частности, описать выражением (2.146).

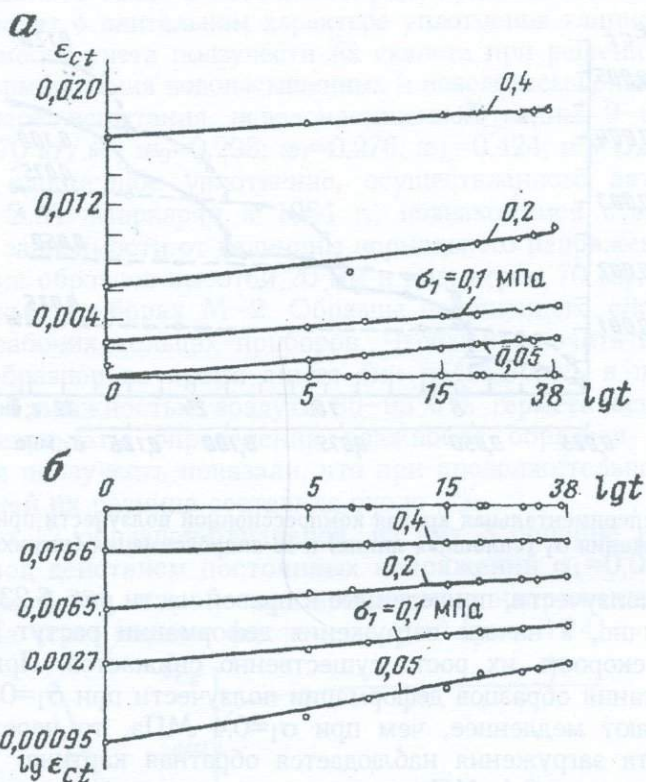


Рис. 6.25. Экспериментальные кривые компрессионной ползучести грунта в координатах $\epsilon_{ct}-lgt$ (а) и $lg \epsilon_{ct}-lgt$ (б)

Аппроксимация кривой ползучести единичного напряжения $\sigma_1=0,1$ МПа, выполненная по выражению (6.20) на рис. 6.23 показана пунктиром, а описание процесса ползучести при переменном напряжении показано пунктиром на рис. 6.24.

Кривая, построенная по выражениям (2.146) и (6.20), достаточно хорошо характеризует изменяемость деформации компрессионной ползучести при переменном σ_1 , но не совпадает с экспериментом по величине. Последнее обусловлено различием скоростей приложения напряжения при испытании на ползучесть под действием постоянных и переменных нагрузках и пренебрежением влияния старения грунта во времени.

Если экспериментальные данные о ползучести грунта нанести на полулогарифмическую и логарифмическую (рис. 6.25) сетки координат, то как и в случае водонасыщенного грунта, кривые ползучести спрямяются. Это означает, что указанные кривые могут быть аппроксимированы как логарифмическими функциями Г.И. Покровского (2.72), К. Бюиссмана (2.73), так и степенного соотношения (2.71). Непараллельность прямых $\epsilon_{ct} - lgt$ и $lg \epsilon_{ct} - lgt$ свидетельствует о том, что кривые ползучести неподобны. Неподобие кривых ползучести выражается также неподобием кривых $\epsilon_{ct}-\sigma_1$.

6.8. ПРАКТИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПАРАМЕТРОВ КОМПРЕССИОННОЙ ПОЛЗУЧЕСТИ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Изложенная выше классическая методика определения параметров ползучести материалов, впервые примененная к глинистым грунтам автором книги в 1954 г. [66], получила широкое распространение в практике исследования длительного деформирования металлов при высоких температурах, бетона, древесины, пластмасс, горных пород и т.д. [16, 55]. Определение параметров ползучести материалов вообще, глинистых грунтов в особенности, по классической методике является достаточно сложной и трудоемкой, требующей испытания большого количества образцов-близнецов в течение длительного времени. Изготовление большого количества образцов-близнецов из металлов, бетонов, древесины, пластмасс и однородных глинистых грунтов нарушенного и ненарушенного сложения не представляет сложной задачей. Получение таковых при испытании грунтов природного сложения вообще очень сложно, порою даже невозможно. Поэтому вопрос о методике определения ползучих свойств глинистых грунтов (и не только глинистых грунтов) при минимальном количестве испытываемых образцов-близнецов приобретает особое значение. Приобретает особое значение также вопрос о переносе в натуру лабораторных данных в связи с влиянием на характер ползучести величины и скорости приложения внешнего напряжения, большой структурной неоднородностью многих глинистых грунтов, изменчивостью их реологических свойств под действием самых различных факторов (плотность, влажность, температура и т.д.).

Многочисленными экспериментами автора книги [78, 81] и многих других исследователей (см. выше) установлено, что кривые ползучести, полученные под действием постоянных и переменных (ступенчато возрастающих) напряжений отличаются друг от друга как качественно, так и по взаимному расположению. Кривые ползучести, полученные при ступенчатом возрастании напряжения располагаются, как правило, ниже кривых, полученных при том же напряжении, созданном однократно приложенной нагрузкой на полную величину. В последнем случае кривые ползучести являются довольно крутыми в начале деформирования — большая часть деформации протекает в течение первых нескольких часов и суток, тогда как в случае ступенчатого роста напряжения они довольно пологие и больше согласуются с истинной картиной развития процесса ползучести глинистых грунтов в натуре.

Изложенное, как было сказано выше (см. пп. 6.2 и 6.3), обусловлено характером и прочностью структурных связей и их изменяемостью под действием внешних нагрузок — скоростью приложения, величиной и длительностью действия последних. Чем ближе скорость загрузки глинистого грунта, в компрессионном приборе к скоростям, наблюдаемым в природе, тем более достоверными будут полученные из эксперимента данные. Очевидно, что основой для определения ползучих свойств скелета глинистых грунтов должны служить экспериментальные кривые, определенные

при переменных напряжениях, возрастающих во времени желательны не большими, ступенями.

В связи с этим, а также исходя из необходимости уменьшения количества испытываемых образцов-близнецов достаточно однородных глинистых грунтов, автором книги разработаны и внедрены в лабораторную практику простые методы определения параметров компрессионной ползучести [78, 81], получившие название "метода испытания двух образцов" и "метода испытания одного образца" [85]. Эти методы широко используются в лабораторной практике для определения указанных выше свойств с учетом изменчивости не только напряжения, но и температуры, влажности, вибрационных воздействий и т.д., а также стали основой разработки ряда других приближенных методов [41, 93].

Метод испытания двух образцов-близнецов. Суть метода испытания двух образцов-близнецов (рис. 6.26) заключается в том, что один образец испытывается под действием некоторого постоянного, а второй — под действием ступенчато возрастающего во времени напряжения. Результаты испытания второго образца-близнеца используются для определения зависимости напряжение—деформация ползучести и функции напряжения $F[\sigma_1]$, а второго — для определения параметров меры ползучести $C_c(t)$ (см. п. 6.4). Имея выражения меры ползучести и функции напряжения, а также предполагая существование подобия между кривыми ползучести, по соотношению (6.3) строят кривые ползучести для различных значений постоянного напряжения. Применимость метода проверяется описанием экспериментальной кривой ползучести, определенной при ступенчато возрастающем напряжении, по теориям старения, упрочнения и наследственной ползучести, изложена выше (см. п. 6.7).

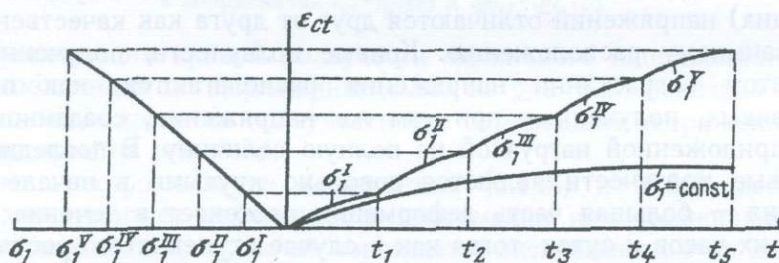


Рис. 6.26. Схема определения кривой $\epsilon_{ct}-\sigma_1$, функции напряжения меры ползучести $C_c(t)$ по методу двух кривых ползучести

Применение метода двух экспериментальных кривых компрессионной ползучести для определения параметров ползучести глинистых грунтов существенно сокращает количество испытываемых образцов-близнецов и приближает лабораторный эксперимент к натуре. Поэтому этот метод, на наш взгляд, должен стать основной и рекомендуемым для лабораторной практики методом определения параметров компрессионной ползучести глинистых грунтов природного и нарушенного сложения.

В качестве примера в правой части рис. 6.27 приведены экспериментальные кривые ползучести (сплошные линии), полученные испытанием двух пар образцов-близнецов при двукратной повторности опытов шенгавитской четвертичной глины (г. Ереван) природного сложения и влажности ($\rho=1770 \text{ кг/м}^3$; $\rho_s=2640 \text{ кг/м}^3$; $w_0=0,341$; $e=0,997$; $I_p=0,298$; $I_L=0,368$) под действием постоянного ($\sigma_1=0,025 \text{ МПа}$) и возрастающего ступенями $0,025 \text{ МПа}$ напряжений, выполненные автором книги и Р.Р. Галстяном. В левой части того же графика сплошной линией показана кривая зависимости $\varepsilon_{ct}-\sigma_1$.

В результате аппроксимации кривой $\varepsilon_{ct}-\sigma_1$ (штриховая линия в левой части рис. 6.27) получены выражения для указанной зависимости вида (2.59):

$$\varepsilon_{ct} = B(10\sigma_1)^n = 0,015(10\sigma_1)^{0,75}$$

и функции напряжения вида (6.26)

$$F[\sigma_1] = (10\sigma_1)^{0,75}$$

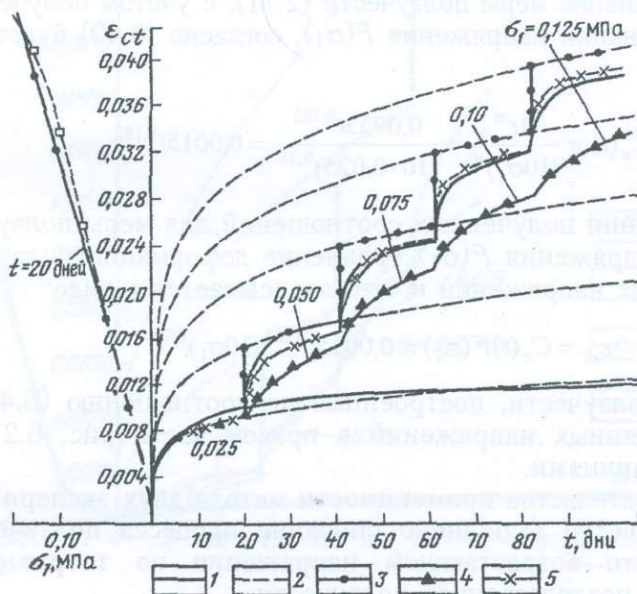


Рис. 6.27. Пример определения параметров компрессионной ползучести грунта 25–69 природного сложения при $\sigma_{0,1}=0,1 \text{ МПа}$, построения кривых $\varepsilon_{ct}-t$ для различных $\sigma_1 = \text{const}$ (штриховые линии) и проверка теории ползучести: 1 – экспериментальные кривые; 2 – кривые ползучести, построенные для различных промежуточных значений напряжений. Кривые, построенные по теориям: 3 – старения; 4 – упрочнения; 5 – наследственной ползучести

Когда экспериментальная кривая ползучести определена при испытании образца-близнеца под действием единичного напряжения $\sigma_1=0,1 \text{ МПа}$ выражение меры ползучести $C_c(t)$ определяется непосредст-

венной ее аппроксимацией по методам, подробно изложенным в п. 6.4. В случае, когда $\sigma_1 \neq 0,1$ МПа и $\vartheta = 0$ меру ползучести следует определить из (6.3) по следующему соотношению:

$$C_c(t) = \frac{\varepsilon_{ct}(\sigma_{1,i} = const)}{F[\sigma_{1,i}]}, \quad (6.40)$$

где $\varepsilon_{ct}(\sigma_{1,i} = const)$ – аппроксимирующее уравнение экспериментальной кривой ползучести, полученной при данном постоянном напряжении $\sigma_{1,i} \neq 0,1$ МПа; $F[\sigma_{1,i}]$ – функция напряжения для данного значения напряжения $\sigma_{1,i}$.

В рассматриваемом примере экспериментальная кривая ползучести определена при испытании образца-близнеца под действием $\sigma_{1,i} = 0,025$ МПа = const. Она аппроксимирована выражением вида (2.71) и получено следующее степенное соотношение:

$$\varepsilon_{ct}(\sigma_{1,i} = 0,025 \text{ МПа}) = At^m = 0,0053t^{0,182}.$$

Тогда уравнение меры ползучести (2.71), с учетом полученного выше выражения функции напряжения $F(\sigma_1)$, согласно (6.40) будет иметь следующий вид:

$$C_c(t) = \frac{At^m}{(10\sigma_1)^n} = \frac{0,0053t^{0,182}}{(10 \cdot 0,025)^{0,75}} = 0,0015t^{0,182}.$$

На основании полученных соотношений для меры ползучести $C_c(t)$ и функции напряжения $F(\sigma_1)$ уравнение деформации ползучести (6.3) для постоянных напряжений и $\vartheta = 0$ записывается в виде:

$$\varepsilon_{ct} = C_c(t)F(\sigma_1) = 0,0015t^{0,182}(10\sigma_1)^{0,75}. \quad (6.41)$$

Кривые ползучести, построенные по соотношению (6.41) для различных постоянных напряжений в правой части рис. 6.27 показаны штриховыми линиями.

Для доказательства применимости метода двух экспериментальных кривых ползучести выполнено описание процесса ползучести грунта при ступенчато-возрастающем напряжении по теориям старения, упрочнения и наследственной ползучести.

Как видно на рис. 6.27, кривые, построенные по теориям упрочнения и наследственной ползучести, в целом хорошо согласуются с экспериментом. Что же, касается теории старения, то она также удовлетворительно описывает процесс ползучести и может быть использована для решения практических задач. Скученность кривых ползучести, построенных по указанным выше теориям ползучести вокруг экспериментальной кривой, свидетельствует о правильности выбора интервала возрастания ступеней напряжения и о правомочности метода двух экспери-

ментальных кривых ползучести для определения параметров компрессионной ползучести глинистого грунта.

Следует отметить, что не всегда применение этого метода приводит к желаемым результатам. На рис. 6.28 приведен пример неудовлетворительного определения параметров ползучести ленточной глины методом двух экспериментальных кривых (методом испытания двух образцов-близнецов). Сказанное выражается очень большим расхождением между экспериментальной кривой, определенной при росте напряжений ступенями 0,0125 МПа (с интервалом 7 дней) с кривыми, построенными по различным теориям ползучести. В этом случае экспериментальная кривая ползучести при $\sigma_1 = 0,0125$ МПа аппроксимирована степенной зависимостью (2.71), а кривая $\sigma_1 - \epsilon_{ct}$ выражением (2.59).

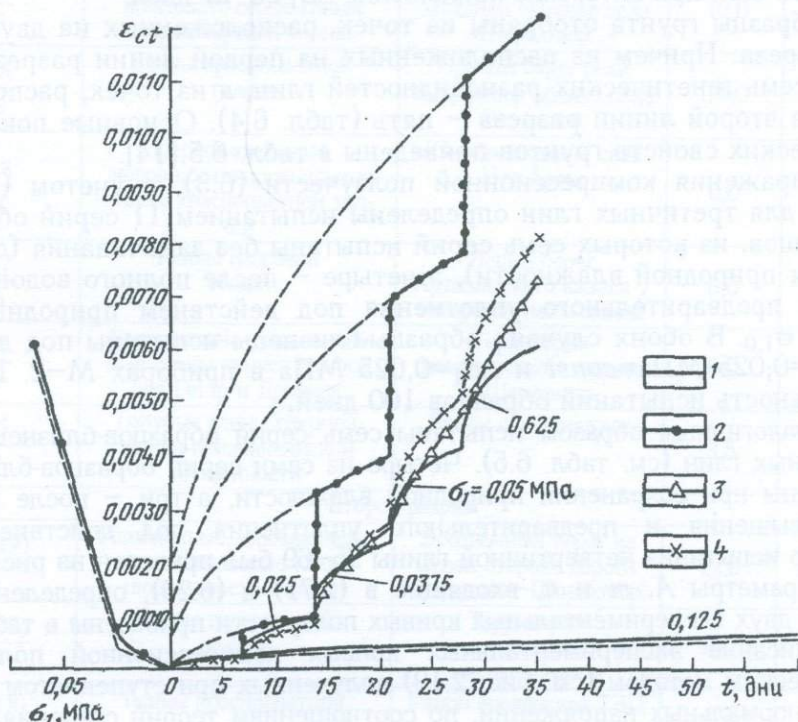


Рис. 6.28. Пример построения кривых ползучести ленточной глины 10-63 (штриховые линии) по параметрам, определенным по методу двух кривых, и проверка теории ползучести при неудачном выборе интервала приложения ступеней нагрузки ($\sigma_{0,1} = 0,0625$ МПа):

- 1 - экспериментальные кривые. Кривые, построенные по теориям:
 2 - старения; 3 - упрочнения; 4 - наследственной ползучести

Изложенное выше обусловлено точностью определения параметров зависимости $\epsilon_{ct} - \sigma_1$ и функции напряжения $F(\sigma_1)$ по экспериментальной кривой, полученной испытанием образцов под действием возрастающих

ступенями $\Delta\sigma_1$ напряжений через небольшие интервалы времени. В своих первых работах, посвященных приложению рассматриваемого здесь метода к определению параметров компрессионной ползучести слабых глинистых грунтов и глинистых паст нарушенного сложения, автор рекомендовал интервалы роста $\Delta\sigma_1$ принять равными 7–14 дней. Однако, как было показано выше (см. рис. 6.28), при определении $F(\sigma_1)$ грунтов природного сложения с достаточно прочными структурными связями с интервалом приложения $\Delta\sigma_1$ семь дней указанное выше расхождение доходит до 30% и более.

В целях уточнения величины интервала приложения $\Delta\sigma_1$ автором книги, совместно с Р.Р. Галстяном, в 1972 г. выполнен большой цикл комплексных экспериментальных исследований компрессионной ползучести третичных и четвертичных глин приереванского района по методу двух экспериментальных кривых. Образцы грунтов испытаны в приборах М-2 (см. рис. 3.2.) при интервале приложения $\Delta\sigma_1$ 20–21 дней.

Образцы грунта отобраны из точек, расположенных на двух линиях разреза. Причем из расположенных на первой линии разреза отобраны семь генетических разновидностей глин, а из точек, расположенных на второй линии разреза – пять (табл. 6.4). Основные показатели физических свойств грунтов приведены в табл. 6.5 [14].

Выражения компрессионной ползучести (6.3), с учетом (2.71) и (6.26) для третичных глин определены испытанием 11 серий образцов-близнецов, из которых семь серий испытаны без замачивания (с сохранением природной влажности), а четыре – после полного водонасыщения и предварительного уплотнения под действием природных давлений $\sigma_{1,0}$. В обоих случаях образцы-близнецы испытаны под действием $\sigma_1 = 0,025 \text{ МПа} = \text{const}$ и $\Delta\sigma_1 = 0,025 \text{ МПа}$ в приборах М-2. Продолжительность испытаний образцов 100 дней.

Аналогичным образом испытаны семь серий образцов-близнецов четвертичных глин (см. табл. 6.5). Четыре из семи серий образцов-близнецов испытаны при сохранении природной влажности, а три – после полного водонасыщения и предварительного уплотнения под действием $\sigma_{1,0}$. Пример испытания четвертичной глины 25–69 был приведен на рис. 6.27.

Параметры A , m и n , входящие в (2.71) и (6.26), определенные по методу двух экспериментальных кривых ползучести приведены в табл. 6.5*.

Описание экспериментальных кривых компрессионной ползучести графическим методом (см. рис. 2.19) полученных при ступенчатом возрастании нормальных напряжений, по соотношениям теорий старения, упрочнения и наследственной ползучести (см. п. 2.6) с учетом параметров A , m и n , входящих в (2.71) и (6.26), показывает их большую близость и достаточную точность указанных параметров.

Сопоставление результатов опытных данных, полученных испытанием образцов рассмотренных грунтов как с сохранением естественной влажности, так и после их водонасыщения, показывает, что, за исключением одного случая (грунт 27–69), они практически не отличаются друг от друга. Практи-

* В числителях параметры A , m и n определены при природной влажности грунта, а в знаменателях – после водонасыщения.

чески не отличаются также параметры ползучести m и n , что же касается параметра A , численно равного деформации ползучести при $t=1$ сут, то замечается его увеличение до 15% при испытании водонасыщенных образцов.

Таблица 6.4

Основные характеристики испытанных грунтов

№ грунта № выработки	Генетический тип грунта	Место отбора	Глубина отбора, м	Число моноли- тов
<i>Первый разрез</i>				
$\frac{26}{1}$	Измененные элювиальные голубоватые глины шорахпюрской толщи	Эрозионный овраг на северной окраине села Шорахпюр	7,0	7
$\frac{19}{2}$	Измененные элювиальные желтовато-серые глины шорахпюрской толщи	Эрозионный овраг на западной окраине села Шорахпюр	12,0	13
$\frac{18}{3}$	Глины красноцветной толщи	Правый берег реки Шорахпюр вблизи села Вардашен	14,0	14
$\frac{28}{4}$	Переотложенные делювиально-пролювиальные глины красноцветной толщи	Южная окраина села Нор-Ареш	6,0	6
$\frac{27}{5}$	Глины гипсовой толщи	Левый берег Арташатского канала у авторемонтного завода	6,0	7
$\frac{25}{6}$	Аллювиально-пролювиальные глины конуса выноса рек Гетар и Држвеж	Территория механического завода в Шенгавите	6,0	15
$\frac{16}{7}$	Голубые глины озерной толщи приараксинской низменности	Район г. Эчмиадзин	3,5	
<i>Второй разрез</i>				
$\frac{20(19)}{8}$	Измененные, элювиальные желтовато-серые глины шорахпюрской толщи	Эрозионный овраг на левой стороне дороги Вардашен-Шорахпюр	12,0	6
$\frac{23(27)}{9}$	Глины гипсоносной толщи	Территория ереванского мясокombината	6,0	7
$\frac{24(18)}{10}$	Глины красноцветной толщи	Район ереванской ТЭЦ	14,0	7
$\frac{22(28)}{10}$	Переотложенные делювиально-пролювиальные глины красноцветной толщи	То же	6,0	6
$\frac{21(25)}{11}$	Аллювиально-пролювиальные глины конуса выноса рек Гетар и Држвеж	Юго-западная окраина села Норагавит	6,0	6

Примечание. В скобках указаны номера генетических типов грунтов этих же разновидностей, отобранных из первой линии разреза.

Показатели физических свойств испытанных грунтов и компрессионной ползучести

№ грунта	Геолог. возраст грунта	ρ , кг/м ³	ρ_s , кг/м ³	w_0	w_L	w_p	I_p	I_L	e	S_r	A	m	n	
26-69	Глины третичные	1850	2760	0,28	0,47	0,25	0,22	0,176	0,913	0,856	<u>0,00604</u>	<u>0,190</u>	<u>0,745</u>	
19-60		1920	2620	0,27	0,47	0,26	0,21	0,100	0,736	0,969	0,00836	0,173	0,800	
20-69		1930	2670	0,26	0,49	0,27	0,22	-0,057	0,752	0,934	<u>0,00311</u>	<u>0,27</u>	<u>0,57</u>	
18-69		1830	2730	0,27	0,52	0,33	0,19	-0,325	0,890	0,828	0,00470	0,22	0,60	
21-69		1830	2800	0,27	0,56	0,36	0,20	-0,456	0,944	0,805	<u>0,00284</u>	<u>0,29</u>	<u>0,59</u>	
23-69		1820	2780	0,27	0,49	0,26	0,23	0,013	0,931	0,792	-	-	-	
27-69		1820	2730	0,27	0,51	0,28	0,23	-0,027	0,903	0,813	0,00638	<u>0,22</u>	<u>0,48</u>	
28-69		Глины четвертичные	1750	2700	0,31	0,62	0,33	0,29	-0,046	1,019	0,826	0,00824	0,21	0,56
22-69	1750		2720	0,31	0,65	0,35	0,30	-0,157	1,037	0,805	<u>0,00569</u>	<u>0,23</u>	<u>0,50</u>	
25-69	1770		2640	0,34	0,53	0,23	0,30	0,368	0,997	0,904	-	-	-	
21-69	1760		2670	0,34	0,54	0,24	0,30	0,289	1,038	0,882	<u>0,00708</u>	<u>0,20</u>	<u>0,52</u>	
16-69	1710		2700	0,44	0,59	0,29	0,30	0,503	1,280	0,933	-	-	-	
												0,01103	<u>0,16</u>	<u>0,89</u>
												0,01197	0,242	0,716
											0,00910	<u>0,206</u>	<u>0,67</u>	
											0,01025	0,20	0,67	
											<u>0,01062</u>	<u>0,19</u>	<u>0,63</u>	
											-	-	-	
											0,01500	<u>0,182</u>	<u>0,75</u>	
											0,01318	0,195	0,81	
											<u>0,01355</u>	<u>0,175</u>	<u>0,70</u>	
											-	-	-	
											0,01196	<u>0,175</u>	1,0	

Примечание. Дроби: в числителе показатели грунтов природной влажности, в знаменателе — водонасыщенных грунтов.

Несколько иначе обстоит дело при испытании водонасыщенных и неводонасыщенных образцов грунта глин гипсоносной толщи 27–69. Здесь хотя в течение первых суток деформации ползучести (параметр A) неводонасыщенных и водонасыщенных образцов практически совпадают, но ввиду медленного выщелачивания гипса, кривые деформации ползучести значительно отличаются друг от друга. Например, при $t=100$ дней деформации ползучести водонасыщенных образцов почти в два раза больше деформаций ползучести образцов, испытанных в условиях сохранения естественной влажности. Это отразилось на существенном изменении параметра m , характеризующего характер изменения деформации грунта во времени (см. табл. 6.5).

Полученные экспериментальные данные позволили нам определить средние значения параметров компрессионной ползучести исследованных глин в зависимости от двух основных показателей физических свойств грунтов – пористости и плотности (табл. 6.6). При определении приведенных в табл. 6.6 данных использованы все результаты испытания предварительно неводонасыщенных и водонасыщенных образцов. Максимальный разброс величин параметров компрессионной ползучести от приведенных в табл. 6.5 их средних значений составляет для параметра $A \pm 25\%$, для параметра $m \pm 15\%$, а для параметра $n \pm 20\%$. Причем, если из рассмотрения исключить результаты испытания грунта 16–69 (ввиду большого расхождения его физических свойств от других глин его возраста), то разброс величин параметра n от $m_n=0,71$ для четвертичных глин составит $\pm 12\%$.

Таблица 6.6

Таблица параметров ползучести испытанных глин

Геологический возраст	Среднее значение коэффициента пористости, e_m	Среднее значение начальной плотности, ρ_0 кг/м ³	Начальная влажность, ω_0	Средние значения параметров		
				A_m	m_m	n_m
Третичные глины	0,916	1830	0,265... 0,283	0,0075	0,202	0,64
	0,744	1930	0,263... 0,272	0,0036	0,256	0,59
Четвертичные глины	1,072 (1,020)	1750	0,307... 0,445	0,0120	0,189	0,75 (0,71)

Изложенное выше дает полное основание отметить, что при применении метода двух экспериментальных кривых длительного уплотнения для определения параметров компрессионной ползучести выбор интервала приложения ступеней $\Delta\sigma_1$ имеет решающее значение. На основании широкого применения указанного метода в лабораторной практике автор книги пришел к заключению, что для определения параметров

компрессионной ползучести слабых, чрезмерно сжимаемых глин (грунтов) можно рекомендовать этот интервал принять равным 7–10 дням, для среднесжимаемых грунтов – 15 дням, а для малосжимаемых грунтов – 15–25 дням. Чем больше этот интервал, тем выше точность определений параметров ползучести.

Длительность интервала приложения ступеней напряжения зависит также от их величины. Чем меньше ступень напряжения, тем больше должен быть интервал его приложения. Например, при $\sigma_1=0,0125$ МПа этот интервал должен быть не менее трех недель. При больших ступенях напряжения величину интервала их приложения можно уменьшить до одной недели. Иначе говоря, выбор интервала приложения ступеней напряжения зависит от условия стабилизации деформаций ползучести от действия этих ступеней.

Точность определения параметров компрессионной ползучести, определенных по методу двух экспериментальных кривых, в конечном счете, оценивается точностью описания экспериментальных кривых, полученных при ступенчато возрастающем напряжении, по теориям, рассмотренным выше.

Метод испытания одного образца (метод одной кривой). При применении классической методики испытания образцов на ползучесть сильно неоднородных глинистых грунтов часто невозможно установить четкой закономерности их деформирования. Не редки противоречивые результаты, которые выражаются расположением экспериментальной кривой при данном напряжении выше кривой, полученной испытанием образца под действием большего напряжения (рис. 6.29). Очевидно, что в этом случае невозможно воспользоваться не только классическим методом определения параметров ползучести, но и методом двух экспериментальных кривых (испытания двух образцов-близнецов), рассмотренном выше, ввиду невозможности вырезки даже двух образцов-близнецов из неоднородного грунта. В этом случае следует применять другой метод испытания образцов, позволяющий оценивать ползучие свойства грунта (монолита или керна) в целом.

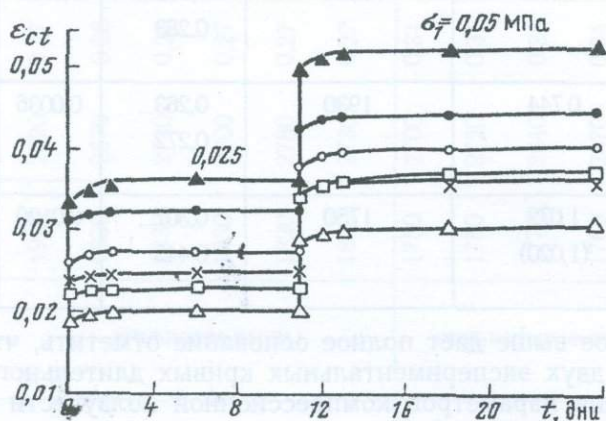


Рис. 6.29. Кривые компрессионной ползучести шести стандартных образцов, вырезанных из одного монолита сильно неоднородного грунта 22–79, при двух последовательно приложенных ступенях нагрузки

Для оценки свойств и определения параметров компрессионной ползучести монолита (керн) неоднородного глинистого грунта в целом можно воспользоваться методом испытания серии образцов грунта под действием ступенчато возрастающего напряжения – методом одной экспериментальной кривой. В этом случае по усредненным значениям экспериментальных данных испытания образцов, вырезанных из одного монолита (керн) грунта, строят одну кривую ползучести. По этой кривой, как и в случае метода двух кривых, определяют зависимость напряжение–относительная деформация компрессионной ползучести и функцию напряжения, а по участку кривой, соответствующей одному из ступеней напряжения – параметры меры ползучести по соотношению (6.59).

С целью получения оптимального числа образцов, необходимого для получения достоверных данных о ползучих свойствах глинистого грунта в целом, автор книги воспользовался методом сопоставления усредненной кривой ползучести, полученной от испытания образцов, с кривой, определенной непосредственно из испытания одного большого (геометрически подобного) образца, вырезанного из одного и того же монолита (керн). Кроме изложенной цели эти опыты позволяют: а) установить степень влияния нарушения природной структуры грунта при вырезке и обработке образцов на их деформационные характеристики и учесть эту погрешность при окончательной оценке свойств компрессионной ползучести (см. п. 3.4); б) определить показатель консолидации n для установления длительности деформирования слоев различной толщины с учетом масштабного фактора, по Н.Н. Маслову [57]; в) проверить теорию консолидации при учете одновременного действия факторов фильтрации и ползучести скелета (см. гл. 4).

В качестве примера на рис. 6.30 показаны: а) единая (усредненная) кривая компрессионной ползучести скелета (сплошная линия с треугольниками) шести образцов (см. рис. 6.29) диаметром 7 см, высотой 2 см глинистого грунта 22–79В ЕГУ ($\rho=2030$ кг/м³; $\rho_s=2580$ кг/м³; $\omega_0=0,278$; $I_p=0,125$); б) кривая ползучести (сплошная линия с кружочками), полученная испытанием одного большого образца в приборе М–3 (см. п. 3.2) диаметром 21 см, высотой 6 см; в) кривые ползучести (штриховые линии), построенные по выражению (6.3) для различных постоянных нормальных напряжений при: $C_c(t)=0,0562 \cdot t^{0,007974}$, $F(\sigma_1) = \sigma_1^{0,4347}$.

Приведенный пример показывает достаточную близость единой (усредненной) кривой ползучести малых образцов с кривой, полученной испытанием одного большого образца. Это значит, что усредненная кривая ползучести достаточно точно характеризует ползучие свойства монолита (керн) в целом и она может быть положена в основу определения параметров компрессионной ползучести скелета неоднородных глинистых грунтов. Экспериментами автора книги установлено, что для получения достоверных результатов о ползучих свойствах неоднородных глинистых грунтов должны быть испытаны не менее шести образцов, вырезанных из разных точек монолита (керн).

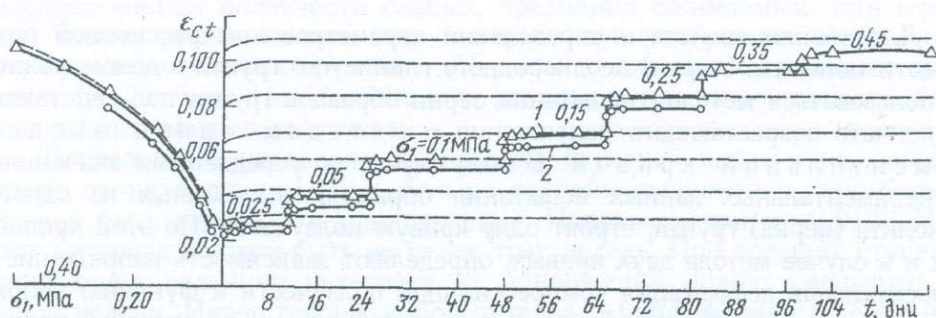


Рис. 6.30. Единая (усредненная) экспериментальная кривая компрессионной ползучести шести стандартных образцов (1) и одного большого образца (2) грунта 22-79, кривые ползучести, построенные по параметрам, определенным методом одной кривой (штриховые линии) и кривые зависимости $\epsilon_{ct}-\sigma_1$

Из приведенного примера следует также, что ползучесть грунта не зависит от масштабного фактора. Следовательно, ползучесть образцов высотой 2 и 6 см всецело обусловлена ползучестью скелета.

Для определения деформаций ползучести от действия постоянных напряжений при $\sigma_1 > \sigma_{1,0}$ ($\sigma_{1,0}$ — бытовое давление) выражение (6.3) записывается в следующем виде:

$$\epsilon_{ct} = C_c(t) [F(\sigma_1) - F(\sigma_{1,0})], \quad (6.42)$$

или с учетом (2.71) и (6.26):

$$\epsilon_{ct} = At^m [(10\sigma_1)^n - (10\sigma_{1,0})^n]. \quad (6.43)$$

С той же целью выражение функции напряжения $F(\sigma_1)$, при σ_1 в МПа, вместо (6.26) можно определить следующим образом:

$$F(10\sigma_{1,i} - 10\sigma_{1,0}) = (10\sigma_{1,i} - 10\sigma_{1,0})^n, \quad (6.44)$$

тогда уравнение меры ползучести ($\sigma_1 = 0,1$ МПа) следует определить из соотношения вида (6.40):

$$C_c^*(t) = \frac{\epsilon_{ct}(\sigma_{1,i} = \text{const})}{F(10\sigma_{1,i} - 10\sigma_{1,0})}, \quad (6.45)$$

где $\epsilon_{ct}(\sigma_{1,i} = \text{const})$ — аппроксимирующее экспериментальную кривую ползучести выражение при $(\sigma_{1,i} - \sigma_{1,0}) \neq 0,1$ МПа, $C_c(t)$ — ползучесть грунта при $(\sigma_{1,i} - \sigma_{1,0}) = 0,1$ МПа.

6.9. ПРОГНОЗ ДЛИТЕЛЬНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ КОМПРЕССИОННОЙ ПОЛЗУЧЕСТИ СКЕЛЕТА ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ПО ДАННЫМ КРАТКОВРЕМЕННЫХ ОПЫТОВ

Для решения проблем прогноза длительных деформаций сооружений, фундированных на глинистых грунтах, следует знать их ползучие свойства, определяемые из длительных испытаний образцов-близнецов методами, рассмотренными выше. Поскольку такие испытания очень трудоемки и длительны, возникает вопрос об их упрощении и о возможности определения всех необходимых данных ползучести грунтов на основании относительно кратковременных опытов.

С целью аппроксимации кривых компрессионной ползучести, полученных из относительно кратковременных опытов, и определения возможности экстраполяции полученных соотношении на длительное время автором книги осуществлено испытание образцов морских осадочных глин стешевского горизонта нижнего карбона C_1, ct (см. таб. 6.7).

Исследованиями установлено, что экспоненциальная функция не позволяет экстраполировать данные опытов на время, более длительное, чем их продолжительность (см. п. 6.4). Поэтому здесь рассматриваются результаты аппроксимации кривых относительно кратковременной ползучести одномерного уплотнения степенной и логарифмической функциями, а также вопросы прогноза длительных деформаций по полученным из кратковременных опытов соотношениям.

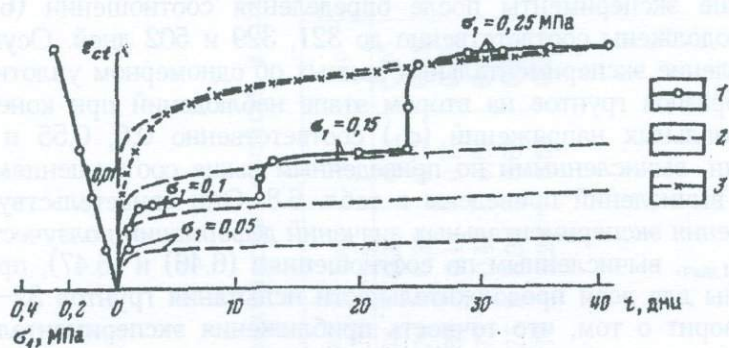


Рис. 6.31. Экспериментальные кривые ползучести и зависимости напряжение — деформация, при уплотнении грунта 40—82 и расчетные кривые ползучести: 1 — экспериментальные кривые; 2 — степенная аппроксимация (для различных постоянных напряжений); 3 — логарифмическая аппроксимация

В условиях одномерного уплотнения на приборах М-2 испытаны образцы-близнецы грунтов с лабораторными номерами 32—80, 33—80 и 40—82 (см. табл. 6.7). Опыты выполнены при двустороннем оттоке поровой воды. Повторяемость опытов первых двух грунтов шестикратная, а третьего грунта — одиннадцатикратная. Уплотняющие давления σ_1 ступенями доведены соответственно до 0,6, 0,55 и 0,25 МПа. Продолжительность первого этапа испытания образцов-близнецов t составляла соответственно 130, 123 и 41 день.

На основании данных первого этапа испытаний образцов-близнецов методом одной экспериментальной кривой компрессионной ползучести получены следующие степенные соотношения (6.3) для ползучести скелета:

$$\varepsilon_{ct} = 0,0083t^{0,0766}(10\sigma_1), \quad (6.46)$$

$$\varepsilon_{ct} = 0,0067t^{0,1107}(10\sigma_1)^{0,78875}, \quad (6.47)$$

$$\varepsilon_{ct} = 0,00512t^{0,122}(10\sigma_1). \quad (6.48)$$

В качестве примера в правой части рис. 6.31 приведена экспериментальная кривая первого этапа ползучести грунта 40–82, полученная испытанием образцов при ступенчатом росте нормальных напряжений, кривые ползучести, построенные по соотношению (6.48) для различных значений постоянного напряжения, а также кривая ползучести при $\sigma_1=0,25$ МПа, аппроксимированная логарифмической зависимостью (2.73):

$$\varepsilon_{ct} = 0,01121 + 0,005512 \lg t. \quad (6.49)$$

В левой части того же рисунка сплошной линией показана кривая зависимости "напряжение–деформация" одномерного уплотнения, построенная на основании кривых ползучести.

В целях определения возможности прогноза длительных деформаций одномерного уплотнения по данным относительно кратковременных опытов описанные выше эксперименты после определения соотношений (6.46)–(6.49) были продолжены соответственно до 321, 329 и 502 дней. Осуществлено сопоставление экспериментальных данных об одномерном уплотнении испытанных образцов грунтов на втором этапе наблюдений при конечных значениях нормальных напряжений (σ_1) соответственно 0,6; 0,55 и 0,25 МПа с данными, вычисленными по приведенным выше соотношениям. Результаты этих вычислений приведены в табл. 6.8. Они свидетельствуют о том, что отношения экспериментальных значений деформаций ползучести ε_{ct} к значениям $\varepsilon_{ct, \text{выч}}$, вычисленным по соотношениям (6.46) и (6.47), практически постоянны для всей продолжительности испытания грунтов 32–80 и 33–80. Это говорит о том, что точность приближения экспериментальных данных к данным, вычисленным по полученным из кратковременных опытов соотношениям, практически постоянна для всего второго этапа наблюдений. Несколько хуже обстоит дело с грунтом 40–82. В этом случае в течение второго этапа деформирования расхождение между экспериментальными данными и результатами вычислений по соотношению (6.48) составляет 18%, а в случае аппроксимации кривой ползучести логарифмической зависимостью (6.49) – 14%. Это обстоятельство обусловлено небольшой продолжительностью первого этапа испытаний образцов (42 дня) по сравнению с испытаниями первых двух грунтов при продолжительности всего эксперимента 502 дня.

Таблица 6.7

Основные показатели физических свойств и гранулометрические составы испытанных грунтов

№ грунта	Глубина отбора	ρ , т/м ³	ρ_s , т/м ³	w_0	w_L	w_p	I_p	I_L	Содержание фракции (d, мм), %			
									1-0,05	0,05-0,005	0,005-0,001	<0,001
32-80	8,6	1,83	2,77	0,39	0,74	0,40	0,34	-0,029	20,0	31,0	30	19
33-80	10,2	1,95	2,76	0,30	0,73	0,42	0,31	-0,39	22,0	32,0	28	18
40-82	9,7	2,07	2,82	0,19	0,77	0,48	0,29	-1	24,3	27,2	30,1	18,4
41-82	9,0	1,80	2,77	0,48	0,84	0,57	0,27	-0,33	20,0	34,0	26	20
42-82a	9,8	1,92	2,75	0,36	0,65	0,39	0,26	-0,12	20,1	32,1	28	19,8
42-82b	-	1,96	2,75	0,29	0,65	0,39	0,25	-0,38	-	-	-	-

Если учесть, что разброс опытных данных, полученных при испытании 11 образцов грунта 40–82, составляет $\pm 12,5\%$ и мало отличается от точности предсказания деформаций по соотношениям (6.48) и (6.49), то можно с достаточным основанием отметить, что полученные из относительно кратковременных опытов данные о ползучести одномерного глинистых грунтов могут быть использованы для прогноза более длительных деформаций, чем продолжительность эксперимента. Следует также отметить, что точность предсказания деформаций ползучести второго этапа наблюдений логарифмической зависимостью (6.49) несколько выше точности степенного соотношения (6.48). Совершенно ясно, что точность экстраполяции кратковременных экспериментальных данных можно повысить увеличением длительности первого этапа испытания образцов-близнецов и улучшением аппроксимации кривых ползучести.

Таблица 6.8

Сопоставление опытных и расчетных данных о деформациях грунтов при компрессии

t , дни	$\epsilon_{ct, \text{экс}}$	$\epsilon_{ct, \text{выч}}$	$\epsilon_{ct, \text{экс}}/\epsilon_{ct, \text{выч}}$
<i>Грунт 32–80</i>			
110	0,0600	0,0714	0,840
115	0,0629	0,0716	0,878
144	0,0654	0,0729	0,897
171	0,0660	0,0738	0,894
194	0,0663	0,0745	0,889
225	0,0668	0,0761	0,878
321	0,0069	0,0775	0,863
<i>Грунт 33–80</i>			
123	0,0406	0,0439	0,925
152	0,0422	0,0449	0,942
202	0,0429	0,0464	0,925
263	0,0451	0,0477	0,904
329	0,0433	0,0489	0,885
<i>Грунт 40–82</i>			
41	0,0201	0,0201(0,0201)	1,00(1,00)
94	0,0209	0,0223(0,0221)	0,94(0,95)
138	0,0215	0,0233(0,0230)	0,92(0,93)
250	0,0223	0,0251(0,0244)	0,89(0,91)
375	0,0224	0,0264(0,0254)	0,85(0,88)
502	0,0225	0,0273(0,0261)	0,82(0,86)

Примечание. Величины $\epsilon_{ct, \text{выч}}$ вычислены по формулам (6.46)–(6.48), а для грунта 40–82 – также по (6.49) (в скобках).

6.10. ДЕФОРМАЦИИ ОБЪЕМНОЙ ПОЛЗУЧЕСТИ СКЕЛЕТА И БОКОВОЕ ДАВЛЕНИЕ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

При рассмотрении вопроса о конечной относительной деформации объемами θ скелета грунта, которая в случае уплотнения без возможности бокового расширения равна относительной компрессионной деформации $\theta = \epsilon_1 = \epsilon_c$ (3.17), была показана ее обусловленность величиной шарового тензора напряжений (3.16): $T_\sigma^0 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma^0$ ($\sigma^0 = 3\sigma_m$) — сумма нормальных напряжений. Следовательно, для определения зависимости объемных деформаций от шарового тензора напряжений (суммы нормальных напряжений) $\theta = \theta(T_\sigma^0) = \theta(\sigma^0)$ по результатам компрессионных испытаний образцов кроме заданного уплотняющего напряжения σ_1 следует также знать величины двух других нормальных напряжений $\sigma_2 = \sigma_3$, равных эффективному боковому давлению грунта. Чтобы от компрессионных деформаций перейти к объемным, необходимо согласно (3.16), уплотняющее напряжение σ_1 умножить на $(1+2\xi)$, где ξ — коэффициент бокового давления.

В соответствии с изложенным выше изменяемость во времени деформации θ_t скелета (объемная ползучесть скелета) глинистых грунтов в зависимости от действия шарового тензора напряжений T_σ^0 можно представить в виде следующих соотношений нелинейных теорий старения (2.80), упрочнения (2.106) и нестареющего упругоползучего тела (2.142):

$$\theta_t = C^0(t)F(\sigma^0), \quad (6.50)$$

$$\theta_t = \left[\frac{\lambda}{m} \right]^m \sigma^{(0)\beta m} t^m, \quad (6.51)$$

$$\theta_t = C^0(t - g_0)F[\sigma^0(g_0)] + \int_{g_0}^t C^0(t - g) \frac{\partial F[\sigma^0(g)]}{\partial g} dg = \quad (6.52)$$

$$= - \int_{g_0}^t F[\sigma^0(g)] \frac{\partial C^0(t - g)}{\partial g} dg$$

где $C^0(t - g)$ — мера объемной деформации ползучести скелета, т.е. деформация объема скелета при единичной сумме главных нормальных напряжений $\sigma^0 = 1$; $F[\sigma^0(g)]$ — функция суммы главных нормальных напряжений σ^0 , характеризующая нелинейную зависимость между $C^0(t)$ и σ^0 . Остальные обозначения имеют прежние значения.

Боковое давление $\sigma_2 = \sigma_3$ и коэффициент бокового давления (3.20) грунтов ξ вообще, глинистых грунтов в частности, впервые эксперимен-

тально определены К. Терцаги [158]. Для этой цели был использован компрессионный прибор большого диаметра. В исследуемый грунт, укладываемый в рабочее кольцо прибора слоями, были уложены две стальные ленты в горизонтальном и вертикальном положениях, концы которых выходили наружу через специальные щели. После полной стабилизации деформаций от действия внешней уплотняющей нагрузки стальные ленты вытягивались наружу и замерялись усилия. Из соотношения усилий, полученных при вытягивании вертикально и горизонтально расположенных лент, К. Терцаги получил для глин коэффициент бокового давления порядка $\xi=0,70-0,75$. Такие же результаты в 1934 г. были получены В.Г. Бульчевым на сконструированном им приборе одноосного сжатия, заключенного в резиновую оболочку цилиндрического образца, помещенного в герметически закрытый (заполненный водой) сосуд. Образец грунта в приборе В.Г. Бульчева загружался при помощи рычажного пресса, а боковое давление, равное давлению воды в сосуде, замерялось манометром. В дальнейшем приборы аналогичной конструкции для рассматриваемой цели были применены Н.Г. Давиденковым, Н.В. Лалетиным, Е.И. Медковым, Ю.П. Смолиным, М.Н. Гольдштейном и др.

Приборы одноосного и трехосного сжатия (стабилометры) типа "Б" [84], в которых диаметр поршня равен диаметру цилиндрического грунтового образца, заключенного в резиновую оболочку, и помещенного в герметически закрытую гидравлическую камеру, НИИИОСП-ом им. Н.М. Герсеева (1978) рекомендуется для определения коэффициентов бокового давления и расширения.

Для той же цели Н.Н. Маслов (1949) испытывал образцы в виде куба окруженного жесткими пластинками. Боковые деформации образцов, возникающие под действием уплотняющих давлений, компенсировались протарированными силовыми пружинами. По деформациям последних определялись боковые давления ξ грунтов. Н.Н. Масловым установлено, что коэффициент бокового давления глинистых грунтов изменяется в следующих пределах [57]:

твердые глины	$\xi=0,1-0,25$
плотные глины	$\xi=0,33-0,45$
пластичные глины	$\xi=0,60-0,82$
суглинки.....	$\xi=0,49-0,59$

Обширные исследования по изучению бокового давления глинистых грунтов и его зависимости от величины уплотняющего давления σ_1 , при постоянном значении последнего, выполнены Е.И. Медковым в 1959–1962 гг. [78, 85] на стабилометре типа "Б" собственной конструкции.

Процесс уплотнения глинистых грунтов в условиях компрессии Е.И. Медков делил на три фазы сопротивления. По Е.И. Медкову в первой фазе сопротивления протекают упругие или почти упругие деформации при отсутствии бокового распора $\sigma_2=\sigma_3=0$. Во второй фазе сопротивления зависимость между уплотняющим давлением σ_1 и одномерным уплотнением ε_1 может быть как линейной, так и

нелинейной в виде участка OA структурных деформаций S -образной формы кривой $\sigma_1 - \epsilon_1$ (см. рис. 6.5). Наблюдается постепенное возрастание (по нелинейному закону) бокового давления. В третьей фазе сопротивления деформации уплотнения возрастают медленнее, чем по линейному закону между σ_1 и ϵ_1 т.е. деформация протекает в области структурно-адсорбционных деформаций (участок кривой AB на рис. 6.5) при линейном или почти линейном законе изменяемости общего бокового давления в зависимости от уплотняющего напряжения.

Условная граница между II и III фазами, при которой имеет место полное разрушение структуры, Е.И. Медковым названа пределом структурной прочности. Как известно из изложенного выше (см. п. 6.2), автором книги так было названо напряжение, соответствующее границе перехода от структурных к структурно-адсорбционным деформациям (точка A на рис. 6.5).

Как показали эксперименты автора книги (см. п.6.2), поведение глинистых грунтов до достижения предела структурной прочности зависит от их состояния, величины и длительности действия уплотняющего напряжения σ_1 . Причем упругими являются только мгновенные деформации, а деформации ползучести всегда содержат необратимую часть, при даже очень небольших напряжениях. Поэтому нельзя говорить, что в первой фазе сопротивления протекают только упругие деформации, а разделение периода структурных деформаций на две фазы, на наш взгляд, не является обоснованным.

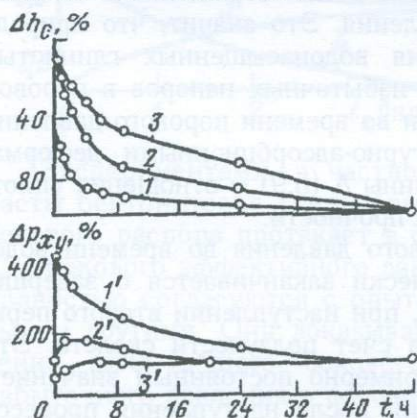


Рис. 6.32. Кривые изменения деформации одномерного уплотнения и бокового давления грунта во времени (по опытам Е.И. Медкова): 1 (1') - $\Delta p_z = 0,05-0,1$; 2 (2') - $\Delta p_z = 0,3-0,35$; 3 (3') - $\Delta p_z = 0,45-0,5$ МПа. Δh_c - приращение осадки в %; Δp_{xy} - приращение бокового давления

На основании испытания водонасыщенных глинистых грунтов на ползучесть под действием различных по величине постоянных напряжений Е.И. Медковым в 1960 г. были установлены следующие характерные случаи развития общего (тотального) бокового давления во времени (рис. 6.32).

1. Боковое давление достигает своего наибольшего значения в момент приложения уплотняющего давления p_1 , а затем, постепенно снижаясь, стремится к некоторой постоянной величине,

2. Боковое давление достигает своего наибольшего значения не в момент приложения p_1 , а спустя некоторое время, после чего оно снижается по схеме, изложенной в п. 1.

3. Боковое давление достигает своего наибольшего значения постепенно и остается постоянным в течение всего времени действия p_1 .

Как видно на рис. 6.32, где показаны экспериментальные кривые изменяемости деформации уплотнения и общего бокового давления образцов аллювиальной мягкопластичной глины во времени ($h=5,5$ см; $d=5$ см) для трех ступеней напряжения (0,05–0,1; 0,30–0,35 и 0,45–0,50 МПа), при одной и той же величине ступени напряжения (0,05 МПа) наблюдаются все три описанные выше характерные случаи изменяемости $p_2=p_3$ во времени. Нетрудно понять, что изменяемость характера развития во времени общего бокового давления обусловлена состоянием грунта к началу испытание. Очевидно, что изменяемость общего бокового давления во времени зависит также от величины ступени напряжения.

Кривые изменяемости общего бокового давления глинистых водонасыщенных грунтов, полученные Е.И. Медковым и многими другими исследователями, по виду полностью совпадают с кривыми изменяемости избыточного давления в поровой воде (см. рис. 3.16). Это вполне закономерно, поскольку общее боковое давление водонасыщенного грунта складывается из бокового давления скелета (эффективное боковое давление) и давления в поровой воде (нейтральной давление). Следовательно, характер изменяемости последнего должен найти отражение в изменяемости во времени общего бокового давления. Это значит, что природа изменяемости общего бокового давления водонасыщенных глинистых грунтов во времени (при возникновении избыточных напоров в поровой воде) идентична с природой изменяемости во времени порового давления и обусловлена структурными и структурно-адсорбционными деформациями их скелета в зависимости от величины Λ (5.9) — отношения уплотняющего давления к пределу структурной прочности.

Описанный выше спад общего бокового давления во времени водонасыщенного глинистого грунта практически заканчивается с завершением рассеивания порового давления, т.е. при наступлении второго периода уплотнения — уплотнения только за счет ползучести скелета. Это подтверждается установленным Р. Ло примерно постоянным значением бокового давления грунта при компрессии после наступления процесса "вторичной консолидации". Следовательно, когда структурные деформации протекают медленнее отжатия поровой воды и поэтому не возникают избыточные давления в последней, изменяемость бокового давления обусловлена ползучестью скелета. Изменяемость эффективного бокового давления происходит по схеме, описанной в п. 3. В этом случае, к которому относятся компрессионные испытания образцов небольшой толщины (см. п. 6.2), пик бокового давления обычно не наблюдается, а если наблюдается, только в течение первых двух-трех десятков минут.

В целях устранения погрешностей, обусловленных небольшой жесткостью "улитки" манометра, Ю.П. Смолин (1974) для замера давления

жидкости в камере прибора типа "Б" применил малогабаритные месдозы на кремниевых тензорезисторах, обладающие очень большой жесткостью. Это позволило зарегистрировать боковое давление начиная с 0,001 МПа и показать, что в "упругой фазе сопротивления" боковое давление не равно нулю. Для исследованных глинистых грунтов при уплотняющих давлениях до 0,1883 МПа Ю.П. Смолиным получены коэффициенты эффективного бокового давления порядка $\xi=0,635-0,80$.

С точки зрения выяснения природы изменчивости во времени общего и эффективного бокового давления в водонасыщенных и неводонасыщенных глинистых грунтах представляют большой интерес исследования Н.В. Орнатского, проведенные в 1958 г. на одометре квадратной формы собственной конструкции. Одометр (компрессионный прибор), предназначенный для испытания образцов в виде куба, был оборудован пятью мембранными динамометрами для одновременного замера реакции дна, боковых стенок и избыточного давления в поровой воде. В последнем случае два мембранных динамометра были отделены от образца грунта перфорированными пластинками, позволяющими свободный доступ поровой воды к их мембранам.

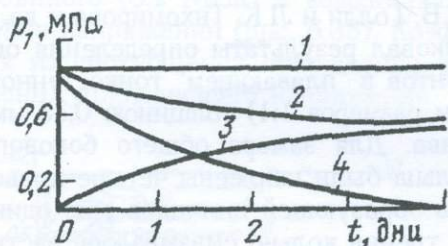


Рис. 6.33. Изменение бокового распора рыхлой и водонасыщенной бентонитовой глины при ее деформировании под давлением $\sigma_1 = 0,1$ МПа (по опытам Н.В. Орнатского):

1 - напряжение грунта (реакция дна компрессионного прибора); 2 - боковой распор грунта; 3 - боковой распор от «эффективного давления»; 4 - нейтральное давление (давление в поровой воде)

Экспериментами, в частности, установлено, что при уплотнении пасты бентонитовой глины (рис. 6.33) возникновение и изменчивость бокового распора протекает в соответствии со схемой, описанной в п. 1, а бокового эффективного давления - по схеме п. 3. Эти результаты полностью согласуются с опытами, выполненными позже Е.И. Медковым и другими. Они доказывают, обусловленность спада и возникновения пика общего бокового давления характером изменчивости избыточного давления в поровой воде (см. п.4.4, рис. 2.15).

Н.В. Орнатский, а в дальнейшем и другие исследователи (Е.И. Медков, В.А. Мизюмский, А.В. Голли и Л.К. Тихомирова и другие) показали, что при уплотнении очень слабых водонасыщенных глинистых грунтов в текучем состоянии их общее боковое давление равно внешнему уплотняющему давлению в момент приложения последнего. При испытании плотных глинистых грунтов, обладающих значительной структурной прочностью, избыточные давления в поровой воде равны нулю, а боковое давление равно эффективному боковому давлению. Такое поведение общего бокового давления обусловлено величиной p_1 . Известно, что уменьшением p_1 можно добиться полной его передачи на скелет даже очень сла-

бого глинистого грунта (см. п. 4.3) и равенства общего бокового давления эффективному. В то же время, сильно увеличивая p_1 , можно добиться полной его передачи (в момент приложения) на поровую воду даже очень прочного водонасыщенного грунта и наибольшего значения $\xi=1$.

На базе прибора трехосного сжатия типа "Б" Е.И. Медкова группа авторов, под руководством Ю.Б. Осипова (1984), создали устройство, где вертикальные деформации цилиндрического образца набухающего грунта компенсируются винтовым приводом через динамометр, предназначенного для замера давления набухания, а боковое давление и боковое давление набухания — гидравлическим насосом по принципу компенсаций боковых деформаций образца.

Основным общим недостатком приборов трехосного сжатия типа "Б" является то, что практически невозможно добиться полной дегазации воды, воспринимаемой боковое давление грунта в гидравлической камере стабилометра. Поэтому неизбежны ошибки в определении бокового давления образца.

Наряду со стабилометрами типа "Б" для исследования бокового давления глинистых грунтов получили применение обычные компрессионные приборы, снабженные тензометрическими рабочими кольцами (В.А. Мизюмский, С.Р. Месчян, Ю.П. Смолин, А.В. Голли и Л.К. Тихомирова и др.).

В.А. Мизюмский в 1973 г. опубликовал результаты определения общего бокового давления глинистых грунтов в "плавающем" тонкостенном цилиндрическом кольце (с соотношением размеров 1:1) толщиной 0,35 мм, изготовленного из алюминиевого сплава. Для замера общего бокового давления по наружной поверхности кольца были наклеены четыре проводочных датчика сопротивления, а вдоль образующей цилиндра еще один, компенсационный. В целях устранения трения кольцо смазывалось растительным маслом, между образцом и кольцом помещалась тонкая резиновая оболочка [94].

Аналогичная методика для определения бокового давления в 1974 г. была использована автором книги совместно с Р.П. Малакьяном [80]. В отличие от описанного выше, рабочее кольцо прибора ($d=101$ мм, $h=24$ мм) состояло из набора тензометрических стальных колец толщиной 0,4 мм, высотой 4 мм. Малая толщина испытанных образцов, наличие зазора между кольцами, а также полиэтиленовой пленки между последними и образцом практически полностью исключали трение по его боковой поверхности.

Тарирование тензометрических колец осуществлялось, в тарировочном приборе (рис. 6.34). Давление в камере тарировочного прибора создавалось азотом и замерялось образцовым манометром с ценой деления 0,005 МПа. Относительная деформация тензометрического кольца под действием внутреннего давления замерялась универсальным измерительным устройством УМ-111 (ГДР), позволяющим определить эту деформацию с точностью 10^{-6} . Деформация тензометрических колец, за исключением небольших давлений (до 0,04 МПа), была линейной.

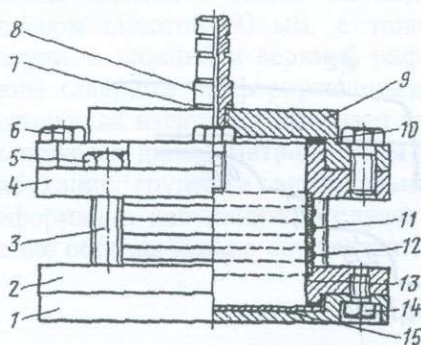


Рис. 6.34. Прибор для тарировки силовых (тензометрических) колец для измерения бокового давления глинистых грунтов:

1 - днище; 2 - нижнее зажимное кольцо; 3 - соединительный болт; 4 - верхнее кольцо; 5 - гайка соединительного болта; 6, 14 - зажимные винты; 7 - прокладка; 8 - ниппель; 9 - крышка; 10 - прокладка; 11 - датчики; 12 - силовые (тензометрические) кольца; 13 - резиновая оболочка; 15 - подкладка

В приведенном ниже примере познакомимся с результатами испытания киевской глины природного сложения в компрессионном приборе на ползучесть после предварительного уплотнения под действием $\sigma_{1,0}=0,25$ МПа, полученными автором книги совместно с Р.П. Малакьяном в 1974 г. Образцы испытывались с замером бокового давления, под действием постоянного (0,2 МПа) и возрастающего во времени ступенями 0,05 и 0,1 МПа напряжений (рис. 6.35). Коэффициент бокового давления определялся из соотношения приращения бокового давления к приращению (ступени) уплотняющего напряжения.

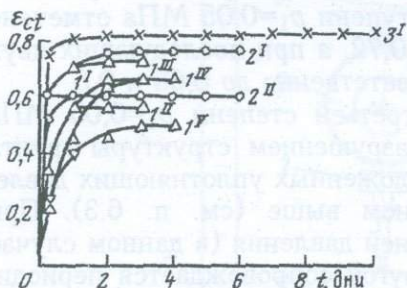


Рис. 6.35. Кривые изменяемости коэффициента бокового давления киевской глины 32-72 природного сложения во времени ($\sigma_{1,0}=0,25$ МПа):

1^I - 1^{IV} - при I-V ступенях напряжения $\Delta\sigma_1=0,05$ МПа; 2^I и 2^{II} - при I-II ступенях $\Delta\sigma_1=0,1$ МПа; 3^I - при $\Delta\sigma_1=0,2$ МПа

Опыты показали, что коэффициент бокового давления грунта независимо от величины p_1 возрастает от нуля до конечного своего значения за 2-3 дня, а затем остается постоянным (рис. 6.35). Максимальное значение бокового давления ($\xi=0,82$), как и следовало ожидать, было зафиксировано при наибольшем уплотняющем давлении $p_1=0,2$ МПа. Коэффициент бокового давления от действия $p_1=0,1$ МПа равен $\xi=0,76$, а от действия $p_1=0,05$ МПа - $\xi=0,65$. Это значит, что по мере снижения величины p_1 коэффициент бокового давления снижается. Следовательно, коэффициент бокового давления зависит от величины уплотняющего давления p_1 .

На рис. 6.36 видно, что коэффициент бокового давления грунта изменяется также по мере ступенчатого возрастания уплотняющего

напряжения p_1 . Причем ξ зависит как от величины ступени этого напряжения, так и скорости его возрастания.

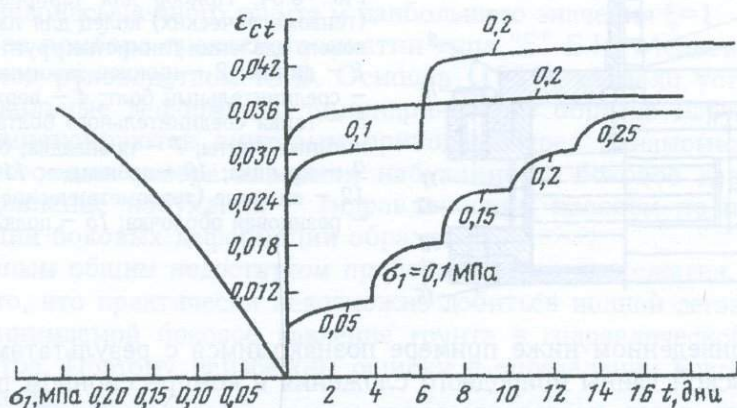


Рис. 6.36. Экспериментальные кривые компрессионной ползучести киевской глины 32–72 природного сложения при различных режимах приложения ступенчато-возрастающих нагрузок ($\sigma_{1,0} = 0,25$ МПа)

При последовательном приложении двух равных ступеней напряжения $p_1 = 0,1$ МПа отмечается уменьшение ξ почти на 25%, а при переходе от первой ступени $p_1 = 0,05$ МПа ко второй равной ступени — на 18%. В случае приложения третьей ступени $p_1 = 0,05$ МПа отмечено скачкообразное возрастание ξ от 0,5, до 0,72, а при последующих двух ступенях напряжения его снижение соответственно до 0,65 и 0,5.

Зафиксированные при приложении третьей ступени $p_1 = 0,05$ МПа возрастание ξ объясняется, лавинным разрушением структуры грунта под суммарным действием всех ранее приложенных уплотняющих давлений (0,15 МПа), подробно рассмотренном выше (см. п. 6.3). При приложении относительно больших ступеней давления (в данном случае 0,1 МПа) переход от одной ступени к другой сопровождается периодическим нарушением структуры и уплотнением грунта, приводящим к закономерному снижению коэффициента бокового давления до достижения им упругоуплотненного состояния.

Таким образом, коэффициент бокового давления глинистого грунта зависит не только от величины начального постоянного напряжения, но и от скорости его возрастания.

Чтобы исключить необходимость укладки полиэтиленовой изоляционной пленки между образцом и набором тензометрических колец при их испытании "под водой", автором книги было создано устройство М-8 (рис. 6.37), где использовано сплошное тензометрическое кольцо.

Основным узлом установки замера бокового давления и давления набухания грунтов является рабочий стакан прибора кручения сплошных образцов без возможности бокового расширения М-5, подробное описание

которого приведено ниже (см. п. 8.3). В этой установке боковые защитные кольца заменены одним сплошным протиарированным тензометрическим кольцом высотой 50 мм, с толщиной стенки 0,5 мм, изготовленным из латуни, а нижний и верхний рифленные и перфорированные штампы заменены гладкими перфорированными штампами. Как и на приборе М-5, уплотняющая нагрузка на образец грунта создается винтовым приводом и контролируется динамометром. Этим динамометром замеряется также давление набухания грунта в вертикальном направлении по методу компенсации деформации набухания. В случае испытания ненабухающих грунтов уплотнение образца можно осуществить также рычажным устройством (см. гл. 8).

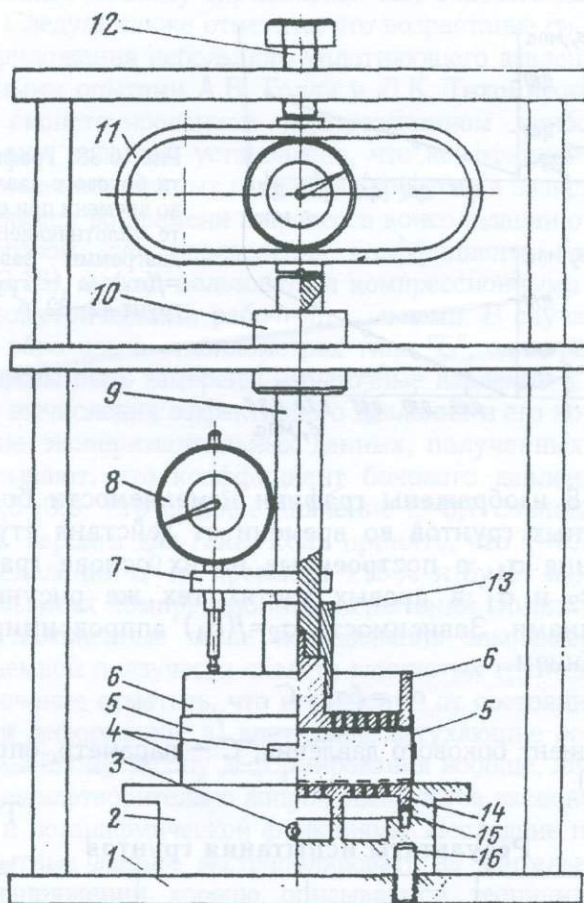


Рис. 6.37. Установка для определения бокового давления глинистых грунтов М-8
 1 - дурьярусная рама; 2 - рабочий стакан прибора М-5; 3 - штуцер для подачи воды в днище рабочего стакана; 4 - датчики омического сопротивления; 5 - тензометрическое кольцо; 6 - верхний перфорированный штамп-фильтр; 7 - держатель мессуры; 8 - мессура; 9 - шток; 10 - направляющий штока; 11 - динамометр; 12 - винтовой привод; 13 - насадка верхнего штампа; 14 - нижний перфорированный штамп-фильтр; 15 и 16 - стопорные (установочные) шпильки

Замер бокового давления образца от действия вертикального уплотняющего давления и набухания при замачивании образца набухающего грунта осуществляется тензометрическим кольцом и тензометрическим мостом ЦТМ-3.

Испытаны образцы диаметром 101 мм, высотой 24 мм при их соотношении 4,2. Это позволило существенно снизить величину их бокового трения о тензометрическое кольцо.

Испытаны две очень плотные и прочные набухающие глины 40-82 ЕГУ и 42-82 ЕГУ природного сложения (см. табл. 6.9) под действием σ_1 , возрастающем ступенями 0,02, 0,05 и 0,1 МПа (рис. 6.38) без замачивания.

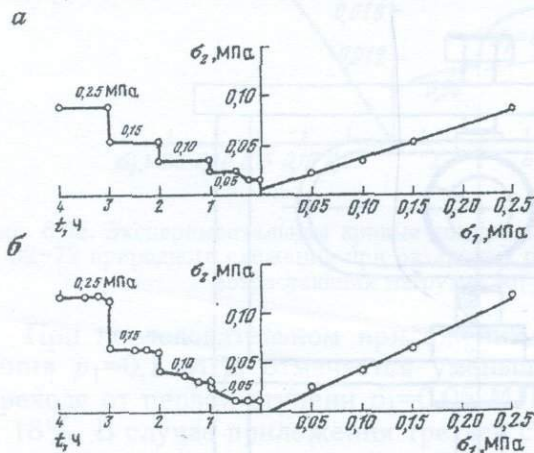


Рис. 6.38. Графики изменяемости бокового давления грунтов σ_2 во времени при ступенчатом росте уплотняющего давления σ_1 и диаграммы зависимостей $\sigma_2 = f(\sigma_1)$: а - грунт 40-82; б - грунт 42-82, б

На рис. 6.38 изображены графики изменяемости бокового давления σ_2 испытанных грунтов во времени от действия ступеней уплотняющего давления σ_1 , а построенные на их основе графики зависимости между σ_2 и σ_1 в правых частях тех же рисунков показаны сплошными линиями. Зависимость $\sigma_2 = f(\sigma_1)$ аппроксимирована следующим соотношением

$$\sigma_2 = \xi \sigma_1 + C, \quad (6.53)$$

где ξ - коэффициент бокового давления; C - параметр, определяемый из опыта (табл. 6.9).

Таблица 6.9

Результаты испытания грунтов

Номер грунта	ξ	C	$\sigma_{s,0,z}$	$\sigma_{0,y}$	$\lambda = \frac{\sigma_{0,y}}{\sigma_{0,z}}$
40-82,а	0,33	0,005	0,25	0,217	0,87
42-82,б	0,48	-0,0042	0,168	0,159	0,95

Вычисленные по экспериментальным данным коэффициенты бокового давления ξ испытанных грунтов полностью характеризуют их высокую плотность и структурную прочность. Они полностью согласуются с данными, полученными Н.Н. Масловым (см. выше) и других исследователей (см., например, монографию Н.Д. Красникова, 1970). Вместе с тем следует отметить, что полученные значения ξ несколько заниженные, поскольку они не соответствуют полной стабилизации бокового давления во времени. Для достижения полной стабилизации бокового давления σ_2 во времени следовало бы существенно увеличить интервал приложения уплотняющих давлений σ_1 – растянуть наблюдения за изменением σ_2 . Очевидно, что это привело бы к более точному определению как бокового давления, так и его коэффициент. Следует также отметить, что возрастание σ_2 имело место с самого начала приложения небольшого уплотняющего давления $\sigma_1=0,02$ МПа.

Аналогичными опытами А.В. Голли и Л.К. Тихомировой (1979), выполненными на сконструированном компрессионном приборе (снабженном тензометрическим кольцом) установлено, что коэффициент бокового давления скелета ξ водонасыщенных глинистых грунтов (в зависимости от консистенции) изменяются во времени в процессе консолидации от 1 до 0,55.

Таким образом, для определения коэффициента бокового давления, входящего в (3.16), можно пользоваться компрессионными приборами, снабженными тензометрическими рабочими кольцами. В случае испытаний цилиндрических образцов в стабилометрах типа "Б", одновременно с боковым давлением должны быть замерены избыточные давления в поровой воде для последующего вычисления эффективного давления и его коэффициента.

Обобщение экспериментальных данных, полученных различными методами, показывают, что коэффициент бокового давления изменяется в пределах $\xi=0,5-0,9$. Его среднее значение $\xi=0,7$ совпадает с величиной, полученной К. Терцаги для глин. Если принять, что $\xi=0,7$, то наибольшая ошибка в определении σ^0 не превысит $\pm 15\%$ и будет находиться в пределах ошибок обычных компрессионных испытаний глинистых грунтов.

Обобщая изложенные выше исследования закономерностей компрессионной и объемной ползучести скелета глинистых грунтов считаем необходимым в заключение отметить, что независимо от состояния их плотности и влажности, эти деформации: а) длительны, затухающие во времени; б) подчиняются нелинейному закону деформирования вообще, линейному закону в частности; в) удовлетворительно аппроксимируются экспоненциальной, хорошо-степенной и логарифмической функциями. Последние позволяют кратковременные опытные данные экстраполировать на длительное время; г) при переменном напряжении хорошо описываются теориями наследственной ползучести и упрочнения, удовлетворительно – теорией старения.

В литературе, ссылаясь на работы автора книги, часто отмечается применимость к глинистым грунтам наследственной теории ползучести [132]. Это правильно как для линейной, так и нелинейной ползучести, которая является более типичным и общим. Отмечается также, что кривые ползучести хорошо аппроксимируются простой экспоненциальной функцией, что не совсем соответствует действительности (см. п. 6.4).

**РЕОЛОГИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ
ПРИ ПРОСТОМ СДВИГЕ**

7.1. ВВЕДЕНИЕ

Простейшим видом деформации формоизменения твердых тел является чистый сдвиг (см. рис. 2.3). Наиболее простым видом деформации грунтовой толщи в природе под действием касательных напряжений, не превышающих прочность—сопротивление грунта сдвигу является простой сдвиг (рис. 7.1) [102]. Еще в 1933 г. этот вид деформации Г.И. Покровский назвал "скашиванием", и которое наиболее характерно для глинистых грунтов, пока не появились катастрофические трещины и разрывы в них. Рассматривая характер и скорости деформирования глинистых грунтов в оползневых склонах С. Шарп [1938] различал два вида деформации сдвига: плоский, который соответствует случаю взаимного перемещения массивов по некоторой плоскости, и объемный, протекающий в виде медленного течения его элементарных слоев друг относительно друга, по схеме простого сдвига—скашивания. Согласно Н.Я. Денисову (1956) в этом случае "каждый элементарный слой", параллельный касательной силе, смещается по отношению к другой без нарушения сплошности грунта [28].

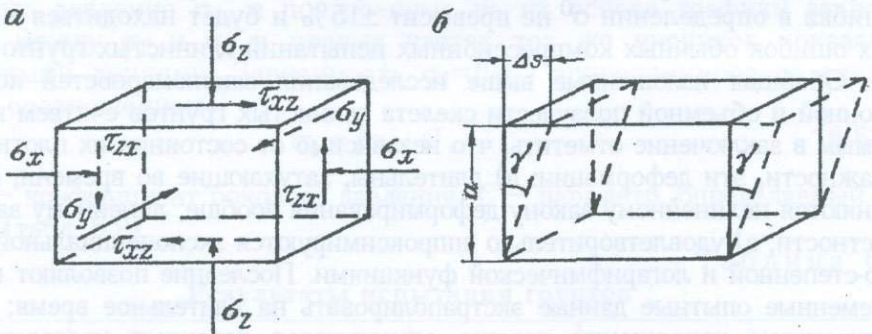


Рис. 7.1. Схемы напряженного состояния простого сдвига (а) и скашивания (б) грунтового элемента

Исходя из условия скашивания элементарных слоев грунта основания сооружений под действием затухающих по глубине касательных напряжений, определяемых из решения упругой задачи, Н.Н. Маслов в 1936 г. разработал метод определения горизонтальных смещений подпор-

ных гидротехнических сооружений. Тогда же он впервые поднял вопрос о необходимости расчета подпорных сооружений на сдвиг по допускаемым деформациям, как это было принято при определении их осадок.

Натурные наблюдения за смещениями грунта по глубине толщи под действием касательных напряжений И.А. Клевцовым (1938), Дж. Оде (1952), Р. Петерсоном и др. (1957) (см. рис. 7.2), Г.И. Тер-Степаяна (1965) показали, что деформация сдвига протекает в некоторой зоне. В зависимости от характера распределения напряжений и длительности их действия деформация сдвига по глубине толщи может протекать как по линейному, так и по нелинейному законам, причем деформация элементарных слоев всегда происходит по схеме простого сдвига-скашивания.

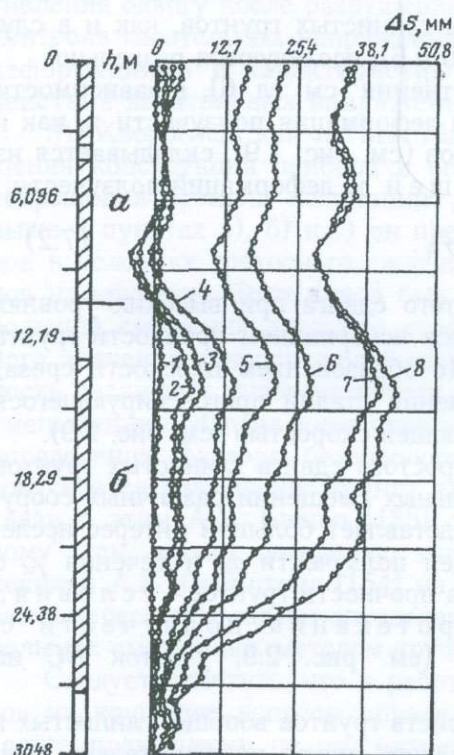


Рис. 7.2. График смещения Δs низового откоса земляной плотины (Р. Петерсон и др., 1957) Движение от начальной позиции (ноябрь, 1955).

1 — декабрь 2, 1955 г.; 2 — май 16, 1956 г.; 3 — май 22, 1956 г.; 4 — май 30, 1956 г.; 5 — июнь 4, 1956 г.; 6 — июнь 11, 1956 г.; 7 — июнь 18, 1956 г.; 8 — июль, 1956 г.

а — насыпь; б — основание

В отличие от сложной деформации формоизменения, когда на всех гранях элементарного прямоугольного параллелепипеда действуют все компоненты тензора напряжений (см. рис. 11.1), при простом сдвиге (см. рис. 7.1) на его гранях действуют нормальные напряжения σ_x , σ_y , σ_z и две пары

касательных напряжений τ_{xz} и $-\tau_{zx}$, а остальные компоненты последних равны нулю ($\tau_{yz}=\tau_{zy}=\tau_{yx}=\tau_{xy}=0$). В рассматриваемом случае элементарный параллелепипед испытывает как деформацию объема, так и формы.

Глинистые грунты обычно испытывают на простой сдвиг после полной стабилизации деформации уплотнения и рассеивания порового давления от действия нормальных (уплотняющих) напряжений σ_z , $\sigma_x=\sigma_y$, приводящих их в новое состояние, характеризующееся плотностью-влажностью и структурной прочностью при данной температуре среды. Тогда деформацию формоизменения грунта можно счи-

тать квазичистым сдвигом в данном его состоянии. На рис.7.1 видно, что в этом случае под действием двух пар касательных напряжений элементарный прямоугольный параллелепипед подвергается искажению формы в плоскости рисунка (штриховые линии) – скашиванию его вертикальных граней на угол $\gamma = \Delta s / a$, где Δs – абсолютная деформация сдвига; a – высота элемента или мощность зоны сдвига.

Деформация простого сдвига γ глинистого грунта во времени, возникающая под действием постоянного касательного напряжения τ , как обычно, складывается из мгновенной деформации γ_0 и деформации ползучести γ_c :

$$\gamma(t) = \gamma_0 + \gamma_t, \quad (7.1)$$

закономерности, которых в реологии глинистых грунтов, как и в случае одномерного уплотнения (см. гл.5 и 6), исследуются отдельно.

В отличие от одномерного уплотнения (см. гл. 6), в зависимости от уровня касательного напряжения деформация ползучести γ_c , как и при растяжении и сжатии материалов (см. рис. 1.9), складывается из затухающей γ_{dt} и незатухающей γ_{vt} деформаций ползучести:

$$\gamma_t = \gamma_{dt} + \gamma_{vt}. \quad (7.2)$$

Незатухающая ползучесть простого сдвига при высоких уровнях касательного напряжения завершается исчерпанием прочности грунта без нарушения или с нарушением (с образованием плоскости среза) его сплошности вследствие наступления стадии прогрессирующего разрушения – ползучести с возрастающей скоростью (см. рис. 2.9).

Для определения деформации простого сдвига глинистых грунтов в целях прогноза конечных и длительных смещении различных сооружений и деформаций оснований представляет большой интерес исследование закономерностей затухающей ползучести γ_{dt} и течения γ_{vt} с постоянной скоростью, а для расчета прочности грунтов – условия, время возникновения и протекания ползучести с возрастающей скоростью (см. рис. 2.9, участок BC на кривой ползучести).

Исследования реологических свойств грунтов вообще, глинистых в особенности, в условиях простого сдвига имеют исключительно важное значение для грамотного проектирования сооружений. Поэтому не случайно, что несмотря на внедрение в лабораторную практику новых методов определения прочностных и деформационных свойств глинистых грунтов в условиях сложного деформирования, их определение испытанием образцов в условиях простого сдвига несколько не потеряло своего значения. Этот метод испытания глинистых грунтов в настоящее время настолько усовершенствован, что свободно конкурирует с методом их испытания в условиях трехосного сжатия, получившего в лабораторной практике некоторых стран большое применение.

В опытах на простой сдвиг, как отмечал в 1935 г. Н.Н. Маслов, в наибольшей степени отображаются действительные условия возможного сдвига сооружения, явления нарушения сопротивления грунта сдвигу очевидны, наглядны и убедительны. Эти опыты предельно просты, а при соблюдении условия дренирования данные испытания глинистых грунтов совпадают с данными трехосных испытаний на сжатие. Рассматривая вопросы определения сопротивления грунтов сдвигу, М. Хворослев (1937) указывал, что основные цели испытаний на сдвиг состоят в определении [138, 144]: а) максимального сопротивления сдвигу; б) сопротивления сдвигу и скорости медленного пластического течения перед разрушением (изучение ползучести); в) временного или непрерывного уменьшения сопротивления сдвигу после разрушения при испытании образцов в режиме контроля касательных напряжений; г) связи между напряжениями и деформациями и характеристик объемного изменения вследствие действия касательных напряжений.

М. Хворослев, как и Н.Н. Маслов, отмечал необходимость упрощения конструкции прибора и его работы, изготовления образцов и сокращения времени испытаний. Для достижения целей отмеченных выше в пунктах а), б) и г) он предпочтению давал испытаниям образцов в условиях трехосного сжатия, а пункта в) — испытаниям образцов на кручение. Этот вывод был обусловлен тем фактом, что "очень большие смещения зачастую требуются для определения минимального значения сопротивления сдвигу, существенно влияет на пригодность различных типов устройств для определения сдвига. Данные об уменьшении сопротивления сдвигу после разрушения необходимы для определения фактора безопасности земляных структур, в которых допускается разрушение грунта или же его нельзя предотвратить". В связи с этим А.У. Бишоп [138] отмечал, что интерес к "последипиковому" (см. ниже) поведению глинистых грунтов, стимулированный лекцией А.У. Скемптона [154] на Ренкиновских чтениях (1964), привел к пересмотру задачи определения сопротивления сдвигу при очень больших смещениях, методом кручения образцов.

Следует отметить, что в работах, посвященных испытаниям грунтов на кручение, вопросы определения закономерностей деформаций сдвига практически не рассматривались. В то же время, в бывшем СССР вопросы сопротивления сдвигу и деформаций сдвига рассматривались совместно (Н.Н. Маслов, 1955). Небезынтересно отметить также, что задолго до известной лекции А.У. Скемптона в нашей лаборатории методы кручения кольцевых образцов имели широкое применение как для исследования длительного сопротивления глинистых грунтов сдвигу, так и закономерностей сдвиговой ползучести, первые результаты которых были опубликованы в 1962 г. [71, 72].

Опыты на кручение образцов, т.е. прямое определение прочностных и деформационных свойств грунтов при простом сдвиге (после предварительного уплотнения в условиях невозможности бокового

расширения) имеют явное преимущество перед испытаниями на трехосное сжатие в смысле определенности напряженного состояния образцов, возможности очень больших деформации сдвига, простоты и надежности замера деформаций и т.д. Именно поэтому имеет место весьма существенное возрастание интереса к этим исследованиям [24, 125, 137, 144, 145, 161].

Ниже рассматриваются закономерности ползучести, кратковременного (начального) и длительного сопротивления сдвигу глинистых грунтов при простом сдвиге, установленные испытанием на кручение кольцевых и плоских сплошных образцов с учетом величины, скорости приложения и длительности действия касательных напряжений, а также изменяемости их состояния под действием уплотняющих давлений. Они имеют первостепенное значение как для развития теории ползучести глинистых грунтов, так и практических расчетов оснований сооружений по первому и второму предельным состояниям — по предельной прочности (предельному сопротивлению сдвигу) и по предельным деформациям сдвига с учетом фактора времени (прогноза длительных деформаций) и других воздействий.

7.2. ПРЕДЕЛЬНЫЕ КАСАТЕЛЬНЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ, ПРОСТЕЙШИЕ РЕОЛОГИЧЕСКИЕ УРАВНЕНИЯ СОСТОЯНИЯ ДЕФОРМАЦИЙ ПРОСТОГО СДВИГА ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

При исследовании закономерностей деформирования и прочности (сопротивления сдвигу) глинистых грунтов в условиях простого сдвига возникает необходимость определения границ перехода деформаций из области затухающей в область установившейся ползучести (течения) — ползучести с постоянной скоростью и от последней к ползучести с возрастающей скоростью, завершающейся исчерпанием прочности материала. Определение указанных границ для глинистых грунтов представляет определенную трудность в силу изменчивости свойств в очень широком диапазоне — от свойств жидкообразных до твердообразных тел.

1. Н.В. Михайлов и П.А. Ребиндер (1955) к жидкообразным относили истинновязкие (ньютоновские) тела и структурированные жидкости, характерные реологические кривые $\dot{\gamma} = \dot{\gamma}(\tau)$ которых, полученные методом приложения заданного постоянного градиента скорости деформирования, показаны на рис. 7.3.

В отличие от ньютоновской вязкой жидкости (см. рис. 2.11), структурированные жидкости характеризуются эффективной вязкостью, зависящей от уровня касательного напряжения. Они обладают двумя предельными касательными напряжениями τ_r и τ_f , соответственно представляющие границы неразрушенной и разрушен-

ной структур с наибольшей (начальной) η_0 и наименьшей (конечной) η_f вязкостями.

При практических расчетах вводится также понятие условно динамического предела сдвига (текучести) τ_{yp} и принимается, что при $\tau > \tau_{yp}$ — течение происходит с постоянной скоростью и постоянной пластической вязкостью. В этом случае реологическая кривая аппроксимируется уравнением вида (2.46).

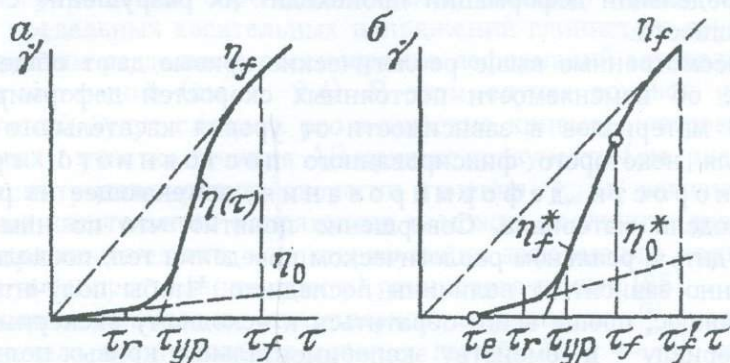


Рис. 7.3. Реологические кривые жидкообразных (а) и твердообразных (б) тел по П.А. Ребиндеру

2. К твердообразным относят упругохрупкие и упругопластичные (истинно пластичные) тела. Упругопластичные тела характеризуются истинным пределом текучести, совпадающего с пределом упругости τ_e (рис. 7.3, б). При $\tau < \tau_e$ в этих телах развиваются только упругие деформации, в том числе и полностью обратимые эластичные. В отличие от них, условно-пластичные тела, (коагуляционные структуры) характеризуются условно-упругой областью, ограниченной условным пределом текучести (упругости) τ_e . В этой области при длительном наблюдении можно обнаружить необратимые деформации, свидетельствующие о течении с высокой вязкостью. При $\tau > \tau_e$ некотором интервале напряжений ($\tau > \tau_r$) в них развиваются процессы разрушения структур со скачкообразным падением вязкости на несколько порядков.

Истинно пластичные и условно-пластичные тела характеризуются наибольшей (шведовской) $\eta_0^* = (\tau - \tau_e) / \dot{\gamma}_{v, \min}$ и наименьшей (бингамовокой) $\eta_f^* = (\tau - \tau_{yp}) / \dot{\gamma}_{v, \max}$ вязкостями, соответствующими практически неразрушенной и полностью разрушенной их структуре ($\dot{\gamma}_{v, \min}$ и $\dot{\gamma}_{v, \max}$ — наименьшая и наибольшая скорости течения).

По мере возрастания величины касательного напряжения возрастает степень разрушения структуры, завершающейся разрывом сплошности на пределе прочности τ_f или же достижением касательного напряжения предельного разрушения структуры τ'_f , выше которого тело течет с наименьшей вязкостью η_f . Если пренебречь наименьшими

скоростями течения (установившейся ползучести) в пределах $\tau_e < \tau \leq \tau_{ур}$, реологическое уравнение состояния таких тел можно представить в виде соотношения (2.46).

Условно-пластичные тела по своим свойствам находятся между жидкообразными и твердыми телами. При малых градиентах скорости деформирования происходит их постепенное разрушение (как у жидкообразных тел), а при достаточно высоких градиентах и достижении предельной деформации происходит их разрушение с разрывом сплошности.

3. Рассмотренные выше реологические кривые дают общее представление об изменяемости постоянных скоростей деформирования (течения) материалов в зависимости от уровня касательного напряжения для некоторого фиксированного постоянного градиента скорости деформирования, вытекающее из реологической модели материала. Совершенно понятно, что по ним невозможно судить о реальном реологическом поведении тел, поскольку оно существенно зависит от величины последнего. Чтобы получить ответ на этот вопрос, проще всего обратиться к исходному экспериментальному материалу – к семейству экспериментальных кривых ползучести глинистого грунта (рис. 7.4), полученному испытанием образцов-близнецов под действием различных по величине постоянных касательных напряжений (вплоть до величины предела прочности – предельного сопротивления сдвигу), и построенных, на его основе реологических кривых, показанных в левой части рис. 7.4.

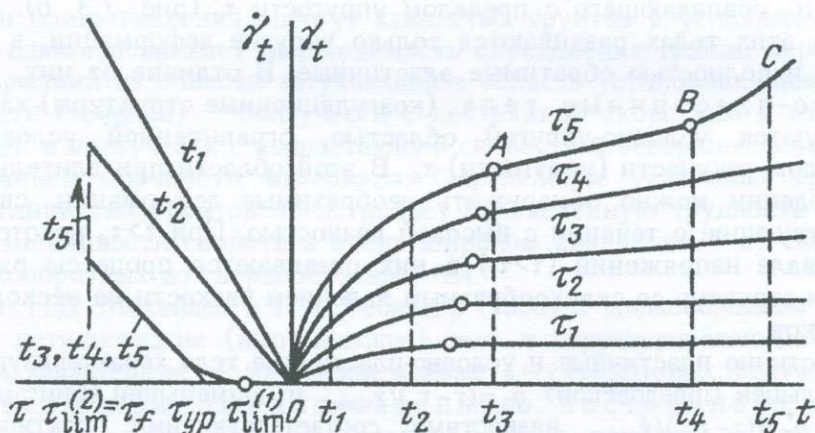


Рис. 7.4. Семейство кривых ползучести простого сдвига и кривые $\tau - \dot{\gamma}_t$ для различных моментов времени t . $\tau_{\text{lim}}^{(1)}$ – первое предельное напряжения; $\tau_{ур}$ – предел текучести, предельное напряжение сдвига; $\tau_{\text{lim}}^{(2)} = \tau_f$ – второе предельное напряжение сдвига, равное сопротивлению грунта сдвигу τ_f

Вид реологической кривой существенно зависит от продолжительности действия постоянных касательных напряжений. Это значит, что

одно и то же тело в зависимости от длительности действия напряжений t может быть отнесен к различным реологическим телам. Поэтому для составления реологического уравнения состояния реального тела следует учесть не только величину напряжения, но и продолжительность его действия, что значительно усложняет решение задачи. Решение задачи станет еще более сложной при учете изменчивости касательного напряжения во времени (см. ниже).

Для упрощения определения реологического уравнения состояния и предельных касательных напряжений глинистого грунта является удобным раздельное рассмотрение деформаций затухающей ползучести и течения (см. п. 2.4). В этом случае основой указанных определений будут служить реологические кривые, построенные для различных t участка течения AB кривых ползучести (см. рис. 7.4).

Рассматривая кривую скорости течения $\dot{\gamma}_{vt}$ в зависимости от величины касательного напряжения τ , можно различить два предельных напряжения сдвига, характеризующие деформацию ползучести и прочность (сопротивление сдвигу) глинистого грунта [85].

а) *первое предельное касательное напряжение* $\tau_{lim}^{(1)}$, характеризующее начало возникновения течения грунта. При $\tau < \tau_{lim}^{(1)}$ стабилизированная скорость ползучести (течения) грунта равна нулю ($\dot{\gamma}_{vt} = 0$), т.е. деформация ползучести является полностью затухающей;

б) *второе предельное касательное напряжение* $\tau_{lim}^{(2)}$, соответствующее условию возникновения третьей стадии BC деформирования грунта с возрастающей скоростью (см. рис. 7.4). При $\tau < \tau_{lim}^{(2)}$ вследствие накопления деформации ползучести исчерпывается прочность грунта с нарушением (сдвигом одной части по другой) или без нарушения сплошности в результате больших деформаций. Следовательно, второе предельное касательное напряжение равно предельному, или просто сопротивлению грунта сдвигу ($\tau_{lim}^{(2)} = \tau_f$).

Когда $\tau_{lim}^{(1)} < \tau < \tau_{lim}^{(2)}$ деформация ползучести протекает с постоянной скоростью (течение). Зависимость скорости течения от величины касательных напряжений (см. рис. 7.4) в большинстве случаев спрямляется (в виду небольшого расхождения между $\tau_{lim}^{(1)}$ и τ_{yp} , а также малости скоростей ползучести при $\tau < \tau_{yp}$) и аппроксимируется уравнением Шведова–Бингама вида (2.94):

$$\left. \begin{aligned} \tau &= \tau_{yp} + \eta_v \frac{d\gamma_{vt}}{dt} = \tau_{yp} + v_{\gamma_v} \cdot \eta_v; \\ \frac{d\gamma_{vt}}{dt} &= v_{\gamma_v} = \frac{\tau - \tau_{yp}}{\eta_v}, \end{aligned} \right\} (7.3)$$

где $\tau_{yp} \cong \tau_{lim}^{(1)}$ — первое предельное касательное напряжение (предел текучести), называемое также порогом ползучести, по Н.Н. Маслову; η_v — коэффициент вязкости (пропорциональности).

При $(\tau - \tau_{yp}) = 1$, $\eta_v = 1/\eta_{\gamma_v}$; $v_{\gamma_v} = d\gamma_v/dt = const$, — конечная стабилизированная (постоянная) скорость (скорость течения). В то же самое время при $(\tau - \tau_{yp}) = 1$, $\eta_{\gamma_v} = K_{\gamma_v}$, где K_{γ_v} — постоянная скорость течения, входящая в соотношения линейной и нелинейной теории наследственной ползучести (см. ниже).

При испытании слабых глинистых грунтов на простой сдвиг после стадии затухающей ползучести OA , (рис. 7.4) всегда наступает стадия течения. Это значит, что $\tau_{lim}^{(1)} \cong \tau_{yp} = 0$. Тогда выражение (7.3) можно записать в виде уравнения течения ньютоновской вязкой жидкости:

$$\left. \begin{aligned} \tau &= \eta_v \frac{d\gamma_{vt}}{dt} = \eta_v v_{\gamma_v}; \\ \frac{d\gamma_{vt}}{dt} &= v_{\gamma_v} = \frac{\tau}{\eta_v}. \end{aligned} \right\} \quad (7.4)$$

Соотношения (7.3) и (7.4) являются наипростейшими реологическими уравнениями состояния, характеризующими деформацию ползучести глинистых грунтов при простом сдвиге без учета мгновенных γ_0 (упругих) и затухающих γ_{at} деформаций.

Уравнение течения ньютоновской вязкой жидкости впервые было применено М. Хворослевым в 1937—1939 гг. для описания ползучести глинистых грунтов при сдвиге, полученный кручением кольцевых образцов в приборах кольцевого среза (см. ниже), а в 1946 г. Р. Хефели и С. Шерманом. Для той же цели были испытаны образцы грунта в условиях одноосного и трехосного сжатия. Реологическая кривая для мерзлых грунтов при одноосном сжатии впервые получена Н.А. Цытовичем в 1939 г.

В 1941 г. Н.Н. Маслов сформулировал условие пластичности (течения, установившейся ползучести) глинистых грунтов, основанного на предложенном им же разделении сопротивления их сдвигу на внутреннее трение, структурное сцепление и водно-коллоидальную природную связность (см. п. 9.7). На основании указанного условия и соотношений (7.3) и (7.4) Н.Н. Маслов в 1952 г. решил задачу о скорости деформации слоя глинистого грунта по наклонной плоскости [58], а на основании натуральных наблюдений за оползневыми процессами определил пределы изменяемости коэффициентов вязкости грунтов $1 \cdot 10^{10} - 4 \cdot 10^{13}$ Пауз ($1 \cdot 10^3 - 4,4 \cdot 10^6$ МПа·с).

Г.М. Шахунянц в 1955 г. описал пластические типы оползней "при которых частицы грунта как бы текут одна по отношению другой, без образования поверхности скольжения, с постепенным затуханием скорости течения в более глубоких слоях" — как течение вязкопластического тела. М.М. Берку, в своей диссертационной работе (1952), выполненной под руководством Г.М. Шахунянца, в том же году показал, что глинистые грунты в пластическом состоянии могут быть

отнесены к телу Шведова-Бингама при наличии аномалии при небольших градиентах скорости (до $2 \cdot 10^{-5}$, 1/с).

В числе исследований, посвященных упруговязкопластическим свойствам глинистых грунтов и их ползучести, необходимо особо отметить работы И.С. Гёза и Тан Тьенг-ки, опубликованные в 1953 г. Они посвящены деформациям ползучести, полученным при кручении пустотелых цилиндрических образцов гончарной глины продолжительностью до 118 ч. Им установлены три стадии ползучести глины при кручении (сдвиге): а) внезапная (мгновенная) деформация, б) затухающая ползучесть и в) течение. В стадии течения деформация подчиняется линейному закону, а коэффициент вязкости по Бингаму $\eta_v = 2,63 \cdot 10^6$ МПа·с. В опытах, проведенных Р. Хефели в 1953 г. по двухмесячному испытанию глинистого грунта в приборах кольцевого среза по открытой системе и по сжатию цилиндрических образцов в камере трехосного сжатия как с боковым, так и без бокового давления, была получена почти прямолинейная кривая течения. Для выражения зависимости напряжение-скорость течения было использовано реологическое уравнение бингамова тела и установлено, что в обоих случаях коэффициент вязкости, грунта почти одинаковы ($5,6 \cdot 10^7$ и $4,8 \cdot 10^7$ МПа·с).

В дальнейшем было выполнено очень много работ, посвященных исследованию упруговязкопластических свойств глинистых грунтов. Они будут рассмотрены по ходу изложения материала книги.

В заключение отметим, что для определения общих закономерностей ползучести глинистых грунтов при сдвиге с учетом затухающей ползучести и течения, переменности касательных напряжений и начального состояния плотности-влажности, нелинейной зависимости между касательными напряжениями и деформациями ползучести и многих других факторов, применяются значительно более сложные выражения, чем (7.3) и на сдвиговую ползучесть глинистых грунтов используются физические уравнения теорий старения, упрочнения и наследственной ползучести (С.С. Вялов, С.Р. Месчан, В.А. Мизюмский, Ю.К. Зарецкий, А.Л. Гольдин, З.Г. Тер-Мартirosян и др.).

7.3. ФОРМЫ ЗАПИСИ РЕОЛОГИЧЕСКОГО УРАВНЕНИЯ СОСТОЯНИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ПРИ ПРОСТОМ СДВИГЕ

Для записи реологического уравнения состояния глинистых грунтов для простого сдвига в одном их фиксированном начальном состоянии плотности-влажности и постоянной температуры (без учета стадии ползучести с возрастающей скоростью), как было отмечено выше, исходят из принципа отдельного рассмотрения мгновенных γ_0 и ползучих γ_t деформаций (7.1). Оно представляется физическими уравнениями различных теорий ползучести, подробно рас-

смотренных выше (см. п. 2.4). Соотношение (7.1) представляют, в частности, следующими уравнениями теорий:

1. старения (2.82)

$$\gamma(t) = \tau/G_0 + \omega(t) \cdot f(\tau); \quad (7.5)$$

2. упрочнения (2.107)

$$\gamma(t) = \tau/G_0 + [(1+\alpha)\lambda \cdot \tau^\beta t]^m; \quad (7.6)$$

3. пластической наследственности (2.116)

$$\varphi(\gamma) = \tau(t) + \int_{\vartheta_0}^t K_{\gamma_v}(t-\vartheta)\tau(\vartheta)d\vartheta; \quad (7.7)$$

4. упруго-ползучего тела вида (2.142) (без учета старения материала)

$$\gamma(t) = \tau(t)/G_0 - \int_{\vartheta_0}^t f[\tau(\vartheta)] \frac{\partial \omega(t-\vartheta)}{\partial \vartheta} d\vartheta, \quad (7.8)$$

где $\omega(t)$ — мера ползучести при простом сдвиге; $f(\tau)$ — функция касательного напряжения, удовлетворяющая условию $f(\tau)=1$; G_0 — модуль мгновенной деформации простого сдвига; $K_{\gamma_v}(t-\vartheta)$ — функция времени для деформации простого сдвига (скорость ползучести при единичном касательном напряжении). Остальные обозначения имеют прежние значения.

Первые члены правых частей выражений (7.5)–(7.8) представляют собой мгновенные деформации, а вторые — деформации ползучести.

Выражения (7.5)–(7.8) получены в предположении о неизменяемости свойств глинистого грунта в процессе сдвига. Вопросы учета их изменяемости вследствие изменяемости начального состояния плотности–влажности под действием уплотняющих давлений будут специально рассмотрены в гл. 11.

1. Когда глинистый грунт обладает первым предельным касательным напряжением $\tau_{yp} \neq 0$ (см. рис. 7.4) для

При $\tau < \tau_{yp}$ меру затухающей ползучести простого сдвига глинистого грунта $\omega_d(t-\vartheta)$ можно представить в виде следующих соотношений:

$$\omega_d(t-\vartheta) = C_0 \left[1 - e^{-\Delta_0(t-\vartheta)^{\lambda_0}} \right], \quad (7.9)$$

$$\omega_d(t-\vartheta) = C_1 \left[1 - e^{-\Delta_1(t-\vartheta)} \right] + (C_0 - C_1) \left[1 - e^{-\Delta_2[t-(\vartheta+1)]} \right], \quad (7.10)$$

а когда $\tau_{yp} < \tau < \tau_f$, в виде суммы мер затухающей ползучести и течения

$$\omega(t-\vartheta) = \omega_d(t-\vartheta) + \omega_v(t-\vartheta), \quad (7.11)$$

где $\omega_d(t-\vartheta)$ — мера затухающей ползучести видов (7.9) и (7.10); $\omega_v(t-\vartheta)$ — мера течения:

$$\omega_v(t-\vartheta) = K_{\gamma_v} \cdot (t-\vartheta) = (t-\vartheta)/\eta_v; \quad (7.12)$$

$C_0, C_1, \Delta_0, \Delta_1, \Delta_2, \lambda$ — параметры, определяемые из опыта; K_{γ_v} — постоянная скорость относительной деформации сдвига (течения) при $(\tau - \tau_{yp}) = 1$; $(t-\vartheta)$ — длительность действия единичного касательного напряжения; η_v — постоянный коэффициент вязкости $\left(\eta_v = \frac{1}{K_{\gamma_v}} \right)$.

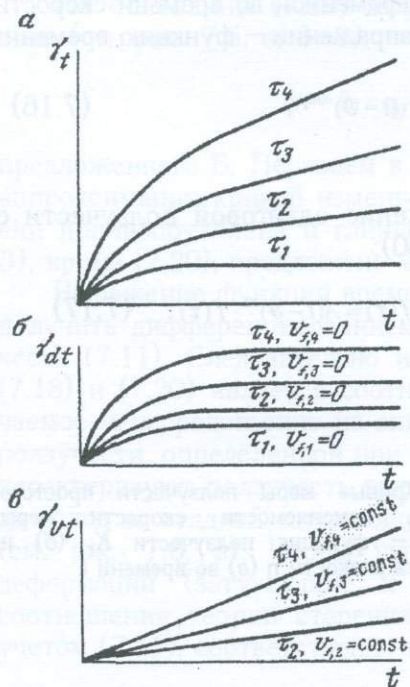


Рис. 7.5. Семейство кривых сдвиговой ползучести (а), его представление в виде семейств кривых затухающей ползучести (б) и течения с постоянной скоростью (в)

По данным многочисленных опытов (см. гл. 10), зависимость касательное напряжение—скорость течения с достаточной для практики точностью можно записать в виде уравнения бингамова тела (7.3), а $\omega_d = \omega_d(\tau)$ как линейным, так и нелинейным законами деформирования. Тогда ползучесть

простого сдвига глинистого грунта для постоянного касательного напряжения, изменяющегося в пределах $\tau_{yp} < \tau < \tau_f$ с учетом (7.11), будет определяться из следующих равноценных выражений:

$$\gamma_t = \omega_d(t - \vartheta) \cdot f[\tau(t)] + K_{\gamma_v} \cdot (\tau - \tau_{yp})(t - \vartheta), \quad (7.13)$$

$$\gamma_t = \omega_d(t - \vartheta) \cdot f[\tau(t)] + \frac{\tau - \tau_{yp}}{\eta_v} (t - \vartheta). \quad (7.14)$$

Когда грунт не обладает первым пределом касательных напряжений ($\tau_{yp}=0$), т.е. при любых значениях касательного напряжения его ползучесть протекает в стадиях затухающей ползучести, переходящей в течение (рис. 7.6, а), аппроксимацию кривой меры ползучести можно осуществить как с ее отдельным представлением в виде кривых ω_d-t и ω_v-t так и без него (см. рис. 7.5).

Раздельная аппроксимация кривых затухающей ползучести ω_d-t и течения ω_v-t была рассмотрена выше. Что же касается аппроксимации кривых меры ползучести ($\tau=1$) в целом (без отмеченного выше разделения), то для этого случая автором книги в 1955 г. [67] как первое приближение была применена экспоненциальная функция (2. 70) в форме записи (2. 130), а в дальнейшем [74] – степенная зависимость вида

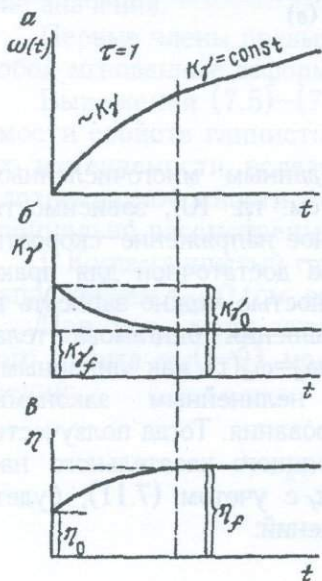
$$\omega(t - \vartheta) = A \cdot (t - \vartheta)^m, \quad (7.15)$$

из которого легко получить выражение переменной во времени скорости ползучести при единичном касательном напряжении – функцию времени:

$$K_{\gamma}(t - \vartheta) = \frac{\partial \omega(t - \vartheta)}{\partial t} = A_1 \cdot (t - \vartheta)^{-m_1}, \quad (7.16)$$

где $A_1 = A \cdot m$, $-m_1 = m - 1$.

В рассматриваемом случае выражение сдвиговой ползучести с учетом (7.15) записывается в виде (2.80):



$$\gamma_t = \omega(t - \vartheta) f(\tau) = A(t - \vartheta)^m \cdot f(\tau). \quad (7.17)$$

Рис. 7.6. Кривые меры ползучести простого сдвига (а), изменчивости скорости меры ползучести – функция ползучести K_{γ} (б) и коэффициента вязкости η (в) во времени t

Для аппроксимации кривой ползучести глинистого грунта в целом А.М. Скибицкий (1961) была использована логарифмическая функция (2.73).

II. При описании кривой ползучести при $\tau=1$ в целом для определения функции времени $K_v(t-\vartheta)$ можно воспользоваться также аппроксимацией кривой изменчивости скорости меры ползучести (см. рис. 7.6, б) следующим выражением:

$$K_v(t-\vartheta) = K_{v_0} - (K_{v_0} - K_{v_f}) \left[1 - e^{-\Delta(t-\vartheta)} \right] = K_{v_f} + (K_{v_0} - K_{v_f}) e^{-\Delta(t-\vartheta)}, \quad (7.18)$$

где K_{v_0} — начальная скорость меры ползучести ($t \equiv 0$); K_{v_f} — конечная скорость меры ползучести ($K_{v_f} = K_{v_v}$); Δ — параметр.

Когда $\tau=1$ и, следовательно, $v_v = K_v$ соотношение (7.4), с учетом (7.18), выражение переменного во времени коэффициента вязкости $\eta(t-\vartheta)$ соответственно запишутся в виде

$$\left. \begin{aligned} \tau = \eta(t-\vartheta) \left[K_{v_f} + (K_{v_0} - K_{v_f}) e^{-\Delta(t-\vartheta)} \right] &= 1, \\ \eta(t-\vartheta) &= 1 / \left[K_{v_f} + (K_{v_0} - K_{v_f}) e^{-\Delta(t-\vartheta)} \right]. \end{aligned} \right\} \quad (7.19)$$

На основании (7.19) выражение $\eta(t-\vartheta)$ можно представить в виде (см. рис. 7.6, в; $\vartheta=0$):

$$\eta(t-\vartheta) = \eta_f + (\eta_0 - \eta_f) e^{-\Delta(t-\vartheta)}, \quad (7.20)$$

предложенного Б. Перзоцем в 1953 г., а Н.Н. Масловым в 1958 г. для аппроксимации кривой изменчивости коэффициента вязкости во времени полиизобутилена и глинистых грунтов соответственно. Для $\eta(t-\vartheta)$, кроме (7.20), предложено много других соотношений.

Выражение функции времени (7.18) можно, как обычно (см. п.2.5) получить дифференцированием по времени соотношения меры ползучести (7.11). Следовательно исходным соотношением для выражения (7.18) и (7.20) является соотношение меры ползучести $\omega(t-\vartheta)$, получаемое непосредственно из аппроксимации экспериментальной кривой ползучести, определенной при $\tau=1$. Соотношения (7.11), (7.18) и (7.20) характеризуют ползучесть глинистого грунта при простом сдвиге, когда вслед за стадией затухающей ползучести наступает стадия течения (см. рис. 7.6, а). Чтобы учесть как мгновенные, так и ползучие деформаций (затухающие и незатухающие) можно, в частности, соотношения теории старения (7.5) и упругоползучего тела (7.8), с учетом (7.11), соответственно представить следующим образом:

$$\gamma(t) = \tau / G_0 + \omega_d(t) \cdot f(\tau) + K_{v_v} (\tau - \tau_{yp}) \cdot t; \quad (7.21)$$

$$\gamma(t) = \tau(t)/G_0 - \int_{\vartheta_0}^t f[\tau(\vartheta)] \frac{\partial \omega_d(t-\vartheta)}{\partial \vartheta} d\vartheta + \int_{\vartheta_0}^t K_{\gamma_v} [\tau(\vartheta) - \tau_{yp}] d\vartheta, \quad (7.22)$$

или

$$\gamma(t) = \tau(t)/G_0 + \omega_d(t) \cdot f(\tau) + (\tau - \tau_{yp}) \cdot t / \eta_v; \quad (7.23)$$

$$\gamma(t) = \tau(t)/G_0 - \int_{\vartheta_0}^t f[\tau(\vartheta)] \frac{\partial \omega_d(t-\vartheta)}{\partial \vartheta} d\vartheta + \int_{\vartheta_0}^t \frac{\tau(\vartheta) - \tau_{yp}}{\eta_v} d\vartheta. \quad (7.24)$$

Когда семейство состоит из однотипных кривых затухающей ($\tau < \tau_{yp}$) или не затухающей ползучести $\tau_{yp} = 0$ (см. рис. 7.6, а), вместо (7.21)–(7.24) можно применять соотношения (7.5)–(7.8). Для аппроксимации семейства кривых затухающей ползучести в качестве выражения меры ползучести можно использовать соотношения (7.9) и (7.10), а при аппроксимации кривых затухающей ползучести переходящей в течение – (7.11), (7.12) и (7.15).

Отметим, что для записи нелинейного закона деформирования тела Шведова–Бингама (пластично-вязкого течения) глинистых грунтов (7.3) С.С. Вялов в 1959 г. предложил следующее выражение:

$$\dot{\gamma}_{vt} = v_{\gamma_v} = (\tau - \tau_{yp})^n / \eta, \quad (7.25)$$

где $(\tau - \tau_{yp})^n$ – функция касательного напряжения, учитывающая нелинейную зависимость между $(\tau - \tau_{yp})$ и $\dot{\gamma}_{vt} = v_{\gamma_v}$.

III. Н.Н. Маслов [60] для выражения γ_t при $\tau_{yp} = 0$ и $\tau_{yp} \neq 0$ соответственно предложил следующие соотношения видов (7.3) и (7.4):

$$\gamma_t = \frac{\tau}{\eta(t-\vartheta)}(t-\vartheta); \quad [\dot{\gamma}_t = \tau / \eta(t-\vartheta)], \quad (7.26)$$

$$\gamma_t = \frac{(\tau - \tau_0)}{\eta(t-\vartheta)}(t-\vartheta); \quad [\dot{\gamma}_t = (\tau - \tau_{yp}) / \eta(t-\vartheta)], \quad (7.27)$$

где $\eta(t-\vartheta)$ – переменный во времени коэффициент вязкости (7.20).

Тогда, для функции времени $K_\lambda(t-\vartheta)$, определяемой из (7.26) и (7.27), будем иметь одно общее выражение как для $\tau=1$, так и $(\tau - \tau_{yp})=1$:

$$K_\gamma(t-\vartheta) = 1/\eta(t-\vartheta) = 1/\left[\eta_f + (\eta_0 - \eta_f) e^{-\Delta(t-\vartheta)}\right]. \quad (7.28)$$

Как было отмечено нами еще в 1965 г. [75] основными недостатками выражений (7.26) и (7.27) являются отсутствие учета затухающих деформаций сдвиговой ползучести при $\tau - \tau_{yp}$ и неучет изменчивости коэффициента вязкости η под действием различных факторов вообще, уплотняющего грунта давления в особенности, которое

станет предметом рассмотрения в гл. 11. Эти выражения также обладают всеми недостатками соотношений теории старения.

При изучении ползучести глинистых грунтов Н.Н. Маслов выделяет феноменологическое и физико-механическое направления.

Критикуя феноменологические теории ползучести, Н.Н. Маслов [60] считает, что интегральные соотношения как линейной, так и нелинейной наследственной теорий ползучести не раскрывают самой природы зависимости деформации ползучести от времени(?). Для использования их необходимо тем или иным путем предварительно найти эти зависимости, придав им характер математических выражений. Далее Н.Н. Маслов отмечает, что разработан метод прогноза смещения подпорных сооружений во времени в соответствии с физико-механическим направлением в описании ползучести с использованием установленных зависимостей деформации грунта от нагрузки и свойств самого грунта. Метод основан на изучении природы наблюдаемых явлений и связанных с ним закономерностей, а также на использовании для рассматриваемого прогноза некоторых показателей, характеризующих присущие грунту физические свойства и определяющих характер изучаемого процесса. Под показателями физических свойств грунта Н.Н. Маслов подразумевает вязкость.

К физико-механическому направлению Н.Н. Маслов относит выражения (7.26) и (7.27), в которых для описания изменяемости во времени скорости деформации ползучести используется понятие переменной вязкости (7.20). Все остальные рассмотренные выше выражения теорий старения, упрочнения и наследственной деформации ползучести он совершенно справедливо относит к феноменологическим. Однако анализ и сопоставление выражений этих двух направлений убеждает в ошибочности такого их разделения.

Нетрудно видеть, что уравнения изменяемости скорости меры ползучести (7.16), (7.18) и (7.28) равноценны, но различны по сложности записи и определению выражения одного и того же явления. В смысле точности отражения механического поведения грунта во времени при сдвиге соотношения (7.13), (7.14), (7.26) и (7.27) равноценны и одного порядка сложности, а по степени сложности определения — (7.26) и (7.28) более сложны, неоправданно сложным является определение (7.20) — выражения переменной вязкости. Что же касается степенной зависимости (7.17), широко используемой нами в качестве меры сдвиговой ползучести (см. ниже), то она наиболее простая как по виду, так и по определению. Она очень хорошо описывает ползучесть глинистых грунтов при простом сдвиге для конечного промежутка времени, когда $\tau_0 < \tau < \tau_{f,st}$ и позволяет экстраполировать на длительное время результаты, полученные из относительно кратковременных опытов (см. гл. 10). Однако выражение (7.17) в какой-то степени приближенное, так как оно не отражает с точностью объективного факта существования области (стадии) течения глинистых грунтов с постоянной скоростью.

Все приведенные выше выражения в каждом конкретном случае определяются аппроксимацией экспериментальных кривых сдвиговой ползучести, полученных под действием различных по величине касательных напряжений вообще, при единичном касательном напряжении в частности. Поэтому они все являются феноменологическими соотношениями, а теории, которые базируются на этих соотношениях — феноменологическими теориями ползучести. От того, что в одном случае используется понятие скорости деформации меры ползучести (функции времени) или меры ползучести, а в другом — понятие переменного коэффициента вязкости, сущность подхода к решению поставленного вопроса не изменяется. Выражения, полученные по результатам одного и того же эксперимента, но отличающиеся по форме записи, не могут в одном случае относиться к феноменологическому, а в другом — к физико-механическому направлениям. Замена, относительной скорости деформации сдвиговой ползучести при единичном касательном напряжении обратной ей величиной — коэффициентом вязкости — нельзя от одной теории перейти к другой.

Что же касается интегральных выражений теорий наследственной ползучести, которые, по мнению Н.Н. Маслова, не раскрывают самой природы зависимости деформации ползучести во времени, то эти выражения являются наиболее общими формами записи закона длительного деформирования грунтов. Из них, как частный случай, вытекают все выражения "физико-механического направления". Ясно, что если упрощенная форма записи отражает присущие грунту физические свойства, то более общая форма этой записи еще в большей степени будет отражать указанные свойства*.

Предложенные Н.Н. Масловым соотношения (7.26) и (7.27) являются формами записи физических уравнений теории старения. Что же касается, определения выражения переменного коэффициента вязкости, то оно является промежуточным и излишнем звеном на пути установления меры ползучести и функции времени $K_r(t-\vartheta)$.

IV. З.Г. Тер-Мартirosян [122], справедливо отмечая главным недостатком уравнения Бингама-Шведова-Маслова о невозможности прогнозирования сдвиговых деформации при касательных напряжениях меньших τ_{lim} , о чем было сказано выше, предложил билинейную зависимость (см. п.10.1) $\dot{\gamma} - \tau$ в виде выражения (7.14):

* Чтобы показать ошибочность выражения (7.9), Н.Н. Маслов [60] пользуется так называемым анализом А.М. Скибицкого [115]. Судя по этому анализу, выражение (7.9) отвечает постоянной вязкости, что противоречит истинному механическому поведению грунта. Несостоятельность такого утверждения очевидна из того, что (7.9) характеризует переменную во времени деформацию, следовательно, и переменную скорость деформации $K_r(t-\vartheta)$ и переменную вязкость $\eta(t-\vartheta)$.

$$\dot{\gamma} = \frac{\tau}{\eta_v} + \frac{\tau - \tau_{lim}}{\eta_{vp}}, \quad (7.29)$$

где η_v и η_{vp} – параметры вязкого и вязкопластичного течения грунта при сдвиге.

Совершенно очевидно, что когда стоит вопрос о необходимости прогнозирования деформации сдвига при $\tau < \tau_{lim}$, то показатель η_v следует заменить некоторой, зависящей от фактора времени t , функцией. Эту функцию легко определить из выражений (7.9) и (7.10). Если использовать выражение (7.9) функция переменной во времени вязкости при единичном касательном напряжении $\tau=1$ будет представлена в следующем виде:

$$\eta_v(t, \tau=1) = \frac{1}{C_1 e^{-\Delta_0 t}}, \quad (7.30)$$

где $C_1 = C_0 \Delta_0$. При $t = \infty$, $\eta = \infty$ и $\dot{\gamma} = 0$.

ГЛАВА 8

ЛАБОРАТОРНЫЕ УСТРОЙСТВА, ПРИБОРЫ И ПРИСПОСОБЛЕНИЯ ДЛЯ ИСПЫТАНИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ В УСЛОВИЯХ ПРОСТОГО СДВИГА

8.1. ВВЕДЕНИЕ

Для получения достоверных данных о закономерностях сдвиговой ползучести и о длительном сопротивлении глинистых грунтов сдвигу очень многое зависит от лабораторных устройств и приборов, приспособлений и методики экспериментирования. Именно поэтому в механике и реологии глинистых грунтов им уделяется особое внимание, ищут пути для учета предъявляемых к ним следующих основных требований, сформулированных Н.Н. Масловым еще в 1935 г.: 1) опыты на сдвиг должны в наибольшей степени отобразить действительные условия возможного сдвига сооружения; 2) явления нарушения сопротивления грунта в опытах на сдвиг должны быть вполне очевидны, наглядны и с инженерной точки зрения убедительны; 3) опыты на сдвиг должны производиться наиболее простым способом.

Наиболее характерным видом деформации формоизменения глинистых грунтов, как было сказано выше, является простой сдвиг — с к а ш и в а н и е .

Поэтому, чтобы полученные из лабораторного эксперимента результаты можно было перенести в натуру и использовать их для прогноза длительных деформаций сдвига сооружений, испытания глинистых грунтов следует проводить по схеме скашивания (см. рис. 7.1). Необходимо также, чтобы можно было в опытах проследить за характером деформирования и разрушения грунта при предельных касательных напряжениях. Следовательно, приборы, применяемые для указанной цели, должны обеспечить возможность испытания образцов по схеме простого сдвига в условиях их определенного напряженно-деформированного состояния под действием как нормальных, так и касательных напряжений при: 1) полной передаче касательных напряжений на образец; 2) отсутствии изменчивости влажности грунта в течение всего опыта; 3) возможности замера деформаций уплотнения и сдвига в определенной зоне; 4) неограниченности деформации сдвига; 5) неизменяемости площади среза образца при исчерпании грунтом прочности; 6) соблюдении парности касательных напряжений. Кроме того прибор должен иметь простую конструкцию, обеспечивать надежность получаемых результатов и быть удобным для выполнения опытов.

Имеется много устройств и приборов различных конструкций, позволяющих непосредственно или косвенными путями определить и исследовать закономерности деформирования глинистых грунтов при сдвиге и их

сопротивление сдвигу (прочность). Однако нет устройств и приборов отвечающих всем, предъявляемым к ним требованиям. Поэтому при проведении указанных испытаний следует использовать такие устройства и приборы, которые в наибольшей степени удовлетворяют перечисленным выше условиям, а недостатки не оказывают существенного влияния на результаты эксперимента.

В лабораторной практике бывшего СССР и СНГ имеют большое применение, выпускаемые промышленностью, сдвиговые приборы одноплоскостного среза ГП-30, ПСГ и другие их модификации, а также двухплоскостного среза, подробное описание которых приведено во многих книгах [81, 85].

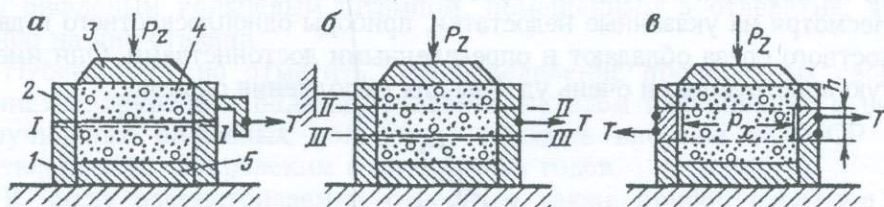


Рис. 8.1. Схемы приборов одноплоскостного (а), двухплоскостного (б) и цилиндрического (в) срезов

Прибор одноплоскостного среза (рис. 8.1, а) состоит из подвижной верхней 2 и неподвижной 1 обойм срезывателя, в которых помещается испытываемый образец грунта 4. Уплотнение образца, расположенного между штампами 3 и 5, осуществляется нормальным давлением σ_z , создаваемом усилием P_z , приложенным к нему через верхний штамп-фильтр, а касательное напряжение τ_f — горизонтальным усилием T , приложенным через верхнюю обойму. Под действием горизонтального усилия T верхняя обойма срезывателя перемещается по отношению к нижней неподвижной обойме и срезывает грунт по фиксированной поверхности I—I. Деформаций уплотнения и сдвига фиксируются мессурами часового типа, а сопротивление образца сдвигу (при данном σ_z) определяется величиной предельного (срезающего) касательного напряжения, совпадающего по величине со вторым предельным касательным напряжением $\tau_f = \tau_{lim}^{(2)}$ (см. рис. 7.4).

В приборах двухплоскостного среза (см. рис. 8.1, б) образец грунта срезывается по двум фиксированным плоскостям II—II и III—III.

Срезные приборы обладают рядом весьма существенных недостатков, которые ограничивают область их применения. К их числу относятся: 1) протекание деформаций сдвига в узкой зоне; 2) неравномерное распределение касательных напряжений в плоскости среза и переменность зоны сдвига вследствие передачи сдвиговых усилий на образец по его боковым и горизонтальным поверхностям и концентрация напряжений у его краев (Э.В. Костерин, 1957); 3) переменность площади среза.

По данным А.А. Ничипоровича [98] в приборах одноплоскостного среза величина зоны сдвига образцов природного сложения высотой 2 см (испытанных под действием $\sigma_z = 0,3$ и $0,7$ МПа) примерно равна одной

трети их высоты. Э.В. Костериним (1957) установлено, что зона сдвига глинистых грунтов является переменной по сечению образца величиной зависящей от величины уплотняющего давления. Изменяемость площади среза образца в процессе сдвига может сильно исказить характер длительного деформирования и стать причиной проявления стадии прогрессирующего разрушения – ползучести с возрастающей скоростью и играть такую же роль, какую по данным Я.Л. Когана и В.А. Иоселевича [46] выполняет проявление шейки при испытании металлов на растяжение.

К недостаткам рассматриваемых приборов следует отнести также; 4) ограниченность деформаций сдвига; 5) изменяемость зазора между обоймами во время сдвига; 6) неполная передача касательных напряжений на образец; 7) смятие образца в торцах и т.д.

Несмотря на указанные недостатки, приборы одноплоскостного и двухплоскостного среза обладают и определенными достоинствами. Они имеют простую конструкцию и очень удобны для выполнения опытов.

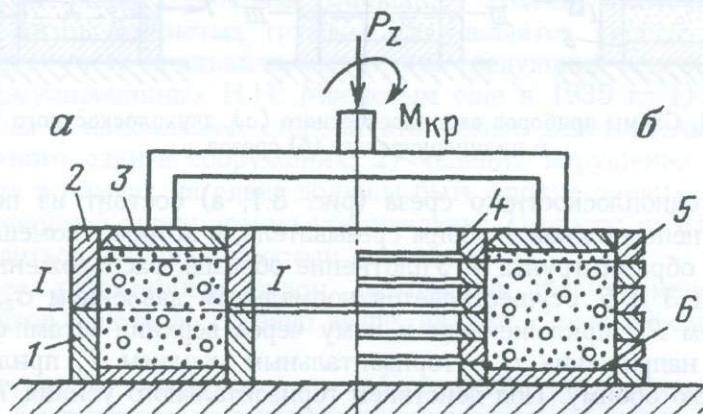


Рис. 8.2. Схема приборов кольцевого среза (а) и кручения кольцевого образца (б): 1 – нижняя обойма; 2 – верхняя обойма; 3 – кольцевой штамп; 4 и 5 – внутренние и наружные защитные кольца; б – нижний дырчатый кольцевой диск

От многих недостатков, указанных выше, свободны приборы одноплоскостного среза сплошных и кольцевых (см. рис. 8.2, а) образцов, путем закручивания вдавленных в грунт жестких рифленых штампов. Существенным преимуществом этих приборов является то, что не изменяется площадь поперечного сечения образца в плоскости среза и возможны смещения любой величины. Еще в 1939 г. М. Хворослев [145] отмечал, что удовлетворительные результаты в случае определения сопротивления сдвигу грунтов при больших деформациях могут быть получены только в опытах при кручении круглых образцов.

Простейший прибор по скручиванию вдавленного в образец грунта (помещенном в жестком стакане высотой и диаметром 12 см) рифленого штампа впервые был использован американским обществом гражданского строительства в 1917 г. [138]. В этом приборе образец обжи-

малась двумя штампами, причем закручивание осуществлялось нижним рифленным штампом, помещенным в выточенном на дне стакана отверстие. Диаметр нижнего закручиваемого штампа был несколько меньше диаметра образца (стакана).

Аналогичные приборы в дальнейшем были созданы О. Стеком (1924), О. Франциусом др. (1929) и М. Гани (1966). В этих приборах уплотнение образцов осуществлялось кольцевым штампом и помещенном в нем закручиваемым рифленным штампом. Роль кольцевого штампа заключалась в создании пригрузки на грунт в целях предотвращения его выпучивания. В приборе Г. Тидемана (1937) такого же типа закручивание образца (диаметром 14 см, высотой 1,6 см) осуществлялось рифленным кольцевым штампом, помещенным в отверстие, выточенное на дне стакана.

Небезынтересно отметить, что определение прочностных свойств глинистых грунтов в полевых условиях методом вдавливания в них и закручивания рифленных кольцевых штампов впервые в СССР осуществлено Г.И. Покровским в начале 30-х годов.

К числу рассматриваемых относится также прибор цилиндрического среза, предложенный А.Б. Лейкамом, З.Г. Тер-Мартirosяном и Е.М. Гребенщиковой в 1977 г. (см. рис. 8.1, в). В этом приборе срез грунта осуществляется в средней части наружной поверхности цилиндрического образца, путем вращения среднего рифленого защитного кольца обоймы уплотнителя. Нормальное к поверхности среза образца давление, равное боковому давлению грунта, создается уплотняющей нагрузкой и вычисляется по соотношению (3.20). Преимущество этого, как и всех других приборов такого типа, является постоянство площади среза, а существенным недостатком — большая сложность определения бокового нормального напряжения σ_2 и его учет в силу переменности во времени, (см. п. 6.11).

Основной недостаток всех, отмеченных выше, приборов заключается в том, что срез грунта происходит не внутри образца, а у вращающегося рифленого штампа. Чтобы устранить этот недостаток К. Лангер (1938), П. Сембенелли и А.Л. Рамирес (1969) и В. Гаата (1970) образец грунта помещали в двух рабочих кольцах, разделенных небольшим зазором, и уплотнялись жестким рифленным штампом. Срез образца по фиксированной поверхности осуществляли закручиванием рифленого штампа вместе с верхним кольцом относительно нижнего неподвижного кольца [138].

С начала 30-х годов получили распространение приборы одноплоскостного среза кольцевых образцов — приборы кольцевого среза (см. рис. 8.2, а). Приборы кольцевого среза при уплотнении образцов без возможности бокового расширения были созданы Г. Грунером и Р. Хефели (1934), Р. Хефели (1938), Г. Тидеманом (1937), М. Хворослевым (1937, 1939, 1960), В. Гаата (1970), А. Бишопом и др. (1971). Из них более совершенным является прибор кольцевого среза А. Бишоп и др. (1971). Из них наиболее совершенным является прибор кольцевого среза А. Бишоп и др. [138], предназначенный для испытания тонких кольцевых

образцов (внешний диаметр 152,4 мм, внутренний диаметр 101,6 мм, высота 19,05 мм) под действием уплотняющего давления 0,1 МПа, при максимальной величине касательного напряжения $\tau_{\max}=0,492$ МПа. В этом приборе, как и в приборе НИС Гидропроекта (см. ниже), зазор между верхним и нижним обоймами можно регулировать, возможно изменение бокового трения и изменяемости сдвигового усилия в зависимости от величины сдвига при различных режимах и скоростях возрастания сдвиговой деформации.

В бывшем СССР прибор кольцевого среза впервые был создан в научно-исследовательском секторе Гидропроекта Я.Л. Коганом (описан автором книги в 1962 г.), М.Н. Гольдштейном и С.С. Бабицкой — в 1964 г. в ДИИТе [24].

В приборах кольцевого среза описанных выше испытывались образцы наружным диаметром 7–24 см и внутренним диаметром 5–16 см, высотой 0,1–2 см. В этих приборах образец грунта срезывается в результате кручения верхней кольцевой обоймы относительно неподвижной нижней обоймы. Нормальное давление передается на образец через верхний кольцевой рифленый штамп. Через тот же штамп прикладывается к образцу крутящий момент. Образец срезывается по фиксированной поверхности $I-I$ (см. рис. 8.2, а).

Основным общим недостатком всех приборов одноплоскостного среза, независимо от метода его осуществления (см. выше) является неизвестность зоны сдвига — скашивания и, вследствие этого, невозможность замера деформации сдвига в некоторой фиксированной зоне. Из этого следует, что на этих приборах невозможно определение деформационных свойств грунтов при простом сдвиге вообще, деформаций ползучести в частности, под действием самых различных факторов и воздействий. Именно поэтому срезные приборы совершенно непригодны для определения деформационных свойств глинистых грунтов при простом сдвиге — скашивании. Они успешно используются только для определения прочности — сопротивления грунтов сдвигу [81, 85] и деформации плоского сдвига, т.е. скольжения одной части грунта по другой по некоторой плоскости (см. п.7.1).

Для непосредственного исследования прочностных (сопротивления сдвигу) и деформационных свойств глинистых грунтов при простом сдвиге применяют приборы скашивания (рис. 8.3). Приборы скашивания, в свою очередь, имеют разновидности принудительного и свободного скашивания образцов. Для рассматриваемой цели, как будет показано ниже, наиболее приемлемыми являются приборы кручения кольцевых и сплошных образцов.

Рассматриваемые свойства глинистых грунтов можно определить также косвенными методами испытания образцов — их одноосным и трехосным сжатием [5, 21].

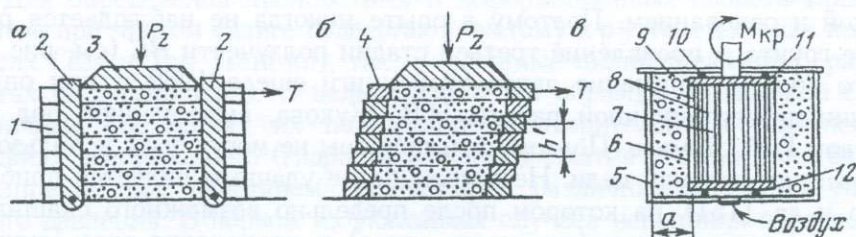


Рис. 8.3. Схемы приборов принудительного (а), свободного (б) и цилиндрического (в) сдвигов:

1 — боковые планки; 2 — задняя и передняя сплошные стенки; 3 — штамп; 4 — защитные кольца; 5 — внешний цилиндр; 6 — резиновая оболочка; 7 — внутренний цилиндр; 8 — ребра внутреннего цилиндра; 9 — крышка внешнего цилиндра; 10 — шарикоподшипниковое устройство; 11 и 12 — крышки внутреннего цилиндра

Приборы принудительного скашивания образца представляют собой ящик (см. рис. 8.3, а), состоящий из основания, двух параллельных (соединенных с основанием и между собой через шарниры и планки) задней и передней сплошных (конструкции Г.М. Ломизе и др., Ф.М. Шихиева и др.) или разрезанных по середине (К. Роско и др.) стенок. Боковые стенки прибора делаются сплошными (Ф.М. Шихиев и др.), из двух половинок (К. Роско и др.) или из сложенных друг на друга металлических планок (Г.М. Ломизе и др.). Вращением вокруг нижних шарниров передняя и задняя стенки наклоняются в сторону действия горизонтального усилия. Помещенный в ящик (обойму) прибора образец грунта уплотняется вертикальным давлением, приложенным к нему через верхний жесткий перфорированный штамп нагрузкой P_z .

Удачное конструктивное решение достигнуто в приборе скашивания В.В. Радиной [17], созданном на основании предложенного Г.И. Покровским (см. ниже) метода испытания и предназначенного для определения критической пористости песков. В этом приборе принудительное скашивание образцов достигается принудительным взаимным перемещением уложенных друг на друга защитных колец (см. рис. 8.3, б) при помощи качающихся стоек. Здесь, как и в приборе Г.М. Ломизе и др., деформация сдвига образца происходит при минимальном боковом трении.

Согласно сообщению Н.Н. Маслова (1936), испытания на простой сдвиг девонских глин отобранных из основания свирской гидроэлектростанции размерами образца $7 \times 7 \times 7$ см в 1931 г. проводились в Шведской государственной лаборатории. Для этой цели Ф. Самшио был специально сконструирован прибор принудительного скашивания. Особенностью этого прибора являлась возможность наклонения образца с целью разложения вертикальной нагрузки на нормальную и касательную составляющие. Эта конструктивная особенность прибора Ф. Самшио в дальнейшем была использована Н.Н. Масловым и Ю.Ю. Лурье [57] при создании ими прибора одноплоскостного среза ГПП-30.

В приборах принудительного скашивания не совсем ясно напряженное состояние образца ввиду передачи к нему горизонтального усилия T

через торцевые стенки, имеет место заклинивание образца между задней стенкой и основанием. Поэтому в опыте никогда не наблюдается разрушение грунта — проявление третьей стадии ползучести BC (см. рис. 7.6), на что обратил внимание автор этой книги еще в 1962 г. при оппонировании диссертационной работы Н.В. Жукова, выполненной под руководством Г.М. Ломизе. Поэтому эти приборы не могут быть использованы для рассматриваемой цели. Несколько более удачным является прибор К. Роско и др. [151], на котором после предельно возможного скашивания образца возникает зона (плоскость среза) и происходит срез грунта по фиксированной поверхности. К. Роско и его коллеги допускают, что в приборах их конструкции, в средней части образца распределение напряжений и деформаций можно считать равномерными.

Прибор свободного скашивания образца состоит из сложенных друг на друга защитных колец (см. рис. 8.3). Помещенный внутри колец образец, покрытый тонкой резиновой оболочкой подвергается предварительному уплотнению верхним перфорированным штампом. Касательные напряжения, создаваемые горизонтальными усилиями, передаются к торцевым поверхностям образца через верхний подвижной штамп. Под действием касательных напряжений образец грунта свободно скашивается — подвергается простому сдвигу. В процессе сдвига защитные кольца, окружающей образец, свободно перемещаются друг относительно друга.

В приборах свободного скашивания деформации сдвига могут быть измерены как для всей высоты образца h , так и в его середине, на некоторой базе h' . Деформацию сдвига в этом случае определяют по разности горизонтальных смещений двух фиксированных точек зоны сдвига.

Общим недостатком приборов свободного скашивания образцов рассмотренной конструкции является ограниченность деформаций и несоблюдение условия парности касательных напряжений. Прибор такого типа впервые был создан Г.И. Покровским (1933). Аналогичный прибор был создан В.П. Вихаревым (1962) для определения критической пористости песков, а для исследования сдвиговой ползучести — С.Н. Сотниковым (под руководством Н.Н. Маслова) на базе срезного прибора ГПП-30.

К числу рассматриваемых относится также прибор А. Казагранде [138] для закручивания полого цилиндрического образца, разработанный совместно с Инженерным корпусом США в 30-х годах. Аналогичный прибор был запроектирован П.Д. Евдокимовым (1956) для сдвига полого (цилиндрического) образца, помещенного между двумя соосными цилиндрами (см. рис. 8.3, в). Внешний цилиндр этого прибора является сплошным, а внутренний состоит из ряда расположенных по окружности металлических ребер, обернутых резиновой оболочкой. Испытание образца производится поворотом внутреннего цилиндра. Зоной сдвига является расстояние между двумя цилиндрами (толщина кольца). Для испытания образцов в различных состояниях плотности-влажности они уплотняются различными давлениями, создаваемыми путем нагнетания воздуха или воды во внутренний цилиндр.

Для определения прочностных и деформационных свойств глинистых грунтов при чистом сдвиге подвергают чистому кручению как полые (в опытах Гёза и Тан Тьенг-ки), так и сплошные цилиндрические образцы (в опытах С.С. Бабицкой). С целью испытания образцов на простой сдвиг в различных состояниях их подвергают предварительному уплотнению в условиях всестороннего (гидростатического) сжатия и отсутствия бокового расширения под действием трех-четырёх различных значений уплотняющего давления. В первом из указанных случаев испытания образцов применяют приборы трехосного сжатия-кручения М.В. Малышева, Б.Н. Баршевского, Б. Боучека, А.Л. Гольдина и др., Б. Бромса и А. Касбаряна, П. Тейлора и И. Портона и других, а во втором – приборы одномерного уплотнения и кручения кольцевых и сплошных образцов [81,85]. В последнем случае чаще всего испытывают плоские образцы в целях уменьшения их трения о боковые стенки обоймы прибора, а также быстрого рассеивания избыточного давления в поровой воде и определения ползучести скелета.

Приборы кручения плоских образцов (см. рис. 8.2, б) отличаются от приборов кольцевого среза (см. рис. 8.2, а) только тем, что окружающие боковые поверхности образца сплошные стенки нижней и верхней обойм заменены сложенными друг на друга наборами защитных колец, имеющих возможность свободного взаимного сдвига вместе с деформируемым грунтом. В этих приборах высота зоны сдвига равна высоте образца. Здесь возможен замер деформации сдвига как для всей высоты образца, так и в некоторой зоне сдвига.

Испытания полых и сплошных цилиндрических образцов в условиях гидростатического сжатия-кручения имеют определенное преимущество перед испытаниями кольцевых и сплошных плоских образцов, уплотняемых в условиях отсутствия бокового расширения. В последнем случае определение бокового давления связано с дополнительными работами и трудностями (см. п. 6.11). Вместе с тем эти испытания во всех равных условиях предельно просты, надежны и полностью моделируют деформацию простого сдвига. Следовательно, полученные из эксперимента результаты могут быть непосредственно использованы для определения деформации простого плоского сдвига оснований подпорных сооружений и т.д. Именно поэтому приборы кручения кольцевых и сплошных плоских образцов получают все большее распространение в лабораторной практике.

В смысле получения равномерного распределения касательных напряжений по поперечному сечению образца наиболее приемлемой является методика кручения тонкостенных полых цилиндрических и плоских кольцевых образцов с соотношением диаметра к толщине $d/\delta \approx 10$. Однако, поскольку изготовление таковых из грунта природного сложения является непреодолимой задачей, эта методика применяется только для испытания образцов нарушенного сложения в виде пасты текучей или текучепластичной консистенции в научных исследованиях.

Для определения параметров сдвиговой ползучести глинистых грунтов нарушенного и природного сложений часто применяют методику испытания

толстостенных кольцевых образцов наружный диаметром 100–150 мм и $d/\delta = 4$. Однако это не исключает сложность изготовления образцов и нарушения природной структуры грунта, а вместе с тем усложняет определение распределения касательных напряжений по поперечному сечению. Для исключения одного из указанных недостатков, в частности сложности изготовления и нарушения природной структуры грунта, переходят к испытанию сплошных образцов [81, 85]. Определение распределения касательных напряжений по сечению закручиваемого образца (за пределами линейных деформаций) в толстостенных полых цилиндрических и плоских кольцевых образцах теоретически гораздо сложнее, чем в сплошных (см. п. 2.2).

К числу недостатков испытания полых образцов относится также сопротивление кручению резиновых оболочек (окружающий образец снаружи и с внутри) и трение грунта о наборы наружных и внутренних защитных колец при его уплотнении в узком кольцевом пространстве. В последнем случае возникает необходимость определения величины указанного трения специальными тарировками для его последующего учета при обработке опытных данных, что значительно усложняет проведение эксперимента.

Отмеченные выше недостатки приборов кручения полых цилиндрических и плоских кольцевых образцов можно устранить переходом к испытанию сплошных образцов.

Из изложенного выше следует, что для определения реологических свойств глинистых грунтов при простом сдвиге могут быть использованы только приборы кручения и свободного сдвига образцов. При этом преимущество следует отдавать приборам кручения сплошных плоских образцов ввиду очевидной простоты их изготовления и испытания. Для определения сопротивления глинистых грунтов сдвигу могут быть использованы также приборы одноплоскостного среза, рекомендуемые ГОСТами бывшего СССР (см. ниже) и СНГ.

В заключение отметим, что все приборы одноплоскостного среза, рекомендуемые ГОСТ 12248-96 СНГ, предназначены для испытания грунтов содержащих крупнообломочные включения размером не более 5 мм. Как показали работы, выполненные в "Арминжпроект", использование приборов одноплоскостного сдвига ПСГ для определения сопротивления сдвигу грунтов с крупнообломочными включениями размерами 5–10 мм, широко распространенные в Армении, приводит к большим ошибкам, вследствие заклинивания этих частиц в зазоре между обоймами резывателя. Установлено также, что при испытании указанных грунтов на приборах кручения плоских образцов М-5 (см. ниже) крупнообломочные включения несколько не искажают результаты опытов в виду их беспорядочного расположения в глинистой массе. Очевидно, что при отсутствии контактов между крупнообломочными включениями прочность грунта полностью обусловлена прочностью глинистого материала. В случае большого количества содержания в грунте крупнообломочного материала, наличия контактов или существования каркаса из крупных частиц

сопротивление грунта сдвигу прочность будет обусловлено прочностью структурного каркаса и сопротивлением взаимному перемещению их.

Из изложенного выше следует, что на приборах кручения плоских сплошных образцов, в отличие от приборов одноплоскостного среза, можно испытать грунты, содержащие крупнообломочные частицы размерами 5–10 мм при диаметре образца 100–150 мм, а при испытании больших образцов ($d=300$ мм, $h=150$ –200 мм) до 50 мм.

Отметим также, что на всех рассмотренных выше приборах образцы грунтов могут быть испытаны в двух режимах: 1) при определенном законе возрастания касательного напряжения с фиксацией (контролем) деформации сдвига; 2) при заданной скорости деформации сдвига с фиксацией (контролем) касательных напряжений. В бывшем СССР испытания образцов грунтов на сдвиг, в основном, осуществляли по первому режиму. Для испытания образцов грунтов по второму режиму пользуются приборами, снабженными механизмами силоизмерения, осуществления постоянной скорости сдвига и графического изображения полученных результатов.

8.2. ПРИБОРЫ ОДНОПЛОСКОСТНОГО СРЕЗА ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Для определения сопротивления грунтов (песчаных и глинистых) сдвигу разработан Межгосударственный стандарт ГОСТ 1248-96 СНГ, которым узаконено применение для этой цели приборов одноплоскостного среза (см. рис. 8.1, а). ГОСТ 1248-96 СНГ требует, чтобы верхняя обойма срезователя прибора одноплоскостного среза была неподвижной, а нижняя — подвижной. Допускается испытание грунтов в приборах с верхней подвижной обоймой.

В рассматриваемых приборах должно быть обеспечено: а) приложение сдвигающего усилия T строго по фиксированной поверхности среза и по оси симметрии помещенного в срезователе разъемного кольца — обоймы с образцом грунта; б) центрированную передачу и вертикальность нормальной нагрузки на штамп; в) возможность передачи нормальной и касательной усилий ступенями или в виде непрерывно возрастающей нагрузки; г) подачу и отвод воды из образца, а также сохранение природной или заданной влажности образца в процессе опыта; д) возможность тарировки прибора — установления величин поправок на преодоление трения подвижной и неподвижной частей срезователя; е) измерение вертикальных (уплотнения и набухания) и горизонтальных деформаций образца с точностью 0,01 мм; ж) отсутствие внешних динамических воздействий.

В лабораторной практике бывшего СССР, а в настоящее время в странах СНГ, кроме отмеченных выше приборов одноплоскостного среза ГП-30 и ПСГ (диаметр образца 71,4 мм, площадь поперечного сечения $A=40$ см², высота $h=35$ мм) конструкции Н.Н. Маслова и Ю.Ю. Лурье, применяют приборы ДИИТ (Днепропетровский институт инженеров

транспорта), Гидропроекта (ВСВ), Фундаментпроекта (СПФ) и другие. Из всех перечисленных выше приборов прямого одноплоскостного среза только прибор конструкции ДИИТ имеет срезыватель с нижней подвижной обоймой.

В бывшем СССР, для ведения научно-исследовательских работ, разработаны приборы одноплоскостного среза кольцевых образцов (кольцевого среза) – методом кручения (см. 8.2) Научно-исследовательским сектором Гидропроекта (автор Я.Л. Коган) и в ДИИТ-е (авторы М.Н. Гольдштейн и С.С. Бабицкая) [24].

При проектировании особо ответственных сооружений испытания на сдвиг глинистых грунтов природного и нарушенного сложения осуществляют также на специальных стендовых установках, предназначенных для испытания больших образцов из крупнообломочных материалов. Известны стендовые установки ГСП конструкции Гидропроекта для испытания на сдвиг (срез) прямоугольных образцов-монолитов размерами 35×35×35 см, 15×15×15 см и 11×11×12 см; конструкции В.П. Вихарева для испытания цилиндрических образцов диаметром 50 см и высотой 40 см; конструкции Р.Г. Тулинова для испытания на одноплоскостной срез кольцевых образцов диаметром 50 см, высотой 55 см; конструкции М.Н. Гольдштейна и его модернизированный вариант ВСЕГИНГЕО – БСП для испытания образцов диаметром 22 см, высотой 13 см при максимальном давлении 1,0 МПа и предельной деформации 70 см [84, 113].

Как было отмечено выше, приборы одноплоскостного среза пригодны только для определения сопротивления грунтов сдвигу. Они неоднократно и подробно описаны в литературе [81, 85].

8.3. ПРИБОРЫ И УСТРОЙСТВА КРУЧЕНИЯ ОБРАЗЦОВ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Ниже рассматриваются приборы кручения плоских сплошных и кольцевых образцов, имеющие применение в нашей лабораторной практике. Они позволяют исследовать прочностные и деформационные свойства глинистых грунтов природного и нарушенного сложения при простом сдвиге в различных их состояниях плотности–влажности (под действием различных уплотняющих давлений), а также учитывать влияние самых различных факторов [81,88]. Они позволяют также исследовать, релаксацию касательных напряжений в глинистых грунтах. Рассматриваемые приборы широко использованы автором книги [78, 81, 85] и многими другими специалистами при реологических исследованиях глинистых грунтов.

Прибор кручения кольцевых образцов разработал научно-исследовательского сектора (НИС) Гидропроекта (см. рис. 8.4). Для испытания плоских кольцевых образцов на простой сдвиг методом кручения прибор одноплоскостного кольцевого среза НИС Гидропроекта (наружный диаметр образца 101 мм, внутренний – 50 мм,

высота 24 мм), который схематически изображен на рис. 8.2, а, автором книги несколько модернизирован [72, 78]. Указанная модернизация относится только к видоизменению головки срезывателя прибора и заключается в том, что соприкасающиеся с кольцевым образцом грунта внутренняя и наружная стенки верхней и нижней обойм срезаны и заменены набором защитных колец из органического стекла или латуни (см. 8.2, 6; 8.4) толщиной от 1 до 3,5 мм, свободно перемещающихся относительно друг друга. Для уменьшения или полного исключения трения между защитными кольцами последние покрывают смазочным маслом, и оставляя между ними зазор порядка 0,1 мм. Для защиты образца от потери влаги (высыхания) защитные кольца покрывают толстым слоем тавота, технического вазелина. При необходимости испытания грунта в водонасыщенном состоянии (под водой) образец, вместе с защитными кольцами, помещают в водяную ванну, смонтированную на базе прибора. Водонасыщение образца осуществляется восходящим потоком воды через днище и нижний перфорированный кольцевой диск.

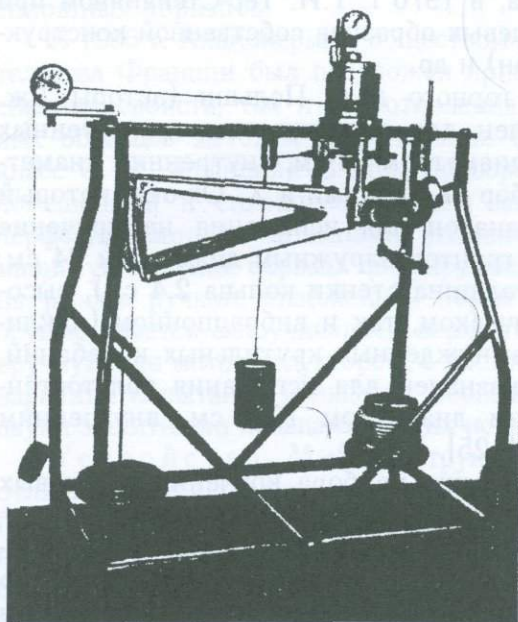


Рис. 8.4. Общий вид прибора кручения кольцевых образцов НИС Гидропроекта модернизированного автором книги

Уплотняющее давление, создаваемое секторным рычагом, прикладывается к образцу через верхний перфорированный кольцевой штамп. Кручение образца осуществляется механизмом кручения, а деформации сдвига замеряют одним прогибомером конструкции Максимова марки ПАО-6.

Небольшое конструктивное изменение, внесенное автором книги в прибор кольцевого среза НИС Гидропроекта привело к весьма существенному изменению напряженно-деформированного состояния испытываемого образца. Оно устранило вредное влияние трения закручиваемого образца о боковые стенки обойм срезывателя на деформацию сдвига (кру-

чения), обеспечило полную передачу крутящих моментов на образец и, что самое главное, свободное скашивание (кручение) последнего по всей высоте при полном соблюдении условия парности касательных напряжений и фиксацию как деформацию в строго определенной зоне, так и начала возникновения поверхности среза.

Видоизмененный нами прибор кольцевого среза НИС Гидропроекта был использован Ю.К. Зарецким и Б.Д. Чумичевым [38], без ссылки на автора книги, при определении прочностных свойств глинистых грунтов в кинематическом режиме — в режиме контроля касательных напряжений (см. ниже).

Описанный прибор кручения кольцевых образцов, созданный на базе НИС Гидропроекта автором книги, стал прототипом для создания самого большого прибора такого типа Главным институтом горного дела Польши в 1970 г. и прибора кручения плоских сплошных образцов автора книги [81, 85] (см. ниже). В 1973 г. [161] описанный выше конструктивный элемент защиты закручиваемого образца набором колец использован И. Йошими и Х. Ох-ока, в 1976 г. Г.И. Тер-Степаняном при создании приборов кручения кольцевых образцов собственной конструкции (прибор в литературе не описан) и др.

Прибор Главного института горного дела Польши (авторы Дж. Квитек и И. Глинко) предназначен для закручивания тонкостенных кольцевых образцов с наружным диаметром 34 см, внутренним диаметром 26 см, высотой до 8 см. Прибор И. Йошими и Х. Ох-ока, который имеет три модификации, предназначен для испытания на кручение тонкостенных образцов песчаных грунтов наружным диаметром 24 см, внутренним диаметром 19,2 см (толщина стенки кольца 2,4 см), высотой от 2 до 2,4 см как при статическом, так и вибрационном (циклическом) нагружении в условиях вынужденных крутильных колебаний. Прибор Г.И. Тер-Степаняна предназначен для испытания толстостенных кольцевых образцов внешним диаметром 12,5 см, внутренним диаметром 8,5 см, высотой 1,5 см [125].

На основании рассмотренного выше прибора кручения кольцевых образцов НИС Гидропроекта Л.П. Загоруйко предложил его видоизмененный вариант с целью "повышения точности испытания" и исключения проникновения грунта, расположенного в рабочей камере, в зазор между защитными кольцами. В этой конструкции механизм кручения заменен червячной передачей с динамометром, а деформация сдвига (угол поворота образца) определяется по числу оборотов червяка. Внесенные Л.П. Загоруйко изменения весьма существенно и неоправданно усложнили конструкцию прибора кручения НИС Гидропроекта, ухудшили условия проведения эксперимента, точность определения крутильных моментов с учетом трения (возникающего в червячной передаче), замера деформации сдвига, а также исключили возможность испытания образцов природного сложения. Что же касается проникновения грунта в зазоры между защитными кольцами, то как показала почти тридцатилетняя практика это может иметь место только в слу-

чае больших зазоров и испытания грунтов текучей консистенции под действием больших, однократно приложенных уплотняющих давлений.

Все рассмотренные выше приборы кручения полых цилиндрических и плоских кольцевых образцов, как и приборы кольцевого среза, обладают одним общим и весьма существенным недостатком, связанным с большой сложностью испытания грунтов природного сложения. Как было отмечено выше, при вырезке образцов ненарушенного сложения имеет место нарушение структуры, а при уплотнении в узком кольцевом пространстве возникают большие трения по наружной и внутренней поверхностям, учет которых связан с определенными трудностями. Эти приборы, как и приборы кольцевого среза, могут быть использованы для испытания глинистых грунтов текучей, текучепластичной и тугопластичной консистенций и нарушенного сложения (см. п. 7.1).

Как было отмечено выше (см. п. 7.1) от отмеченных недостатков приборов кручения полых цилиндрических и плоских кольцевых образцов можно освободиться путем перехода к испытанию на кручение сплошных образцов.

В 1966 г. Акционерным обществом оборудования предприятий и строительства Франции был предложен прибор для исследования как компрессионных свойств, так и сопротивления сдвигу плоских грунтовых сплошных образцов методом закручивания (Патент на изобретение 1479723, класс G 01, Франция). В этом приборе круглый плоский образец грунта, помещенный в сплошном рабочем кольце между двумя рифлеными и перфорированными штампами уплотняется рычажным прессом. Деформации уплотнения образца фиксируются смонтированным на конце стержня рычага ручкой, снабженной пером самописца. Закручивание образца осуществляется закручиванием верхнего штампа специальным механизмом вручную или мотор-редуктором, с постоянной скоростью. Разработан также варианты испытания кольцевых образцов и образцов, помещенных между двумя защитными кольцами для их испытания по схеме кольцевого среза.

Устройство М-5 конструкции С.Р. Месчяна [81, 85] (рис. 8.5) отличается от прибора кручения кольцевых образцов НИС Гидропроекта (см. рис. 8,2, б) тем, что на нем можно испытать сплошные плоские и неплоские образцы диаметром $d=101$ мм при высоте $h=15-40$ мм и более. При испытании сплошных образцов существенно упрощается их изготовление, в несколько раз уменьшается или вообще исключается трение о защитные кольца, возникающее при его предварительном уплотнении, существенно снижается степень нарушения природной структуры.

Как и в модернизированном автором книги приборе кручения НИС Гидропроекта, в устройстве М-5 образец грунта снаружи окружен набором защитных колец, которые препятствуют его боковому расширению при предварительном уплотнении, а при кручении свободно перемещаются относительно друг друга, не препятствуя деформации сдвига (кручения). Этот прибор имеет весьма простую конструкцию и удобен для определения прочностных и деформационных характеристик глинистых грунтов в любом их состоянии при простом (квазичистом) сдвиге под

действием нормальных (уплотняющих) напряжений до 2,5 МПа с учетом фактора времени и других воздействий (температурных, динамических, замачивания и т.д.). Этот прибор позволяет определить не только сдвиговые деформации и сопротивление грунтов сдвигу, но и характеристики уплотнения в условиях одномерного уплотнения. Он предназначен для испытания глинистых и песчаных грунтов, содержащих крупнообломочные частицы размером до 10 мм.

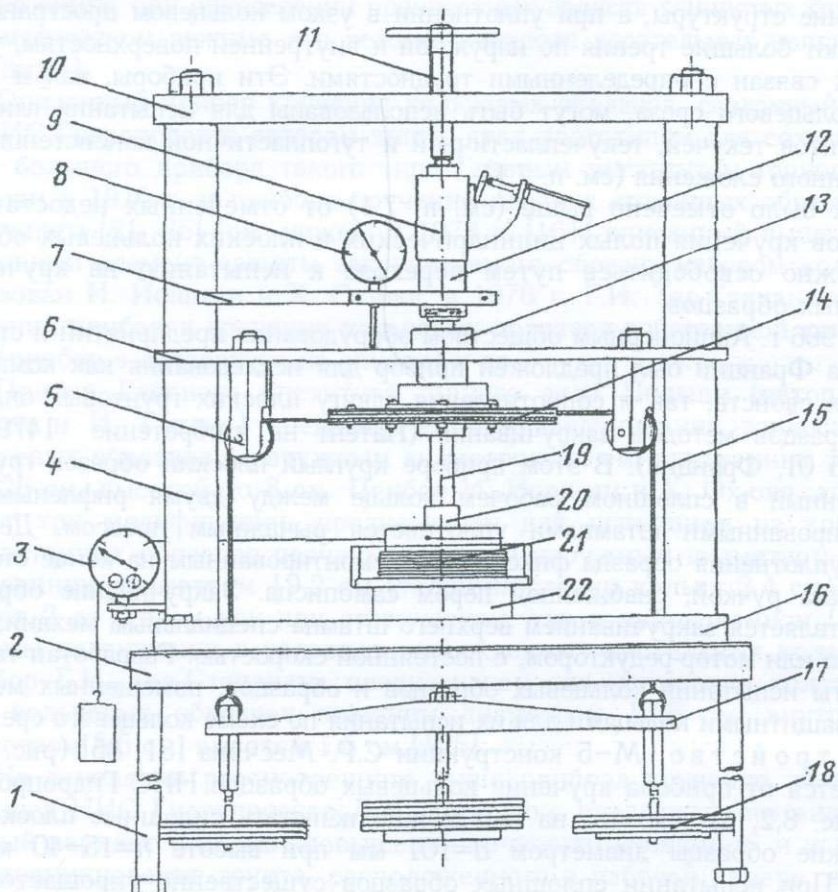


Рис. 8.5. Схема прибора кручения сплошных образцов М-5

Устройство М-5 состоит из станины, двухрусной замкнутой рамы, рабочего органа (стакана), механизма кручения, винтового привода или рычажного пресса для создания вертикальных (уплотняющих) давлений, измерительных приборов для замера деформации уплотнения и кручения (сдвига).

Станина состоит из четырех опорных ножек 1, рамы 2, которая приводится в горизонтальное положение при помощи подъемных винтов, вмонтированных в опорных ножках. На станине устройства при помощи двух болтов смонтирована двухъярусная рама 4. Нижний

ригель рамы 16 служит основанием для рабочего органа, промежуточный 6 — является опорой механизма кручения, а верхний ригель 10, в котором вмонтирован винтовой привод 11, служит опорой для рычажного пресса (см. рис. 8.6), так и динамометра 9.

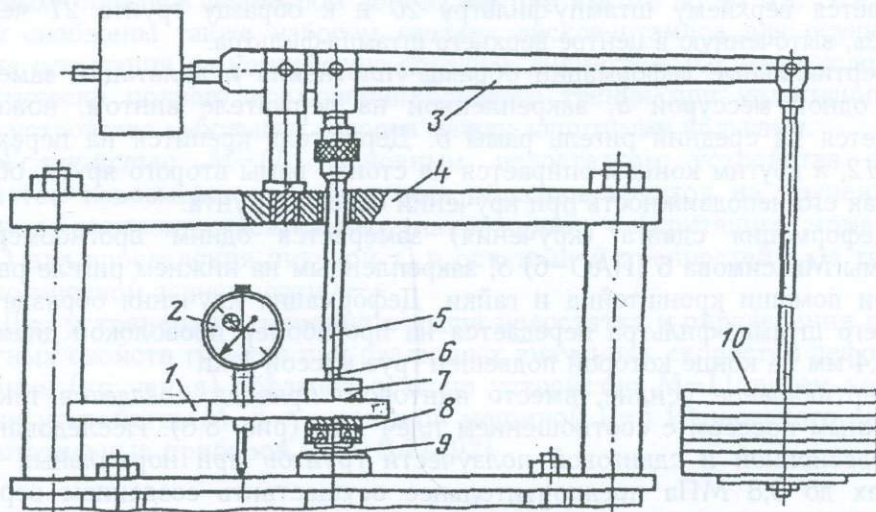


Рис. 8.6. Схема создания уплотняющей нагрузки на приборе М-5 при помощи рычажного пресса

Рабочий орган 22, в котором осуществляется уплотнение и закручивание образца грунта, состоит из днища и помещенного в нем нижнего рифленого и перфорированного диска-фильтра (на рис. не видно). Образец грунта, окруженный набором защитных колец 21, помещается на нижний диск-фильтр рабочего органа. Уплотнение и закручивание образца осуществляется верхним рифленым и перфорированным штампа-фильтром 20.

Создаваемое винтовым приводом 11 вертикальное усилие передается на образец грунта 21 через стальной шарик, динамометр 9, шарикоподшипник качения, шток-шпиндель 19, входящий в направляющую верхнего штампа-фильтра 20,

Для водонасыщения и испытания под водой образца грунта, находящегося в гидравлической камере днища, имеются штуцеры.

Механизм кручения состоит из диска 14 диаметром 200 мм, подвешенного на направляющей штока-шпинделя при помощи соединительного кольца, закрепленного на диске 14 четырьмя болтами, а направляющая — на промежуточном ригеле рамы 6 соединительной гайкой 13. Шток-шпиндель проходит через просверленное в центре диска отверстие.

Крутящий момент создается парой тяг 15, помещенных и закрепленных на канавках диска 14 болтами. Тяги перекинута через ролики кронштейнов 5 и закреплены на балочке механизма кручения 17 болтами. К балочке 17 подвешены грузовые поддоны с грузами 18. Кронштейны 5 закреплены на среднем ригеле рамы 6 гайками.

Создаваемый механизмом кручения крутящий момент передается на шток-шпindel через шпонку, которая вместе с ним может свободно перемещаться по канавке, выточенной на поверхности внутреннего отверстия диска кручения 14. Крутящий момент от шпонки, через шток-шпindel передается верхнему штампу-фильтру 20 и к образцу грунта 21 через прорезь, выточенную в центре верхнего штампа-фильтра.

Вертикальные деформации образца-уплотнения и дилатации измеряются одной мессурой 8, закрепленной на держателе винтом, ножкой опирается на средний ригель рамы 6. Держатель крепится на переходнике 12, а другим концом опирается на стойку рамы второго яруса, обеспечивая его неподвижность при кручении образца грунта.

Деформация сдвига (кручения) измеряется одним прогибомером системы Максимова 6 (ПАО-6) 8, закрепленным на нижнем ригеле рамы 16 при помощи кронштейна и гайки. Деформация кручения образца от верхнего штампа-фильтра передается на прогибомер проволокой диаметром 0,4 мм на конце которой подвешен груз массой 1 кг.

Вертикальное усилие, вместо винтового привода, создается также рычажным прессом с соотношением плеч 1:10 (рис. 8.6). Исследования компрессионной и сдвиговой ползучести грунтов при нормальных нагрузках до 0,8 МПа предпочтительнее осуществить созданием вертикальной нагрузки рычажным прессом.

Рычажный пресс 5, который монтируется на верхнем ригеле рамы 4, уравнивается противовесом, а созданная грузом 10 нагрузка передается на шток-шпindel 9 устройства М-5 через стойку 5, стальной шарик 6, переходник 7 и шарикоподшипник 8. На переходнике 7 закрепляется мессура 2 при помощи держателя 1, для замера деформации уплотнения образца. При таком расположении мессуры исключается ее перемещение при закручивании образца грунта и появляется возможность фиксации не только деформации уплотнения, но и разуплотнения (дитапсия) образца в процессе сдвига.

Следует отметить, что в первоначальном варианте устройства М-5 [81, 85] в рабочем органе не было гидравлической камеры (см. рис. 8.5), что сильно затрудняло водонасыщение образцов и их испытание под водой. В том же варианте диск-фильтр 36 и штамп-фильтр 34 имели по 24 зуба толщиной 2 мм. В этом случае общая площадь образца (80 см²) уменьшалась на 13,5% и возникала возможность его среза по ослабленным поверхностям. В связи с этим были определенные трудности, связанные с испытанием образцов грунтов с жесткой констистенцией, обусловленные затруднением проникания зубьев в грунт под действием небольших давлений, приводящие к определенным ошибкам. Были выполнены специальные исследования, позволяющие практически устранить перечисленные выше недостатки. В частности число зубьев и их толщина были соответственно доведены до 12 штук и 1 мм, что позволило их площадь снизить только до 3,5% от общей площади образца. Это позволило полностью избежать среза образцов по ослабленным поверх-

ностям и существенно облегчить проникание зубьев рифленых элементов рабочего органа в грунт любой консистенции.

Устройства М-5 снабжены наборами рабочих органов, позволяющих осуществить испытание сплошных и кольцевых (толстостенных и тонкостенных) образцов диаметром до 200 мм при высоте до 40 мм. Эти приборы снабжены также набором гладких дисков-штампов для осуществления испытания на компрессию образцов диаметром 101 мм в условиях практически полного исключения бокового трения при уплотнении за счет устройства небольших зазоров между защитными кольцами.

Устройство М-11. Основным недостатком устройства М-5 является невозможность испытания образцов грунтов на кручение в режиме контроля касательных напряжений τ (крутящих моментов M_{tor}) для определения пиковой τ_p и остаточной прочностей τ_r , а также реологической зависимости $\tau-\dot{\gamma}$.

Для устранения отмеченного выше недостатка и определения прочностных свойств грунтов при различных значениях скоростей деформирования (кручения) образцов создано устройство М-11 путем компоновки устройства М-5 с разрывной машиной Р-5 Ивановского завода испытательных приборов (рис. 8.7) [92].

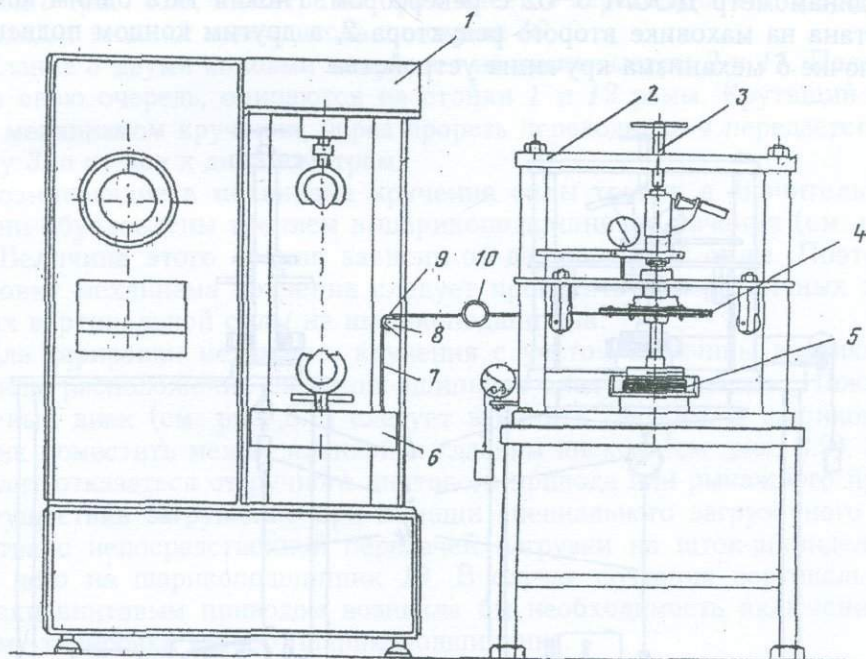


Рис. 8.7. Устройство М-11. Компоновка устройства М-5 (см. рис. 8.5) с разрывной машиной Р-5

В этом устройстве для передачи, помещенного в рабочем органе образцу грунта 5 постоянную скорость деформации (закручивания), за-

крепленная на канавке диска 4 механизма кручения тяга 7, посредством динамометра ДПУ 10, или динамометра ДОСМ 3-02 с ревербером, перекинута через ролик 9 кронштейна 8 и закреплена на подвижном траверсе 6 разрывной машины. В центре ролика 9 выточено отверстие, где помещен посаженный на палец шарикоподшипник. Кронштейн 8 закреплён на стойке 2 разрывной машины 1.

Устройство М-12. Эксплуатация устройства М-11 показала простоту и надежность определения реологических свойств грунтов, возможность учета влияния на эти свойства различных факторов. Вместе с тем существенно ограничено его применение из-за отсутствия во многих геотехнических лабораториях разрывных машин. Чтобы решить эту проблему нами, совместно с К.А. Таслагяном, было создано устройство М-12 (рис. 8.8), где тяговое усилие создается не разрывной машиной, а тяговым агрегатом, расположенным под станиной устройства [92].

Тяговый агрегат состоит из электродвигателя 1 спаренного с первым редуктором 2 с редукцией 1:4 и второго редуктора 3 с редукцией 1:340, соединенного с первым редуктором ременной передачей.

Создаваемая тяговым агрегатом тяговое усилие передается на механизм кручения устройства с гибкой тягой 4 через динамометр ДПУ 5 или динамометр ДОСМ 3-02 с реверсором. Гибкая тяга одним концом намотана на маховике второго редуктора 2, а другим концом подвешена к балочке 6 механизма кручения устройства.

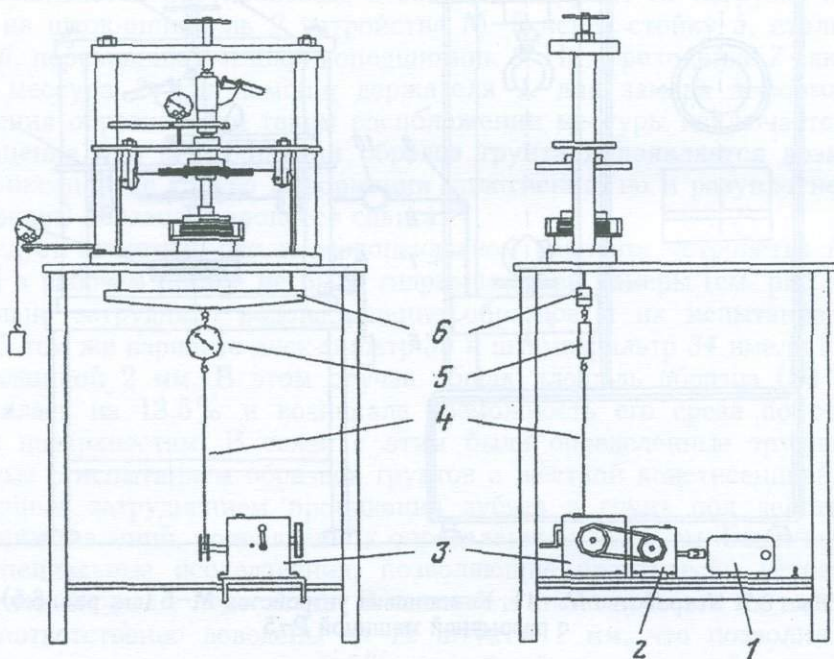


Рис. 8.8. Устройство М-12. Здесь, в отличие от М-11, закручивание образцов осуществляется тяговым агрегатом, расположенным под столиком устройства М-5.

На всех устройствах кручения образцов грунтов очень удобно осуществление повторного сдвига по схеме плашка по плашке Н.Н. Маслова [62] (см. п. 9.7).

Тарировка приборов М-5, М-11, М-12. Тарировкой прибора определяют: 1) истинную величину вертикальной уплотняющей силы, передаваемой на образец от винтового привода (см. рис. 8.9) или рычажного пресса (см. рис. 8.6). Она определяется тарировкой штока-шпинделя, перемещающегося по направляющей. Установлено, что сила трения штока-шпинделя о направляющую очень мала и ею можно пренебречь; 2) силу трения, возникающую между образцом и набором защитных колец в процессе предварительного уплотнения, определяют по методу, применяемому при компрессионных испытаниях грунтов (см. п. 3.4); 3) истинные значения передаваемых на образец грунта крутящих моментов.

Тарировка механизма кручения является наиболее ответственной и технически сложной. Для исключения ошибок при тарировке механизма кручения крутящие моменты определяются непосредственно на месте их передачи на образец грунта, т.е. на нижнем конце штока-шпинделя. Для этого штамп 20, вместе с направляющим 19 (см. рис. 8.5) заменяется планкой 3 (рис. 8.9), в центре которой имеется переходник 4 с прорезью, куда входит нижний конец штока-шпинделя 10.

Планка 3 двумя концами опирается на динамометры 2 и 11. Последние, в свою очередь, опираются на стойки 1 и 12 рамы. Крутящий момент, механизмом кручения, через прорезь переходника 4 передается на планку 3, а от нее к динамометрам.

Возникающие в механизме кручения силы трения в значительной степени обусловлены трением в шарикоподшипниках качения (см. рис. 8.5). Величина этого трения зависит от вертикальной силы. Поэтому тарировку механизма кручения следует проводить при различных значениях вертикальной силы на шарикоподшипник.

Для тарировки механизма кручения с учетом величины вертикальной силы расположение шарикоподшипника следует изменить. Нижний рифленый диск (см. рис. 8.5) следует заменить гладким, а шарикоподшипник поместить между планкой и гладким диском (см. рис. 8.9). Это позволит отказаться от ручного винтового привода или рычажного пресса, осуществив загрузку при помощи специального загрузочного устройства с непосредственной передачей нагрузки на шток-шпиндель и через него на шарикоподшипник 13. В случае создания вертикальной нагрузки винтовым приводом возникла бы необходимость включения в систему тарировки второго шарикоподшипника.

Загрузочное устройство (см. рис. 8.9) состоит из штока 5, проходящего через направляющую 6, вмонтированную в верхней плите 9 рамы. На конце штока-шпинделя расположена грузовая платформа 7 с грузом 8.

Результаты тарировки механизма кручения представляют в виде таблиц и графиков. При этом количество тарировочных кривых механизма кручения каждого прибора равно числу вертикальных нагрузок.

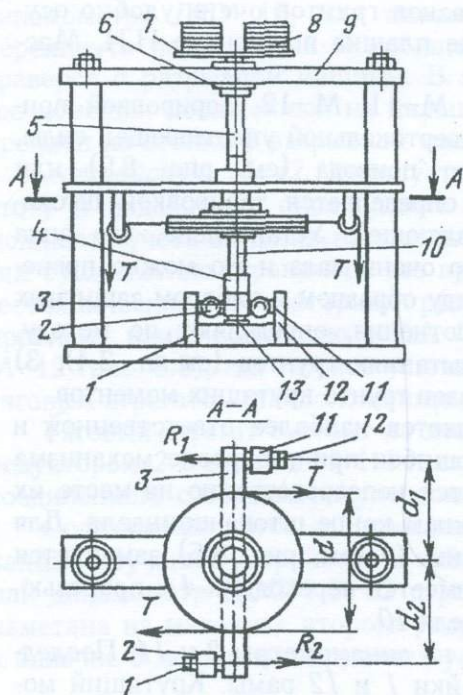


Рис. 8.9. Схема тарировки механизма кручения прибора М-5

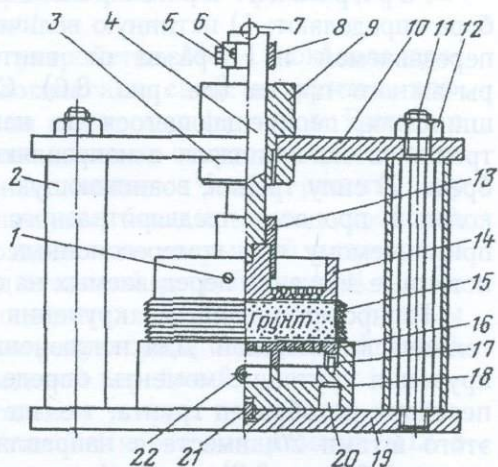


Рис. 8.10. Схема прибора предварительного уплотнения сплошных образцов М-6

Имея показания динамометров опорных реакций R_1 и R_2 и их расстояния d_1 и d_2 от центра вращения планки, можно определить величину крутящего момента, передаваемого непосредственно на образец грунта от штока-шпинделя.

Прибор предварительного уплотнения М-6 (рис. 8.10). В целях экономии времени на подготовку образцов к испытанию на кручение (на что зачастую уходит несколько месяцев) можно их предварительное уплотнение осуществить на приборе предварительного уплотнения М-6, состоящем из рамы, рабочего органа и направляющего со штоком, передающего на образец грунта нагрузку от рычажного пресса.

Рама состоит из нижнего 19 и верхнего 10 ригелей. Их строго параллельное расположение достигается вкладышами-трубками 2, внутри которых проходят винченные в нижний ригель 19 винты 11. При помощи зажимных гаек 12 эти винты прочно соединяют между собой все элементы рамы.

На нижний ригель рамы ставится обойма-днице рабочего органа, который центрируется шпилькой 21. В центре верхнего ригеля с помощью соединительной гайки 3 вмонтирована направляющая 9 штока 4, которая входит в переходник 13 штампа 14 рабочего органа и через этот штамп передает уплотняющее давление на образец грунта, помещенный

на нижнем рифленом диске-фильтре 16 внутри защитных колец 15. Положение диска-фильтра 16 фиксируется шпильками 17, а деформация уплотнения образца замеряется мессурой, закрепленной на ножке держателя 8 винтом 6. Держатель крепится на штоке при помощи установочного винта 5; 1 – винт для закрепления проволоки прогибомера. В днище 18 имеются два отверстия 20.

Образец грунта, помещенный в гидравлическую камеру (на рис. 8.10 не показана. См. рис. 8.5) вместе с защитными кольцами, насыщается восходящим потоком воды через штуцер 22 и верхний перфорированный штамп 14.

Уплотняющая нагрузка, создаваемая расположенной над рамой рычажным прессом, передается на шток 4 через стальной шарик 7.

Устройство М-10. Глинистые грунты, используемые в качестве материала для возведения грунтовых сооружений при оптимальной влажности и наибольшей плотности скелета, всегда содержат определенное количество крупнообломочных частиц. Поэтому определение их прочностных и деформационных свойств невозможно выполнить на описанных выше устройствах. Для определения отмеченных свойств крупнообломочных песчано-глинистых грунтов в лабораторных условиях используются стационарные устройства одноплоскостного среза, среза по круговой поверхности, трехосного сжатия и кручения образцов нарушенного сложения.

Для испытания крупнообломочных грунтов на прямой одноплоскостной срез применяют установки СГП Гидропроекта, В.П. Выхарева, М.Н. Гольдштейна, ВСЕГИНГЕО, Р.Г. Тулинова [127] на которых испытывают образцы диаметром до 50 см. Установка Р.Г. Тулинова позволяет многократно испытывать образец как по обычной стандартной, так и по маятниковой схемам прямого и обратного среза по разным направлениям под действием различных нормальных напряжений.

Испытания образцов грунтов на трехосное сжатие выполняют на стендовых стабилometрах, в частности, на установке ВНИИ ВОДГЕО, на которой можно испытать образцы диаметром до 100 см и высотой до 200 см.

Из-за весьма существенных недостатков метода прямого одноплоскостного среза и трехосного сжатия невозможно определение истинных прочностных свойств грунтов вообще, а крупнообломочных в частности.

Как было сказано выше от многих недостатков свободны устройства испытания образцов на срез по заданной кольцевой или круговой поверхности. Однако для получения достоверных данных о прочностных показателях любых грунтов наиболее простым является метод свободной кручения кольцевых и сплошных образцов. Чтобы решить эту проблему нами, на базе устройства М-5, создано устройство М-10, предназначенное для свободного кручения образцов грунтов диаметром и высотой 30 см. Это устройство прошло успешное испытание в институте Армгидро-энергопроект, в 1987 г. Модернизированный в 1997 г. вариант устройства М-10 показан на рис. 8.11.

Устройство М-10 предназначено для испытания грунтов в режиме контроля касательных напряжений (крутящих моментов).

Устройство М-10, которое покоится на двух бетонных опорах, состоит из станины 1 крестообразной формы, изготовленной из швеллеров 20, служащей основанием рабочего органа (см. ниже). На станине смонтирована рама из двух стоек 2 и ригеля 4, которые между собой прочно соединены зажимными гайками 5. В ригеле вмонтирован винтовой привод 6 вертикального усилия.

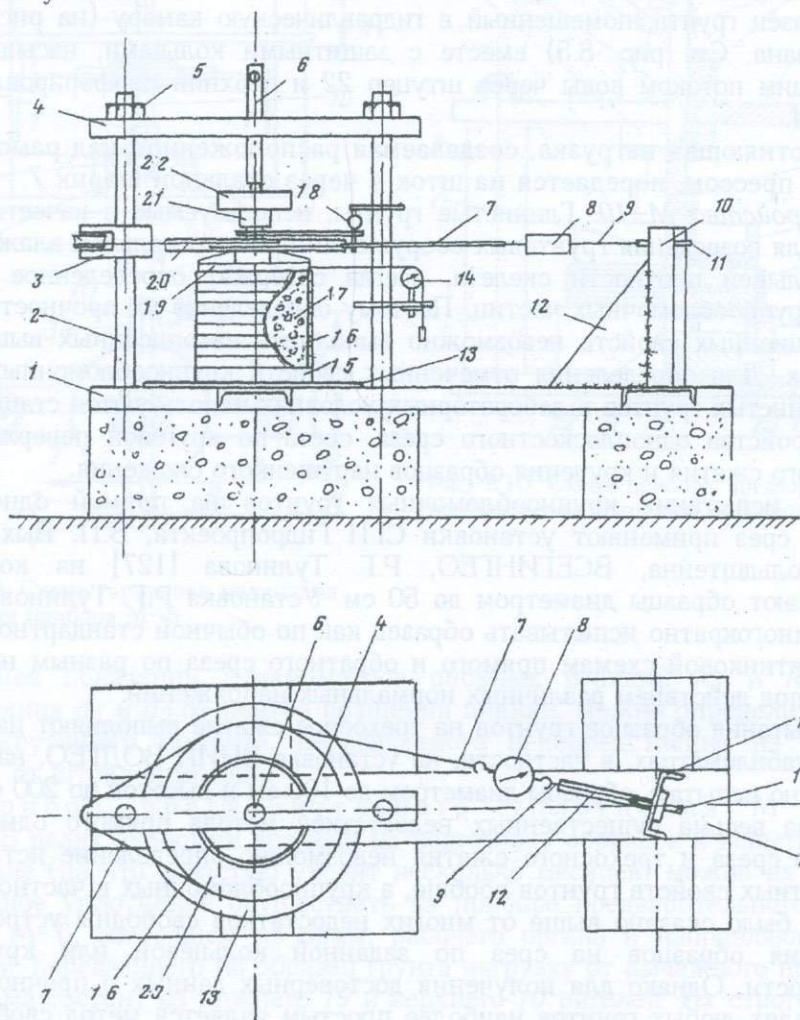


Рис. 8.11. Устройство М-10

Рабочий орган устройства состоит из сваренного на станине основания гидравлической камеры (на рис. 8.11 не показана) поддона 13, устанавливаемого на нем рифленого диска-основания 15, неподвижность которого (в смысле кручения) обеспечивается парой шпилек, расположенных на поддоне.

Образец грунта 17, который окружен набором защитных колец 16, предотвращающие боковое расширение его при уплотнении и кручении, помещен между диском-основанием 15 и рифленным штампом 19, с помощью которого осуществляется как уплотнение, так и кручение образца.

В зависимости от крупности крупнообломочных частиц на установке М-10 можно испытать образцы диаметрами 30 или 50 см.

Для водонасыщения образца грунта (испытание под водой) в канавках, выточенных на поддоне 13 устанавливается цилиндр соответствующего диаметра, создавая гидравлическую камеру (пространство между защитными кольцами образца и цилиндром) куда заливается вода.

Механизм кручения состоит из ввинченного в штамп 19 диска 21 диаметром 50 см, переходника 22, в центре которого помещается упорный подшипник, служащий опорой, для динамометра 22 воспринимаемого через стальной шарик создаваемое винтовым приводом 6 вертикальное усилие. Горизонтальное усилие, создаваемое горизонтальным винтовым приводом 11 воспринимается тягой 9, которое через динамометр 8 и пару тяг 7, передается диску 20 механизма кручения, который закручивает рифленный штамп 19 и образец грунта 17.

Тяги 7 помещены в канавках диска 20 механизма кручения. Одна из них закреплена в одной канавке и перекинута через ролик подвижного кронштейна 3, вторая тяга (на рис. не видна) закреплена во второй канавке диска.

Они вместе соединены с динамометром 8. Винтовой привод горизонтального усилия 11 вмонтирован на стойке 10, сваренного на станине вместе с контрфорсом 12.

Создаваемая винтовым приводом 6 усилия фиксируются динамометром. ДОСМ 3-5, а горизонтальное усилие создаваемое винтовым приводом 11 — динамометром ДПУ или ДОСМ 3-1 с реверсором. Вертикальные деформации испытываемого образца измеряются мессурой 18, а деформации сдвига (кручения) прогибомером 14.

ГЛАВА 9

КРАТКОВРЕМЕННОЕ (НАЧАЛЬНОЕ) СОПРОТИВЛЕНИЕ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ СДВИГУ

9.1. ВВЕДЕНИЕ

Сопротивление сдвигу τ_f является тем основным прочностным показателем грунтов вообще, глинистых в частности, по которому основания и сооружения из грунтовых материалов рассчитывают по первому предельному состоянию — по предельной прочности, проверяют устойчивость откосов и естественных склонов, определяют давление грунта на ограждающие конструкции (подпорные стенки, обделки туннелей и т.д.). Сопротивление сдвигу глинистых грунтов равно второму предельному напряжению сдвига $\tau_f = \tau_{\text{lim}}^{(2)}$ (см. п.7.2), т.е. тому минимальному значению касательного напряжения при котором наступает третья стадия ползучести *BC* (см. рис. 2.9), протекающая с возрастающей скоростью.

При одноплоскостном срезе величины касательного напряжения τ и сопротивления грунта сдвигу (срезу) τ_f определяют по выражениям

$$\tau = T' / A; \quad \tau_f = T'_{\text{max}} / A, \quad (9.1)$$

где T' и T'_{max} — приложенные к образцу сдвигающее и предельно сдвигающее усилия, определяемые по тарировочной кривой срезывателя прибора (рис. 9.1); A — площади среза.

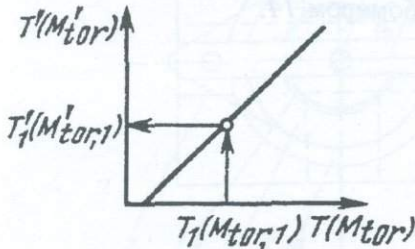


Рис. 9.1. Схема тарировочной кривой рычага горизонтального усилия прибора ГП-30, механизмов кручения приборов кольцевого сдвига и кручения образцов.

T' и M'_{tor} — истинные значения сдвигового усилия и крутящего момента, передаваемые на образцы

Касательные напряжения τ_R , действующие на наружных гранях закручиваемых сплошных и кольцевых образцов определяют из выражений (2.20), (2.21), (2.23) и (2.24). Предельные касательные напряжения (сопротивления сдвигу) τ_f сплошных и кольцевых образцов при кручении определяют следующими выражениями:

$$\tau_f = 3M'_{\text{tor, lim}} / 2\pi r^3; \quad (9.2)$$

$$\tau_f = 3M'_{\text{tor, lim}} / 2\pi (r_2^3 - r_1^3), \quad (9.3)$$

где M'_{toflim} — предельный крутящий момент с учетом тарировочной поправки (см. рис. 9.1); r_2 и r_1 — наружный и внутренний радиусы кольца; r — радиус сплошного образца.

Выражения (9.2) и (9.3) получены из условия полного использования несущей способности всего поперечного сечения образца — прямоугольной эпюры распределения касательных напряжений [4].

Для оценки прочностных свойств глинистых грунтов при сдвиге (срезе) применяют эмпирический закон трения Ш. Кулона (1773) [132]. Согласно этому закону прочность грунта на некоторой произвольно выбранной плоскости массива определяется величиной эффективного нормального напряжения σ_z , действующего на этой плоскости и его сопротивлением сдвигу τ_f на той же плоскости. В соответствии с этим условие прочности грунта записывается в следующем виде:

$$\tau_f = \sigma_z \operatorname{tg} \varphi + c = \sigma_z f + c, \quad (9.4)$$

где φ — эмпирический параметр, который принято называть углом внутреннего трения; $\operatorname{tg} \varphi = f$ — коэффициент указанного трения; c — параметр, равный сопротивлению грунта сдвигу при $\sigma_z = 0$, называемый сцеплением.

Эмпирический закон трения Ш. Кулона является развитием закона внешнего трения, впервые установленного Амонтоном в 1669 г. — прямой пропорциональности между давлением σ_z и статическим трением τ_f .

$$\tau_f = \sigma_z f. \quad (9.5)$$

Коэффициент трения f зависит от природы и состояния поверхностей двух тел на площадках контакта.

Для определения входящих в (9.4) и (9.5) параметров φ и c , обычно, испытывают на сдвиг (кручение) несколько образцов-близнецов, уплотненных под действием различных по величине эффективных давлений σ_z , т.е. по ветви уплотнения компрессионной кривой (рис. 3.7).

Испытания образцов на сдвиг (срез) проводятся как в режиме контроля деформаций сдвига γ , так и в режиме контроля касательных напряжений τ . Испытывают образцы-близнецы природного и нарушенного сложения как при сохранении природной влажности, так и при различных значениях их влажности и режимах замачивания. Методы вырезки образцов из монолитов (кернов) природного сложения или изготовления таковых нарушенного сложения с заданными значениями плотности и влажности обычные. Они подробно изложены в гл. 3 (п. 3.4).

Испытания образцов в режиме контроля деформирования сдвига γ (управляемого касательного напряжения) выполняется приложением ступенчато-возрастающих касательных напряжений (см. рис. 9.2), а результаты опытов представляют в виде кривых $\tau - \Delta s$ или $\tau - \gamma$ (рис. 9.3).

В каждом состоянии грунта, обусловленном величиной и продолжительностью действия постоянного эффективного напряжения σ_z , при некотором предельном уровне касательного напряжения, равно предельному сопротивлению сдвига τ_f (рис. 9.2), образец деформируется без увеличения последнего (рис. 9.3). Деформация грунта при указанном уровне касательного напряжения, как было сказано выше, протекает с возрастающей скоростью и завершается исчерпыванием прочности грунта с нарушением или без нарушения его сплошности. Причем чем больше эффективное уплотняющее напряжение σ_z , тем выше сопротивление грунта сдвигу (см. рис. 9.3).

По определенным из опыта значениям τ_f при различных σ_z строят диаграмму сопротивления глинистого грунта сдвигу — кривую зависимости $\tau_f - \sigma_z$, которая при не больших σ_z является нелинейной, но при ее аппроксимации соотношением (9.4) представляют прямой (см. рис. 9.3), отсекающей на оси τ_f отрезок c (сплошная линия). Сопротивление сдвигу песчаных грунтов определяют из выражения (9.5), которое изображается прямой, проходящей и через начало координат (штриховая линия на рис. 9.3). Параметр φ определяют по углу наклона прямых $\tau_f - \sigma_z$ к оси абсцисс.

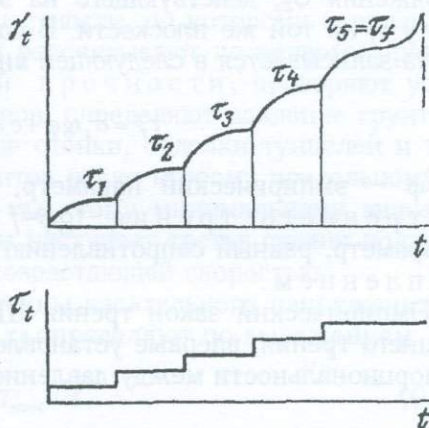


Рис. 9.2. Схема кривой сдвиговой ползучести при ступенчатой росте касательного напряжения

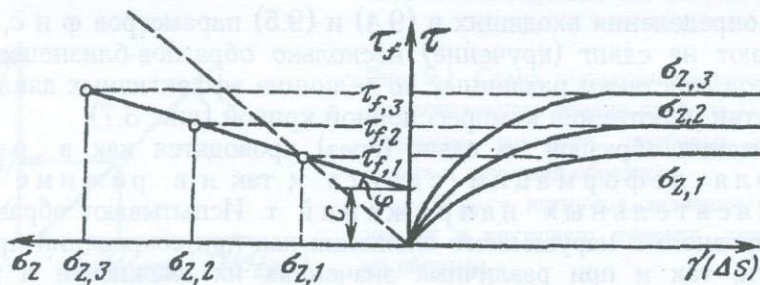


Рис. 9.3. Схема семейства кривых $\tau - \gamma$ ($\tau - \Delta s$) и диаграммы сопротивления глинистого грунта сдвигу $\tau_f - \sigma_z$ (сплошная линия)

Испытание образцов в режиме контроля касательных напряжений τ (управляемых деформаций сдвига) проводится под действием $\sigma_z = const$ при некотором заданном значении постоянной скорости деформации сдвига, создаваемой испытательной машиной, с автоматической записью экспериментальных данных — построения кривой зависимости $\tau = \tau(\gamma)$ (см. п. 8.3).

Эти кривые для нормально уплотненных и недоуплотненных (см. п. 1.4) грунтов (рис. 9.4) не отличаются от кривых, полученных в режиме контроля деформаций сдвига (см. рис. 9.3). Кривая $\tau = \tau(\gamma)$ переуплотненных глинистых грунтов (см. рис. 9.4), обладающих достаточно большой плотностью и структурной прочностью, существенно отличаются от такой, полученной при испытании других их разновидностей. В этом случае после достижения касательным напряжением некоторого наибольшего — "пикового" значения (точки разрушения) τ_p , деформация сдвига продолжает развиваться при уменьшающемся касательном напряжении [17, 85], асимптотически стремящемся к некоторой постоянной величине τ_r , называемым "остаточным" сопротивлением сдвига.

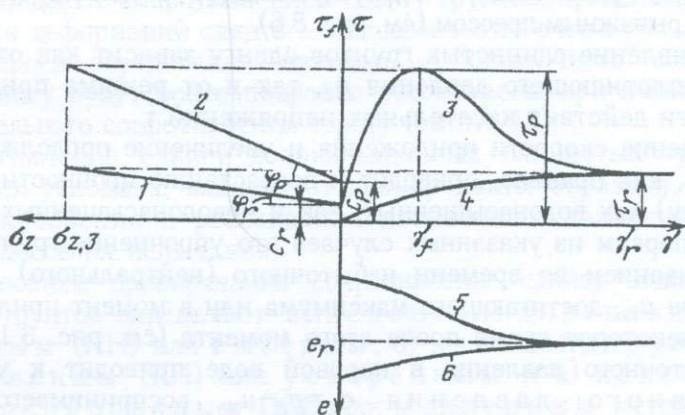


Рис. 9.4. Кривые τ - γ недоуплотненного (4) и переуплотненного (3) глинистых грунтов, полученные при испытании образцов в режиме контроля касательных напряжений, изменяемости их пористости в процессе сдвига (6) и (5) соответственно и диаграммы пикового τ_f (2) и остаточного τ_r (1) сопротивлений сдвигу

Таким образом, если сопротивление сдвигу нормально уплотненных и недоуплотненных глинистых грунтов оценивается одним значением сопротивления сдвигу, то сопротивление сдвигу переуплотненных глинистых грунтов (в случае испытания образцов в режиме контроля напряжений) — "пиковым" (разрушающим) τ_p и "остаточным" τ_r значениями касательного напряжения. Следовательно, по данным испытания можно построить две диаграммы сопротивления сдвигу (см. рис. 9.4) и определить по два значения параметров $\varphi(\varphi_p, \varphi_r)$ и $c(c_p, c_r)$, соответствующих "пиковому" и "остаточному" сопротивлениям грунта сдвигу.

В процессе сдвига недоуплотненных глинистых грунтов наблюдается доуплотнение, а переуплотненных — разуплотнение (см. рис. 9.4). Нормально уплотненные грунты при сдвиге практически не изменяют свою плотность.

Пористость глинистых грунтов, влажность которых не изменяется в процессе сдвига, принято называть критической пористостью, а их состояние критическим. Как отмечал Н.Я. Денисов в 1963 г.,

пористость глинистых грунтов при сдвиге стремится к своему критическому значению (см. рис. 9.4) [31], которое соответствует пористости нормально уплотненного грунта. Нормально уплотненные грунты, обладающие большой структурной прочностью, проявляют (в слабой степени) свойства переуплотненных грунтов, т.е. они также обладают "пиковым" и "остаточным" сопротивлением сдвигу [84].

Следовательно, чтобы получить достоверные данные о прочностных свойствах переуплотненных и нормально уплотненных (обладающих большой структурной прочностью) глинистых грунтов, должна быть обеспечена возможность свободного разуплотнения образцов в процессе сдвига. Для обеспечения указанного условия при испытании образцов на приборах М-5 (см. рис. 8.5) уплотняющую нагрузку следует создавать не винтовым приводом, а рычажным прессом (см. рис. 8.6).

Сопротивление глинистых грунтов сдвигу зависит как от величины внешнего уплотняющего давления p_z , так и от режима приложения и длительности действия касательных напряжений τ .

Уменьшение скорости приложения и увеличение продолжительности действия p_z , как правило, приводит к возрастанию прочности (сопротивления сдвигу) как водонасыщенных, так и неводонасыщенных глинистых грунтов. В первом из указанных случаев это упрочнение грунта обусловлено рассеиванием во времени избыточного (нейтрального) давления в поровой воде u_w , достигающего максимума или в момент приложения p_z , или через некоторое время после этого момента (см. рис. 3.16). Рассеивание избыточного давления в поровой воде приводит к увеличению эффективного давления $\sigma_z = p_z - u_w$, воспринимаемого скелетом грунта, и к увеличению плотности и прочности грунта во времени. В случае испытания неводонасыщенных глинистых грунтов увеличение продолжительности действия $p_z = \sigma_z$ приводит к такому же явлению вследствие длительного уплотнения (ползучести) их скелета.

Увеличение продолжительности действия касательных напряжений τ по-разному сказывается на сопротивлении глинистых грунтов сдвигу. В случае испытания водонасыщенных грунтов в условиях свободного отжатия поровой воды увеличение длительности действия касательного напряжения сказывается положительно на прочностные свойства. В этом случае имеет место увеличение сопротивления сдвигу из-за рассеивания порового и возрастания эффективного давлений. В случае испытания на сдвиг водонасыщенных и неводонасыщенных глинистых грунтов в условиях отсутствия избыточных напоров в поровой воде, увеличение длительности действия касательных напряжений приводит к снижению сопротивления их сдвигу. Это явление обусловлено реологическими свойствами глинистых грунтов и носит название длительного сопротивления сдвигу (см. гл. 12).

Длительное сопротивление сдвигу τ_H изменяется между начальным (кратковременным, пиковым) τ_p и предельно-длительным (остаточным) τ_r сопротивлениями глинистых грунтов сдвигу (рис. 2.10; 9.4). Под начальным (кратковременным) понимается сопротивление сдвигу для данного состояния грунта в данный момент времени, определяемое по одному из рассмотренных ниже методов кратковременного испытания грунтов на сдвиг (срез).

Не излишне отметить, что основой для определения расчетных показателей сопротивления грунтов сдвигу, испытанных в режиме контроля касательных напряжений, по ГОСТ 12248-78 служат данные "пикового" касательного напряжения τ_p . Это напряжение (сопротивление сдвигу) соответствует "мгновенному" кратковременному сопротивлению грунта сдвигу, определяемого испытанием образцов методом быстрого среза (см. ниже). "Пиковое" касательное напряжение τ_f существенно зависит от скорости испытания образцов и имеет место большой разброс опытных данных. В то же время "остаточное" касательное напряжение τ_r достаточно стабильная величина и практически не зависит от скорости среза, разброс опытных данных небольшой и с достаточной степенью точностью совпадает с сопротивлением сдвигу грунта, определяемого в режиме контроля деформаций сдвига — методом медленного среза (см. ниже). Вопросы определения "пикового" и "остаточного" сопротивления грунтов сдвигу будут более подробно рассмотрены при изложении проблемы длительного сопротивления сдвигу (см. гл. 12).

Сопротивление сдвигу водонасыщенных глинистых грунтов, при всех равных условиях, зависит от дренирования образцов, т.е. от времени возникновения и рассеивания избыточного давления в поровой воде в процессе их испытания.

По условиям дренирования сопротивление сдвигу водонасыщенных глинистых грунтов определяют: а) неконсолидированно-недренированным (НН) или быстрым; б) консолидированно-недренированным (КН) или ускоренным и в) консолидированно-дренированным (КД) или медленным методами испытания образцов. В соответствии с изложенным сопротивление сдвигу водонасыщенных глинистых грунтов в общем случае вместо (9.4) следует определять по выражению

$$\tau_f = (p_z - u_w) \gamma g \varphi + c. \quad (9.6)$$

При $t = \infty$, $u_w = 0$. Тогда $p_z = \sigma_z$, $\tau_f = \tau_{f,max}$.

Пример определения сопротивления сдвигу глинистого грунта по трем указанным выше методам, взаимствованный из работы М.Н. Гольдштейна и С.С. Бабицкой (1963) приведен на рис. 9.5 [22].

Кроме перечисленных выше существуют и другие специальные методики: а) метод определения сопротивления сдвигу (срезу) водонасыщенных глинистых грунтов в условиях незавершенного уплотнения с фиксацией плотности-влажности, предложенный Н.Н. Масловым [57, 81] (см. п. 9.7); б) сдвиг для оценки прочностных свойств грунтов по плоскости трещин или контакту слоев; в) сдвиг после предварительного уплотнения под проектной нагрузкой небольшой величины замоченных набухающих грунтов; г) сдвиг уплотненного после водонасыщения под арретир без возможности набухания набухающего грунта и т.д.

В рассмотренных выше методах испытания образцов глинистых грунтов, на сдвиг (срез) каждому значению эффективного нормального напряжения σ_z соответствует одно свое значение плотности (пористости) и влажности. Поэ-

тому диаграмма сопротивления грунта сдвигу $\tau_f - \sigma_z$ не отражает прочность грунта в каком либо одном состоянии плотности-влажности. Она характеризует изменяемость сопротивления грунта сдвигу τ_f в зависимости от изменяемости его плотности под действием σ_z , т.е. по ветви уплотнения компрессионной кривой. Именно поэтому, входящие в (9.4) параметры φ и c лишены физического смысла, они не являются углом внутреннего трения и сцепления грунта. Для определения "истинных" значений угла внутреннего трения φ и сцепления c грунта должны быть испытаны на сдвиг (срез) образцы-близнецы, имеющие одинаковые значения плотности-влажности и структурной прочности после предварительного уплотнения под действием различных по величине нормальных напряжений σ_z . Очевидно, что рассмотренные выше методы испытания образцов на сдвиг (срез) не пригодны для определения диаграммы $\tau_f - \sigma_z$ и "истинных" значений φ и c для некоторого фиксированного состояния плотности (пористости) и влажности грунта. Для этой цели должны быть использованы другие специальные методы испытания грунтов (см. п. 9.10).

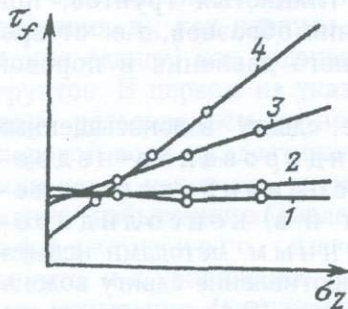


Рис. 9.5. Диаграммы сопротивления грунта сдвигу, определенные методами быстрого (1, 2), ускоренного (3) и медленного (4) испытания образцов, по М. Н. Гольдштейну

В заключение остановимся на вопросе о характере деформирования и истощения прочности грунтов на третьей стадии сдвиговой ползучести — на стадии ползучести с возрастающей скоростью (прогрессирующегося разрушения).

Опытами установлено, что на стадии прогрессирующегося разрушения характер деформирования образцов всецело обусловлен их состоянием текучести — показателем текучести I_L . В случае испытания образцов твердой, полутвердой и тугопластичной консистенции на простой сдвиг (кручение) прочность грунта истощается в результате проявления плоскости среза (практически в середине зоны сдвига), после предельно возможного скашивания. В случае испытания образцов текучепластичной, мягкопластичной, тугопластичной и текучей консистенции истощение прочности грунта характеризуется большой, деформацией сдвига без проявления плоскости среза. Совершенно понятно, что в последнем случае прочность (сопротивление сдвигу) грунтов обусловлена не кулоновским трением, а вязким сопротивлением.

Нам представляется, что в случае нарушения сплошности грунта сдвиге в виде образования плоскости скольжения (среза), возникающее по этой плоскости трение является внешним сухим кулоновским трением.

9.2. ВЛИЯНИЕ ВЫСОТЫ ОБРАЗЦА И КОНСТРУКЦИИ УСТРОЙСТВА (ПРИБОРА) НА СОПРОТИВЛЕНИЕ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ СДВИГУ

Сопоставление данных о величине сопротивления глинистых грунтов сдвигу τ_f , полученных при испытании на приборах одноплоскостного среза ГПП-30 и среза кольцевых образцов на приборе НИС Гидропроекта, показывает, что в большинстве случаев они существенно расходятся. Сопротивление сдвигу, определенное на приборе одноплоскостного среза, выше, чем при испытании на приборе кольцевого среза.

Для иллюстрации сказанного ранее рассмотрим результаты испытания четырех различных глинистых грунтов на приборах обеих конструкций при различных значениях высоты образца. На приборах одноплоскостного среза испытаны образцы высотой $h=35$ и 15 мм, а на приборах кольцевого среза — $h=24, 15$ и 8 мм (табл. 9.1).

Таблица 9.1

Показатели характеристик физических свойств грунтов

Лабораторный номер грунта	Наименование грунта	Плотность ρ_s , кг/м ³	Влажность		Пределы пластичности		
			w_0	w_f	w_L	w_P	I_P
2-57	Суглинок	2660	0,334	0,264	0,313	0,186	0,127
4-57	Глина	2700	0,387	0,336	0,412	0,233	0,180
5-57	Глина диатомитовая	2590	—	0,474	0,581	0,322	0,339
8-61	Глина неокома	2750	0,657	0,432	0,679	0,348	0,331

Опыты проведены на нормально уплотненных пастах, предварительно уплотненных под действием $\sigma_z=0,2$ МПа в течение 7–12 дней. Испытано 50 образцов при двух- и трехкратной повторности опытов.

Испытание образцов на приборах обеих конструкций выполнено по единой методике. После первой ступени τ , равной 0,025 МПа, напряжения приложены ступенями 0,01 МПа с интервалом 10 мин. Чтобы исключить возможность испарения влаги, опыты проведены под водой в условиях полного водонасыщения. Установлено, что конечная влажность образцов w_f , испытанных на разных приборах, отличаются весьма незначительно — на 0,6%.

Приведенные в табл. 9.2 данные получены при величине зазора между нижней и верхней каретками и обоймами приборов, равной 0,5 мм. Чтобы определить влияние зазора на τ_f , одновременно с изложенным выше опытом, испытаны кольцевые образцы высотой 24 мм при различных его значениях 1,0–2,7 мм. Установлено, что τ_f испытанных грунтов практически не зависит от величины упомянутого зазора.

Аналогичные опыты ранее были выполнены А.А. Ничипоровичем [98] на приборах одноплоскостного среза собственной конструкции, при зазорах между каретками прибора от 1–2 до 7–8 мм и высоте образца 15–20 мм.

При зазоре 8 мм ставились защитные кольца с расстоянием между ними около 1 мм. В этих опытах влияние величины зазора на величину сопротивления сдвигу грунтов нарушенного сложения также не было обнаружено.

Таблица 9.2

Результаты определения сопротивления грунтов сдвигу

Прибор	Высота образца, мм	Сопротивление сдвигу τ_f (в МПа) для грунтов			
		2-57	4-57	5-57	8-61
Кольцевого среза	24	0,084	0,083	0,098	0,079
	15	0,090	0,088	0,108	0,081
	8	0,097	0,117	0,122	0,090
ГПП-30	35	0,147	0,102	0,164	0,070
	15	0,138	0,107	0,150	0,083

Данные табл. 9.2. показывают, что с уменьшением высоты кольцевого образца τ_f постепенно возрастает. Наибольшее возрастание τ_f изменяется в пределах 12,3 (грунт 8-61) – 29,0% (грунт 4-57). Сопротивление сдвигу грунтов, испытанных на приборах ГПП-30, практически не зависит от высоты образца. По мере уменьшения высоты кольцевых образцов расхождение между данными τ_f , полученными на приборах обеих конструкций, постепенно уменьшается и даже исчезает.

Изменяемость τ_f при испытании образцов на приборах кольцевого среза в зависимости от высоты в первую очередь можно объяснить неполной передачей внешней уплотняющей нагрузки на грунт из-за существования большого трения между его боковыми поверхностями и стенками обойм срезавателя. Чем больше высота образца, тем выше величина этого трения и наоборот. Величина бокового трения, при всех равных условиях, зависит также от свойств и состояния грунтов – их консистенции. Для определения τ_f на приборах кольцевого среза следует установить истинную величину внешнего уплотняющего давления, передаваемого на поверхность среза образца по методу, изложенному в (п. 3.4). Это, безусловно, вносит определенную трудность в проведение испытания образцов на кольцевой срез и, как было сказано выше, является одним из основных недостатков таких приборов.

Данные, приведенные в табл. 9.2, показывают также, что в ряде случаев с уменьшением толщины кольцевых образцов до 8 мм, когда внешнее уплотняющее давление полностью передается на образец, не устраняется разница, существующая в значениях τ_f , определенных на приборах обеих конструкций. Это можно объяснить конструкционными недостатками прибора ГПП-30 – протеканием деформации сдвига в стесненных условиях (в узкой зоне) и неравномерным распределением толщины зоны сдвига по сечению образца (см. п. 8.1).

Данные о величинах ϕ и c среднего пылеватого и тяжелого пылеватого суглинков (кембрийской глины), полученные при испытании на приборах одноплоскостного среза и трехосного сжатия (П.Д. Евдокимов, 1956), также показывают их зависимость от метода испытания. В частности установлено, что испытание глинистых грунтов методом трехосного сжатия приво-

дит к уменьшению углов φ в среднем на 8° (около 30%), сцепление среднего пылеватого суглинка в среднем уменьшается на 0,015 МПа (около 50%), а кембрийской глины возрастает на 0,003 МПа (около 17%). Это значит, что испытание грунтов по методу трехосного сжатия приводит к снижению τ_f по сравнению с методом одноплоскостного среза. Причиной изложенного, по всей вероятности, является условие свободного деформирования образцов при их испытании на трехосное сжатие.

Трение между боковыми поверхностями кольцевых образцов и стенками обойм срезывателя прибора ГПП-30 возникает не только при их уплотнении, но и при срезе. Это трение несколько ухудшает условие свободного сдвига образца и повышает сопротивление сдвигу. Опыты показывают, что в случае устранения указанного трения заменой боковых сплошных стенок обойм срезывателя набором защитных колец сопротивление сдвигу может снизиться до 30%. При высоте кольцевого образца $h=8$ мм боковое трение практически не влияет на прочностные характеристики грунтов. Следовательно, чтобы исключить боковое трение, испытание грунтов следует проводить на приборах кручения (см. п. 8.1).

В табл. 9.3 приведены результаты определения стандартного сопротивления сдвигу грунта ($\rho_s=2810$ кг/м³; $\rho=1850$ кг/м³; $w_0=0,4088$; $e=1,12$; $w_L=0,555$; $w_P=0,374$; $I_P=0,181$) нарушенного сложения испытанием сплошных образцов различной высоты на приборах М-5 (см. рис. 8.5) методом медленного испытания (см. п. 9.1).

Данные, приведенные в табл. 9.3, свидетельствуют о том, что замена боковой стенки обоймы срезывателя устройства кручения М-5 набором защитных колец практически исключает влияние бокового трения, возникающего при кручении, на $\tau_{f,st}$. Эти данные говорят также о том, что при испытании сплошных образцов с отношением диаметра к высоте $d/h=3,3 \div 10,1$ боковое трение, возникающее при их уплотнении, также не оказывает влияния на величину $\tau_{f,st}$.

Таблица 9.3

Результаты определения сопротивления сдвигу образцов различной высоты

Высота образца, мм	Показатели физических и прочностных свойств		
	Плотность после среза, кг/м ³	Влажность после среза	$\tau_{f,st}$, МПа
10	1900	0,370	0,051
20	1840	0,365	0,054
30	1820	0,376	0,055

Если между боковыми защитными кольцами оставить небольшой зазор (от 0,1 до 0,5 мм), боковое трение, возникающее при уплотнении грунта, можно свести к нулю. Опыты показывают, что при указанных значениях зазора между защитными кольцами не имеет место отжатие грунта в этот зазор при его медленном нагружении.

Представляет большой интерес сопоставление данных о сопротивлении сдвигу грунтов, полученных испытанием образцов-близнецов на приборах одноплоскостного среза и кручения на приборах М-5.

В нашей лаборатории Т.Л. Петросяном осуществлено испытание переуплотненных образцов глинистого грунта нарушенного сложения при двух- трехкратной повторности опытов. Перед испытанием на сдвиг образцы предварительно уплотнены под давлением $\sigma_{z,0}=0,4$ МПа, а затем разгружены до $\sigma_{z,f}=0,1$ МПа. Сопротивления сдвигу образцов определены по стандартной методике – по ГОСТ 12248-96 (табл. 9.4).

Таблица 9.4

Данные о сопротивлении сдвигу грунта

Прямой срез на приборе ГПП-30		Кручение образцов на М-5	
$\tau_{f,st}$, МПа	$\tau_{f,st,m}$, МПа	$\tau_{f,st}$, МПа	$\tau_{f,st,m}$, МПа
0,115	0,110	0,100	0,102
0,105		0,104	
0,110			

После испытания определены плотности и влажности образцов в зоне среза. Средние значения плотности и влажности при одноплоскостном срезе образцов и кручении соответственно равны: $\rho_{f,m}=1879$ кг/м³ и 1840 кг/м³, $w_{f,m}=0,260$ и 0,273.

Из данных, приведенных в табл. 9.4 следует, что сопротивление грунта сдвигу, определенные при практически одинаковых значениях плотности и влажности образцов на приборе одноплоскостного среза и кручения практически равны. Следовательно, прочностные свойства однородных, не содержащих крупных твердых включений, грунтов могут быть определены на приборах обеих конструкции, о чем было сказано выше.

9.3. КОНСОЛИДИРОВАННО-ДРЕНИРОВАННЫЙ МЕТОД ЛАБОРАТОРНОГО ОПРЕДЕЛЕНИЯ СОПРОТИВЛЕНИЯ СДВИГУ (СРЕЗУ) ПЕСЧАНЫХ И ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ (по ГОСТ 12248-96)

К одному из основных методов определения начального (кратковременного) сопротивления глинистых грунтов сдвигу (срезу) относится их испытание в условиях завершеного уплотнения по ГОСТ 12248-96, который в дальнейшем назовем стандартным, а сопротивление сдвигу, определенное по этому методу, стандартным сопротивлением сдвигу $\tau_{f,st}$. Этот метод, который называется также методом затухающих деформаций сдвига, предназначен для испытания глинистых грунтов с показателем текучести $I_L \leq 1$, коэффициентом пористости для супесей и суглинков $e \leq 1$, для глин $e \leq 1,5$.

Стандартный метод определения сопротивления сдвигу не распространяется на глинистые грунты, содержащие крупнообломочные вклю-

чения размером более 3 мм или свыше 20% по массе включений размером до 5 мм, средне- и сильнозоторфованные грунты и торфы, а также на все виды грунтов в мерзлом состоянии.

Таблица 9.5

Грунты	Время насыщения образцов водой, не менее	Время выдерживания ступеней давления, не менее	Время условной стабилизации деформаций сжатия на конечной ступени давления, не менее
Глинистые непросадочные и ненабухающие			
– супеси	3 ч		2 ч
– суглинки с $I_p < 12$	6 ч		6 ч
– суглинки с $I_p > 12$	12 ч	30 мин	12 ч
– глины с $I_p < 22$	12 ч		12 ч
– глины с $I_p \geq 22$	36 ч	30 мин	12 ч
Просадочные	Как для непросадочных	30 мин	3 ч
Набухающие	До условной стабилизации деформации набухания – 0,1 мм за 24 ч	30 мин	Как для ненабухающих

Примечание. За условную стабилизацию деформации принимают ее приращение, не превышающее 0,01 мм за время, указанное в таблице 9.5.

Стандартное сопротивление сдвигу $\tau_{f,st}$ глинистых грунтов основании зданий и сооружений определяют на одноплоскостных срезных приборах (см. п. 8.1 и 8.2). Испытывают образцы диаметром не менее 70 мм и высотой от $1/2$ до $1/3 d$. При испытании незасоленных грунтов в условиях полного водонасыщения (под водой) образцы грунтов предварительно насыщают обычной питьевой водой.

При испытании просадочных грунтов, имеющие влажность меньше w_p , необходимо увлажнять образцы до влажности, равной w_p .

Образцы набухающих грунтов при их испытании под водой при заданном давлении p_z необходимо до начала замачивания нормальное давление довести до величины p_z .

Время насыщения образцов водой должно быть не менее, указанных в таблице 9.5.

Сопротивление сдвигу грунтов определяют после предварительного уплотнения образцов давлением $0,1 \leq p_z \leq 1,0$ МПа, возрастающим во времени как ступенями, так и непрерывно. Предварительное уплотнение образцов, за

исключением просадочных и набухающих, испытываемых в водонасыщенном состоянии, обычно производится напряжениями, указанными в табл. 9.6.

Таблица 9.6

Таблица величин нормальных напряжений при определении сопротивления сдвигу

Вид и состояние грунта	Нормальное напряжение p_z , МПа	Ступени нормального напряжения Δp_z , МПа
Глины с показателем текучести $I_L \leq 0$	0,1; 0,3; 0,5	0,1
Супеси и суглинки с $I_L \leq 0,5$ Глины с $I_L \leq 0,5$	0,1; 0,2; 0,3	0,05
Супеси, суглинки и глины с $I_L > 0,5$	0,1; 0,15; 0,2	0,025 до $p_z = 0,1$ и далее 0,05

При более высоких давлениях уплотнения, чем указано в табл. 9.6, интервалы между величинами p_z должны быть равномерными. При испытании просадочных грунтов в водонасыщенном состоянии $p_z = 0,3$ МПа при $\Delta p_z = 0,05$ МПа.

Истинную величину приложенного к образцу нормального напряжения определяют по отношению уплотняющего усилия p'_z , определенного по тарифовочному журналу или тарифовочной кривой, к площади поперечного сечения образца A :

$$p_z = p'_z / A. \quad (9.7)$$

Для установления величины p'_z следует: а) тарировать механизм (рычажный пресс) вертикального давления и б) при необходимости определить трение, возникающее между образцом и обоймой срезывателя по методу, применяемому при компрессионных испытаниях грунтов (см. п. 3.4).

Время условной стабилизации деформаций уплотнения совпадает со временем рассеивания избыточных напоров в поровой воде водонасыщенных глинистых грунтов и с полной передачей внешнего уплотняющего давления p_z к скелету, когда $p_z = \sigma_z$. С этого времени сопротивление сдвигу становится обусловленной эффективным напряжением (давлением) σ_z и определяется выражением (9.4).

Предварительное уплотнение образцов можно выполнить как в срезывателе прибора, так и на приборе предварительного уплотнения. Величина уплотняющего давления и влажностный режим проведения опыта определяется условием залегания грунта и условием его работы после возведения сооружения. Когда уплотнение образцов выполнено не в срезывателе прибора, а на приборе предварительного уплотнения, для испытания следует их быстро разгрузить и перенести в срезыватель прибора, не снимая штампов. Перед разгрузкой образцов следует воду из ванны уплотнителя удалить и образцы освободить от арретира.

В срезывателе к образцу вновь прикладывают давление, равное давлению предварительного уплотнения. Уплотняющее давление прикладывают к образцу в одну ступень и выдерживают до среза не менее:

- 15 мин для супесей;
- 30 мин..... для суглинков и глин;
- 10 мин при повторном срезе.

Деформации уплотнения замеряют мессурами с ценою деления 0,01мм.

Касательные напряжения могут быть как ступенчато, так и непрерывно возрастающими. В первом случае величина ступени касательного напряжения не должна превышать 5% от значения уплотняющего давления $\sigma_z = p_z$. Величину массы груза Q_T , помещенного на подвеске рычага сдвигающего усилия, определяется по выражению:

$$Q_T = 0,05\sigma_z \cdot A \cdot \alpha \cdot \beta, \quad (9.8)$$

где A — площадь поперечного сечения образца в см²; σ_z — нормальное напряжение в МПа; α — отношение плеч рычага срезывающего устройства (для прибора ГПП-30 $\alpha=1:10=0,1$); β — коэффициент перехода от МПа к кгс/см² ($\beta=10$).

Каждую последующую ступень касательного напряжения прикладывают к образцу после условной стабилизации деформации среза от действия его предыдущей ступени. За условную стабилизацию сдвига принимают скорость не более 0,01 мм/мин. При непрерывном возрастании касательного напряжения (испытание в режиме контроля напряжений) скорость среза (в мм/мин) принимают равной.

- <0,5 для супесей;
- <0,05 .. для суглинков;
- <0,02... для глин с $I_p < 30\%$;
- <0,01... для глин с $I_p > 30\%$.

Величины касательного напряжения и сопротивления грунта сдвигу (срезу) определяют по выражениям (9.1)–(9.5).

Деформацию сдвига замеряют мессурой с точностью 0,01 мм. Показания мессуры записывают не реже чем 2 мин до полной или условной стабилизации деформаций сдвига от действия каждой ступени сдвиговой нагрузки. Испытания образцов считаются законченными, когда при приложении очередной ступени касательного напряжения происходит мгновенный срез или общая деформация сдвига превысит 5 мм. При испытании образцов в режиме контроля напряжений (при постоянной скорости среза) за окончание испытаний принимают момент, когда срезывающая нагрузка достигает максимального значения (пика), после чего наблюдается его снижение или установление постоянного значения (см. рис. 9.4), или общая деформация сдвига (среза) превысит 5 мм.

Результаты испытания каждого образца записывают в отдельный лабораторный журнал (табл. 9.7), а по результатам испытания нескольких образцов при различных значениях σ_z строят диаграмму сдвига $\tau_{f,sl} = f(\sigma_z)$ (см. рис. 9.3).

Журнал определения мгновенных, ползучих деформации простого сдвига и сопротивления грунта сдвигу

1. Опыт 1154. 2. Грунт - 15-68. 3. Сложение - естественное. 4. Прибор ГПП-30. 5. $\sigma_z=0,25$ МПа. 6. $\tau_{f,sl}=0,112$.
7. $c=0,082$ МПа. 8. $\phi=6^\circ 50'$. 9. Сведения об испытанном образце

Масса кольца с грунтом m_2 , г	Масса кольца m_1 , г	Масса образца $m_{гр} = (m_2 - m_1)$, г	Площадь поперечного сечения A , см ²	Объем образца V , см ³	Плотность грунта, г/см ³		Плотность частиц ρ_s , г/см ³	Влажность		Коэффициент пористости		Высота зоны сдвига \bar{a} , мм
					начальная $\rho_0 = m_{гр}/v$,	конечная ρ_f		начальная w_0	конечная w_f	начальный e_0	конечный e_f	
-	-	-	40	-	-	1,92	2,58	0,2642	0,32	-	0,78	-

10. Результаты испытания образца

Уплотнение (сжатие)									Сдвиг (срез)									
p_z , МПа	Время приложения p_z			Δh , мм	$\varepsilon_{z0} = \Delta h/a$	Мгновенная деформация			τ , МПа	Время приложения τ			Δs , мм	$\gamma = \Delta s/a$	Мгновенная деформация			$\gamma_f = \gamma - \gamma_0$
	дата	ч, мин, с	абсолютное			Δh_0	$\varepsilon_{z0} = \Delta h_0/a$	$E_0 = p_z/\varepsilon_{z0}$, МПа		дата	ч, мин, с	абсолютное			Δs_0 , мм	$\gamma_0 = \Delta s_0/a$	$G_0 = \tau/\gamma_0$, МПа	
0,05	30.09	10,00	0,0	0,000	-	-	-	-	0,0125	31.09	10,00	0,00	0,000	-	-	-	-	-
0,10		11,00	1 ч	0,025	-	-	-	-			10,01	1 мин	0,010	-	-	-	-	-
0,15		12,00	2 ч	0,040	-	-	-	-	0,025		10,02	2 мин	0,029	-	-	-	-	-
0,20		14,00	4 ч	0,075	-	-	-	-			10,03	3 мин	0,029	-	-	-	-	-
0,25		15,00	5 ч	0,090	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-	-
		16,00	6 ч	0,095	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-	-
		17,00	7 ч	0,096	-	-	-	-	0,112		11,25	1 ч 25 м	0,501	-	-	-	-	-
	31.09	10,00	24 ч	0,098	-	-	-	-	-		11,26	-	0,590	-	-	-	-	-
										11,27	-	0,680	-	-	-	-	-	
										11,28	-	0,820	-	-	-	-	-	

Соппротивление грунта сдвигу определяют не менее чем при трех различных значениях уплотняющего давления σ_z испытания образцов, вырезанных из одного монолита (керн).

Следует подчеркнуть, что сопротивление глинистых грунтов сдвигу при одноплоскостном сдвиге (срезе) автор книги определял только в режиме контроля деформаций сдвига — по методу затухающих деформации сдвига [85, 111]. При этом за стандартное сопротивление грунта сдвигу $\tau_{f, st}$ принимал касательное напряжение, приводящее к сдвиговой ползучести с возрастающей скоростью — к исчерпанию его прочности.

9.4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ СДВИГУ МЕТОДАМИ КОНСОЛИДИРОВАННО-НЕДРЕНИРОВАННОГО (УСКОРЕННОГО) И НЕКОНСОЛИДИРОВАННО-НЕДРЕНИРОВАННОГО (БЫСТРОГО) СРЕЗА (ГОСТ 12248-96)

1. При консолидированно-недренированном методе испытания порядок уплотнения образцов до приложения сдвигающих усилий несколько не отличается от методики, изложенной в п. 9.2. Этот метод отличается от консолидированно-дренированного (стандартного) продолжительностью сдвига (среза).

В случае испытания образцов в режиме контроля деформаций сдвига скорость приложения ступеней касательного напряжения выбирают с таким расчетом, чтобы продолжительность испытания на сдвиг не превышала 1–2 мин. При этом величина ступени касательного напряжения не должна превышать 10% величины уплотняющего эффективного давления σ_z . С целью быстрого среза равные ступени касательного напряжения прикладывают к образцу интервалом 10–15 с. В конце действия каждой ступени касательного напряжения записывают деформацию сдвига, а по полученным данным строят график зависимости $\Delta s - \tau$.

Деформации уплотнения и сдвига записывают с точностью 0,01 мм. Условия завершения опыта прежние (см. п. 9.2).

Испытание образцов в режиме контроля касательных напряжений (см. п. 9.1) осуществляется с заданной постоянной скоростью сдвига (среза), которая задается такой, чтобы вся продолжительность опыта не превышала 1–2 мин.

Для определения параметров ϕ и c "пикового" и "остаточного" сопротивления грунта сдвигу попарно испытывают шесть-восемь образцов при различных значениях постоянного уплотняющего напряжения. Независимо от режима испытания в процессе сдвига замеряют избыточное давление в поровой воде (см. п. 4.3).

На рис. 9.6 приведены диаграммы сдвига киевской глины природного сложения ($\rho_s=2670$ кг/м³; $\rho=1880$ кг/м³; $w_0=0,289$; $e_0=0,826$; $S_r=0,93$; $I_p=0,204$), построенные по данным испытания сплошных образцов-близнецов на устройствах кручения М-5 методами стандартного (см. п. 9.2) и ускоренного среза. Как видно на рис. 9.6, увеличение скорости среза

приводит к значительному увеличению прочностных показателей вследствие возрастания вязкого сопротивления грунта сдвигу в условиях отсутствия избыточных напоров в поровой воде. Последнее обусловлено условием неполного водонасыщения испытанного грунта. В рассмотренном случае для стандартного испытания образцов на сдвиг получены следующие нормативные значения параметров: $\varphi=14^{\circ}25'$, $c'=0,186$ МПа, а при ускоренном сдвиге — $\varphi=17^{\circ}58'$, $c=0,2$ МПа.

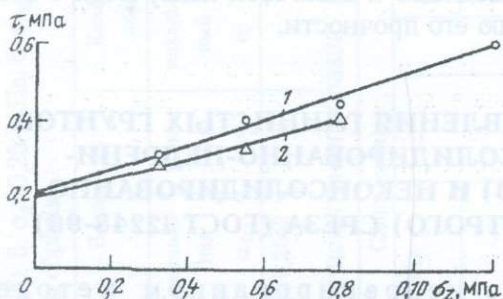


Рис. 9.6. Диаграммы сопротивления сдвигу киевской глины природного сложения, определенные по методам быстрого (1) и медленного (2) испытаний на кручение сплошных образцов

В случае испытания по этому методу слабого, полностью водонасыщенного грунта возникновение избыточного давления в поровой воде при сдвиге привело бы не к возрастанию, а к снижению показателей сопротивления сдвигу.

2. Испытание водонасыщенных суглинков и глин с $I_L \geq 0,5$ на сдвиг неконсолидированно-недренированным методом отличается от изложенного выше тем, что образец помещается между сплошными штампами и сдвигающее усилие прикладывается сейчас же после приложения в одну ступень уплотняющего давления p_z , при котором планируется испытание.

Величина внешнего уплотняющего давления p_z принимают по таблице 9.8.

Таблица 9.8

Нормальное давление p_z при быстром срезе образцов грунтов

Грунты	Нормальное давление p_z , МПа	
Глинистые и органо-минеральные с показателем текучести	$I_L < 0,5$	0,1; 0,15; 0,2
	$0,5 < I_L < 1,0$	0,05; 0,1; 0,15
	$I_L > 1,0$	0,025; 0,075; 0,125

Примечание. Если при давлениях 0,125 и 0,15 МПа происходит выдавливание грунта в зазор между подвижной и неподвижной частями срезной коробки, необходимо их уменьшить на 0,025 МПа.

Испытания образцов на срез проводят как в режиме контроля деформаций сдвига, так и в режиме касательных напряжений. Порядок

приложения касательных напряжений и условие завершения опыта не отличаются от рассмотренных в п. 1.

Результаты опытов записывают в журнал определения сопротивления грунтов сдвигу (см. табл. 9.7). По данным испытания образцов строят графики $\tau_f = \tau_f(\rho_z)$ (см. рис. 9.6). В журнал записывают также результаты замера избыточного давления в поровой воде в процессе всего эксперимента.

9.5. КОНСОЛИДИРОВАННО–ДРЕНИРОВАННЫЙ МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ СОПРОТИВЛЕНИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ СДВИГУ КРУЧЕНИЕМ ОБРАЗЦОВ (АСТ 178-99)

В межгосударственном стандарте ГОСТ 12248-96 определение характеристик сопротивления песчаных и глинистых грунтов сдвигу предусмотрено выполнить методами одноплоскостного среза, одноосного и трехосного сжатия (см. п. 9.4).

Учитывая все преимущества и простоту метода одномерного уплотнения–кручения, многолетний опыт успешного его применения по определению прочностных и деформационных свойств глинистых грунтов с учетом влияния множества факторов, оснащенность многих геотехнических лабораторий Армении и ряда российских организаций устройствами М-5 (см. рис. 8.5) и его отсутствие в ГОСТ-е 12248-96, послужили основанием для разработки АСТ 178-99 [25].

Стандарт АСТ 178-99 Республики Армения составлен на базе пункта 5.1 раздела 5 ГОСТ 12248-96. При этом сохранена последовательность изложения материала и общие для методов одноплоскостного среза и кручения образцов положения.

Ниже приводятся некоторые основные положения, соответствующие различным пунктам ГОСТ 12248-96.

1. Характеристики причинности по результатам испытания образцов определяют в устройствах кручения путем закручивания крутящих моментов образца, помещенного в наборе защитных колец, с торцевыми рифлеными и перфорированными штампами-фильтрами при одновременном его нагружении нагрузкой, нормальной к плоскости среза (см. рис. 8.2).

В особых случаях допускается, не извлекая образца из прибора, его многократное закручивание под действием различных по величине нормальных напряжений.

2. Образец грунта срезывается по нефиксированной поверхности при заданном нормальном напряжении.

3. Испытания проводятся по режимам:

– контроля деформации сдвига (кручения) с приложением ступеней крутящих моментов;

– контроля касательных напряжений (крутящих моментов) при заданной скорости закручивания.

4. Образцы мелкозернистого грунта должны иметь диаметр не менее 101 мм ($A=80 \text{ см}^2$) и высоту от $1/4$ до $1/2,5$ диаметра. Размеры образцов крупноблочных грунтов должны быть (по ГОСТ 30416-96) не менее пятикратного размера максимальной фракции грунта (включений, агрегатов).

5. В установку для испытания образцов грунта методом кручения должны входить:

– рабочий орган, состоящий из обоймы-днища, нижнего рифленого и перфорированного неподвижного штампа-фильтра, набора защитных колец (в котором осуществляется уплотнение и закручивание образца) с внутренними размерами в соответствии с требованиями п. 4, верхнего рифленого и перфорированного подвижного штампа-фильтра;

– механизм вертикальной нагрузки;

– механизм кручения;

– устройства для измерения деформации уплотнения, разуплотнения, дилатации и контратации, кручения (сдвига).

При испытании образцов в режиме контроля крутящих моментов установка должна быть оборудована механизмом для создания постоянной скорости закручивания.

6. Тарировкой механизма кручения устройства устанавливают величину передаваемого на образец грунта крутящего момента M_{tor} .

7. Уплотнение образца при консолидированно-дренированном испытании осуществляют непосредственно в рабочем органе устройства или в уплотнителе.

8. Уплотнитель должен состоять из следующих узлов:

– установочной рамы с направляющей штока вертикальной нагрузки;

– штока вертикальной нагрузки;

– рабочего органа устройства кручения в соответствии с п. 5;

– рычажного пресса.

9. Для уплотнения подготовленный к испытанию образец грунта, окруженный набором защитных колец, следует поместить на нижний рифленый и перфорированный неподвижный штамп-фильтр обоймы-днища рабочего органа уплотнителя, установить верхний рифленый и перфорированный штамп-фильтр, а на него шток вертикальной нагрузки. Уплотнение образца осуществляется передаваемой на него через шток и штамп-фильтра вертикальной нагрузки, создаваемый рычажным прессом или винтовым приводом.

10. После уплотнения следует быстро разгрузить образец и вместе с рабочим органом перенести в устройство кручения. Далее на верхний штамп-фильтр рабочего органа устанавливают шток-шпиндель механизма кручения, регулируют механизм вертикальной нагрузкой, размещают измерительную аппаратуру для регистрации вертикальных деформаций и записывают в журнал испытаний ее начальные показания.

11. После передачи образцу нормальной нагрузки в одну ступень, равный давлению предварительного уплотнения, выдерживают под этой нагрузкой в соответствии с ГОСТ 12248-96 (см. п. 9.3), приводят в рабочее состояние механизм кручения и аппаратуру для измерения

деформаций кручения, начальное показание записывают в журнал испытаний.

12. При передаче образцу крутящего момента ступенями их значение должно составить 1, 2 и 4 Н.м при нормальных давлениях 0,1; 0,2 и 0,3 МПа соответственно.

За сопротивление сдвигу принимают крутящий момент $M_{tor,lim}$, приводящий к сдвиговой ползучести с возрастающей скоростью (см. рис. 9.2).

По журналу тарировки механизма кручения определяют предельный крутящий момент и вычисляют сопротивление образца сдвигу по формуле (9.4).

Определение следует проводить не менее, чем при трех различных значениях нормальной нагрузки p_z .

13. При испытании образцов грунта в режиме контроля крутящего момента M_{tor} скорость кручения (в градусах в минуту) принимают равной:

<2,5 для супесей;

<1,5 для суглинков;

<0,8 для глин с $I_p < 0,30$

<0,4 для глин с $I_p > 0,30$

14. При кручении образцов в режиме контроля крутящего момента за окончание испытания принимается время, когда крутящий момент достигает максимального (пикового) значения, после чего наблюдается некоторое его снижение и установление постоянного (остаточного) значения или угол закручивания достигает $60 \div 70^\circ$.

По показателям динамометра горизонтального усилия T из тарировочного определяют M_{tor} , соответствующие различным деформациям кручения (сдвига) Δs , строят график $\Delta s = f(M_{tor})$ (см. рис. 9.4). По максимальному и минимальному значениям крутящего момента вычисляют ковку τ_p и остаточную τ_r сопротивления грунта сдвигу (срезу), по выражению 9.2.

Определение τ_p и τ_r следует проводить не менее чем при трех значениях нормального давления p_z . Строят две диаграммы сопротивления сдвигу, соответствующие пиковому τ_p и остаточному τ_r значениям сопротивления сдвигу, определяют параметры $tg\varphi$ и c .

В заключение следует отметить, что хотя АСТ 178–99 предназначен для испытания сплошных образцов грунтов на кручение, это не исключает испытания кольцевых образцов, изготовление которых связано с большими трудностями.

9.6. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НОРМАТИВНЫХ И РАСЧЕТНЫХ ПАРАМЕТРОВ СОПРОТИВЛЕНИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ СДВИГУ

Нормативные c и $\operatorname{tg}\varphi$, расчетные c и $\operatorname{tg}\varphi$ параметры сопротивления грунтов сдвигу определяют графическим методом и методом наименьших квадратов.

1. Наилучшего приближения к опытным данным "в среднем" и определения параметров данной эмпирической функции можно добиться при помощи метода наименьших квадратов. Суть этого метода заключается в том, что искомая прямая характеризуется минимальной суммой квадратов отклонений от всех экспериментальных точек, нанесенных на график.

Если в качестве искомой линейной функции $Y=a+bX$, принять выражение сопротивления грунта сдвигу (9.4), где $Y=\tau_f$, $X=\sigma_z$, а параметры $a=c$, $b=\operatorname{tg}\varphi$, то мера его отклонения S_0 от всех экспериментальных данных определится из выражения:

$$S_0 = \sum_{i=1}^n [\tau_{f,i} - (c + \operatorname{tg}\varphi \sigma_{z,i})] = \min, \quad (9.9)$$

где $\tau_{f,i}$ — определяемые из эксперимента опытные данные сопротивления сдвигу при заданных значениях нормального напряжения $\sigma_{z,i}$. Здесь предполагается, что отклонения, сумма квадратов которых должна быть минимальна, имеют место только по направлению τ_f , т.е. изменения по оси σ_z принимаются точными, а по оси τ_f могут иметь различные значения.

Значения c и $\operatorname{tg}\varphi$ искомой функции (9.4) определяются из условия минимума S_0 , для чего приравнивают к нулю частные производные (9.9) по c и $\operatorname{tg}\varphi$:

$$\frac{\partial S_0}{\partial c} = \frac{\partial}{\partial c} \left[\sum_{i=1}^n (\tau_{f,i} - c - \operatorname{tg}\varphi \sigma_{z,i})^2 \right] = \sum_{i=1}^n [-2(\tau_{f,i} - c - \operatorname{tg}\varphi \sigma_{z,i})] = 0 \quad (9.10)$$

$$\frac{\partial S_0}{\partial \operatorname{tg}\varphi} = \frac{\partial}{\partial \operatorname{tg}\varphi} \left[\sum_{i=1}^n (\tau_{f,i} - c - \operatorname{tg}\varphi \sigma_{z,i})^2 \right] = \sum_{i=1}^n [-2\sigma_{z,i}(\tau_{f,i} - c - \operatorname{tg}\varphi \sigma_{z,i})] = 0. \quad (9.11)$$

$$nc + \operatorname{tg}\varphi \sum_{i=1}^n \sigma_{z,i} = \sum_{i=1}^n \tau_{f,i} \quad (9.12)$$

$$c \sum_{i=1}^n \sigma_{z,i} + \operatorname{tg}\varphi \sum_{i=1}^n \sigma_{z,i}^2 = \sum_{i=1}^n \sigma_{z,i} \cdot \tau_{f,i} \quad (9.13)$$

где $\sum_{i=1}^n c_i = nc$; n — число определений.

Входящие в выражение (9.4) параметры определяются из решения уравнений (9.12) и (9.13) по следующим выражениям:

$$c_n = \frac{\sum_{i=1}^n \sigma_{z,i}^2 \sum_{i=1}^n \tau_{f,i} - \sum_{i=1}^n \sigma_{z,i} \sum_{i=1}^n \sigma_{z,i} \cdot \tau_{f,i}}{n \sum_{i=1}^n \sigma_{z,i}^2 - \left(\sum_{i=1}^n \sigma_{z,i} \right)^2}, \quad (9.14)$$

$$\operatorname{tg} \varphi_n = \frac{n \sum_{i=1}^n \sigma_{z,i} \tau_{f,i} - \sum_{i=1}^n \sigma_{z,i} \sum_{i=1}^n \tau_{f,i}}{n \sum_{i=1}^n \sigma_{z,i}^2 - \left(\sum_{i=1}^n \sigma_{z,i} \right)^2}. \quad (9.15)$$

Нормативные значения параметров c_n и $\operatorname{tg} \varphi_n$ линейной зависимости (9.4) вида (6.4) определяют по формулам (9.14) и (9.15), где $X_i = \sigma_{z,i}$, $Y_i = \tau_{f,i}$, $a=c$, $b=\operatorname{tg} \varphi$.

В ГОСТ 20522-96 выражение (9.14) представлено в следующем виде:

$$c_n = \frac{1}{n} \left(\sum_{i=1}^n \tau_{f,i} - \operatorname{tg} \varphi \sum_{i=1}^n \sigma_{z,i} \right). \quad (9.16)$$

Если при вычислении по формулам (9.10) или (9.16) получается $c < 0$, то принимается $c=0$, а $\operatorname{tg} \varphi$ вычисляются по формуле

$$\operatorname{tg} \varphi_n = \frac{\sum_{i=1}^n \sigma_{z,i} \tau_{f,i}}{\sum_{i=1}^n \sigma_{z,i}^2}. \quad (9.17)$$

Линейное выражение (9.4) вида (6.4) с коэффициентами, определенными по методу наименьших квадратов и выражающие в среднем зависимость между $\sigma_{z,i}$ и $\tau_{f,i}$ (в предположении возникновения ошибок только для $\tau_{f,i}$) называется уравнением регрессии, а его графическое изображение — теоретической линией регрессии [48]. Мерой степени линейной зависимости между $\sigma_{z,i}$ и $\tau_{f,i}$ служит коэффициент корреляции r :

$$r = \sqrt{1 - \left(\frac{S_\tau}{\sigma_\tau} \right)^2}, \quad (9.18)$$

где σ_τ — стандартное отклонение значений переменного τ_f ; S_τ — стандартное отклонение оценки, т.е. квадратный корень из среднего ариф-

метического квадратов отклонений наблюдаемых точек от прямой, получено по методу наименьших квадратов:

$$S_{\hat{\tau}} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\tau_{f,i} - \hat{\tau}_{f,i})^2}. \quad (9.19)$$

Наиболее удобным для практического вычисления коэффициента корреляции r является формула:

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n \sigma_{z,i} \cdot \tau_{f,i} - \sum_{i=1}^n \sigma_{z,i} \sum_{i=1}^n \tau_{f,i}}{\sqrt{\left[n \sum_{i=1}^n \sigma_z^2 - \left(\sum_{i=1}^n \sigma_{z,i} \right)^2 \right] \left[n \sum_{i=1}^n \tau_f^2 - \left(\sum_{i=1}^n \tau_{f,i} \right)^2 \right]}} \quad (9.20)$$

Коэффициент корреляции изменяется в пределах от 0 до ± 1 . Отрицательный коэффициент r , является положительным коэффициентом для обратной корреляции. Значение $r=0$ соответствует полному отсутствию корреляции, а $r=1$ — линейной функциональной зависимости между σ_z и τ_f , когда каждому значению $\sigma_{z,i}$ соответствует только одно значение $\tau_{f,i}$. При $r \geq 0,8$ корреляция является сильной, а при $r < 0,8$ — слабой.

Нормативные и расчетные значения параметров c и $\text{tg}\varphi$ сопротивления грунтов сдвигу вычисляют путем статистической обработки частных значений c_i и $\text{tg}\varphi_i$ или путем статистической обработки всех пар опытных значений $\sigma_{z,i}$ и $\tau_{f,i}$ как единой совокупности.

2. При статистической обработке частных значений c_i и $\text{tg}\varphi_i$ для каждой i -той точки испытания грунта в пределах инженерно-геологического элемента (ИГЭ) по выражениям (9.14), (9.15) или (9.16) вычисляют частные нормативные значения $c_{i,n}$ и $\text{tg}\varphi_{i,n}$ по результатам не менее трех определений сопротивления сдвигу $\tau_{f,i}$ при различных значениях нормального напряжения $\sigma_{z,i}$ в пределах данного значения $\sigma_{z,i}$. Для вычисления нормативных и расчетных параметров c и $\text{tg}\varphi$ испытывают не менее шести различных грунтов, отобранных из исследуемого ИГЭ. Вычисляют нормативные значения c_n и $\text{tg}\varphi_n$ по выражениям (9.14)–(9.17).

Для определения расчетных значений параметра c (или $\text{tg}\varphi$) вычисляют коэффициент вариации V , показатель точности ρ_α и коэффициент надежности γ_g по грунту по формулам:

$$V = S/c_n; \quad (9.21)$$

$$\rho_\alpha = t_\alpha \cdot V / \sqrt{n}; \quad (9.22)$$

$$\gamma_g = 1 / (1 \pm \rho_\alpha), \quad (9.23)$$

где t_α — коэффициент, принимаемый по табл. 9.9 в зависимости от заданной доверительной вероятности α и числа степеней свободы $K=n-1$.

Вычисляют среднее квадратичное отклонение S_r сопротивления грунта сдвигу:

$$S_r = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (c_n - c_i)^2}, \quad (9.24)$$

где c_n – среднее арифметическое значение, а c_i – частное значение параметра c (или $\text{tg}\varphi$), получаемые по результатам i -ых опытов.

Таблица 9.9

Значения коэффициента t_α

Число степеней свободы K	Значения коэффициента t_α при доверительной вероятности α равной					
	0,85	0,90	0,95	0,975	0,98	0,99
3	1,25	1,64	2,35	3,18	3,45	4,54
4	1,19	1,53	2,13	2,78	3,03	3,75
5	1,16	1,48	2,01	2,57	2,74	3,36
6	1,13	1,44	1,94	2,45	2,63	3,14
7	1,12	1,41	1,90	2,37	2,54	3,00
8	1,11	1,40	1,86	2,31	2,49	2,90
9	1,10	1,38	1,83	2,26	2,44	2,82
10	1,10	1,37	1,81	2,23	2,40	2,76
11	1,09	1,36	1,80	2,20	2,36	2,72
12	1,08	1,36	1,78	2,18	2,33	2,68
13	1,08	1,35	1,77	2,16	2,30	2,65
14	1,08	1,34	1,76	2,15	2,28	2,62
15	1,07	1,34	1,75	2,13	2,27	2,60
16	1,07	1,34	1,75	2,12	2,26	2,58
17	1,07	1,33	1,74	2,11	2,25	2,57
18	1,07	1,33	1,73	2,10	2,24	2,55
19	1,07	1,33	1,73	2,09	2,23	2,54
20	1,06	1,32	1,72	2,09	2,22	2,53

$$c_n = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n c_i, \quad (9.25)$$

где n – число определений c_i ; c_i – частные значения c , полученные по результатам опытов.

Расчетное значение параметра c (или $\text{tg}\varphi$) вычисляют по следующей формуле:

$$c = \frac{c_n}{\gamma_{g,c}}. \quad (9.26)$$

В лабораторный журнал определения сопротивления грунта сдвигу записывают результаты испытания образца, его наименование, сложение, тип устройства (прибора) и метод испытания образца, а также показатели физических свойств ρ_s , ρ , e , ω , S_r и т.д.

Пример 9.1. Испытаны образцы глинистого грунта на приборе одноплоскостного среза ИПП-30 при трех значениях нормального напряжения σ_z . Повторность опытов двукратная. По формулам (9.14) и (9.15) определены нормативные параметры c_n , $\operatorname{tg}\varphi_n$ и φ_n , которые приведены в табл. 9.10.

Нормативные значения параметров c_n и $\operatorname{tg}\varphi_n$ определены также графическим методом — используя диаграмму среза (см. рис. 9.7) и результаты испытания образцов.

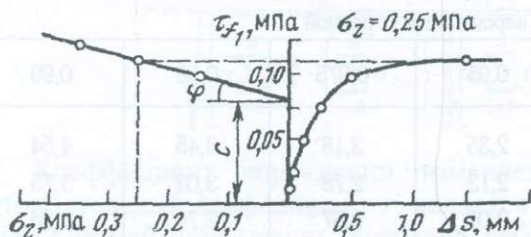


Рис. 9.7. Экспериментальная кривая $\tau-\Delta s$ и диаграмма сопротивления сдвигу грунта, построенная по данным табл. 9.10

Таблица 9.10

Результаты определения нормативных параметров стандартного сопротивления грунта сдвигу

σ_z , МПа	$\tau_{f,st}$, МПа	$\operatorname{tg}\varphi_n$	φ_n	c_n , МПа
0,15	0,10			
0,25	0,112	0,12	6°50'	0,082
0,35	0,124			

При графическом методе определения параметров сопротивления грунта сдвигу нормативную величину $\operatorname{tg}\varphi_n$ определяет по выражению:

$$\operatorname{tg}\varphi_n = \frac{\tau_{f,st}(n) - \tau_{f,st}(n-1)}{\sigma_{z,n} - \sigma_{z,n-1}} = \frac{0,124 - 0,10}{0,35 - 0,15} = 0,12,$$

откуда следует, что $\varphi_n = 6^\circ 50'$;

$$c_n = \tau_{f,st}(n-1) - \sigma_{z,n-1} \cdot \operatorname{tg}\varphi = 0,1 - 0,15 \cdot 0,12 = 0,082, \text{ МПа}$$

Нормативные значения параметров c_n и $\operatorname{tg}\varphi_n$, определенные графическим методом полностью совпали с данными, определенными по формулам метода наименьших квадратов (9.14) и (9.15).

Нормативное сопротивление испытанного грунта (9.4), с учетом данных табл. 9.8, запишется в виде следующего выражения:

$$\tau_{f,st} = \sigma_z \cdot 0,12 + 0,082, \text{ МПа.}$$

Пример 9.2. Определим нормативные и расчетные значения параметров c_n и $\text{tg}\varphi_n$ суглинка природного сложения ($\rho=2680$ кг/м³; $\omega_0=0,365$; $e_0=0,928$; $S_r=1,0$; $I_L=0,145$; $I_p=0,26$) по данным испытания десяти образцов грунта на устройстве М-5 (табл. 9.11).

По данным табл. 9.11 для рассматриваемого грунта по формулам (9.14) и (9.15) вычислены нормативные значения параметров: $c_n=0,0319$ МПа; $\text{tg}\varphi_n=0,182$; $\varphi_n=10^\circ 18'$.

Выражение (9.4) нормативного сопротивления сдвигу суглинка записывается в следующем виде:

$$\tau_{f,st} = \sigma_z \cdot 0,182 + 0,0319, \text{ МПа}$$

Таблица 9.11

Результаты испытания десяти образцов грунта на сдвиг и данные для определения нормативных параметров c_n и $\text{tg}\varphi_n$

n	$\tau_{f,st}$, МПа	$\tau_{f,st}^2$	$\sigma_{z,i}$, МПа	$\sigma_{z,i}^2$	$\tau_{f,st}\sigma_{z,i}$
1	0,073	0,005329	0,25	0,0625	0,01825
2	0,072	0,005184	0,25	0,0625	0,01825
3	0,079	0,006241	0,25	0,0625	0,01975
4	0,107	0,011449	0,35	0,1225	0,03745
5	0,107	0,011449	0,35	0,1225	0,03746
6	0,088	0,007744	0,35	0,1225	0,03080
7	0,127	0,016129	0,50	0,25	0,06350
8	0,118	0,013924	0,50	0,25	0,05900
9	0,181	0,032761	0,50	0,25	0,09050
10	0,111	0,012321	0,50	0,25	0,05550
10	1,013	0,106928	3,8	1,555	0,4052

Коэффициент корреляции r зависимости $\tau_{f,st}-\sigma_z$

$$r = \frac{10 \cdot 0,4052 - 3,8 \cdot 1,013}{\sqrt{[10 \cdot 1,555 - (3,8)^2][10 \cdot 0,106928 - (1,013)^2]}} = 0,969$$

Судя по величине коэффициента корреляции r испытанного грунта между $\tau_{f,st}$ и σ_z практически существует функциональная зависимость.

3. При статистической обработке всех пар значений $\tau_{f,i}-\sigma_{z,i}$ как единой совокупности, нормативные значения параметров сопротивления сдвигу $\text{tg}\varphi_n c_n$ вычисляют по формулам (9.14)–(9.17).

Для решения вопроса вычисляют среднеквадратичные отклонения сопротивления грунта сдвигу S_τ

$$S_{\tau} = \sqrt{\frac{1}{n-2} \sum_{i=1}^n (\sigma_z \operatorname{tg} \varphi_n + c_n - \tau_f)^2} \quad (9.27)$$

Примечание. Если принято $c_n=0$, а $\operatorname{tg} \varphi_n$ вычислен по формуле (9.17), в (9.27) надо $n-2$ заменить на $n-1$.

Следует вычислить значение сопротивления грунта сдвигу $\tau'_{f,n}$ и $\tau''_{f,n}$ по формуле (9.4) и значения полудлин совместных доверительных интервалов δ'_{τ} и δ''_{τ} по формуле (9.29) при двух значениях нормального напряжения $\sigma_z = \sigma_{\max}$ и $\sigma_z = \sigma_{\min}$

$$\left. \begin{aligned} \tau'_{f,n} &= c_n + \sigma_{z,\min} \cdot \operatorname{tg} \varphi_n \\ \tau''_{f,n} &= c_n + \sigma_{z,\max} \cdot \operatorname{tg} \varphi_n \end{aligned} \right\}; \quad (9.28)$$

$$\delta'_{\tau} = \frac{V_{\alpha\lambda} S_{\tau}}{\sqrt{n}} \sqrt{1 + \frac{n(\sigma_{z,\min} - \bar{\sigma})^2}{\sum_{i=1}^n (\sigma_{z,i} - \bar{\sigma})^2}}, \quad (9.29)$$

$$\delta''_{\tau} = \frac{V_{\alpha\lambda} S_{\tau}}{\sqrt{n}} \sqrt{1 + \frac{n(\sigma_{z,\max} - \bar{\sigma})^2}{\sum_{i=1}^n (\sigma_{z,i} - \bar{\sigma})^2}}$$

Где $V_{\alpha\lambda}$ — коэффициент, принимаемый по табл. 9.12 в зависимости от односторонней доверительной вероятности α и параметра λ ; $\sigma_{z,i}$ — опытные значения нормального напряжения.

$$\bar{\sigma} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \sigma_{z,i} \quad (9.30)$$

Параметр λ , учитывающий диапазон изменения нормального напряжения $\sigma_{\min} - \sigma_{\max}$, вычисляются по формулам (9.31)–(9.33) при степени свободы $K=n-2$.

$$\lambda = \sqrt{0,5 - \frac{1+nGD}{\sqrt{(1+nG^2)(1+nD^2)}}} \quad (9.31)$$

где

$$G = \frac{\sigma_{z,\min} - \bar{\sigma}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (\sigma_{z,i} - \bar{\sigma})^2}}, \quad (9.32)$$

Значения коэффициента V_α ($\alpha=0,95$)

λ К	0,5	0,55	0,6	0,65	0,7	0,75	0,8	0,85	0,9	0,95	1,0
3	2,94	2,98	3,02	3,05	3,09	3,11	3,14	3,16	3,17	3,17	3,19
4	2,61	2,64	2,67	2,70	2,72	2,74	2,75	2,76	2,77	2,78	2,78
5	2,44	2,47	2,49	2,51	2,53	2,54	2,55	2,56	2,57	2,57	2,57
6	2,34	2,36	2,38	2,40	2,41	2,43	2,44	2,44	2,45	2,45	2,45
7	2,27	2,29	2,31	2,33	2,34	2,35	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36
8	2,22	2,24	2,26	2,27	2,28	2,29	2,30	2,30	2,31	2,31	2,31
9	2,18	2,20	2,22	2,23	2,24	2,25	2,26	2,26	2,26	2,25	2,26
10	2,15	2,17	2,19	2,20	2,21	2,22	2,22	2,23	2,23	2,23	2,23
11	2,13	2,15	2,16	2,17	2,18	2,19	2,20	2,20	2,20	2,20	2,20
12	2,11	2,13	2,14	2,15	2,16	2,17	2,18	2,18	2,18	2,18	2,18
13	2,09	2,11	2,12	2,14	2,15	2,15	2,16	2,16	2,16	2,16	2,16
14	2,08	2,10	2,11	2,12	2,13	2,14	2,14	2,14	2,15	2,15	2,15
15	2,07	2,08	2,10	2,11	2,12	2,12	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13
16	2,06	2,07	2,09	2,10	2,11	2,11	2,12	2,12	2,12	2,12	2,12
17	2,05	2,06	2,08	2,09	2,10	2,10	2,11	2,11	2,11	2,11	2,11
18	2,04	2,06	2,07	2,08	2,09	2,10	2,10	2,10	2,10	2,10	2,10
19	2,03	2,05	2,06	2,07	2,08	2,09	2,09	2,09	2,09	2,09	2,09
20	2,03	2,04	2,06	2,07	2,08	2,08	2,08	2,09	2,09	2,09	2,09
25	2,00	2,02	2,03	2,04	2,05	2,06	2,06	2,06	2,06	2,06	2,06
30	1,99	2,00	2,02	2,03	2,03	2,04	2,04	2,04	2,04	2,04	2,04
40	1,97	1,99	2,00	2,01	2,01	2,02	2,02	2,02	2,02	2,02	2,02
60	1,95	1,97	1,98	1,99	1,99	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00

$$D = \frac{\sigma_{z,\max} - \bar{\sigma}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (\sigma_{z,i} - \bar{\sigma})^2}} \quad (9.33)$$

вычисляют расчетные значения сопротивления грунта сдвигу τ' и τ'' по следующим формулам

$$\left. \begin{aligned} \tau' &= \tau'_{f,n} - \delta'_\tau, \\ \tau'' &= \tau''_{f,n} - \delta''_\tau. \end{aligned} \right\} \quad (9.34)$$

и коэффициенты надежности по грунту

$$\gamma_{g,c} = \gamma_{g,tg\varphi} = \frac{\tau'_{f,n} + \tau''_{f,n}}{\tau' + \tau''} \quad (9.35)$$

вида (9.26).

Статистической обработкой всех пар значений $\tau_{f,st} - \sigma_z$, приведенные в табл. 9.11, вычислены коэффициенты надежности по грунту $\gamma_{g,c} = \gamma_{g,tg\varphi} = 1,1016$ по формуле 9.35 и расчетные значения параметров $c = 0,29$ МПа, $tg\varphi = 0,165$ по выражению (9.26).

Учитывая расчетные значения c и $tg\varphi$, выражение расчетного сопротивления рассматриваемого грунта записывается в следующем виде:

$$\tau_{f,st} = \sigma_z \cdot tg\varphi + c = \sigma_z 0,165 + 0,290, \text{ МПа.}$$

9.7. МЕТОД ЛАБОРАТОРНОГО ОПРЕДЕЛЕНИЯ СОПРОТИВЛЕНИЯ СДВИГУ (СРЕЗУ) ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ В УСЛОВИЯХ НЕЗАВЕРШЕННОГО УПЛОТНЕНИЯ (МЕТОД ФИКСАЦИИ ПЛОТНОСТИ-ВЛАЖНОСТИ Н.Н. МАСЛОВА)

Уплотнение глинистых грунтов вообще, водонасыщенных в частности, как известно является длительным процессом, приводящим к постепенному изменению их прочностных и деформационных свойств. Поэтому при определении сопротивления сдвигу указанных грунтов следует учитывать влияние изменчивости их состояния, обусловленного изменчивостью во времени плотности-влажности.

Для учета влияния состояния глинистого грунта на сопротивление сдвигу Н.Н. Маслов [57, 59] предложил метод испытания образцов в условиях незавершенного уплотнения, с фиксацией плотности-влажности.

Суть предложенного метода заключается в том, что по данным испытания образцов устанавливается зависимость сопротивления грунта сдвигу не только от уплотняющего давления p_z , но и от плотности-влажности, определяемой выражением

$$\tau_{f,w} = p_z \cdot tg\varphi_w + c_w, \quad (9.36)$$

где $\tau_{f,w}$, φ_w и c_w — зависящие от влажности w грунта соответственно сопротивление сдвигу, угол внутреннего трения и общее сцепление.

Общее сцепление c_w Н.И. Маслов представил в виде суммы:

$$c_w = \Sigma_w + c_c, \quad (9.37)$$

где Σ_w — связность грунта, обусловленная тиксотропно-коагуляционной структурой грунта при влажности w ; c_c — структурное сцепление, обусловленное конденсационной структурой грунта — жесткими связями между частицами и агрегатами.

Учитывая (9.37), выражение (9.36) записано в виде [64]:

$$\tau_{f,w} = p_z \cdot \operatorname{tg} \varphi_w + \Sigma_w + c_c. \quad (9.38)$$

Н.Н. Маслов рассмотрел три варианта соотношения

$$I \quad \tau > [\sigma_z \cdot \operatorname{tg} \varphi_w + c_w] = [\sigma_z \cdot \operatorname{tg} \varphi_w + \Sigma_w + c_c]. \quad (9.39)$$

В этом случае наступает немедленное разрушение грунта.

$$II \quad \tau < [\sigma_z \cdot \operatorname{tg} \varphi_w + \Sigma_w + c_c]. \quad (9.40)$$

В этом случае полностью обеспечивается прочность грунта.

$$III \quad \tau < [\sigma_z \cdot \operatorname{tg} \varphi_w + \Sigma_w + c_c], \quad (9.41)$$

и одновременно

$$\tau > [\sigma_z \cdot \operatorname{tg} \varphi_w + c_c]. \quad (9.42)$$

В этом случае в начальный момент обеспечена прочность грунта, однако в течение времени связность грунта уменьшается до нуля $\Sigma_w = 0$ и проявляется пластическое течение под действием активной части касательного напряжения $\Delta\tau$:

$$\Delta\tau = \tau - [\sigma_z \cdot \operatorname{tg} \varphi_w + c_c] \quad (9.43)$$

Если ввиду малости принять $c_c = 0$, то (9.43) примет следующий вид [59]:

$$\Delta\tau = \tau - \sigma_z \cdot \operatorname{tg} \varphi_w. \quad (9.44)$$

Выражение (9.43) противоречит подходу его автора к вопросу изменчивости прочности глинистого грунта во времени. Н.Н. Маслов [59] изменчивость сопротивления глинистого грунта сдвигу в процессе ползучести связывал с нарушением жестких структурных связей при больших деформациях сдвига, при $c_c \cong 0$, с чем нельзя не согласиться.

9.8. СОПРОТИВЛЕНИЕ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ СДВИГУ ПРИ ПОВТОРНОМ (МНОГОКРАТНОМ) ЗАКРУЧИВАНИИ ОБРАЗЦОВ

В п. 8.3 было отмечено, что на устройствах кручения возможно повторное (многократное) испытание образцов под действием различных по величине нормального напряжения. Повторное испытание образцов грунтов вообще, глинистых грунтов, в частности, которое было применено Н.Н. Масловым [57, 59] и известно под названием "метод испытания образцов плашка-по-плашке" (см. п. 9.7) представляет большой научный и практический интерес.

Повторное испытание образцов грунтов на кручение осуществляется после завершения первого испытания под действием нормального напря-

жения $\sigma_{z,1}$, после их выдерживания под действием того же нормального напряжения или — следующей ступени нормального напряжения $\sigma_{z,2}$ после условной стабилизации деформаций уплотнения. В первом случае второе испытание выполняется без извлечения образца из рабочего органа устройства, а во втором случае как в нем, так и в устройстве предварительного уплотнения М-6 (см. п. 8.3).

Чтобы установить изменяемость сопротивления глинистых грунтов сдвигу τ_f при повторном их закручивании осуществлено двукратное закручивание образцов грунтов, отобранных из ядер земляных плотин ряда водохранилищ Республики Армения.

В таблице 9.13 приведены показатели физических свойств испытанных грунтов и данные двукратного определения остаточной прочности $\tau_{r,1}$ и $\tau_{r,2}$ в режиме контроля крутящих моментов M_{tor} под действием одних и тех же значениях нормального напряжения. Опыты выполнены на образцах диаметром 101 мм, высотой 24 мм при скорости закручивания 1,6 градуса в минуту. Остаточное сопротивление сдвигу определено в интервале закручивания угла от 53 до 70°.

Опыты показали, что за исключением $\tau/\tau_{r,1} = 0,80$ и 1,19 грубых ошибок (см. табл. 9.13), при повторном испытании остаточная прочность изменяется в ту или другую сторону не более 15%.

Аналогичные результаты получены как при трехкратном повторении опытов, так и при повторном испытании образцов в режиме контроля деформации сдвига $\Delta s(\gamma)$.

Посмотрим, каково влияние повторного испытания образцов на кручение в режиме контроля деформации сдвига Δs на стандартное сопротивление грунта сдвигу $\tau_{f,st}$. Этот случай представляет большой интерес поскольку в процессе испытания образцов проявляются все три стадии сдвиговой ползучести, а третья стадия — стадия исчерпания прочности грунта наступает при относительно небольших деформациях сдвига.

Осуществлено двух и трехкратное испытание шести образцов грунта нарушенного сложения в режиме контроля деформации сдвига Δs , уплотненные в течение двадцати дней под действием $\sigma_z = 0,2; 0,4$ и 0,6 МПа. Испытание образцов выполнено по стандартному методу — по методу затухающих деформации сдвига [111] после их полного водонасыщения.

В табл. 9.14 приведены показатели физических свойств образцов грунта после их испытания. В этой таблице приведены также результаты двух-трехкратного определения стандартного сопротивления образцов сдвигу $\tau_{f,st}$, а также их соотношения.

Из табл. 9.14 следует, что в рассматриваемом случае повторное испытание образцов практически не повлияло на их прочность. Наблюдаемое небольшое уменьшение прочности грунта можно объяснить некоторой неоднородностью плотности искусственно приготовленных образцов.

Опытами установлено уменьшение от 5-ти до долей мм деформации сдвига начала наступления третьей стадии сдвиговой ползучести, протекающей при постоянном крутящем моменте и практически хрупкое разрушение грунта при его повторном испытании. Это явление, по-видимому, можно объ-

Таблица 9.13

Показатели физических свойств и сопротивления грунтов сдвигу

Водохранилище № грунта	ρ , г/см ³	w	I_p	I_L	ρ_s , г/см ³	σ_z	$\tau_{r,1}$	$\tau_{r,2}$	$\frac{\tau_{r,2}}{\tau_{r,1}}$
Гегаркуникское, № 20	1,78	0,345	0,276	0,226	2,69	0,10	0,0312	0,0249	(0,80)
						0,15	0,0740	0,0820	1,11
						0,25	0,0585	0,0527	0,90
Апаранское, № 28	2,13	0,175	0,150	0,006	2,70	0,60	0,364	0,359	0,99
Советашенское, № 31	2,06	0,208	0,258	0,12	2,73	0,20	0,0810	0,0850	1,05
						0,25	0,0980	0,1020	1,04
						0,35	0,1495	0,1470	0,98
						0,50	0,1740	0,1900	1,09
						0,50	0,2040	0,1980	0,97
Ахумское, № 49	2,11	0,157	0,154	-0,13	2,72	0,15	0,0820	0,0890	1,08
						0,25	0,1350	0,1360	1,0
						0,35	(0,1510)	0,2100	(1,39)
Карнутское, № 6	1,78	0,291	0,251	0,291	2,71	0,10	0,0350	0,335	0,96
						0,10	0,0360	0,0306	0,85
						0,20	0,0630	0,0570	0,904
						0,20	0,0590	0,0540	0,915
						0,40	0,1000	0,0850	0,85
									0,97

Таблица 9.14

Показатели физических свойств и прочности грунтов

№ образца	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	w	I_P	I_L	σ_z , МПа	$\tau_{f,st}$, МПа			2/1	3/1
							1	2	3		
1	2,71	1,94	0,29	0,20	0,35	0,2	0,081	0,087	0,075	1,07	0,92
2	2,71	—	0,31	0,20	0,43	0,2	0,086	0,073	—	0,84	—
3	2,71	2,01	0,29	0,20	0,35	0,4	0,163	0,163	0,157	1,00	0,96
4	2,71	—	0,29	0,20	0,35	0,4	0,156	0,132	—	0,84	—
5	2,71	2,00	0,26	0,20	0,20	0,6	0,236	0,222	0,235	0,94	0,99
6	2,71	—	0,26	0,20	0,20	0,6	0,208	0,195	—	0,93	—

яснить охрупчиванием образцов грунта вследствие относительно больших деформаций угла закручивания (от 70 до 90°) на третьих стадиях ползучести при первом их испытании.

9.9. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПАРАМЕТРОВ СОПРОТИВЛЕНИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ СДВИГУ МЕТОДОМ ПОВТОРНОГО (МНОГОКРАТНОГО) ИСПЫТАНИЯ ОБРАЗЦОВ

В нашей практике мы часто встречались со случаями доставки в лабораторию монолитов или кернов грунтов небольших размеров, из которых невозможна вырезка необходимого для определения показателей их прочности образцов. Известно, что по Межгосударственному ГОСТ 20522-96 требуется, что показатели характеристик прочности следует вычислять по результатам не менее шести определений τ_f и σ_z . Это значит, что для рассматриваемой цели следует испытать не менее шести образцов-близнецов под действием не менее трех значений нормального напряжения σ_z .

Из сказанного следует, что если не удовлетворить требованиям ГОСТа, отобранные порою из больших глубин керны грунтов непригодны для определения параметров их прочности τ_f , несмотря на значительные затраты сил и средств для их отбора. Поэтому разработка методов, позволяющих получение необходимой информации о прочности грунтов по результатам испытания небольшого числа образцов является задачей первостепенной важности.

Для решения этой задачи мы воспользовались результатами определения прочностных свойств глинистых грунтов при повторном кручении их образцов (см. п. 9.8). Нами предложен метод для определения остаточной прочности τ_r и стандартного сопротивления сдвигу $\tau_{f,st}$ глинистых грунтов путем повторного (многократного) испытания образцов на кручение под действием возрастающих ступенями по величине нормальных напряжений σ_z . Предложенный метод применим только при испытании образцов на кручение, когда площадь их среза остается неизменной при опыте и только для определения τ_r и $\tau_{f,st}$. В этом случае, в силу больших деформаций сдвига (закручивания) имеет место практически полное нарушение структурных связей грунтов и практически отсутствует влияние структурного сцепления c_c на τ_r и $\tau_{f,st}$.

Примерная схема определения параметров остаточной прочности грунтов методом повторного кручения образцов испытанием 2+4 образцов, вырезанных из одного монолита (керна) [90].

Как видно из табл. 9.15 для получения необходимого шести определений τ_r при трех значениях нормального напряжения σ_z , каждый из двух образцов должен подвергаться трехкратному испытанию, при трех образцах — двукратному испытанию, а при четырех образцах только два из них испытывается дважды.

Схема последовательности и повторного испытания образцов грунтов

σ_z	Испытание 2-х образцов		Испытание 3-х образцов			Испытание 4-х образцов			
	1	2	1	2	3	1	2	3	4
$\sigma_{z,1}$	$\tau_{r,1,1}$	$\tau_{r,1,2}$	$\tau_{r,1,1}$	$\tau_{r,1,2}$		$\tau_{r,1,1}$	$\tau_{r,1,2}$		
$\sigma_{z,2}$	$(\tau_{r,2,1})$	$(\tau_{r,2,2})$	$(\tau_{r,2,1})$		$\tau_{r,2,3}$	$(\tau_{r,2,1})$		$\tau_{r,2,3}$	
$\sigma_{z,3}$	$(\tau_{r,3,1})$	$(\tau_{r,3,2})$		$(\tau_{r,3,2})$	$(\tau_{r,3,3})$			$(\tau_{r,3,3})$	$\tau_{r,3,4}$

- Примечание. 1. В скобках отмечены результаты, получаемые при повторном испытании образцов.
 2. В индексах τ , первая цифра означает номер нормального напряжения σ_z , а вторая – номер образца.

В таблице 9.16 приведены результаты определения остаточной прочности пяти грунтов, отобранных из ядра грунтовой плотины Азатского водохранилища (Республика Армения), полученные испытанием четырех образцов в режиме контроля крутящих моментов M_{tor} при углах закручивания до 96° . На рис. 9.8 приведена диаграмма сопротивления сдвигу грунта № 16 ($\varphi=19,13^\circ$; $\operatorname{tg}\varphi=0,3475$; $c=0$). На рисунке черными кружками обозначены результаты повторного испытания образцов.

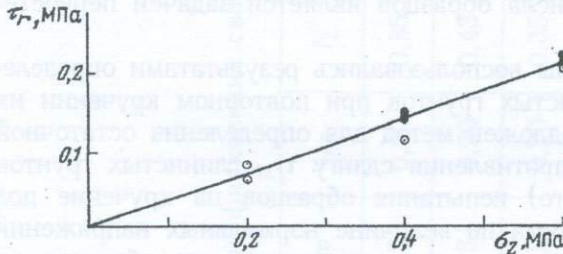


Рис. 9.8. Диаграмма остаточного сопротивления сдвигу грунта № 16.

• – результаты определения остаточного сопротивления сдвигу повторным испытанием образцов в режиме контроля крутящих моментов (касательных напряжений)

Ниже приведен пример применения метода повторного испытания образцов глинистого грунта № 4 ($\rho_s=2,71$ г/см³; $\omega=0,34$; $\omega_L=0,438$; $\omega_P=0,209$; $I_P=0,229$; $I_L=0,572$) природного сложения, отобранного из плотины Базмабердского водохранилища (Армения) для определения стандартного сопротивления сдвигу $\tau_{f,st}$ в режиме контроля деформации сдвига по ГОСТ 12248-96 под действием $\sigma_z=0,1$; 0,2 и 0,3 МПа. Попарно испытаны шесть образцов-близнецов под действием указанных нормальных напряжений: Образцы, испытанные под действием $\sigma_z=0,1$ МПа, уплотнены под действием $\sigma_z=0,2$ и 0,3 МПа и после условной стабилизации деформации и подвергнуты повторному испытанию.

Результаты испытания образцов грунта 4 приведены в таблице 9.17 и на рис. 9.9. Данные, полученные при повторном испытании образцов в табл. 9.17 взяты в скобки, а на рис. 9.9 отмечены черными точками.

На рис. 9.9 штриховой линией изображена диаграмма сопротивления сдвигу грунта, построенная по данным однократного испытания шести образцов ($\text{tg}\varphi=0,3175$; $\varphi=17,61^\circ$; $c=0,0275$ МПа), а сплошной линией – по данным восьми испытаний образцов ($\text{tg}\varphi=0,3409$; $\varphi=18,83^\circ$; $c=0,0262$ МПа).

Таблица 9.16

Результаты определения τ_r в режиме контроля крутящих моментов $M_{\text{тор}}$ грунтов ядра плотины Азатского водохранилища

Грунт № 3, $h=25,1$ м, $\rho_s=2,72$ г/см ³ , $\omega_0=0,208$, $I_L=0,232$				
σ_z , МПа	τ_r , МПа			
0,2	0,74	0,061	–	–
0,4	–	(0,110)	0,110	–
0,6	–	–	(0,170)	0,140
ρ , г/см ³	2,10	2,15	2,25	2,08
Грунт № 4, $h=37,9$ м, $\rho_s=2,73$ г/см ³ , $\omega_0=0,181$, $I_L=0,048$				
0,2	0,55	0,070	–	–
0,4	(0,104)	(0,153)	0,110	–
0,6	–	(0,220)	(0,170)	0,182
ρ , г/см ³	2,18	2,18	2,15	2,18
Грунт № 11, $h=46,3$ м, $\rho_s=2,72$ г/см ³ , $\omega_0=0,189$, $I_L=0,004$				
0,3	0,0994	0,0970	–	–
0,5	–	(0,168)	0,161	–
0,7	–	(0,223)	(0,215)	0,264
ρ , г/см ³	2,17	2,06	2,13	2,18
Грунт № 16, $h=20,5$ м, $\rho_s=2,72$ г/см ³ , $\omega_0=0,214$, $I_L=0,209$				
0,2	0,064	0,084	–	–
0,4	(0,151)	(0,139)	0,112	–
0,6	(0,225)	–	(0,213)	0,201
ρ , г/см ³	2,11	2,07	2,08	2,15
Грунт № 20, $h=50,1$ м, $\rho_s=2,070$ г/см ³ , $\omega_0=0,193$, $I_L=0,016$				
0,3	0,105	0,118	–	–
0,5	(0,152)	–	0,175	–
0,7	–	–	(0,230)	0,242
ρ , г/см ³	2,15	2,15	2,14	2,15

Из данных приведенных в табл. 9.17 следует, что разброс данных, полученных при повторном испытании образцов находится в пределах 10%, а разброс их среднего значения от данных, повторного испытания образцов — 12%. Это значит, что при определении $\tau_{f,st}$ в режиме испытания образцов в условиях контроля деформации сдвига, применение метода повторного испытания образцов вполне оправдано.

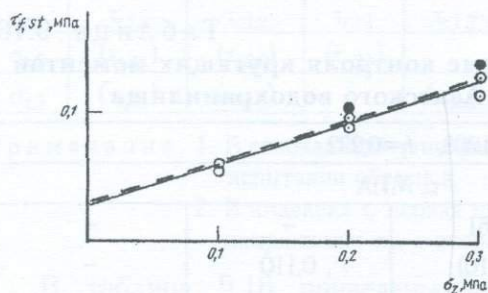


Рис. 9.9. Диаграмма стандартного сопротивления сдвигу грунта № 4.

● — результаты определения стандартного сопротивления сдвигу грунта повторным испытанием образцов в режиме контроля деформаций сдвига

Таблица 9.17
Данные испытания образцов грунта № 4

№№ образцов	$\tau_{f,st}$ при нормальных напряжениях σ_z , МПа		
	0,1	0,2	0,3
1	0,060	(0,106)	—
2	0,057	—	(0,138)
3	—	0,0882	—
4	—	0,0970	—
5	—	—	0,115
6	—	—	0,129

Следует отметить, что применение предлагаемого метода практически не уменьшает объема работ по определению характеристик прочности грунтов. Поэтому он может быть применен при недостаточном количестве для их определения образцов.

Представляет большой интерес установление влияния режима испытания на сопротивление сдвигу грунтов методом повторного испытания. Для решения этого вопроса нами осуществлено испытание образца в начале в режиме контроля деформации сдвига Δs и определения $\tau_{f,st}$, а затем в режиме контроля крутящих моментов и определение пиковой $\tau_{f,0}$ и остаточной прочности τ_r . Двукратное испытание образцов можно выполнить также обратной последовательностью применения режимов испытания.

Ниже приведены результаты испытания образцов грунта не нарушенного сложения ($w_L=0,381$, $w_P=0,155$ и $I_P=0,226$), отобранного их ядра плотины Тавшутского водохранилища (Армения). Подвергнуты испытанию 10 образцов, из которых по 4 образца под действием $\sigma_z=0,4$ и $0,8$ МПа и 2 образца — при $\sigma_z=0,2$ МПа. Испытания образцов выполнено различной последовательностью применений режимов испытания.

Результаты последовательного испытания образцов грунта в двух режимах

№ образ-ца	σ_z , МПа	Последо-вательность испытания	Режим контроля деформации сдвига		Режим контроля крутящих моментов				$\frac{\tau_{f,st}}{\tau_r}$
			$\tau_{f,st}$, МПа	Δs , мм	$\tau_{f,0}$, МПа	Δs , мм	τ_r , МПа	Δs , мм	
1	0,4	1	-	-	-	-	0,176	50	1,05
		2	0,185	>5	-	-	-	-	
2	0,4	1	0,166	>5	-	-	-	-	0,96
		2	-	-	0,211	2,0	0,173	50	
3	0,4	1	-	-	0,180	10,0	0,170	50	0,98
		2	0,167	1,7	-	-	-	-	
4	0,4	1	(0,225)*	>6	-	-	-	-	(1,18)*
		2	-	-	0,191	5,0	0,190	50	
5	0,8	1	-	-	-	-	0,327	90	1,15
		2	0,375	>5	-	-	-	-	
6	0,8	1	0,310	>10	-	-	-	-	0,89
		2	-	-	0,36	1,0	0,347	70	
7	0,8	1	-	-	-	-	0,314	60	1,07
		2	0,336	2,38	-	-	-	-	
8	0,8	1	(0,283)*	>7,95	-	-	-	-	(0,80)*
		2	-	-	0,385	-	0,355	60	
9	0,2	1	-	-	0,094	10	0,087	50	1,06
		2	0,092	>6	-	-	-	-	
10	0,2	1	0,092	>5	-	-	-	-	1,01
		2	-	-	-	-	0,091	50	

* — исключены из рассмотрения, как грубо ошибочные

В табл. 9.18 приведены результаты определения прочностных свойств испытанных образцов, а также деформации сдвига Δs , соответствующие как началу наступления третьей стадии ползучести, так и определения остаточной прочности, в табл. 9.19 приведены средние значения сопротивления сдвигу образцов, определенные различными режимами двукратного испытания, а также их влажность w_f и показатель консистенции I_L после опыта.

Из анализа данных, приведенных в табл. 9.18 следует, что режим двукратного испытания образцов грунта и порядок их применения практически не влияют на сопротивление их сдвигу. Установлено практическое равенство стандартного $\tau_{f,st}$ остаточного τ_r сопротивления глинистых грунтов сдвигу.

Таблица 9.19

Средние значения показателей физических и прочностных свойств Тавушских грунтов

МПа	№№ образцов	w_f	$I_{L,f}$	$\tau_{f,ст}$ МПа	τ_r МПа	$\tau_{f,0}$ МПа	$\frac{\tau_{f,st}}{\tau_r}$	$\frac{\tau_r}{\tau_{f,0}}$
0,4	1-4	0,212	0,25	0,172	0,177	0,194	0,97	0,91
0,8	5-8	0,180	0,11	0,340	0,355	0,337	0,95	1,05
0,2	9-10	0,223	0,30	0,092	0,089	0,094	1,03	0,94

Изложенное, справедливо для глинистых грунтов нарушенного сложения, а также природного сложения пластичной консистенции, у которых пик сопротивления сдвигу не ярко выражен и $\tau_{f,0}$ отличается от τ_r не более 10%.

Метод повторного кручения образцов применим также для испытания крупнообломочных грунтов на устройстве М-10 (см. п. 8.3).

В качестве примера на рис. 9.10 приведена диаграмма сопротивления сдвигу крупнообломочного грунта с глинистым заполнителем, отобранного из упорной призмы грунтовой плотины Советашенского водохранилища ($w=0,108$; $\rho=2,12\text{г/см}^3$; $\rho_d=1,91\text{г/см}^3$; $c=0,0067$ МПа; $\phi=35,03^\circ$) (Республика Армения). Испытаны три образца диаметром 300 мм при пятикратной закручивании под действием пяти различных нормальных напряжений. Образцы изготовлены после удаления из грунта обломков крупнее 100 мм.

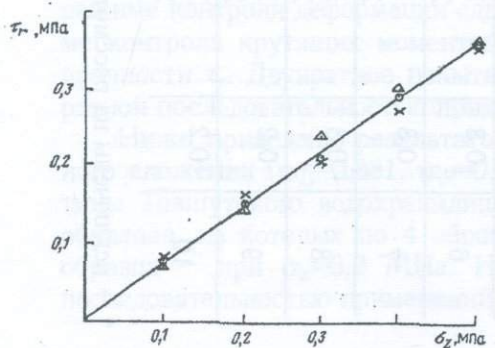


Рис. 9.10. Диаграмма стандартного сопротивления сдвигу крупнообломочного грунта с глинистым заполнителем при пятикратном испытании образцов диаметром 300 мм на устройстве М-10

9.10. МЕТОД ЛАБОРАТОРНОГО ОПРЕДЕЛЕНИЯ ИСТИННОГО УГЛА ВНУТРЕННЕГО ТРЕНИЯ И ИСТИННОГО СЦЕПЛЕНИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

В рассмотренных выше методах для определения сопротивления грунта сдвигу подвергали испытанию на срез образцы, предварительно уплотненные под действием различных по величине давлений σ_z и, вследствие этого, обладающие различной начальной пористостью (плотностью) и влажностью — различным состоянием. Поэтому, как было отмечено выше (см. п. 9.1), установленные по этим методам φ и c являются параметрами прямой диаграммы сопротивления сдвигу τ_f , не являются ни истинным значением угла внутреннего трения, ни истинным сцеплением грунта.

В целях определения истинных значений угла внутреннего трения и сцепления Г. Тидеман [159] подвергал испытанию переуплотненные образцы по ветви разгрузки (набухания) компрессионной кривой, обладающие практически одинаковой плотностью и влажностью. Для этого он один образец испытывал на срез под действием наибольшего уплотняющего давления, а второй — при давлении, равном примерно половине указанного давления. Из испытания нескольких серий образцов, уплотненных различными по величине наибольших предварительно уплотняющих давлений, Г. Тидеманом было установлено, что входящий в выражение (9.4) параметр c зависит от состояния грунта, от уплотняющего давления σ_z . Для зависимости $\tau_f - \sigma_z$ Г. Тидеманом получено следующее соотношение:

$$\tau_f = \sigma_z \cdot \operatorname{tg} \varphi + c \sigma_z = \sigma_z \cdot \operatorname{tg} \varphi + \sigma_{z,m} \cdot \operatorname{tg} \varphi_c, \quad (9.45)$$

где $\sigma_{z,m}$ — наибольшее уплотняющее давление; $\operatorname{tg} \varphi_c$ — коэффициент сцепления, характеризующий изменчивость c в зависимости от величины $\sigma_{z,m}$. Остальные обозначения имеют прежние значения.

Выражение (9.45) определяет семейство параллельных, расположенных под постоянным углом φ к оси нормальных напряжений σ_z прямых диаграмм сопротивления сдвигу, отсекающие на оси τ_f отрезки c , величина которого возрастает с увеличением $\sigma_{z,m}$.

Аналогичные исследования были проведены М. Хворослевым (1937), А.В. Коробочкиным [32], Ф.П. Саваренским [112] и др. Причем М. Хворослев, вместо линейных диаграмм сопротивления сдвигу Г. Тидемана, получил семейство нелинейных диаграмм $\tau_f - \sigma_z$. Г.И. Покровский [103], рассматривая грунт как дисперсную систему, состоящую из твердых частиц с промежутками, заполненными водой или воздухом, теоретически получил зависимость от состояния грунта не только c , но и φ . Работа А.В. Коробочкина [32] послужила основой для составления Технических условий и норм проектирования гидротехнических сооружений. Во ВНИИ гидротехники (Ленинград) эта методика была изменена таким образом, что образцы грунтов получали различное предварительное уплотнение, после которого они срезывались при трех-четырех различных нормальных напряжениях, меньших, чем нагрузки предварительного уплотнения.

Подробное исследование рассматриваемого вопроса в бывшем СССР выполнено А.А. Ничипоровичем [98]. На приборах одноплоскостного и двухплоскостного среза собственной конструкции он осуществил испытание различных глинистых грунтов нарушенного и природного сложения при различных постоянных значениях плотности образцов. Постоянство плотности (пористости) образцов при различных значениях уплотняющего давления σ_z , как и в методике ВНИИ гидротехники и других, достигалось испытанием на срез переуплотненных образцов по ветви набухания (декомпрессии, разгрузки) компрессионной кривой в пределах участка, близкого к горизонтальной прямой. Для этого серии образцов-близнецов уплотнялись под действием $\sigma_{zm}=1,0$ и $1,5$ МПа, а после стабилизации деформации разгружались до $\sigma_z=0,1; 0,3$ и $0,5$ МПа и срезывались под действием этих нормальных напряжений.

На основании обширных экспериментальных исследований сопротивления сдвигу (срезу) грунтов А.А. Ничипоровичем было установлено, что по мере возрастания плотности и уменьшения пористости грунта имеет место (отмеченное Г. Тидеманом и др.) возрастание сцепления и постепенное уменьшение угла внутреннего трения φ . При этом зависимость угла φ от коэффициента пористости грунта e подчиняется линейному закону, а c от e — нелинейному закону.

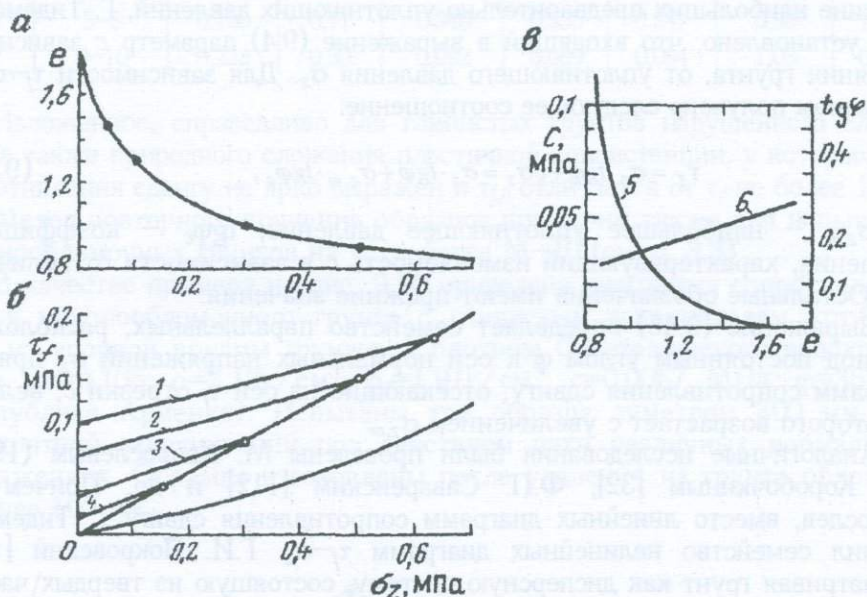


Рис. 9.11. Компрессионная кривая (а), диаграммы сопротивления сдвигу грунта, построенные для различных постоянных значениях коэффициента пористости e (б), кривые $c=f(e)$ — 5 и $\operatorname{tg}\varphi=f(e)$ — 6 (в):
1 — $e=0,85$, 2 — $e=0,90$, 3 — $e=1,0$ и 4 — $e=1,2$

Н.А. Цытович [132] отмечал, что полученные А.А. Ничипоровичем результаты подтверждаются подобными же данными других исследователей и теоретическими соображениями Н.М. Герсегова. Для подтверждения пра-

вильности полученных А.А. Ничипоровичем результатов Н.А. Цытович воспользовался изменяемостью коэффициента сдвига по мере увеличения уплотняющего давления.

Из изложенного выше следует, что для комплексного исследования сопротивления глинистых грунтов сдвигу надо иметь не одну кривую $\tau_f - \sigma_z$, а семейство кривых (см. рис. 9.11). Каждый из указанных кривых характеризует сопротивление сдвигу грунта в одном фиксированном состоянии его плотности-влажности.

Аппроксимацией семейства кривых $\tau_f - \sigma_z$, полученных для различных состояний плотности (пористости e) и определением φ и c для этих состояний, А.А. Ничипоровичем установлено, что изменяемость $\operatorname{tg}\varphi$ в зависимости от коэффициента пористости e определяется следующим выражение:

$$\operatorname{tg}\varphi = \operatorname{tg}\varphi_0 + e \operatorname{tg}\alpha = \operatorname{tg}\varphi_0 + Ae, \quad (9.46)$$

а при небольших значениях φ_0 :

$$\operatorname{tg}\varphi \cong Ae, \quad (9.47)$$

где $A = \operatorname{tg}\alpha$.

Для изменяемости сцепления c в зависимости от e установлено следующее выражение:

$$c = D \cdot e_m - e^n, \quad (9.48)$$

где D — коэффициент, с размерностью МПа; n — показатель степени, e_m — коэффициент начальной пористости грунта.

Выражение (9.4) с учетом (9.14) и (9.15) записывается в следующем виде:

$$\tau_f = Ae\sigma_z + D \cdot e_m - e^n, \quad (9.49)$$

а для случая, когда $\operatorname{tg}\varphi_0 \neq 0$:

$$\tau_f = Ae\sigma_z + \sigma_z \operatorname{tg}\varphi_0 + D \cdot e_m - e^n. \quad (9.50)$$

Это и есть видоизмененное условие прочности сопротивления сдвигу τ_f , предложенное А.А. Ничипоровичем.

Изложенное выше относится к случаю испытания грунтов, в которых в процессе опыта не возникает избыточное давление в поровой воде. В случае, когда поровое давление в грунте не равно нулю следует вместо σ_z записать $(p_z - u_w)$.

Н.Н. Маслов [57] назвал вполне логичным возрастание сцепления глинистых грунтов при увеличении их плотности, вместе с тем уменьшение угла φ — нелогичным, в корне противоречащим его выводам, Он после 1949 г. больше никогда не рассматривал этот вопрос.

Интерес к определению истинных значений сцепления и угла внутреннего трения значительно возрос в последнее время, стал предметом специального исследования. В частности З.Г. Тер-Мартirosян, В.А. Тищенко и

М.М. Якубов (1986) используя методику испытания образцов А.А. Ничипоровича, установили возрастание c по мере увеличения плотности глинистого грунта при практически постоянном значении угла φ . Л.И. Кульчицкий, Н.Ю. Коновалов и Ф.А. Габибов (1985) на одноплоскостном срезном приборе ВСВ-25 установили возрастание как c , так и φ по мере увеличения плотности грунта. Авторы этой работы, не ссылаясь на ранее выполненные работы, методику определения φ и c , по ветви разгрузки компрессионной кривой представили как ими "рекомендуемую". В.Д. Казарновский [40] выводы А.А. Ничипоровича называет парадоксальными, обусловленными испытанием образцов при различной плотности в различных диапазонах уплотняющего давления и ярко выраженной кривизной предельной линии $\tau_f=f(\sigma_z)$ в зоне малых напряжений.

Из изложенного выше следует, что нет единого мнения в вопросе об изменяемости угла трения φ в зависимости от изменяемости плотности (пористости) глинистых грунтов, и поэтому, он нуждается в дополнительном исследовании. Очевидно эти исследования должны быть выполнены по методике, позволяющей получение вполне достоверных данных. Такой методикой, на наш взгляд, является испытание кольцевых и сплошных образцов на кручение (см. выше).

Чтобы внести определенную ясность в рассматриваемый вопрос автором книги, совместно с Т.Л. Петросяном [86], осуществлено исследование сопротивления сдвигу глинистого грунта нарушенного сложения ($\rho_s=2640 \text{ кг/м}^3$; $\omega_L=0,31$; $\omega_P=0,19$; $I_P=0,12$) в различных состояниях плотности по методике ВНИИ гидротехники – Ничипоровича. Сплошные образцы диаметром 101 мм, высотой 24 мм испытаны на приборах кручения М-5 (см. гл. 8, рис. 8.5) как по ветви уплотнения, так и по ветви декомпрессии – разгрузки, набухания компрессионной кривой (см. рис. 3.7, б) с целью определения сопротивления грунта сдвигу в различных состояниях плотности влажности. Образцы испытаны на сдвиг (срез) со скоростью приложения касательных напряжений 0,006 МПа в минуту, в режиме контроля деформаций сдвига.

В табл. 9.20 приведены средние значения начальной плотности (ρ_{0m}), влажности (ω_{0m}), плотности скелета (ρ_{dm}) и коэффициента пористости (e_{0m}) пяти серий образцов, предварительно уплотненных под действием пяти различных значений уплотняющего давления $\sigma_{zf}=0,15; 0,30; 0,50; 0,70$ и $1,0$ МПа, частично разгруженных и испытанных на срез при практически одинаковых значениях плотности ρ , пористости e и влажности ω .

Диаграммы сопротивления сдвигу пяти состояний плотности-влажности образцов рассмотренного грунта показаны на рис. 9.12, а. На рис. 9.12 показаны компрессионные кривые с ветвями уплотнения и разуплотнения (декомпрессии). Опытами установлено, что за исключением образцов, предварительно уплотненных под действием $\sigma_{zf}=1,0$ МПа, во всех остальных случаях образцы каждой серии практически обладали одинаковыми физическими свойствами, поскольку возрастание коэффициента пористости грунта после разгрузки не превышало двух процентов. В то же время образцы, предварительно уплотненные под действием $\sigma_{zf}=1,0$ МПа и разгруженные до 0,6

Таблица 9.20

Показатели физических свойств и сопротивления сдвигу испытанного грунта

№№ образ- цов	$\rho_s,$ г/см ³	$\rho_{0,m},$ г/см ³	$\omega_{0,m}$	$\rho_{d,m},$ г/см ³	$e_{0,m}$	$\sigma_{zf},$ МПа	$\rho,$ г/см ³	ω	$\rho_d,$ г/см ³	e	$c,$ МПа	$tg\varphi$	φ
1						0,15	1,930	0,260	1,530	0,703	0,0236	0,2870	16°0
2						0,30	1,934	0,242	1,557	0,664	0,0615	0,1970	11°12
3	2,64	1,851	0,500	1,426	0,851	0,50	1,965	0,240	1,585	0,614	0,0903	0,1633	9°15
4						0,7 0	1,965	0,223	1,607	0,575	0,1399	0,1280	7°18
5						10,0	1,983	0,223	1,621	0,431	—	0,0900	5°12

и 0,3 МПа увеличили свою пористость соответственно на два и 14%, что сказалось на виде диаграммы сопротивления грунта сдвигу (см. рис. 9.12, а). Совершенно очевидно, что при вычислении параметров сопротивления грунта сдвигу в указанном состоянии следует использовать только те данные, которые получены испытанием образцов под действием $\sigma_z=0,6$ МПа.

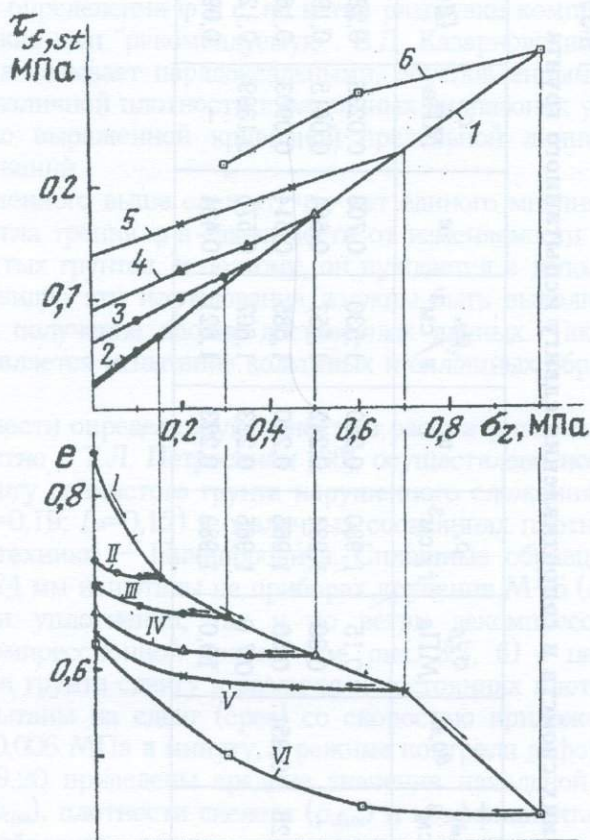


Рис. 9.12. Диаграммы сопротивления сдвигу грунта 62–86, определение по ветви уплотнения (1) и разуплотнения (2–6) компрессионной кривой при предварительной уплотнении образцов под действием $\sigma_{z,f}=0,15; 0,3; 0,5; 0,7$ и 1,0 МПа соответственно кривые компрессии и декомпрессии $e-\sigma_z$ (I–VI)

Параметры сопротивления сдвигу пяти серий образцов, обладающие различными значениями пористости–влажности, приведены в табл. 9.20. Результаты опытов говорят о том, что по мере увеличения плотности грунта имеет место возрастание сцепления c , что еще раз подтверждает полученные ранее результаты экспериментальных исследований. Из приведенной в таблице данных следует также, что по мере возрастания плотности грунта имеет место существенное снижение угла внутреннего трения φ

(рис. 9.13). Следовательно, полученные нами данные полностью подтверждают правильность экспериментальных исследований А.А. Ничипоровича.

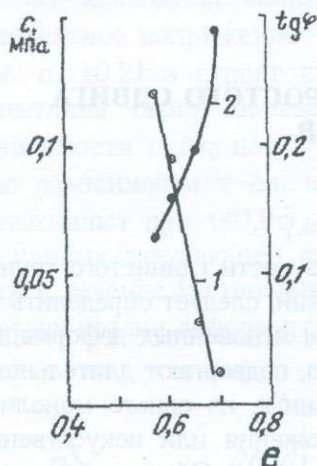


Рис. 9.13. Кривые $\varphi-\sigma$ (2) и $c-\sigma$ (1), построенные по данным диаграмм сопротивления сдвигу, показанных на рис. 9.11

Полученные результаты не лишены физического смысла. Как справедливо отмечал А.А. Ничипорович, по мере уплотнения глинистого грунта до нулевой пористости имеет место существенное возрастание сцепления грунта за счет увеличения сил молекулярного притяжения частиц и уменьшения до нуля угла трения, наблюдаемого в сплошных твердых телах, например в металлах. Небезынтересно отметить, что уменьшение угла φ до нуля для некоторых глинистых грунтов установлено Н.Н. Масловым.

Полученные А.А. Ничипоровичем и подтвержденные нами результаты справедливы для нормально уплотненных глинистых грунтов, пористость которых под действием давлений существенно снижается. При небольшом возрастании плотности грунта изменение φ не будет значительным и им можно будет пренебрегать. В случае высокой структурной прочности грунта, изложенная выше закономерность будет нарушена за счет структурных изменений под действием уплотняющих давлений. Как будет изменяться τ_f грунта — неизвестно. Для выяснения этого весьма интересного вопроса следует выполнить специальные исследования.

В заключение отметим, что диаграммы сопротивления сдвигу (см. рис. 9.12), полученные испытанием предварительно уплотненных под действием $\sigma_{zf}=0,3; 0,5$ и $0,9$ МПа и частично разгруженных образцов охватывают одинаковые интервалы нормальных напряжений. Поэтому нельзя согласиться с изложенным выше мнением В.Д. Казарновского, высказанным по рассматриваемому здесь вопросу.

ГЛАВА 10

ЗАКОНОМЕРНОСТИ ДЕФОРМАЦИИ ПРОСТОГО СДВИГА ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

10.1. ВВЕДЕНИЕ

Для формулирования уравнений "теорий ползучести глинистого грунта при простом сдвиге в одном его начальном состоянии, следует определить из опыта, входящие в эти уравнения, характеристики мгновенных деформации и деформации сдвиговой ползучести. С этой целью, подвергают длительному испытанию на простой сдвиг (кручение), вырезанные из одного монолита (керна) образцы-близнецы грунта природного сложения или искусственно изготовленные образцы-близнецы нарушенного сложения. Образцы-близнецы параллельно испытывают под действием различных по величине постоянных уровней $\tau/\tau_f=0,1\div 0,9$ касательного напряжения, в случае необходимости проверки степени применимости той или иной теории ползучести к описанию процесса ползучести простого сдвига (как и в случае одномерного уплотнения) образцы-близнецы грунта испытывают также под действием ступенчато возрастающих уровней касательного напряжения.

Здесь уместно еще раз отметить, что под термином состояние грунта понимается его плотность—влажность и структурная прочность в конце стабилизации деформации уплотнения от действия постоянного для всей серии образцов-близнецов давления p_z , равному сумме избыточного давления в поровой воде u_w и нормального эффективного напряжения σ_z , воспринимаемого при $u_w=0$, $p_z=\sigma_z$ скелетом грунта. Поэтому, как было отмечено выше, полученные из испытания на простой сдвиг образцов-близнецов при $u_w=0$ результаты могут быть отнесены к квазичистому сдвигу скелета в данном состоянии грунта.

Способы изготовления образцов грунта природного и нарушенного сложения, а также их подготовка к испытанию обычные (см. п. 3.4).

В процессе испытания образцов-близнецов на простой сдвиг фиксируют как мгновенные, так и деформации сдвига. Для контроля за объемными деформациями образца в процессе сдвига замеряют также вертикальные деформации $\Delta h_z(\epsilon_z)$. После завершения опыта образцы полностью разгружают, записывают обратимые деформации разуплотнения (декомпрессии, набухания) и сдвига до условной их стабилизации. Затем извлекают образцы из рабочих органов приборов, определяют конечные значения их плотности ρ_f методом парафинирования и влажности w_f .

Результаты испытания каждого образца-близнеца записывают в отдельный лабораторный журнал (табл. 9.7).

От испытания каждого образца-близнеца определяют зависимость касательное напряжение—мгновенная деформация сдвига $\tau-\Delta s_0$ или $\tau-\gamma_0$ (см. п. 10.2) и строят кривую ползучести Δs_t-t или γ_t-t . По данным испытания серии образцов-близнецов получают усредненную кривую зависимости $\tau-\Delta s_0$ или $\tau-\gamma_0$, строят семейство кривых ползучести и кривую зависимости $\tau-\Delta s_t$ или $\tau-\gamma_t$. Причем, поскольку образцы-близнецы испытывают при $\tau \leq 0,9\tau_{f,st}$, семейство кривых ползучести состоит только из кривых затухающей ползучести и затухающей ползучести, переходящей в течение (установившаяся ползучесть) (рис. 10.1) без наступления третьей стадии деформирования BC (см. рис. 7.4) — стадии разрушения.

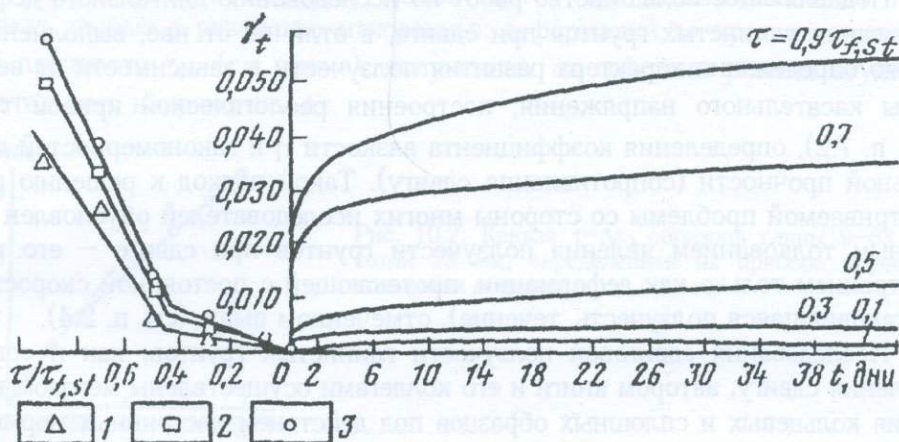


Рис. 10.1. Семейство кривых ползучести простого сдвига и кривые $\gamma_t - \tau/\tau_{f,st}$ для различных моментов времени: 1 - $t=2$ дня; 2 - $t=20$ дней; 3 - $t=42$ дня.

Полученные из эксперимента кривые служат основой для определения модуля мгновенной деформации сдвига G_0 и параметров сдвиговой ползучести γ_t (см. п. 7.3).

Изложенная выше классическая методика экспериментального исследования закономерностей мгновенных и ползучих деформации простого сдвига глинистых грунтов (на базе теории упругоползучего тела) впервые применена автором книги в 1959–1960 гг. [69] к испытанию образцов-близнецов грунтов нарушенного сложения на приборах ГПП–30. Эксперименты позволили качественно оценить закономерности рассматриваемых деформаций, выяснить возможность аппроксимации семейства кривых ползучести основным физическим соотношением (7.24) нелинейной теории упругоползучего

тела (см. п. 2.4). Эти работы были продолжены автором совместно с учениками и коллегами, в 1964–1989 гг. на приборах кручения кольцевых и сплошных образцов, позволяющих исследовать закономерности мгновенного и ползучего деформирования простого сдвига грунтов как качественно, так и количественно [74, 85]. Эти работы позволили исследовать также длительное сопротивление рассматриваемых грунтов сдвигу.

За последние десятилетия выполнен очень большой объем работ в области экспериментальной реологии глинистых грунтов при сдвиге. Деформации сдвига грунтов определены как прямым, так и косвенным методами. В первом случае, как было сказано выше, образцы испытывались на снашивание и кручение, а во втором случае подвергались испытанию на одноосное и трехосное сжатие полых и сплошных цилиндрических образцов в различных условиях дренирования (см. п. 9.1).

подавляющее большинство работ по исследованию длительного деформирования глинистых грунтов при сдвиге, в отличие от нас, выполнены с целью определения характера развития ползучести в зависимости от величины касательного напряжения, построения реологической кривой $\tau-\dot{\gamma}$ (см. п. 7.2), определения коэффициента вязкости η и закономерностей длительной прочности (сопротивления сдвигу). Такой подход к решению рассматриваемой проблемы со стороны многих исследователей обусловлен неверным толкованием явления ползучести грунтов при сдвиге – его рассмотрением только как деформации, протекающей с постоянной скоростью (установившаяся ползучесть, течение), отмеченном выше (см. п. 2.4).

Исследования сдвиговой ползучести глинистых грунтов, как и сопротивления сдвигу, автором книги и его коллегами осуществлены методом кручения кольцевых и сплошных образцов под действием постоянных нормальных напряжении, в условиях отсутствия бокового расширения. Как было сказано выше, указанный метод исследования позволяет получить наиболее достоверные данные о деформационных свойствах глинистых грунтов при простом сдвиге. Он имеет ряд весьма важных достоинств перед методами испытания цилиндрических образцов на одно- и трехосное сжатие.

10.2. ЗАКОНОМЕРНОСТИ МГНОВЕННЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ПРОСТОГО СДВИГА ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Закономерности мгновенных (и ползучих) деформаций простого сдвига в данном начальном состоянии глинистого грунта исследуют после определения стандартного сопротивления сдвигу $\tau_{f,st}$ (см. гл. 9). В отличие от метода испытания образцов-близнецов на одномерное уплотнение (см. п. 5.2) режим приложения касательного напряжения до заданного его уровня $\tau < \tau_{f,st}$ не должен отличаться от режима определения стандартного сопротивления сдвигу, т.е. касательные напряжения до заданной

величины должны быть приложены к образцам-близнецам не в одну ступень, а постепенно, небольшими ступенями через равные или неравные интервалы времени. В этом случае мгновенные деформации сдвига γ_0 для данного значения касательного напряжения τ определяют как сумму мгновенных деформаций, зафиксированных при приложении всех ступеней $\Delta\tau$.

Из изложенного выше следует, что путем испытания на сдвиговую ползучесть серии образцов-близнецов одного состояния определяют кривую $\tau-\gamma_0$ при многократном повторении опыта до заданных значения касательного напряжения τ . Условием применимости метода ступенчатого приложения к образцам касательного напряжения для определения $\tau-\gamma_0$ является (в отличие от случая одномерного уплотнения) практически неизменяемое состояние грунта в процессе сдвига при $\tau < \tau_{str}$. Доказательством тому служат данные о равенстве мгновенных деформаций до предела структурной прочности τ_{str} (см. ниже), полученных от действия равных ступеней касательного напряжения $\Delta\tau$.

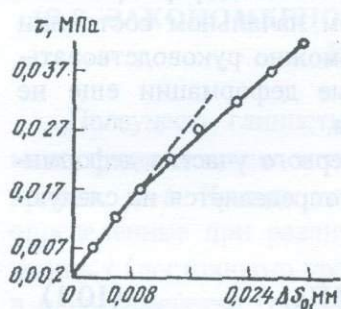


Рис. 10.2. Кривая $\tau-\Delta s_0$ образцов глины 9-63 высотой 23 мм, определенная на приборе кручения кольцевых образцов

На рис. 10.2 приведен пример [78] определения на приборах кручения кольцевых образцов-близнецов зависимости $\tau-\Delta s$ глины 9-63 ($\rho_s = 2680 \text{ кг/м}^3$; $\rho = 1820 \text{ кг/м}^3$; $\omega_0 = 0,33$; $\omega_L = 0,424$; $\omega_P = 0,244$; $I_P = 0,18$). Образцы-близнецы приготовлены предварительным уплотнением пасты грунта в начале под давлением $\sigma_z = 0,2 \text{ МПа}$, затем разгрузкой до $0,1 \text{ МПа}$ и выдерживанием под этим давлением до полной стабилизации деформации. Касательные напряжения τ на наружных гранях образцов (где замерялись деформации сдвига Δs_0) возрастали ступенями $\Delta\tau = 0,005 \text{ МПа}$ через различные интервалы времени — после условной стабилизации деформации сдвига от действия предыдущей ступени. Во избежание ошибок, которые обычно проявляются на начальных ступенях касательного напряжения при фиксации мгновенных деформаций, начальный участок кривой (до напряжения $\tau = 0,002 \text{ МПа}$) исключен из рассмотрения.

Отметим, что здесь и в дальнейшем, в отличие от ГОСТ 12248-96, под условной стабилизацией деформаций сдвига будем понимать скорость сдвига не более 0,01 мм за 2 мин.

Как видно из рис. 10.2, экспериментальная кривая зависимости $\tau-\Delta s_0$ аппроксимируется билинейной диаграммой, характеризующей существование двух линейных областей мгновенного деформирования при двух различных значениях модуля мгновенной деформации простого сдвига $G_{0,1}$ и $G_{0,2}$ [78]. Касательное напряжение, соответствующее точке перелома диаграммы $\tau-\Delta s_0$ автором книги названо пределом структурной прочности грунта при сдвиге τ_{str} , который хорошо согласуется с пределом структурной прочности при одномерном уплотнении (см. п.6.2).

При очень быстром проведении эксперимента структурные деформации не успевают проявляться и, поэтому, зависимость между касательными напряжениями и деформациями сдвига (как это имело место при исследовании закономерностей мгновенного деформирования одномерного уплотнения в случае приложения σ_1 в одну ступень) выражается линейным законом. Поэтому при оценке свойств мгновенного деформирования глинистых грунтов при простом сдвиге (в данном начальном состоянии плотности-влажности и структурной прочности) можно руководствоваться первым линейным участком, где структурные деформации еще не оказывают заметного влияния на состояние грунта.

Модуль мгновенной деформации сдвига для первого участка деформирования $G_{0,1}$, рассматриваемого в примере грунта, определяется из следующего соотношения:

$$G_{0,1} = \frac{\tau}{\Delta s_0 / a} = \frac{\tau}{\gamma_0} = \frac{0,017 - 0,002}{0,009 / 23} = 38,5 \text{ МПа}, \quad (10.1)$$

где a — высота зоны сдвига в мм; Δs_0 — деформация сдвига в мм.

Здесь величина структурной прочности мгновенной деформации грунта при сдвиге $\tau_{str} = 0,017 \text{ МПа}$.

Качественно аналогичные результаты получены автором при испытании образцов на приборах одноплоскостного среза. Однако из-за известных недостатков этих приборов модули G_0 не могли быть достаточно точно определены. Эти эксперименты позволили установить независимость деформации сдвига от толщины испытываемых образцов $h=15$ и 55 мм и, вследствие этого, равенство зон их сдвига. Они позволили заключить, что высота зоны сдвига указанных образцов находится в пределах $a < 15$ мм.

Очевидно, что при нелинейности мгновенного деформирования грунта при простом сдвиге зависимость $\gamma_0-\tau$ можно представить одним из выражений (2.59)–(2.69). Мгновенные (упругие) деформации простого сдвига можно также определить быстрой разгрузкой мгновенно приложенных

касательных напряжений, а модули упругости при сдвиге G по скоростям прохождения продольных v_p и поперечных v_s упругих волн (см. п. 11.2).

Как будет показано ниже, по причине неточной фиксации в лабораторных условиях истинно мгновенных (упругих) деформации сдвига, определенные по их данным значения модулей мгновенных деформации существенно ниже их значений, определенных по скоростям прохождения упругих волн.

В заключение отметим, что зависимость γ_0 - t в виде билинейной диаграммы впервые представлена И.С. Гёзом и Тан Тьенг-ки [141] по данным испытания на кручение полых цилиндрических образцов гончарной глины. С. Мураяма и Т. Шибата [149] билинейной диаграммой воспользовались для изображения зависимости напряжение-мгновенная (условно-мгновенная) деформация при недренированном трехосном сжатии, а М.Н. Гольдштейн, С.С. Бабицкая и В.А. Мизюмский [21] при одноосном сжатии цилиндрических образцов.

10.3. ЗАКОНОМЕРНОСТИ ПОЛЗУЧЕСТИ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ПРИ ПРОСТОМ СДВИГЕ

Ползучесть глинистых грунтов при простом сдвиге, являющаяся прямым продолжением мгновенных деформации γ_0 представляется в виде кривых γ_t - t . Кривые ползучести данного начального состояния грунта, определенные при различных значениях постоянного касательного напряжения τ (постоянного уровня касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}$) объединяют в одно семейство (рис. 10.1). Из аппроксимации этого семейства кривых ползучести определяют зависимости τ - γ_t - t или $\tau/\tau_{f,st}$ - γ_t - t (уравнения состояния) применительно к различным теориям ползучести (7.5)–(7.8).

В приведенном на рис. 10.1 примере семейство кривых ползучести рассмотренной выше глины 9–63 (см. п. 10.2) получено нами в 1964 г. Испытанием серии образцов-близнецов на приборах кручения кольцевых образцов НИС Гидропроекта (см. п. 8.2). В левой части рис. 10.1 построены кривые γ_t - $\tau/\tau_{f,st}$ (γ_t - $M_{tor}/M_{tor,lim}$) для трех различных моментов времени. Все испытанные на сдвиг образцы подвергнуты предварительному уплотнению под действием $\sigma_z=0,3$ МПа, а затем разгружены до $\sigma_z=0,2$ МПа и выдержаны под этим напряжением около месяца – до полной стабилизации деформаций уплотнения. Кривые сдвиговой ползучести определены при пяти различных уровнях касательного напряжения (крутящего момента): $M_{tor}/M_{tor,lim}=\tau/\tau_{f,st}=0,1; 0,3; 0,5; 0,7$ и $0,9$. Опыты выполнены с двукратной повторностью на образцах нарушенного сложения под водой.

Касательные напряжения (крутящие моменты) приложены к образцам в режиме определения стандартного сопротивления сдвигу $\tau_{f,st}=0,104$ МПа.

Деформации сдвига, как обычно, замерены на наружной окружности кольцевого образца.

Приведенные на рис. 10.1 кривые ползучести являются типичными практически для всех разновидностей глинистых грунтов нарушенного и природного сложения при $\tau/\tau_{f,st}$, за исключением очень слабых их разновидностей с $I_L \geq 1$ и $e \geq 1,5$.

Результаты опытов показывают, что при небольших уровнях касательного напряжения (крутящего момента) $\tau/\tau_{f,st} = 0,1-0,4$ деформации сдвига полностью протекают в стадии затухающей ползучести. Начиная с некоторого определенного времени эти деформации практически полностью стабилизируются. Их скорость становится настолько незначительной, что в небольшом периоде времени наблюдений не поддается фиксации. При относительно высоких уровнях касательного напряжения (крутящего момента): $\tau/\tau_{f,st} = 0,5; 0,7$ и $0,9$ деформации в начале протекают в стадии затухающей ползучести (см. рис. 2.9 участок *OA*), а затем переходят в стадию течения (см. рис. 2.9 участок *AB*). Длительность стадии затухающей ползучести доходит до нескольких десятков дней и больше, а ее доля составляет более 60% полной деформации ползучести. Иначе говоря, эта стадия ползучести имеет весомое значение для деформации ползучести глинистых грунтов при сдвиге в целом и поэтому с этой стадией нельзя не считаться (за исключением очень слабых грунтов). Следовательно нельзя глинистые грунты отнести ни к телу Максвелла, ни к телу Шведова-Бингама [59, 81].

Рассмотрение кривых $\tau/\tau_{f,st} - \eta$ (рис. 10.1) показывает, что они (как и кривые $\tau - \eta$ и $\varepsilon_{st} - \sigma_1$) хорошо аппроксимируются билинейной диаграммой, точка перелома которой, как было сказано выше, соответствует структурной прочности грунта при сдвиге τ_{str} . Автором книги было показано [81], что предел структурной прочности глинистых грунтов (за исключением очень слабых) при сдвиге практически не зависит от длительности испытания и колеблется в пределах $0,4 \leq \tau_{str}/\tau_{f,st} \leq 0,55$, т.е. он примерно равен половине стандартного сопротивления сдвигу. Было установлено, а также подтверждено в дальнейшем большим количеством экспериментов, что τ_{str} является пределом перехода деформаций из области затухающей ползучести в область затухающей ползучести, переходящей в течение, и практически совпадает с первым предельным напряжением сдвига ($\tau_{lim}^{(1)} \cong \tau_{yp}$). Результаты этих опытов подтвердили высказанное ранее К. Терцаги и Р. Пеком [119] мнение о том, что "как только касательные напряжения в глине становятся больше половины пикового значения, глина, по-видимому, может ползти при постоянной сдвигающей силе. Другими словами, кривые $\eta - t$ приближаются к наклонной, а не к горизонтальной асимптоте".

Мы считаем, что в приведенном выше высказывании К. Терцаги и Р. Пека слово "пикового" следует заменить словом "остаточное", поскольку

как будет показано ниже (см. п. 12.3), $\tau_r \approx \tau_{f, st}$. Совершенно очевидно, что поскольку и $\tau_r \leq \tau_p$, при $\tau_p > \tau > \tau_r$ наступление стадии течения грунта с постоянной скоростью неизбежно.

Представление экспериментальных кривых сдвиговой ползучести (рис. 10.1) в координатах $\lg \gamma_t - \lg t$ (рис. 10.3, а) показывает, что они спрямляются, т.е. они могут быть с достаточной точностью аппроксимированы степенной зависимостью (7.15). Из непараллельного расположения кривых ползучести в указанной координатной системе следует, что показатели степени m выражения (7.15) зависят от уровня касательного напряжения. Это значит, что кривые сдвиговой ползучести являются неподобными. Установлено также, что кривую $\tau / \tau_{f, st} - \gamma_t$ можно аппроксимировать степенной функцией $\gamma_t = A(\tau / \tau_{f, st})^n$ вида (7.15), а функцию касательного напряжения в виде зависимости $f(\tau / \tau_{f, st}) = (\tau / \tau_{f, st})^n$, поскольку эта кривая в координатах $\lg \gamma_t - \lg(\tau / \tau_{f, st})$ также представляется в виде прямой (рис. 10.3, б).

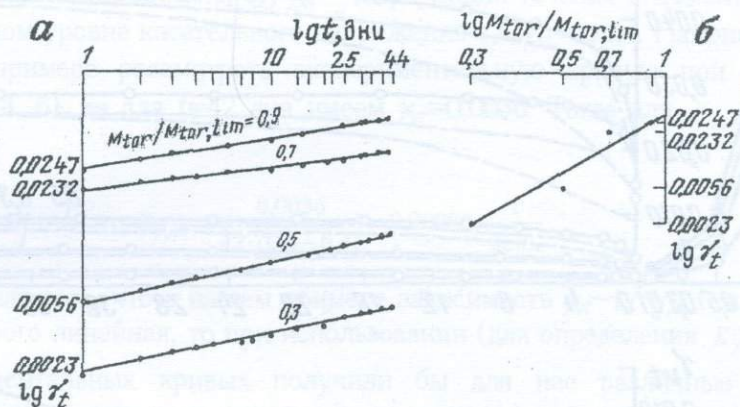


Рис. 10.3. Кривые ползучести деформации сдвига в координатах $\lg \gamma_t - \lg t$ (а) и кривая $\lg \gamma_t - \lg(M_{tor} / M_{tor, lim})$ (б)

Небезынтересно отметить, что аппроксимация зависимости $\gamma_t - \tau$ билинейной диаграммой впервые выполнена И. Гёзом и Тан Тьенг-ки в 1953 г. [142]. По причине небольшой продолжительности опытов (48 ч) течение грунта было "обнаружено" в первой области деформирования — в стадии затухающей ползучести, а для предельного напряжения сдвига (порога течения) $\tau_{ур}$ были получены явно заниженные значения: 0,002–0,01 МПа.

Для аппроксимации семейства кривых ползучести простого сдвига (см. рис. 10.1), оно, на основании рис. 7.5 и выражения (7.2) представлено в виде двух семейств — семейств кривых затухающей ползучести $\gamma_{dt} - t$ (рис. 10.4, а) и кривых течения $\gamma_{vt} - t$ (рис. 10.4, б). Первое из этих семейств состоит из пяти, а второе из трех кривых ползучести. В последнем случае течение грунта проявилось при следующих трех уровнях касательного напряжения: $\tau / \tau_{f, st} = 0,5; 0,7$ и $0,9$.

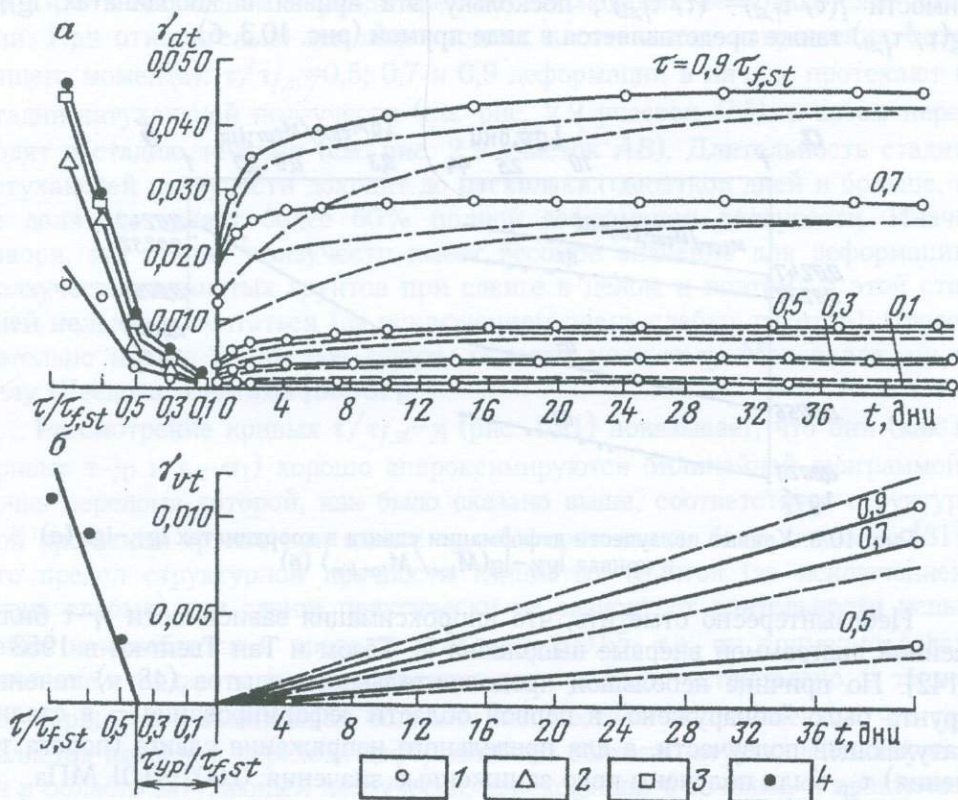
В рассматриваемом случае зависимость $\gamma_{dt} - t$ подчиняется нелинейному, а $\gamma_{vt} - t$ — линейному закону, поэтому семейство кривых ползучести

(рис. 10.1) следует аппроксимировать соотношениями видов (7.13) и (7.14), выраженных через уровни касательного напряжения:

$$\gamma_t = \gamma_{dt} + \gamma_{vt} = \omega_d(t) f(\tau / \tau_{f, st}) + K_{\gamma, 0} \cdot t \frac{\tau - \tau_{yp}}{\tau_{f, st}}, \quad (10.2)$$

$$\gamma_t = \gamma_{dt} + \gamma_{vt} = \omega_d(t) f(\tau / \tau_{f, st}) + \frac{\tau - \tau_{yp}}{\tau_{f, st}} \frac{t}{\eta_{v, 0}}, \quad (10.3)$$

где $K_{\gamma, 0}$ — скорость течения грунта при $\tau / \tau_{f, st} - \tau_{yp} / \tau_{f, st} = 1$; $\eta_{v, 0} = 1 / K_{\gamma, 0}$ —



коэффициент вязкости. В (10.2) и (10.3) принято, что $\vartheta = 0$.

Рис. 10.4. Представление семейства экспериментальных кривых сдвиговой ползучести в виде семейства кривых затухающей ползучести (а) и течения (б) и их аппроксимация (штриховые линии):

1 — 1 ч; 2 — 2 дня; 3 — 20 дней; 4 — 42 дня

Входящую в выражения (10.2) и (10.3) меру затухающей ползучести $\omega_d(t)$ представляют формулами (7.13) и (7.14), а функцию уровня кас-

тельного напряжения $f(\tau/\tau_{f,st})$ — соотношениями видов (6.26)–(6.29). Методы определения $\omega_d(t)$ и $f(\tau/\tau_{f,st})$ подробно рассмотрены при изложении вопросов аппроксимации кривых затухающей ползучести одномерного уплотнения грунтов (см. п. 6.5). На рис. 10.4, а приведены результаты аппроксимации семейства экспериментальных кривых без учета (штриховые линии) и с учетом (штрихпунктир) их неподобия.

Входящий во второй член правой части выражения (10.2) $K_{\gamma_v,0}$ при условии $\dot{\gamma}_{dt}=0$ определяется из следующего соотношения:

$$K_{\gamma_v,0} = \frac{\dot{\gamma}_{vt}}{t \cdot (\tau/\tau_{f,st} - \tau_{yp}/\tau_{f,st})}, \quad (10.4)$$

где $\tau_{yp}/\tau_{f,st}$ — определяемый из опыта уровень предельного напряжения сдвига (порога течения), который для рассматриваемого примера $\tau_{yp}/\tau_{f,st}=0,4$ (см. рис. 10.4, б); $\dot{\gamma}_{vt}$ — деформация течения в момент времени t при данном уровне касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st} = const$. Например, если в нашем примере рассмотреть экспериментальную кривую при $\tau/\tau_{f,st}=0,5$ (рис. 10.4, б), то для $t=42$ дня имеем $\dot{\gamma}_{vt}=0,0036$. Тогда для $K_{\gamma_v,0}$ из (10.4) получим:

$$K_{\gamma_v,0} = \frac{0,0036}{42 \cdot (0,5 - 0,4)} = 0,00086, \frac{1}{\text{день}}. \quad (10.5)$$

В силу того, что в нашем примере зависимость $\dot{\gamma}_{vt} - \tau/\tau_{f,st}$ (см. рис. 10.4, б) не строго линейная, то при использовании (для определения $K_{\gamma_v,0}$) других экспериментальных кривых получили бы для нее различные значения. Чтобы аппроксимировать все семейство кривых течения определено среднее значение $K_{\gamma_v,0}=0,000675, 1/\text{день}$, а по выражению (10.2) при условии $\dot{\gamma}_{dt}=0$ построены кривые, которые на рис. 10.4, б показаны штриховыми линиями.

Для определения величины $K_{\gamma_v,0}$ можно также воспользоваться реологической кривой $\dot{\gamma}_{vt} - \tau/\tau_{f,st}$ (рис. 10.5).

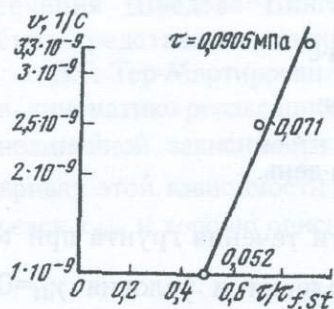


Рис. 10.5. Кривая зависимости относительная скорость течения—уровень касательного напряжения, определенная по семейству кривых течения, приведенных на рис. 10.4, б

Например, в рассматриваемом примере скорость течения при $\tau/\tau_{f,st}=0,5$, которая соответствует $\tau_1=0,052$ МПа, будет иметь следующее значение:

$$v_{\gamma_v}^I = \frac{0,0036}{42} = 0,000086, \frac{1}{\text{день}} = \frac{0,000086}{86400} = 1 \cdot 10^{-9}, \frac{1}{\text{с}},$$

при $\tau/\tau_{f,st}=0,7$ ($\tau_2=0,071$ МПа):

$$v_{\gamma_v}^{II} = \frac{0,00905}{42} = 0,0002155, \frac{1}{\text{день}} = 2,5 \cdot 10^{-9}, \frac{1}{\text{с}},$$

где 86400 – коэффициент перехода от 1/день к 1/с.

Тогда для коэффициента вязкости $\eta_{v,0}$ получим величину:

$$\eta_{v,0} = \frac{(\tau - \tau_{yp})/\tau_{f,st}}{v_{\gamma_v}^{II} - v_{\gamma_v}^I} = \frac{(0,7 - 0,5)}{1,295 \cdot 10^{-4}} = 1544,4 \text{ день}, \quad (10.6)$$

а для $K_{\gamma_v,0}$:

$$K_{\gamma_v,0} = \frac{1}{\eta_{v,0}} = \frac{1}{1544,4} = 0,000647, \frac{1}{\text{день}}, \quad (10.7)$$

который мало отличается от $K_{\gamma_v,0}=0,000675$, 1/день, определенный по выражению (10.4) с использованием всех трех экспериментальных кривых течения (см. выше) (рис. 10.4, б).

Теперь на основании приведенных выше данных определим коэффициенты бингамовской вязкости деформации течения η_v и скорости течения K_{γ_v} , входящие в (7.13) и (7.14).

Коэффициент вязкости течения η_v для участка касательных напряжений 0,052–0,071 (см. рис. 10.5), согласно (7.3) определяем из следующего соотношения:

$$\eta_v = \frac{\tau_2 - \tau_1}{v_{\gamma_v}^{II} - v_{\gamma_v}^I} = \frac{0,071 - 0,052}{1,295 \cdot 10^{-4}} = 146,72, \text{ МПа} \cdot \text{день} =$$

$$= 146,72 \cdot 86400 = 1,27 \cdot 10^7, \text{ МПа} \cdot \text{с}$$

Тогда K_{γ_v} , на основании (7.12) будет равен:

$$K_{\gamma_v} = 1/\eta_v = 1/146,72 = 0,0068, \text{ 1/МПа} \cdot \text{день}.$$

Имея в виду, что $K_{\gamma_v} = \gamma_{vt}/t$ равна скорости течения грунта при $\tau_{yp}=1$, из (10.2) и (10.3), с учетом этого условия и условия $\gamma_{dt}=0$, получим величину $K_{\gamma_v,0}$:

$$K_{\gamma_v,0} = \frac{\dot{\gamma}_{vt}}{t} \tau_{f,st} = K_{\gamma_v} \tau_{f,st} = 0,0068 \cdot 0,104, = 0,00071, \frac{1}{\text{день}}, \quad (10.10)$$

Коэффициент скорости течения $K_{\gamma_v,0} = 0,00071, 1/\text{день}$ (определенный использованием двух значений скорости течения) мало отличается от $K_{\gamma_v,0} = 0,000675, 1/\text{день}$, определенный по выражению (10.4) с использованием всех трех экспериментальных кривых течения (см. рис. 10.4, б). Этот результат согласуется также с величиной $K_{\gamma_v,0} = 0,000647, 1/\text{день}$, определенной по соотношению (10.7).

В рассмотренном случае первое предельное напряжение сдвига (уровень предельного напряжения сдвига, порога течения) было определено по отрезку, отсеченному на оси абсцисс прямыми $\tau/\tau_{f,st} - \dot{\gamma}_{vt}$ (см. рис. 10.4, б) и $\tau/\tau_{f,st} - v_{\gamma_v}$ (см. рис. 10.5). Величину τ_{yp} (или $\tau_{yp} = \tau_{f,st}$), порог ползучести по Н.Н. Маслову [59] или порог установившейся ползучести (течения) по С.Р. Месчану [81, 85], можно определить также по выражению (9.38) при $\Sigma_{\omega} = 0$. В этом случае, по Н.Н. Маслову, при длительном действии касательного напряжения

$$\tau < p_z \cdot tg \varphi_w + \Sigma_w + c_c \quad (10.8)$$

и одновременно

$$\tau > p_z \cdot tg \varphi_w + c_c, \quad (10.9)$$

наступает процесс медленного течения грунта.

Методы определения φ_w и c_c изложены в [57, 85].

Для определения первого предельного касательного напряжения (предела текучести) τ_{yp} впервые Н.Н. Маслов [58, 59] воспользовался своей интерпретацией выражения сопротивления глинистых грунтов сдвигу (см. п. 9.7).

Выше было отмечено, что выражение $\tau - \dot{\gamma}$ в зависимости от фактора времени t может быть представлено как линейным уравнением ньютоновской вязкой жидкости, так и уравнением вязкопластического течения Шведова-Бингама (см. рис. 10.5). Эта зависимость может быть представлена также билинейным и нелинейным уравнениями.

З.Г. Тер-Мартirosян [122, 123], испытывая образцы глинистых грунтов в кинематико-релаксационном режиме установил, что при представлении нелинейной зависимости $\tau - \dot{\gamma}$ в полулогарифмическом масштабе $\tau - \ln \dot{\gamma}$, кривая этой зависимости спрямляется и пересекает на оси τ некоторый отрезок τ_{min} и хорошо описывается следующим выражением

$$\tau_{max} - \tau_{min} = (\ln \dot{\gamma}_{max} - \ln \dot{\gamma}_{min}) \lambda, \quad (10.11)$$

где τ_{max} и τ_{min} — соответственно максимальное и минимальное значения пиковой прочности при максимальном и минимальном значениях скоростей угловой (сдвиговой) деформации.

$$\lambda = \frac{\tau_{max} - \tau_{min}}{\ln \dot{\gamma}_{max} - \ln \dot{\gamma}_{min}}$$

Выражение зависимости $\tau - \dot{\gamma}$ З.Г. Тер-Мартirosян представил в следующем виде

$$\tau(\dot{\gamma}) = \dot{\gamma}_{max} - \ln \left(\frac{\dot{\gamma}}{\dot{\gamma}_{max}} \right) \lambda, \quad (10.12)$$

где $\tau(\dot{\gamma})$ — зависящая от скорости испытания образца $\dot{\gamma}$ максимальное касательное напряжение.

З.Г. Тер-Мартirosян отмечает, что им разработан кинематико-релаксационный метод испытания образцов, который позволяет получать минимальные скорости сдвиговых деформаций в коротком интервале времени и повторение опытов при различных значениях $\dot{\gamma}_{max}$ получить на одном образце зависимость $\tau = f(\dot{\gamma})$ при широком диапазоне изменения скоростей сдвига.

Нетрудно видеть, что выражение (10.11) описывает кривую зависимости $\tau = f(\dot{\gamma})$ точно так, как $\tau = f(\gamma)$ приведенными выше зависимостям (10.2) и (10.3) и обладают одними и теми же достоинствами и недостатками. Они пригодны только для описания семейств однотипных кривых сдвиговой ползучести.

10.4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПАРАМЕТРОВ ПОЛЗУЧЕСТИ ПРОСТОГО СДВИГА ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ МЕТОДОМ ТРЕХ КРИВЫХ

В целях сокращения количества испытываемых образцов-близнецов при определении параметров ползучести одномерного уплотнения скелета глинистых грунтов и приближения лабораторного эксперимента к натуре разработан метод двух кривых, изложенный выше (см. п. 6.7). Метод двух кривых ползучести, основанный на результатах испытания двух образцов-близнецов, применяется для аппроксимации семейств однотипных кривых, каковыми являются кривые затухающей ползучести одномерного уплотнения. Однотипны также кривые сдвиговой ползучести очень слабых глинистых грунтов, которые (при любых уровнях касательного напряжения) состоят из стадии затухающей ползучести, переходящей в стадию течения.

В отличие от изложенного выше деформация сдвига большинства из глинистых грунтов (точно также при одноосном и трехосном сжа-

тии) в зависимости от уровня касательного напряжения может быть как затухающей, так и незатухающей во времени. Поэтому метод двух кривых может быть использован либо для аппроксимации семейства кривых затухающей (I), либо для семейства кривых незатухающих деформаций ползучести (II) (см. рис. 10.6).

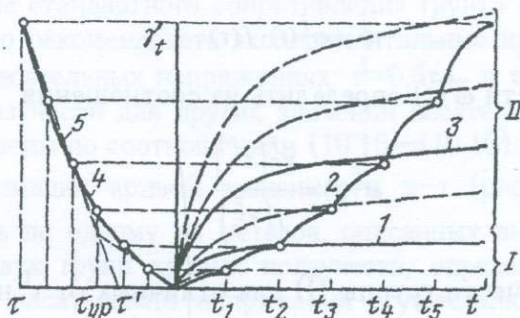


Рис. 10.6. Схема определения зависимости $\tau-\gamma_t$, функции касательных напряжений $f(t)$ или $f(\tau/\tau_f)$ и выражений меры ползучести методом трех экспериментальных кривых ползучести:

1, 3 – экспериментальные кривые, принадлежащие к группам затухающей (I) ползучести и затухающей ползучести, переходящей в течение (II); 2 – экспериментальная кривая, определяемая при ступенчатом возрастании касательного напряжения; 4, 5 – представление зависимости $\gamma_t-\tau$ в виде единой кривой и билинейной диаграммы

Для экспериментального определения семейства кривых ползучести при простом сдвиге (одноосном и трехосном сжатии) можно воспользоваться указанным выше методом определения двух семейств (групп) кривых ползучести. Тогда, в отличие от метода двух кривых, из эксперимента необходимо определить две кривые ползучести под действием двух различных постоянных касательных напряжений τ^I и τ^II . Одна из этих кривых должна принадлежать к первой группе кривых, а вторая – ко второй. Кроме того, как и при методе двух кривых, из эксперимента следует определить также одну кривую ползучести при ступенчато возрастающем касательном напряжении. При этом интервалы приложения ступеней напряжения до $0,4 \tau_{f,st}$ можно принять равными 8–10 дней, а при $\tau > 0,4 \tau_{f,st}$ – 20–30 дней.

Таким образом, для определения семейства кривых ползучести при сдвиге (одноосное и трехосное сжатие) следует испытать три образца-близнеца и построить три экспериментальных кривых ползучести. По кривой ползучести, определенной при ступенчато возрастающем касательном напряжении, строят кривую $\gamma_t-\tau$ (см. рис. 10.6), по ней определяют функцию касательного напряжения $f(\tau)$. Затем, используя $f(\tau)$ и результаты аппроксимации экспериментальных кривых ползучести для τ^I и τ^II , определяют кривые ползучести указанных выше двух семейств (групп) для различных значений

τ , отличных от τ^{I} и τ^{II} (в правой части рис. 10.6 показаны штриховыми линиями).

Например, если для первой группы кривых уравнение ползучести $\gamma_{\text{I}}^{\text{I}} = \gamma_{\text{I}}^{\text{I}}(\tau, t)$ для постоянных касательных напряжений τ представить в виде соотношения теории старения (7.5):

$$\gamma_{\text{I}}^{\text{I}} = \omega^{\text{I}}(t) \cdot f(\tau), \quad (10.13)$$

а меру ползучести $\omega^{\text{I}}(t)$ определить из соотношения

$$\omega^{\text{I}}(t) = \frac{\gamma_{\text{I}}^{\text{I}}(\tau^{\text{I}})}{f(\tau^{\text{I}})}, \quad (10.14)$$

то кривые ползучести группы (I) для отличных от τ^{I} напряжений могут быть построены по следующему выражению:

$$\gamma_{\text{I}}^{\text{I}} = \omega^{\text{I}}(t) \cdot f(\tau) = \frac{\gamma_{\text{I}}^{\text{I}}(\tau^{\text{I}})}{f(\tau^{\text{I}})} f(\tau), \quad (10.15)$$

где $\gamma_{\text{I}}^{\text{I}}(\tau^{\text{I}})$ — аппроксимирующее выражение экспериментальной кривой при $\tau = \tau^{\text{I}}$; $f(\tau)$ — функция касательного напряжения при данном значении касательного напряжения τ^{I} .

По аналогии с изложенным выше, кривые второй группы (II) для напряжений, отличных от τ^{II} , можно определить по выражению:

$$\gamma_{\text{I}}^{\text{II}} = \omega^{\text{II}}(t) \cdot f(\tau) = \frac{\gamma_{\text{I}}^{\text{II}}(\tau^{\text{II}})}{f(\tau^{\text{II}})} f(\tau). \quad (10.16)$$

Когда кривая γ - τ аппроксимируется билинейной диаграммой (в правой части рис. 10.6 показана штриховой линией), выражения (10.15) и (10.16) соответственно записываются в виде:

$$\gamma_{\text{I}}^{\text{I}} = \frac{\gamma_{\text{I}}^{\text{I}}(\tau^{\text{I}})}{\tau^{\text{I}}} \tau, \quad \text{при } \tau < \tau_{\text{ур}}, \quad (10.17)$$

$$\gamma_{\text{I}}^{\text{II}} = \frac{\gamma_{\text{I}}^{\text{II}}(\tau^{\text{II}})}{(\tau^{\text{II}} - \tau')} (\tau - \tau'), \quad \text{при } \tau > \tau_{\text{ур}}, \quad (10.18)$$

где τ' — отрезок, отсекаемый прямой второго участка зависимости — на оси касательных напряжений (см. рис. 10.6).

Из изложенного выше (см. п. 10.3) известно, что границей перехода от кривых первой группы (I) к кривым второй группы (II) является первое предельное напряжение сдвига (порог течения) $\tau_{lim}^{(I)} = \tau_{yp}$, которое примерно равно половине стандартного сопротивления грунта сдвигу $\tau_{f,st}$. Исходя из этого можно рекомендовать экспериментальные кривые ползучести определить при касательных напряжениях: $\tau^I = 0,3\tau_{f,st}$ и $\tau^{II} = 0,6$ или $0,7\tau_{f,st}$. Тогда кривые ползучести для других значений касательного напряжения могут быть построены по соотношениям (10.15)–(10.18).

При аппроксимации кривой зависимости $\gamma_t - \tau$ (рис. 10.6), $\tau_{lim}^{(I)} = \tau_{yp}$ можно определить по одному из методов, описанных выше (см. п. 10.3). Аппроксимация двух групп кривых ползучести, определение мер ползучести и функций касательного напряжения осуществляют по известным методам (см. п. 6.4 и п. 10.3).

На примере экспериментального исследования сдвиговой ползучести глины 19–69 ($\rho_s = 2620$ кг/м³; $\rho = 1920$ кг/м³; $\omega_0 = 0,2705$; $S_r = 0,96$), выполненного испытанием под водой кольцевых образцов, проверим применимость изложенного выше метода автора книги для определения семейства кривых ползучести (рис. 10.7). Опыты выполнены совместно с Р.Р. Галстяном.

Испытание пяти пар образцов-близнецов осуществлено при пяти различных значениях уровня касательного напряжения. Из них четыре пары образцов-близнецов испытаны при постоянных уровнях касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st} = 0,3; 0,5; 0,7$ и $0,85$, а одна пара при возрастающих ступенями $\tau/\tau_{f,st} = 0,1; 0,3; 0,5; 0,7$ и $0,85$ уровня касательного напряжения. Результаты опытов в виде экспериментальных кривых ползучести в правой части рис. 10.7 показаны сплошными линиями. В левой части рис. 10.7 построены кривые $\gamma_t - \tau/\tau_{f,st}$.

В рассматриваемом примере зависимость $\gamma_t - \tau/\tau_{f,st}$ в пределах $\tau/\tau_{f,st} \leq 0,44$, как обычно, с достаточной точностью подчиняется линейному закону, а при $\tau/\tau_{f,st} > 0,44$ — кривой с штрихтреугольниками. Для иллюстрации примера определения кривых ползучести второй группы (II) зависимость уровень касательного напряжения–деформация сдвига также представлена билинейной диаграммой (штриховая линия).

Кривые ползучести первой группы (I) строят по выражению (10.17). Например, если за исходную (экспериментальную) кривую для этой группы принять кривую, определенную при $\tau^I/\tau_{f,st} = 0,3$, то как следует из приведенного ниже расчета:

$$\gamma_t^I(\tau/\tau_{f,st} = 0,1) = \frac{\gamma_t^I(\tau^I/\tau_{f,st} = 0,3)}{\tau^I/\tau_{f,st} = 0,3} (\tau/\tau_{f,st} = 0,1) =$$

$$= \gamma_t^I \left(\tau^I / \tau_{f,st} = 0,3 \right) \cdot 0,333.$$

Для построения кривых при $\tau / \tau_{f,st} = 0,1$, ее координаты следует умножить на 0,333.

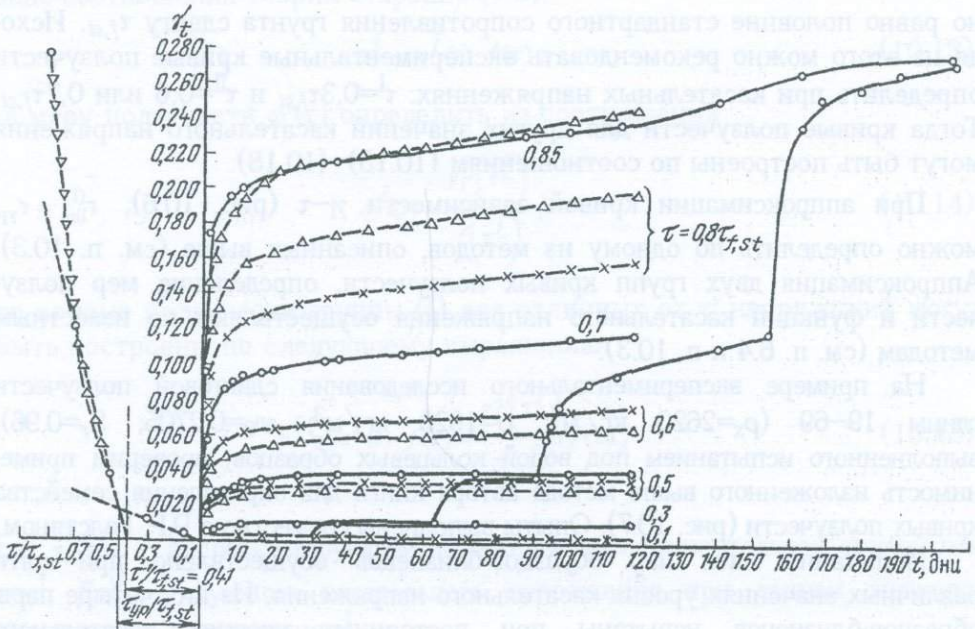


Рис. 10.7. Пример построения семейства кривых ползучести простого сдвига (штриховые линии) грунта 19-69 по методу трех экспериментальных кривых

Для построения кривых ползучести второй группы (II) при билинейной аппроксимации кривой зависимости $\gamma_t - \tau / \tau_{f,st}$, на основании экспериментальной кривой, определенной при $\tau^II / \tau_{f,st} = 0,7$, получим (с учетом $\tau' / \tau_{f,st} = 0,41$) следующее выражение вида (10.18):

$$\gamma_t^{II}(\tau / \tau_{f,st}) = \frac{\gamma_t^{II}(\tau^II / \tau_{f,st} = 0,7)}{0,7 - 0,41} (\tau / \tau_{f,st} - 0,41). \quad (10.19)$$

Кривые, построенные по выражению (10.19) для различных уровней касательного напряжения в правой части рис. 10.7 отмечены крестиками.

При нелинейной аппроксимации зависимое $\tau / \tau_{f,st} - \gamma_t$ для функции касательного напряжения получено следующее выражение:

$$f(\tau / \tau_{f,st}) = (\tau / \tau_{f,st})^{3,78}, \quad (10.20)$$

а для деформации ползучести второй группы кривых

$$\gamma_i^{\bar{II}}(\tau/\tau_{f,st}) = \frac{\gamma_i^{\bar{II}}(\tau^{\bar{II}}/\tau_{f,st} = 0,7)}{0,7^{3,78}} (\tau/\tau_{f,st})^{3,78} \quad (10.21)$$

Кривые ползучести, построенные по выражению (10.21) в правой части рис. 10.7 отмечены треугольниками.

Сопоставление кривых типов (I) и (II), построенных по выражениям (10.17) и (10.16), с экспериментальными кривыми показывает их хорошее совпадение (см. рис. 10.7). Что же касается кривых группы (II), построенных по выражению (10.18), т.е. при аппроксимации кривой $\tau/\tau_{i,st} - \gamma_i$ билинейной диаграммой, то их сходимость вполне удовлетворительная.

Рассмотренный метод определения параметров ползучести глинистых грунтов при простом сдвиге (одноосном и трехосном сжатии) почти на половину сокращает без ущерба качеству общий объем экспериментальных работ.

10.5. УПРОЩЕННАЯ ФОРМА ЗАПИСИ УРАВНЕНИЯ СДВИГОВОЙ ПОЛЗУЧЕСТИ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ И ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЕГО ПАРАМЕТРОВ МЕТОДОМ ОДНОЙ КРИВОЙ

Рассмотренные выше формы записи уравнения ползучести глинистых грунтов при простом сдвиге отличаются общностью и в достаточной степени точно отражают характер их длительного деформирования. Вместе с тем они достаточно сложны как в смысле определения параметров ползучести, так и практического приложения. Одним из основных путей возможного упрощения записи уравнения ползучести грунтов при простом сдвиге является принятие условия об однотипности семейства кривых ползучести — его образования из однотипных кривых незатухающей ползучести, условия подобия этих кривых и отказа от представления их в виде кривых затухающей ползучести и течения (см. п. 10.3).

Изложенные выше условия могут быть приняты, во-первых, потому, что деформации затухающей ползучести сравнительно невелики, а при описании процесса ползучести физическими уравнениями теорий старения и упрочнения используются начальные участки кривых, когда деформации ползучести еще действительно являются затухающими. Это допущение может повлиять на точность описания процесса ползучести по теориям наследственной деформации ползучести. Однако по изложенным выше соображениям этим влиянием можно пренебречь.

Следует также отметить, что учет неподобия кривых сдвиговой ползучести существенно усложняет выражение уравнения ползучести, а учет приводит к значительному ухудшению аппроксимации семейства экспериментальных кривых, определенных классическим методом (см. п. 10.2). Вместе с тем, кривые сдвиговой ползучести, построенные по мето-

ду одной (см. ниже) экспериментальной кривой подобны и поэтому этот вопрос отпадает автоматически.

В качестве простейшего выражения уравнения незатухающей ползучести при единичном касательном напряжении (мера ползучести) может служить степенная зависимость (7.15), которая хорошо аппроксимирует результаты опыта. Тогда деформацию сдвиговой ползучести можно будет определить простейшим уравнением теории старения (7.5), а в качестве функции касательного напряжения $f(\tau)$ использовать соотношения видов (6.26) и (6.27).

Приведем пример аппроксимации семейства кривых сдвиговой ползучести, определенного испытанием образцов-близнецов киевской глины природного сложения ($\rho_s=2670$ кг/м³; $\rho_0=1890$ кг/м³; $\omega_0=0,304$; $e=0,841$; $\omega_L=0,537$; $\omega_P=0,333$; $I_P=0,204$) твердой консистенции, без разделения деформации ползучести на затухающую и незатухающую части [83, 85].

Таблица 10.1

Условия испытания образцов

M_{tor} , Нм	$M_{tor}/M_{tor,lim}$	τ , МПа
382	0,36	0,189
552	0,53	0,218
710	0,68	0,295
830	0,79	0,355

Испытаны на кручение 14 сплошных образцов-близнецов на приборах М-5 (см. п. 8.3), которые в начале были уплотнены под давлением $\sigma_z=1,0$ МПа, а затем разгружены до 0,55 МПа и выдержаны под ним до полной стабилизации деформации за 41 день. Четыре образца-близнеца испытаны по методам ускоренного и стандартного среза для определения сопротивления сдвигу, остальные попарно испытаны на ползучесть под действием трех постоянных и одного ступенчато возрастающего касательного напряжений (табл. 10.1).

Экспериментальные кривые ползучести в правой части рис. 10.8 показаны сплошными линиями. В левой части рисунка построены кривые γ_t-M_{tor} и $\gamma_t-\tau$ (сплошные линии), которые хорошо аппроксимируются билинейными диаграммами. Касательные напряжения (см. табл. 10.1) определены по соотношению (2.23) на основании кривой γ_t-M_{tor} .

Семейство экспериментальных кривых сдвиговой ползучести описано исходя из двух различных аппроксимаций зависимости $\gamma_t-\tau$.

1. Зависимость $\gamma_t-\tau$ аппроксимирована степенной функцией вида (2.59)

$$\gamma_t = B \tau^n = 0,000816(10\tau)^{2,866}, \quad (10.22)$$

и получено следующее выражение для функции касательного напряжения в МПа вида (6.26):

$$f(\tau) = \tau^n = (10\tau)^{2,866} \quad (10.23)$$

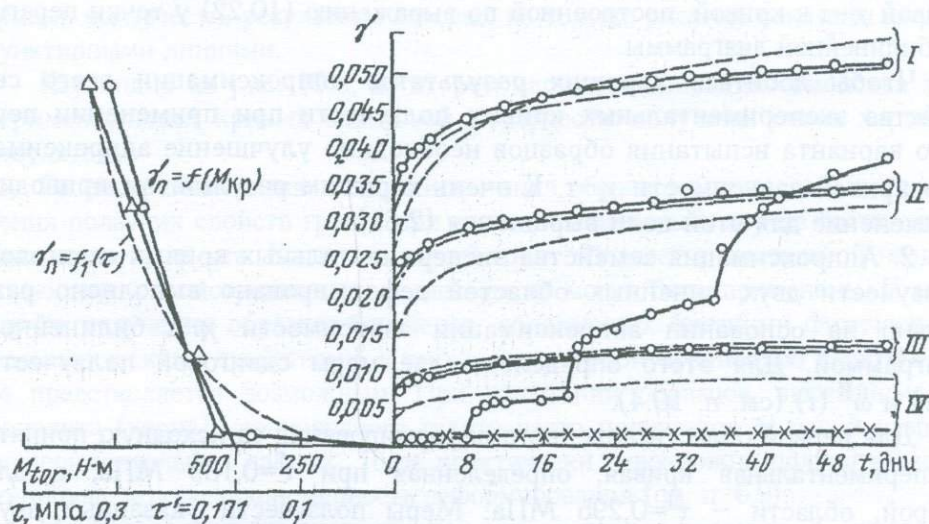


Рис. 10.8. Семейство кривых ползучести простого сдвига киевской глины.
 I - $M_{tor}/M_{tor,lim}=0,79$, $\tau=0,355$ МПа; II - $M_{tor}/M_{tor,lim}=0,68$, $\tau=0,295$ МПа;
 III - $M_{tor}/M_{tor,lim}=0,53$, $\tau=0,218$ МПа; IV - $M_{tor}/M_{tor,lim}=0,36$, $\tau=0,189$ МПа

Кривая γ_t - τ , построенная по выражению (10.22), в левой части рис. 10.8 показана штриховой линией.

Используя аппроксимацию экспериментальной кривой ползучести, определенной под действием $\tau=0,218$ МПа (см. рис. 10.8) по соотношению (7.15)

$$\gamma_t(\tau=0,218 \text{ МПа}) = A_1 t^m = 0,00761 \cdot t^{0,147}, \quad (10.24)$$

а функцию касательного напряжения (10.23), из (7.5) получим выражение меры ползучести

$$\omega(\tau) = \frac{\gamma_t(\tau=0,218 \text{ МПа})}{f(\tau=0,218 \text{ МПа})} = \frac{0,00761 t^{0,147}}{(10 \cdot 0,218)^{2,866}} = 0,000816 t^{0,147} \quad (10.25)$$

На основании полученных выражений меры ползучести и функции касательного напряжения уравнение деформации ползучести для постоянных напряжений запишется в следующем виде (7.5):

$$\gamma_t = \omega(t) \cdot f(\tau) = 0,000816 t^{0,147} (10 \tau)^{2,866}. \quad (10.26)$$

Построенные по выражению (10.26) кривые ползучести для различных постоянных касательных напряжений τ в правой части рис. 10.8 показаны штриховыми линиями.

Аппроксимацию семейства экспериментальных кривых ползучести по выражению (10.26) в целом можно считать удовлетворительным. Вместе с тем следует отметить плохую аппроксимацию кривой ползучести при $\tau=0,189$ МПа, что обусловлено плохим приближением экспериментальной кривой $\gamma-\tau$ к кривой, построенной по выражению (10.22) у точки перегиба билинейной диаграммы.

Чтобы добиться хороших результатов аппроксимации всего семейства экспериментальных кривых ползучести при применении первого варианта испытания образцов необходимо улучшение аппроксимации кривой зависимости $\gamma-\tau$. К очень хорошим результатам приводит применение для этой цели выражения (2.61).

2. Аппроксимация семейства экспериментальных кривых сдвиговой ползучести двух линейных областей деформировано выполнено раздельно на основании аппроксимации зависимости $\gamma-\tau$ билинейной диаграммой. Для этого определены две меры сдвиговой ползучести $\omega^I(t)$ и $\omega^{II}(t)$ (см. п. 10.4).

Для первой области линейного деформирования за исходную принята экспериментальная кривая, определенная при $\tau^I=0,189$ МПа, а для второй, области — $\tau^{II}=0,295$ МПа. Меры ползучести указанных двух линейных областей деформирования получены в виде следующих выражений вида (10.14):

$$\omega^I(t) = \frac{\gamma_t^I(\tau^I = 0,189 \text{ МПа})}{0,189}, \quad (10.27)$$

$$\omega^{II}(t) = \frac{\gamma_t^{II}(\tau^{II} = 0,295 \text{ МПа})}{0,295 - \tau'}, \quad (10.28)$$

где $\tau'=0,171$ МПа — отрезок на оси касательных напряжений (см. рис. 10.8).

Тогда семейства экспериментальных кривых сдвиговой ползучести рассматриваемых двух областей линейного деформирования могут быть аппроксимированы выражениями вида (10.26):

$$\gamma_t^I = \omega^I(t)\tau = \frac{0,000842t^{0,182}}{0,189} \tau = 0,000455t^{0,182} \tau, \quad (10.29)$$

$$\gamma_t^{II} = \omega^{II}(t)(\tau - \tau') = \frac{0,02348 \cdot t^{0,0976}}{0,295 - 0,171} (\tau - 0,171) = 0,01896 \cdot t^{0,0976} (\tau - 0,171). \quad (10.30)$$

Выражение (10.29) справедливо для $\tau \leq 0,188$ МПа, а (10.30) — для $0,188 < \tau \leq 0,355$ МПа ($\tau_{yp}=0,188$ МПа).

В первой области линейного деформирования выражением (10.29) аппроксимирована одна экспериментальная кривая ползучести ($\tau=0,189$ МПа), которая в правой части рис. 10.8 отмечена крестиками. Во второй области линейного деформирования по выражению (10.30) аппроксимированы три кривые ползучести, результаты которых на том же рисунке показаны штрихпунктирными линиями.

Как видно на рис. 10.8, во втором варианте описания семейства экспериментальных кривых сдвиговой ползучести получены очень хорошие результаты.

Рассмотренные выше методы испытания образцов-близнецов для определения ползучих свойств грунта при сдвиге применимы в случае достаточной однородности грунта. Когда глинистый грунт обладает значительной неоднородностью, рассмотренные выше методы не могут быть применены. В этом случае получение образцов-близнецов, обладающих близкими физическими и механическими свойствами, а также структурной прочностью практически не представляется возможным. При испытании образцов, вырезанных из монолита (керн) неоднородного грунта часто получается большой разброс экспериментальных данных. Тогда практически невозможно получить сколько-нибудь четкую закономерность деформирования (см. п. 6.9).

Наиболее приемлемым методом определения параметров сдвиговой ползучести структурно-неоднородных глинистых грунтов природного сложения является метод одной экспериментальной кривой (см. п. 6.9), он основан на получении единой кривой деформирования испытанием серии образцов под действием ступенчато возрастающих касательных напряжений и представлении уравнения ползучести в упрощенном виде (10.26). В этом случае число испытываемых образцов остается неизменным, однако значительно увеличивается повторность опытов, что существенно повышает надежность полученных результатов. Как показывают исследования Б.В. Матвеева (1967) надежность нахождения среднего значения механических свойств горных пород при испытании тести образцов возрастает до 0,94 против 0,77 при испытании трех образцов.

На рис. 10.9 сплошной линией показана единая (усредненная) экспериментальная кривая сдвиговой ползучести, полученная от испытания шести образцов глины природного сложения ($\rho_s=2610$ кг/м³; $\rho_0=1670$ кг/м³; $w_0=0,625$; $e=1,53$; $I_p=0,3544$) на приборах М-5 под действием $\sigma_z=0,5$ МПа. По кривой $\gamma_t - \tau/\tau_{f,st}$, показанной в левой части рис. 10.9, получено ее аппроксимирующее выражение вида (2.61)

$$\gamma_t = \alpha_1(\tau/\tau_{f,st}) + \alpha_2(\tau/\tau_{f,st})^n = -0,014(\tau/\tau_{f,st}) + 0,237(\tau/\tau_{f,st})^{3,4}, \quad (10.31)$$

а функция уровня касательного напряжения записана следующим образом:

$$f(\tau/\tau_{f,st}) = -0,063(\tau/\tau_{f,st}) + 1,063(\tau/\tau_{f,st})^{3,4}. \quad (10.32)$$

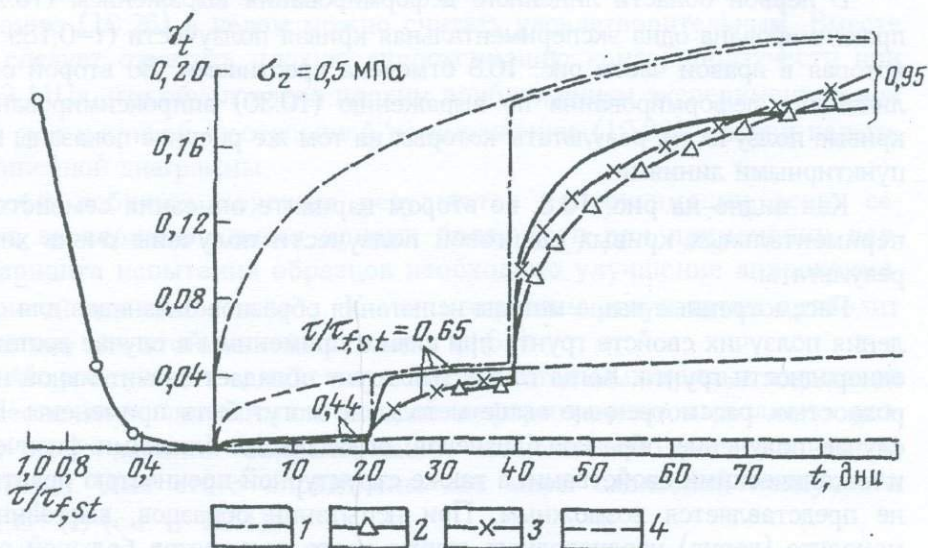


Рис. 10.9. Определение параметров ползучести простого сдвига грунта по методу одной экспериментальной кривой. Описание процесса ползучести при ступенчатом возрастании касательных напряжений по теориям:

1 – старения; 2 – упрочнения; 3 – наследственной ползучести; 4 – кривые ползучести при различных постоянных уровнях касательного напряжения

Для меры сдвиговой ползучести получено следующее выражение вида (7.15):

$$\omega(t) = 0,0817t^{0,2746} \quad (10.33)$$

Кривые, построенные по соотношению (10.26) с учетом (10.32) и (10.33) в правой части рис. 10.9 показаны штриховыми линиями. Как видно на рисунке, аппроксимация экспериментальной кривой вполне удовлетворительна.

Недостатком рассматриваемого примера является то, что параметры меры ползучести определены на основании аппроксимации второго участка кривой ползучести с небольшой продолжительностью действия касательного напряжения. Очевидно, что увеличение длительности действия ступеней касательного напряжения привело бы к увеличению общей продолжительности эксперимента по крайней мере на 30% по сравнению с другими методами испытания образцов.

Метод одной экспериментальной кривой для отдельного рассмотрения затухающей и незатухающей (течение) частей деформации сдвиговой ползучести, определения их параметров применил, под нашим руководством, С.Г. Айроян (1989).

Чтобы из общей деформации сдвиговой ползучести, представленной одной экспериментальной кривой (рис. 10.10), выделить ее затухающую и

незатухающую части из начала координатных осей деформация—время следует провести прямые (штрихпунктирные линии), параллельные к участкам течения, соответствующим различным уровням касательного напряжения (в рассматриваемом примере $\tau/\tau_{f,st}=0,75$ и $0,9$). На основании этих прямых строится семейство кривых течения (см. рис. 10. 11, а). Деформаций затухающей ползучести, соответствующие разным уровням касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}$ и участкам кривых $\eta-t$, определяются по разности ординат последних и кривых течения $\gamma_{vt}-t$.

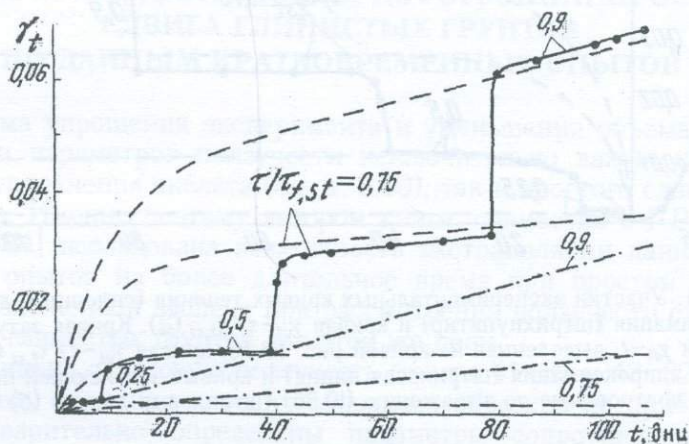


Рис. 10.10. Экспериментальная кривая сдвиговой ползучести, определенная при ступенчатом росте уровня касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}$ (сплошная линия). Кривые, характеризующие течение грунта при $\tau/\tau_{f,st}=0,75$ и $0,9$ (штрихпунктир) и кривые ползучести, построенные по выражению (10.2) (штриховые линии)

Показанная на рис. 10.10 экспериментальная кривая сдвиговой ползучести получена от испытания образцов бентонитовой глины природного сложения 60–85 ($\rho_s=2740$ кг/м³; $\rho=1750$ кг/м³; $w_0=0,407$; $w_L=1,08$; $w_P=0,416$; $I_P=0,655$) на приборах кручения сплошных образцов М–5. Уплотнение под действием $\sigma_z=0,3$ МПа и испытание на сдвиг образцов осуществлено после их полного водонасыщения под арретир.

На рис. 10.11, б приведена единая экспериментальная кривая затухающей ползучести для возрастания уровня касательного напряжения ступенями $\tau/\tau_{f,st}=0,25, 0,50, 0,75$ и $0,90$. Кривой ползучести, соответствующая первым двум уровням касательного напряжения, непосредственно определена из эксперимента. Кривые ползучести двух других уровней касательного напряжения выделены из кривых, определенных при двух последних уровнях касательного напряжения изложенным выше методом.

Для выражения деформации сдвиговой ползучести использовано соотношение (10.2).

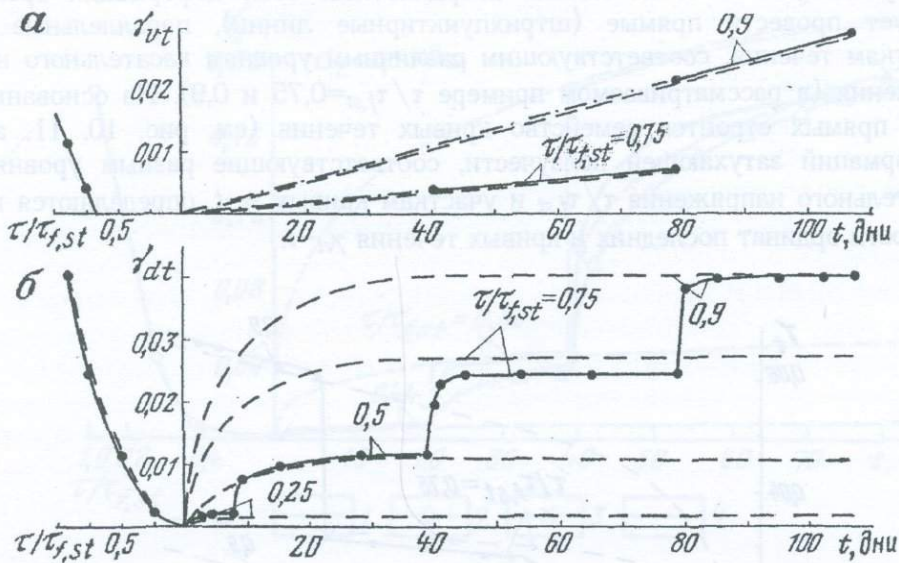


Рис. 10.11. Участки экспериментальных кривых течения (сплошные линии), их аппроксимация (штрихпунктир) и кривая $\dot{\gamma}_{vt} - \tau/\tau_{f,st}$ (а). Кривая затухающей ползучести $\dot{\gamma}_{dt} - t$, выделенная из кривой рис. 10.10, кривая $\dot{\gamma}_{vt} - \tau/\tau_{f,st}$ (сплошная линия), ее аппроксимация (штриховая линия) и кривые затухающей ползучести, построенные по выражению (10.36) (штриховые линии) (б)

В качестве меры затухающей ползучести $\omega_d(t)$ использована кривая, определенная при $\tau/\tau_{f,st}=0,5$. Получено следующее выражение меры затухающей ползучести вида (7.9):

$$\omega_d(t) = 0,0112 \left[1 - e^{-0,126 \cdot t} \right], \quad (10.34)$$

а для функции уровня касательного напряжения:

$$f(\tau/\tau_{f,st}) = -0,4107(\tau/\tau_{f,st}) + 4,9107(\tau/\tau_{f,st})^{2,025}, \quad (10.35)$$

удовлетворяющая условию $f(\tau/\tau_{f,st}=0,5)=1$. Эта функция получена на основании аппроксимации кривой $\dot{\gamma}_{dt} - \tau/\tau_{f,st}$, показанной в левой части рис. 10.11, б по выражению (2.61).

Тогда деформация затухающей ползучести запишется в виде:

$$\dot{\gamma}_{dt} = 0,0112 \left[1 - e^{-0,126 \cdot t} \right] \left[-0,4107(\tau/\tau_{f,st}) + 4,9107(\tau/\tau_{f,st})^{2,025} \right], \quad (10.36)$$

Для деформации течения $\dot{\gamma}_{vt}$ получено следующее соотношение вида (10.4):

$$\dot{\gamma}_{vt} = K_{\dot{\gamma}_{v,0}} t \cdot \frac{\tau - \tau_{yp}}{\tau_{f,st}} = 0,00113 t \left(\frac{\tau}{\tau_{f,st}} - 0,7 \right), \quad (10.37)$$

где $\tau_{yp}/\tau_{f,st} = 0,7$ (см. рис. 10.11, а); $K_{\dot{\gamma}_{v,0}} = 0,0013$ 1/день.

Семейства кривых ползучести $\gamma_{vt}-t$ и $\gamma_{dt}-t$, построенные по приведенным выше выражениям (10.37) и (10.36) соответственно на рис. 10.11, а и 10.11, показаны штрихами.

Кривые ползучести, построенные по соотношению (10.2) с учетом (10.36) и (10.77) на рис. 10.10 изображены штриховыми линиями.

Аппроксимация единой экспериментальной кривой, определенной под действием четырех ступеней уровня касательного напряжения (см. рис. 10.10), осуществленная по выражению (10.2) вполне удовлетворительна.

10.6. ПРОГНОЗ ДЛИТЕЛЬНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ПРОСТОГО СДВИГА ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ПО ДАННЫМ КРАТКОВРЕМЕННЫХ ОПЫТОВ

Проблема упрощения эксперимента и уменьшения объема работ при определении параметров ползучести исключительно важна как для одномерного уплотнения скелета (см. п. 6.10), так и простого сдвига глинистых грунтов. Именно поэтому автором книги, совместно с Г.Р. Шахназаряном [19, 84] исследована возможность экстраполяции данных кратковременных опытов на более длительное время при простом сдвиге, по методике, изложенной выше — при рассмотрении ползучести одномерного уплотнения глинистых грунтов для этой же цели.

Испытаны на сдвиговую ползучесть грунты 41–82 и 42–82 (см. табл. 6.9) по методу кручения плоских сплошных образцов на приборах М–5. Были предварительно определены параметры сопротивления грунтов сдвигу по стандартной методике под действием трех различных по величине уплотняющих давлений $\sigma_z=0,15; 0,35$ и $0,5$ МПа. Образцы испытаны на сдвиг после полного водонасыщения и стабилизации деформаций уплотнения. Продолжительность предварительного уплотнения составила 40 дней. Сдвиговая ползучесть образцов определена при $\sigma_z=0,5$ МПа.

В качестве примера в правой части рис. 10.12 сплошной линией показана экспериментальная кривая ползучести простого сдвига, которая, как и при одномерном уплотнении, определена по методу ступенчатого роста уровня касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}$. В левой части этого же графика показана кривая зависимости "уровень касательного напряжения—относительная деформация простого сдвига", построенная на основании экспериментальной кривой ползучести, и аппроксимации кривой этой зависимости соотношением $\gamma_t=0,0476(\tau/\tau_{f,st})^{2,131}$.

Определение меры ползучести простого сдвига $\omega(t)$ и построение кривых ползучести для различных уровней касательного напряжения грунта 41–82 осуществлено дважды. В одном случае для получения выражения ползучести использована аппроксимация участка кривой, определенного при $\tau/\tau_{f,st}=0,57$, во втором случае при $\tau/\tau_{f,st}=0,845$ (см. рис. 10.12). Получены следующие соотношения для ползучести простого сдвига:

$$\gamma_t = \omega(t)f(\tau/\tau_{f,st}) = 0,0191t^{0,2268}(\tau/\tau_{f,st})^{2,131}, \quad (10.38)$$

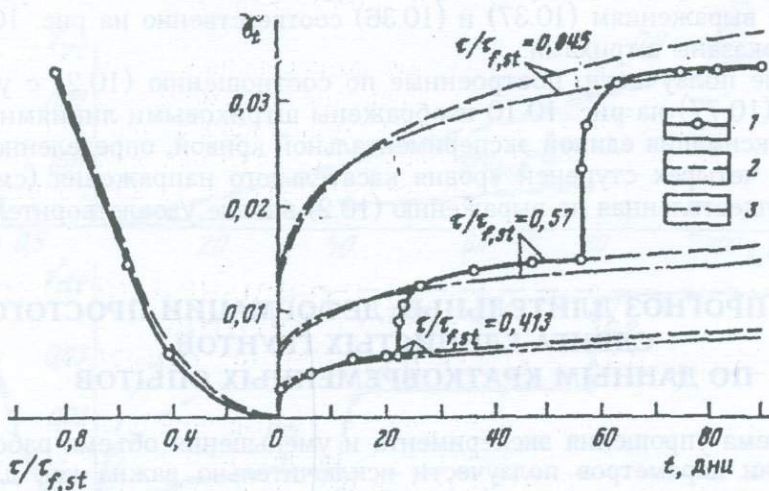


Рис. 10.12. Экспериментальные кривые ползучести и зависимости «напряжение–деформация» грунта 41–82 при простом сдвиге ($\sigma_z=0,5$ МПа) и расчетные кривые ползучести: 1 — экспериментальные кривые; 2 — аппроксимация по формуле (10.38); 3 — аппроксимация по формуле (10.39)

$$\gamma_t = 0,02183t^{0,17378} (\tau/\tau_{f,st})^{2,131} \quad (10.39)$$

Кривые ползучести для различных уровней касательного напряжения, построенные по соотношениям (10.38) и (10.39), показаны на рис. 10.12.

Аналогичным образом для грунта 42–82 (повторность опыта трехкратная) получены следующие соотношения деформации ползучести простого сдвига:

$$\gamma_t = 0,021t^{0,2254} (\tau/\tau_{f,st})^{1,5}, \quad (10.40)$$

$$\gamma_t = 0,0203t^{0,208} (\tau/\tau_{f,st})^{1,5}. \quad (10.41)$$

Для определения (10.40) использована аппроксимация участка экспериментальной кривой ползучести при $\tau/\tau_{f,st}=0,505$, а для (10.41) — при $\tau/\tau_{f,st}=0,769$.

С целью проверки возможности экстраполяции полученных из относительно кратковременных опытов данных на более длительное время, по аналогии со случаем одномерного уплотнения (см. п. 6.10), после определения соотношений (10.38)–(10.41), опыты были продолжены соответственно до 361 и 314 дней. Осуществлено сопоставление экспериментальных данных второго этапа испытания образцов-близнецов с данными, вычисленными по приведенным выше соотношениям для конечных значений уровней касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}=0,845$ (грунт 41–82) и $\tau/\tau_{f,st}=0,769$ (грунт 42–82) (табл. 10.2).

Сопоставление опытных и расчет данных о деформациях простого сдвига

t , дни	$\gamma_{\text{эксп}}$	$\gamma_{\text{выч}}$	$\gamma_{\text{эксп}}/\gamma_{\text{выч}}$
Грунт 41-82			
90	0,0333	0,0369/0,0333	0,902/1,00
99	0,0341	0,0377/0,0339	0,904/1,006
119	0,0345	0,0393/0,03496	0,878/0,99
170	0,0401	0,0426/0,0372	0,941/1,078
225	0,0442	0,0454/0,03905	0,973/1,133
361	0,0455	0,0506/0,0424	0,899/1,073
Грунт 42-82			
72	0,0334	0,0370/0,0334	0,903/1,00
134	0,0374	0,0427/0,0379	0,876/0,99
314	0,0394	0,0517/0,0452	0,763/0,87

Примечание. Величины $\gamma_{\text{выч}}$ вычислены для грунта 41-82 по выражению (10.38) (числитель) и (10.39) (знаменатель), а для грунта 42-82 - по формулам (10.40) (числитель) и по (10.41) (знаменатель).

Из результатов сопоставления полученных данных видно, что независимо от того, по какому участку экспериментальной кривой определены уравнения ползучести простого сдвига, точность приближения опытных данных на втором этапе наблюдений с результатами вычислений по полученным соотношениям изменяется мало и находится в пределах разброса этих данных.

Изложенное дает нам основание считать, что при аппроксимации экспериментальных кривых ползучести простого сдвига степенной зависимостью можно с достаточной для практики точностью результаты относительно кратковременных опытов экстраполировать на более длительное время.

10.7. ПРОВЕРКА ПРИМЕНИМОСТИ ТЕОРИИ ПОЛЗУЧЕСТИ К ГЛИНИСТЫМ ГРУНТАМ ПРИ ПРОСТОМ СДВИГЕ

Важнейшим вопросом исследования ползучести твердых деформируемых тел вообще, глинистых грунтов при простом сдвиге в частности, является установление степени применимости теорий ползучести к описанию процесса длительного деформирования при переменном (ступенчато возрастающем) касательном напряжении. К великому нашему сожалению приходится констатировать, что этот важнейший вопрос реологии грунтов, как и при исследовании компрессионной ползучести скелета глинистых грунтов (см. п. 6.7), выпал из поля зрения исследователей. Автор книги не

знает ни одной работы (за исключением его работ и работ его учеников), в которой был бы рассмотрен этот вопрос применительно к простому сдвигу (одноосному и трехосному сжатию), хотя заявления о применимости теорий ползучести вообще, теории наследственной ползучести в частности [94, 95], к глинистым грунтам весьма многочисленны. Приходится удивляться тому, что исследователи под проверкой применимости той иной теории или их применимостью к глинистым грунтам понимают степень точности аппроксимации кривых ползучести и зависимости напряжение—деформация различными эмпирическими соотношениями.

Проверка применимости теорий ползучести к длительному деформированию глинистых грунтов, как известно (см. п. 2.6 и п. 6.7), сводится к описанию процесса ползучести, определенного при ступенчато возрастающем касательном напряжении физическими уравнениями теории (7.5) и (7.8), полученными на основании аппроксимации семейства экспериментальных кривых, показанных на рис.10.1. Кривые этого семейства, которые отражают свойства ползучести тела (глинистого грунта) при заданных значениях постоянных касательных напряжений, могут быть получены как непосредственно из опыта (классический метод), так и построены различными упрощенными методами (см. выше).

Графические методы проверки теорий старения, упрочнения и наследственной ползучести подробно изложены выше (в п. 2.6, см. рис. 2.17). Здесь мы рассмотрим два типичных примера проверки теорий (без излишних подробностей) применительно к ползучести простого сдвига глинистых грунтов.

В качестве примеров воспользуемся результатами исследования ползучести киевской глины природного сложения (см. рис. 10.8) и неоднородной глины природного сложения, отобранной в Московской области (рис.10.9). В первом случае экспериментальные кривые как при постоянных, так и при ступенчато возрастающих касательных напряжениях определены из опыта, а во втором — из опыта определена только одна кривая при ступенчато возрастающем напряжении. Кривые для различных значений постоянного касательного напряжения построены по методу одной кривой (см. п.10.4).

На рис. 10.13 показано семейство экспериментальных кривых ползучести (сплошные линии) киевской глины, полученное автором книги, совместно с Р.Г. Бадаляном. В правой части рисунка штриховыми линиями показаны только результаты аппроксимации кривых, полученных под действием постоянных касательных напряжений по первому варианту (см. п. 10.5).

Прежде чем говорить о результатах проверки применимости теорий для рассматриваемой здесь цели, обратим внимание на расположение экспериментальных кривых ползучести. Как и во всех опытах, кривая ступенчато возрастающего касательного напряжения расположилась ниже кривых, полученных под действием постоянных напряжений [81]. По данным большого числа опытов, выполненных автором книги совместно со своими сотрудниками, расхождение между деформациями ползучести для одних и тех же касательных напряжений, полученных по различным режимам нагружения, колеблется в пределах 30—45%. При нагружении образцов до заданного уровня касательного напряжения в режиме определения стандартного

сопротивления грунта сдвигу (см. п. 9.3) это расхождение минимальное, а при их загрузении в режиме ускоренного среза – максимальное. Большое расхождение между указанными деформациями в последнем случае можно объяснить большой скоростью возрастания касательного напряжения (0,01 МПа в 5 с) и проявлением динамических эффектов при высоких уровнях касательного напряжения (до $\tau=0,54$ МПа при $\sigma_z=1,2$ МПа) в особенности. Известно, что при больших скоростях сдвига грунтов их сопротивление сдвигу (прочность) существенно возрастает (см. гл. 12), поэтому имеет место значительное уменьшение деформации сдвиговой ползучести при одном и том же значении касательного напряжения.

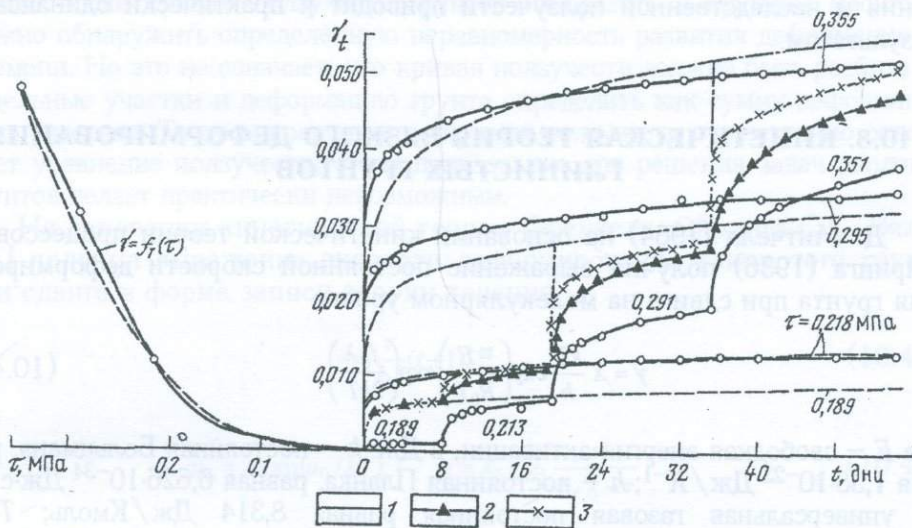


Рис. 10.13. Описание процесса ползучести простого сдвига киевской глины 32–72 при ступенчато возрастающем касательном напряжении по теориям старения (1), упрочнения (2) и наследственной ползучести (3)

Из изложенного выше следует, что при испытании образцов-близнецов под действием постоянных касательных напряжений получаются завышенные значения деформации ползучести простого сдвига. Это подтверждается не только испытаниями глинистых грунтов на сдвиг, но, и на одномерное уплотнение (см. пп. 6.3 и 6.9). Очевидно, что этой погрешности можно в значительной степени избежать при определении параметров сдвиговой ползучести методом одной (см. п. 10.5), экспериментальной кривой сдвиговой ползучести.

В правой части рис.10.13 приведены результаты описания процесса ползучести простого сдвига при ступенчатом росте касательного напряжения по теориям старения (штрихпунктир), упрочнения (штрихтреугольники) и наследственной ползучести (кривая с крестиками). Расхождение между экспериментальными и теоретическими кривыми (наименьшее – 21; наибольшее – 33%) обусловлено отмеченным выше расположением экспе-

риментальных кривых, определенных при различных режимах загрузки образцов-близнецов.

При определении параметров и построении кривых ползучести для различных уровней касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}$ по методу одной экспериментальной кривой (см. рис. 10.9) качество описания рассматриваемого процесса значительно улучшается. В этом случае расхождение между экспериментальной кривой и кривыми, построенными по трем различными теориям ползучести (обозначения прежние), находится в пределах $\pm 10-15\%$.

Как видно на рис. 10.9 и 10.13, хуже всего экспериментальная кривая описывается теорией старения. Описание этого процесса теориями упрочнения и наследственной ползучести приводит к практически одинаковым результатам.

10.8. КИНЕТИЧЕСКАЯ ТЕОРИЯ ВЯЗКОГО ДЕФОРМИРОВАНИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Д. Митчелл (1964) на основании кинетической теории процессов Д. Эйринга (1936) получил выражение постоянной скорости деформирования грунта при сдвиге на молекулярном уровне

$$\dot{\gamma} = X \frac{kT}{h} \exp\left(\frac{-E}{R_0T}\right) \exp\left(\frac{f_0\lambda}{2kT}\right), \quad (10.42)$$

где E — свободная энергия активации, в Дж; k — постоянная Больцмана, равная $1,38 \cdot 10^{-23}$ Дж/ K^{-1} ; h — постоянная Планка, равная $6,626 \cdot 10^{-34}$ Дж·с; R_0 — универсальная газовая постоянная равная $8,314$ Дж/ K моль; T — абсолютная температура $^{\circ}K$; f_0 — средняя величина касательной силы, действующей на текучий элемент; λ — расстояние между последовательными положениями равновесия, соответствующими минимуму потенциальной энергии, и X — по Митчеллу функция числа текучих элементов в направлении деформирования и средней величины составляющей смещения в том же направлении при преодолении одного энергетического барьера.

Как отмечает Г.И. Тер-Степанян [126] выражение (10.42) описывает явления, протекающие в контактах частиц. Входящее в это уравнение f_0 не является характеристикой уровня касательных напряжений, это величина, постоянная для данной структуры грунта.

Учитывая уравнение Д. Митчелла (10.42) и установленный экспериментально факт существования отдельных этапов ползучести, разделенных, скачками, Г.И. Тер-Степанян вывел реологическое уравнение деформации сдвига

$$\gamma(t) = \gamma_0 + \frac{\tau - \tau_{уп}}{\eta} \sum_{i=1}^n a_i \ln \frac{t + \Delta t}{t_{i-1} + \Delta t}, \quad (10.43)$$

где γ_0 — мгновенная деформация ($t=0$); η — статическая вязкость; t — возраст напряжения и средняя длительность оседлой жизни связей; a_i — структур-

ный коэффициент, зависящий от деформируемости структуры грунта и средней касательной силы, действующей в каждом текучем элементе в точках контакта; Δt — небольшая величина времени, например $\Delta t = 1c$.

Г.И. Тер-Степанян отмечает, что при промежуточном уровне касательных напряжений между пределами ползучести $\tau_{ур}$ и разрушения τ_f ($\tau_{ур} < \tau < \tau_f$) имеются три фазы ползучести: мобилизации, разрушения и стабилизации. При высоком уровне касательного напряжения ($\tau > \tau_f$) наблюдаются две фазы ползучести: мобилизации и разрушения.

По поводу выражения (10.43) следует отметить, что ни один процесс деформирования (уплотнения или сдвига) глинистых грунтов не протекает гладко. Если кривые ползучести грунтов изобразить в крупном масштабе можно обнаружить определенную неравномерность развития деформации во времени. Но это не означает, что кривая ползучести должна быть разбита на отдельные участки и деформацию грунта определить как сумму деформации этих участков. Такая аппроксимация кривых ползучести существенно осложняет уравнение ползучести, его использование для решения задач реологии грунтов делает практически невозможным.

На основании кинетической теории Френкеля—Эйринга С.С. Вялов [11] получил выражение скорости деформирования глинистого грунта при сдвиге в форме записи теории течения:

$$\dot{\gamma} = \frac{\tau}{\eta_0} (t+1)^{-m}, \quad (10.44)$$

где

$$\eta_0 = A \exp(u_0/kT), \quad m = \lambda_2 - \lambda_1 \frac{\tau}{\tau_{f,0} - \tau}, \quad (10.45)$$

где $A = 6kTt_0/v$; k — постоянная Больцмана; T — абсолютная температура; u_0 — исходная энергия активации; v — молярный объем; t_0 — период теплового колебания элементарных частиц; λ_1 и λ_2 — безразмерные структурные параметры; $\tau_{f,0}$ — условно-мгновенное сопротивление сдвигу на октаэдрической площадке.

Из формулы (10.44) при $\tau = const$ и $m \neq 1$ получено следующее уравнение сдвиговой ползучести

$$\gamma(t) = \gamma_0 + \frac{\tau}{\eta_0(1+m)} \left[(t+1)^{1-m} - 1 \right], \quad (10.46)$$

которое в зависимости от значения m характеризует возрастание ($m < 0$), убывание ($m > 0$) или постоянство ($m = 0$) скорости ползучести.

Параметры, входящие в приведенные выше выражения из кинетической теории ползучести глинистых грунтов, согласно которой деформирование представляет собой термоактивированный процесс, обусловленный смещением частиц в результате сообщения им энергии активации, должны быть определены из физического микроэксперимента. Однако в силу исключительной сложности микроэксперимента указанные параметры определяют из обычного макроэксперимента точно так, как при феноменологическом подходе

де к решению этой проблемы. Тогда смысл указанных теоретических исследований сводится к получению уравнений, параметры которых имеют определенный физический смысл.

Для решения задач реологии и механики глинистых грунтов физическая сущность параметров уравнений ползучести не имеет важного значения вообще, тем более тогда, когда они должны быть определены из обычного макроэксперимента. Очевидно, главное здесь достаточно точная качественная и количественная аппроксимация кривых ползучести при постоянных и переменных во времени напряжениях с учетом важнейших факторов и установление применимости теорий ползучести к грунтам.

Для определения реологических уравнений твердых тел наиболее рациональным и доступным является феноменологический подход. Поэтому нельзя не согласиться с мнением одного из основоположников Реологии как науки М. Рейнера [108, 109] относительно высказанного Д. Эйрингом сожаления об отсутствии в его работах атомно-молекулярного подхода к проблеме течения: "Боюсь, что я должен разочаровать его, так как я продолжаю считать, что реология должна главным образом принадлежать вместе с классической механикой, термодинамикой и электродинамикой к феноменологическим разделам физики..."

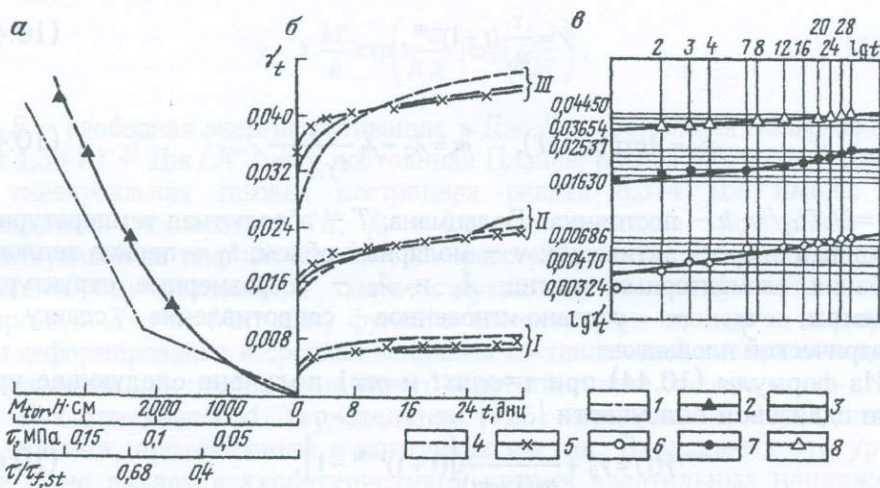


Рис. 10.14. Семейство экспериментальных кривых ползучести новомихайловской перемятой глины ($\sigma_z=0,5$ МПа), кривые $\dot{\gamma}_t-M_{tor}$, $\dot{\gamma}_t-\tau$ и $\dot{\gamma}_t-\tau/\tau_{f,st}$ (a) и результаты их аппроксимации (б), представление экспериментальных данных ползучести в координатах $\lg t-\lg \dot{\gamma}_t$ (в) и их раздельная аппроксимация (сплошные линии) степенной функцией вида (7.15):
 I - $\tau=0,07$ МПа, $\tau/\tau_{f,st}=0,4$; II - $\tau=0,119$ МПа, $\tau/\tau_{f,st}=0,68$; III - $\tau=0,166$ МПа, $\tau/\tau_{f,st}=0,95$. 1 - кривая $\dot{\gamma}_t-M_{tor}$; 2 - совпадающие кривые $\dot{\gamma}_t-\tau$ и $\dot{\gamma}_t-\tau/\tau_{f,st}$; 3 - экспериментальная кривая. Кривые, построенные по выражениям: 4 - (10.47); 5 - (10.46); 6 - $\tau=0,07$ МПа, $A_0=0,00396$, $m_0=0,155$; 7 - $\tau=0,119$ МПа, $A_0=0,01547$, $m_0=0,125$; 8 - $\tau=0,166$ МПа, $A_0=0,03491$, $m_0=0,066$

В доказательство сказанному выше рассмотрим результаты аппроксимации одного семейства экспериментальных кривых сдвиговой ползучести новомихайловского суглинка (см. табл. 11.6, рис. 11.9) построенного по данным испытания на сдвиг предварительно уплотненных под действием $\sigma_z=0,5$ МПа серии образцов-близнецов на приборах М-5 автором книги и Р.Г. Бадаляном (рис. 10.14). Семейство экспериментальных кривых ползучести авторами аппроксимировано простейшим выражением вида (10.26):

$$\gamma(t) = \omega(t) \cdot f(t) = 0,01093t^{0,125} (10\tau)^{2,0}. \quad (10.47)$$

Отметим, что для получения выражения меры ползучести $\omega(t)$ аппроксимирована кривая ползучести, определенная при $\tau=0,119$ МПа с учетом функции касательного напряжения $f(\tau)=(10\tau)^{2,0}$.

$$\omega(t) \frac{A_0 t^m}{(10\tau)^n} = \frac{0,01547t^{0,125}}{1,19^{2,0}} = 0,01093t^{0,125}. \quad (10.48)$$

Построенные по выражению (10.47) кривые ползучести в правой части рис. 10.14 показаны штриховыми линиями. На том же рисунке штрих-крестиками изображены кривые, построенные С.С. Вяловым [11] по выражению вида (10.46). Входящие в это выражение параметры определены по упрощенному уравнению $\dot{\gamma}_i = \tau_i t^{-n} / \eta_0^*$, где $\eta_0^* = \eta_0 / (\dot{\gamma}^*)^{-n}$.

Как видно на рис. 10.14 результаты аппроксимации экспериментальных кривых сдвиговой ползучести, осуществленных по приведенным соотношениям, практически не отличаются друг от друга. Как было сказано выше, результаты аппроксимации кривых по соотношению (10.47) можно существенно улучшить при учете изменчивости параметра m в зависимости от τ и кривую γ - τ представить билинейной диаграммой или же описать выражением вида (10.31).

Изложенное выше является неоспаримым доказательством справедливости высказанных выше соображений о феноменологическом подходе к решению вопросов реологии грунтов.

10.9. ВЗАИМОВЛИЯНИЕ СДВИГОВЫХ И ОБЪЕМНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Дополнительная деформация объема гранулированного материала (песка), вызванная деформацией сдвига, впервые обнаружена О. Рейнольдсом в 1886 г. и названа дилатацией (разрыхлением).

У недоуплотненных рыхлых грунтов сдвиговые деформации вызывают их дополнительное уплотнение — контратацию, а у плотных переуплотненных грунтов вызывает увеличение объема — дилатацию. У нормально уплотненных грунтов дополнительная объемная деформация при сдвиге равна нулю. Как отмечал И.Я. Денисов [30], пористость грунтов при сдвиге стремится к критическому значению, а состояние — к нормально уплотненному.

Явление дилатации и контратации имеют значительное влияние на прочностные свойства грунтов. Как отмечая А.У. Бишоп [6], действие касательных напряжений (деформаций сдвига) на водонасыщенные рыхлые пески при отсутствии дренажа может привести к их частичному разрыхлению и к катастрофическим оползням.

Опытами установлено, что наряду с дилатацией и контратацией грунты обладают свойством изменяемости деформации сдвига под действием деформации объема (нормальных напряжений).

Отмеченные выше свойства глинистых грунтов, в отличие от песчаных, исследованы слабо. Чтобы исследовать проявление при простом сдвиге объемных деформаций глинистых грунтов нами [89] выполнены экспериментальные исследования вопроса в условиях простого деформирования. Образцы грунтов испытаны на устройствах М-5 на кручение после уплотнения в условиях отсутствия бокового расширения.

В отмеченном случае испытания общую объемную деформацию, равную деформации одномерного уплотнения (компрессии), можно представить в следующем виде:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{c,\sigma_z} \pm \varepsilon_{c,\tau}, \quad (10.49)$$

а общую деформацию простого сдвига γ в виде:

$$\gamma = \gamma_\tau + \gamma_{\sigma_z}, \quad (10.50)$$

где ε_{c,σ_z} — объемная деформация грунта от действия нормального напряжения σ_z ; $\pm \varepsilon_{c,\tau}$ — дополнительная объемная деформация образца (положительная или отрицательная) от действия касательного напряжения τ ; γ_τ — деформация сдвига от действия касательного напряжения τ ; γ_{σ_z} — дополнительная деформация сдвига от действия нормального напряжения σ_z .

Для определения дилатации и контратации глинистого грунта в зависимости от начального состояния его плотности, влажности и структурной прочности [89] испытан суглинок ($\rho=2640$ кг/м³; $\omega_L=0,299$; $\omega_P=0,217$; $I_P=0,082$) нарушенного сложения, отобранный из строительного карьера Егвардского водохранилища (Республика Армения). Испытаны четыре серии образцов-близнецов диаметром 101 мм, высотой 24 мм, с начальной влажностью $\omega_0=0,263$. Испытаны 17 образцов, из которых 15 четырьмя партиями предварительно уплотнены под действием $\sigma_{z0}=0,05$; 0,15; 0,3 и 0,6 МПа (см. табл. 10.3), а затем разгружены до 0,05 МПа и испытаны на кручение.

Разгрузка образцов до 0,05 МПа осуществлена после полной стабилизации деформации уплотнения. Четыре контрольных образца были предварительно уплотнены под действием указанных выше нагрузок, а затем разгружены до 0,05 МПа и использованы для определения их физических характеристик. Разгрузка образцов и их испытание на кручение выполнялись после полной стабилизации деформации набухания в режиме контроля деформации сдвига с приложением крутящих моментов 20 Н.см через каждую минуту. В процессе закручивания образцов измеряли верти-

кальные деформации образцов: деформации объема — мессурами с точностью 0,001 мм, а деформации сдвига — прогибомерами системы Максимова с точностью 0,01 мм.

Таблица 10.3

Показатели физических свойств образцов грунта после разгрузки до 0,05 МПа

Начальное уплотняющее давление $\sigma_{z,0}$, МПа	ρ_f , кг/м ³	w_f	ρ_d , кг/м ³	$I_{L,f}$
0,05	1950	0,313	1485	1,17
0,15	1954	0,269	1540	0,63
0,30	1955	0,272	1537	0,76
0,60	1949	0,257	1575	0,24

Результаты испытания образцов, соответствующие предпоследней ступени приложения крутящего момента, приведены на табл. 10.4.

Таблица 10.4

Результаты испытания образцов грунта на кручение

$\sigma_{z,0}$, МПа	$\sigma_{z,f}$, МПа	Число образцов	τ_f , МПа	Δh_c , мм	$\epsilon_{c,\tau}$
0,05	0,05	4	0,0192	+0,135	+0,00563
0,15	0,05	3	0,0296	+0,009	+0,00037
0,50	0,05	3	0,0615	-0,098	-0,00408
0,60	0,05	3	0,0790	-0,353	-0,0147

Как видно из табл. 10.3, образцы всех четырех серий обладают практически одинаковыми значениями плотности при уменьшении их влажности по мере возрастания начального уплотняющего давления. Из данных табл. 10.4 следует, что образцы текучей и мягкопластичной консистенции, подвергнутые предварительному уплотнению под действием $\sigma_{z,0}=0,05$ и 0,15 МПа, подверглись контратации ($+\epsilon_{c,\tau}$), а мягкопластичной и полутвердой консистенции, предварительно уплотненные под действием $\sigma_{z,0}=0,3$ и 0,6 МПа, — дилатации ($-\epsilon_{c,\tau}$). Совершенно очевидно, что в рассматриваемом случае знак объемной деформации обусловлен не плотностью испытанных образцов, а их влажностью, консистенцией, структурной прочностью и величиной нормального напряжения.

Кроме того, осуществлено испытание 16 образцов суглинка ($\rho_s=2640$ кг/м³; $\rho_0=1940$ кг/м³; $w_0=0,215$; $w_L=0,350$; $w_P=0,225$; $I_P=0,125$) нарушенного сложения твердой консистенции ($I_L=-0,08$) на устройствах кручения сплошных плоских образцов М-5м, на которых обеспечивается точная фиксация объемных деформаций грунта.

Все образцы грунта предварительно уплотнены в течение 100 дней под давлением 0,8 МПа, а затем разгружены до 0,2 МПа (8 образцов),

0,4 МПа (4 образца) и 0,2 МПа (4 образца) и испытаны на кручение под действием этих напряжений в режиме контроля крутящих моментов. Образцы испытаны при двух скоростях кручения; $v=1,8$ и $0,18$ градуса в минуту с двукратной повторностью опытов, а при $\sigma_z=0,2$ МПа и $v=1,8$ градуса в минуту – с четырехкратной.

Показатели физических свойств образцов перед их закручиванием приведены в табл. 10.5. На рис. 10.15 приведены паспорта испытаний образцов-близнецов в трех состояниях грунта.

Во всех случаях процессы деформации кручения протекали без проявления пикового сопротивления сдвигу τ , что можно объяснить нарушенной структурой грунта и отсутствием жестких структурных связей. Опыты показали также, что за исключением испытания образцов при $\sigma_z=0,2$ МПа и $v=0,18$ градус/мин, все образцы при кручении подвергались контратации и имело место полное совпадение как кривых $\gamma-M_{tor}$, так и $\epsilon_{c,\tau}-M_{tor}$, определенных при существенно различных значениях скоростей закручивания, несмотря на значительное различие длительности их испытания (см. рис. 10–15, б и в).

Таблица 10.5

Данные испытания образцов глины на кручение

№ сери и	$\sigma_{z,0}$, МПа	$\sigma_{z,f}$, МПа	ρ_f , кг/м ³	w_f	$I_{L,f}$	e	$\tau_{f,st}$, МПа	τ_r , МПа,	
								v градус/мин	
								1,8	0,18
1	0,8	0,2	1970	0,217	-0,064	0,621	0,137	0,125	(0,088)
2	0,8	0,4	1980	0,223	-0,016	0,625	0,194	0,177	0,179
3	0,8	0,6	2010	0,219	-0,048	0,597	0,293	0,293	0,237

Сопоставление данных остаточного сопротивления сдвигу τ_r с стандартным сопротивлением сдвигу $\tau_{f,st}$, полученными из испытаний по ГОСТ 12248-96 показывает их хорошее совпадение, за исключением одного случая. Опыты показали, что дополнительные деформации объема ($\pm\epsilon_{c,\tau}$) отличаются друг от друга знаками. При $v=0,18$ градус-мин обнаружена контратация, а при $v=1,8$ градус/мин – дилатация.

Чтобы убедиться в справедливости сказанного относительно влияния σ_z на дилатацию и контратацию глинистых грунтов при сдвиге было испытано семь переуплотненных образцов суглинка нарушенного сложения ($\rho_s=2705$ кг/м³; $\rho_0=2070\div 2140$ кг/м³; $w_0=0,184$; $w_L=0,0340$; $w_P=0,204$; $I_P=0,136$; $I_L=-0,147$). Все образцы в течение 145 дней были уплотнены под действием $\sigma_{z,0}=0,8$ МПа, замочены восходящим потоком воды, а затем разгружены до $\sigma_{z,f}=0,4$ МПа (три образца), $\sigma_{z,f}=0,05$ МПа (два образца) и $0,1$ МПа (два образца). После стабилизации деформации разуплотнения испытаны на кручение в режиме контроля деформации сдвига с приложением ступеней крутящего момента через каждые 10 мин.

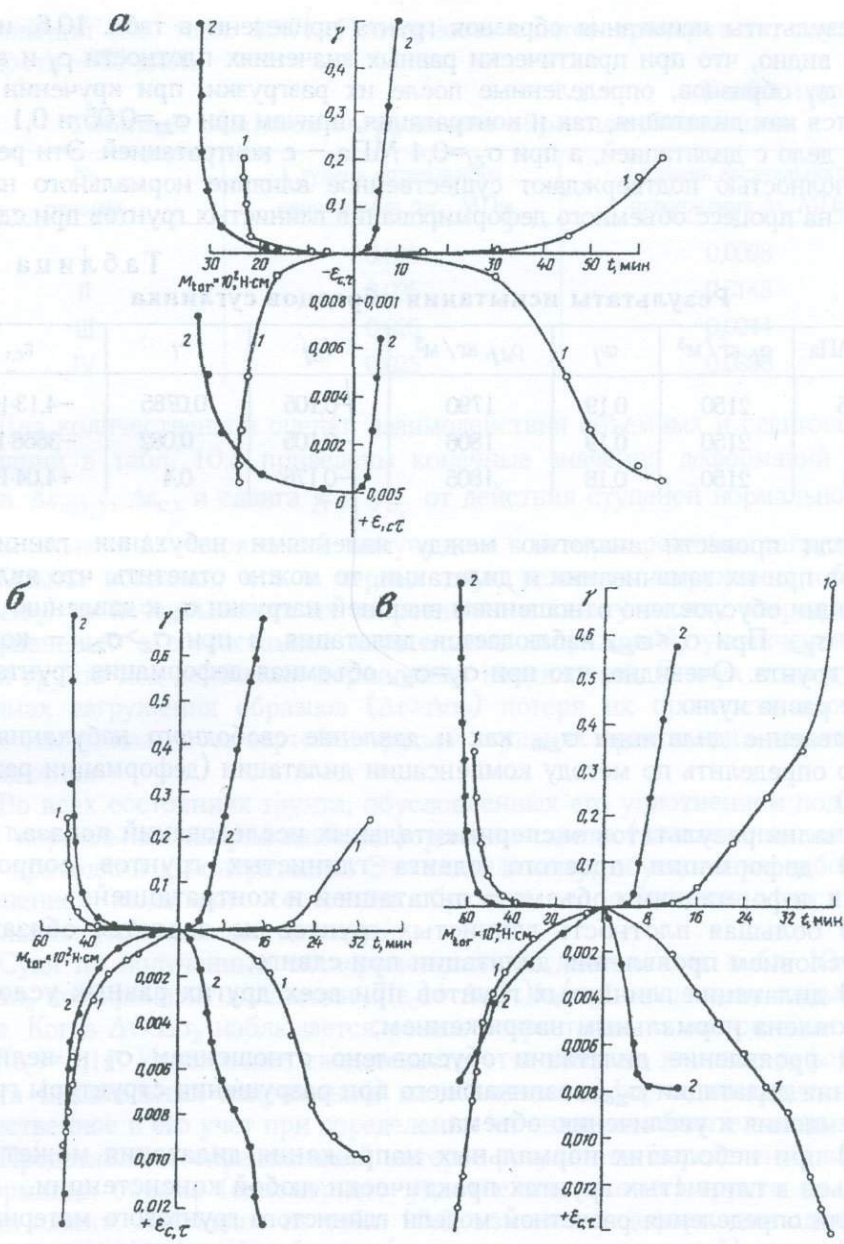


Рис. 10.15. Графики испытания грунта на простой сдвиг (кручение) при $\sigma_z = 0,2$ МПа и скорости кручения образцов: 1 - 0,2 мм/мин, 2 - 2,0 мм/мин (а), при $\sigma_z = 0,4$ МПа (б); при $\sigma_z = 0,6$ МПа (в)

Результаты испытания образцов грунта приведены в табл. 10.6, из которого видно, что при практически равных значениях плотности ρ_f и влажности w_f образцов, определенные после их разгрузки, при кручении наблюдается как дилатация, так и контратация, причем при $\sigma_{z,f}=0,05$ и $0,1$ МПа имеем дело с дилатацией, а при $\sigma_{z,f}=0,4$ МПа – с контратацией. Эти результаты полностью подтверждают существенное влияние нормального напряжения на процесс объемного деформирования глинистых грунтов при сдвиге.

Таблица 10.6
Результаты испытания образцов суглинка

$\sigma_{z,f}$, МПа	ρ_f , кг/м ³	w_f	$\rho_{d,f}$, кг/м ³	$I_{L,f}$	γ	$\varepsilon_{c,t}$
0,05	2150	0,19	1790	-0,105	0,0785	$-4,13 \cdot 10^{-3}$
0,1	2150	0,19	1806	-0,105	0,082	$-3668 \cdot 10^{-3}$
0,4	2150	0,18	1805	-0,176	0,4	$+4,04 \cdot 10^{-3}$

Если провести аналогию между явлениями набухания глинистых грунтов при их замачивании и дилатации, то можно отметить, что явление дилатации обусловлено отношением внешней нагрузки σ_z к давлению дилатации $\sigma_{z,d}$. При $\sigma_z < \sigma_{z,d}$ наблюдается дилатация, а при $\sigma_z > \sigma_{z,d}$ – контратация грунта. Очевидно, что при $\sigma_z = \sigma_{z,d}$ объемная деформация грунта при сдвиге равна нулю.

Давление дилатации $\sigma_{z,d}$, как и давление свободного набухания σ_{sw} , можно определить по методу компенсации дилатации (деформации разрыхления).

Анализ результатов экспериментальных исследований показал что:

- 1) деформации простого сдвига глинистых грунтов сопровождаются деформациями объема – дилатацией и контратацией;
- 2) большая плотность глинистых грунтов не является обязательным условием проявления дилатации при сдвиге;
- 3) дилатация глинистых грунтов при всех других равных условиях обусловлена нормальным напряжением;
- 4) проявление дилатации обусловлено отношением σ_z к величине давления дилатации $\sigma_{z,d}$, возникающего при разрушении структуры грунта и стремления к увеличению объема.
- 5) при небольших нормальных напряжения дилатация может проявляться в глинистых грунтах практически любой консистенции.

Для определения расчетной модели глинистого грунтового материала и построения реологического уравнения состояния представляет интерес установление взаимовлияния объемных и сдвиговых деформаций. В целях исследования этого вопроса на приборах кручения сплошных образцов М-5 испытан грунт за лабораторным 64-88 ($\rho_s=2,54$ г/см³; $w_L=0,310$; $w_p=0,220$; $I_p=0,09$). Приготовлены 12 образцов-близнецов ($\rho=1,81$ г/см³, $w_0=0,234$) нарушенного сложения. После предварительного уплотнения под действием $\sigma_{z,0}=0,025$ МПа образцы испытаны четырьмя (I-IV) различными режимами последовательного приложения ступеней касательного Δt и нормального $\Delta \sigma_z$

напряжений (см. табл. 10.7). Повторность опытов трехкратная, продолжительность – 55 дней.

Таблица 10.7

Таблица режимов загрузки образцов-близнецов

№ режима	Степень нормального напряжения $\Delta\sigma_z$, МПа	Степень касательного напряжения $\Delta\tau$, МПа
I	0,025	0,0098
II	0,025	0,0148
III	0,025	0,0244
IV	0,025	0,0338

Для количественной оценки взаимодействия объемных и сдвиговых деформаций в табл. 10.8 приведены конечные значения деформаций уплотнения $\Delta\varepsilon_c(\sigma_z)$, $\Delta\varepsilon_{c,\tau}$ и сдвига γ и γ_{σ_z} от действия ступеней нормального $\Delta\sigma_z$ и касательного $\Delta\tau$ напряжений, полученные в четырех режимах загрузки.

Опыты показали, что в первых двух режимах загрузки образцов ($\Delta\tau < \Delta\sigma_z$) не исчерпывается их сопротивление сдвигу в силу опережающего по сравнению с возрастанием касательных напряжений, увеличения прочности грунта под действием нормальных напряжений. В двух последующих режимах загрузки образцов ($\Delta\tau > \Delta\sigma_z$) потеря их прочности соответственно наступила на четвертой и третьей ступенях приложения касательного напряжения.

Во всех состояниях грунта, обусловленных его уплотнением под действием нормальных напряжений, деформации сдвига (касательные напряжения) приводили к контратации. Это по-видимому, обусловлено небольшим изменением начального состояния образцов под действием относительно небольших уплотняющих давлений.

Судя по полученным экспериментальным данным (см. табл. 10.8) при $\Delta\tau < \Delta\sigma_z$ коэффициент дилатации $D(\varepsilon_c) = \Delta\varepsilon_c(\tau) / \varepsilon_c(\sigma_z)$ в основном меньше единицы. Когда $\Delta\tau > \Delta\sigma_z$ наблюдается резкое возрастание – контратации грунта до $D(\varepsilon_c) = 3,11$. Изложенное свидетельствует о том, что влияние деформации сдвига (касательных напряжений) на объемные деформации грунта весьма существенное и его учет при определении их является обязательным.

Представляют определенный интерес результаты определения влияния деформаций объема (одномерного уплотнения, сжатия) грунта на деформации сдвига. Как видно из табл. 10.8, изменение деформации сдвига под действием деформаций объема (нормальных напряжений) при $\Delta\tau < \Delta\sigma_z$ колеблется в широких пределах $0,0042 < D(\gamma) \leq 0,507$. Следовательно при $\Delta\tau > \Delta\sigma_z$ на отдельных ступенях приложения нормального напряжения имеет место возрастание деформации сдвига.

При $\Delta\tau > \Delta\sigma_z$ влияние объемных деформаций на деформации сдвига незначительное (см. табл. 10.8) и им можно пренебречь.

Таблица 10.8

Данные испытания образцов-близнецов

степени загрузки	Степени напряжений	Деформации уплотнения			Деформации сдвига		
		$\Delta \varepsilon_c(\sigma_z)$	$\Delta \varepsilon_c(\tau)$	$D(\varepsilon_c)$	$\Delta \gamma_\tau$	$\Delta \gamma_{\sigma_z}$	$D(\gamma)$
Режим загрузкиения I							
1	$\Delta \sigma_z$	$0,81 \cdot 10^{-3}$	$0,31 \cdot 10^{-3}$	0,37	—	—	—
	$\Delta \tau$	—	—	—	$3,5 \cdot 10^{-4}$	$0,21 \cdot 10^{-4}$	0,06
2	$\Delta \sigma_z$	$1,1 \cdot 10^{-3}$	$0,49 \cdot 10^{-3}$	0,445	—	—	—
	$\Delta \tau$	—	—	—	$1,9 \cdot 10^{-4}$	$0,21 \cdot 10^{-4}$	0,11
3	$\Delta \sigma_z$	$2,0 \cdot 10^{-3}$	$0,23 \cdot 10^{-3}$	0,115	—	—	—
	$\Delta \tau$	—	—	—	$6,2 \cdot 10^{-4}$	$(38 \cdot 10^{-4})$?
4	$\Delta \sigma_z$	$1,2 \cdot 10^{-3}$	$0,38 \cdot 10^{-3}$	0,316	—	—	—
	$\Delta \tau$	—	—	—	$5,6 \cdot 10^{-4}$	$1,25 \cdot 10^{-4}$	0,223
5	$\Delta \sigma_z$	$1,7 \cdot 10^{-3}$	$0,5 \cdot 10^{-3}$	0,294	—	—	—
	$\Delta \tau$	—	—	—	$11 \cdot 10^{-4}$	$5 \cdot 10^{-4}$	0,454
6	$\Delta \sigma_z$	$1,9 \cdot 10^{-3}$	$0,44 \cdot 10^{-3}$	0,23	—	—	—
	$\Delta \tau$	—	—	—	$13 \cdot 10^{-4}$	$6,6 \cdot 10^{-4}$	0,507
7	$\Delta \sigma_z$	$1,7 \cdot 10^{-3}$	$0,36 \cdot 10^{-3}$	0,21	—	—	—
	$\Delta \tau$	—	—	—	$6,8 \cdot 10^{-4}$	$(8,6 \cdot 10^{-4})$?
Режим загрузкиения IV							
1	$\Delta \sigma_z$	$6,4 \cdot 10^{-4}$	$1,99 \cdot 10^{-3}$	3,11	—	—	—
	$\Delta \tau$	—	—	—	$2,7 \cdot 10^{-2}$	$3,3 \cdot 10^{-4}$	0,012
2	$\Delta \sigma_z$	$1,4 \cdot 10^{-3}$	$1,52 \cdot 10^{-3}$	1,08	—	—	—
	$\Delta \tau$	—	—	—	$2,47 \cdot 10^{-3}$	$2,2 \cdot 10^{-1}$	0,009
Режим загрузкиения II							
1	$\Delta \sigma_z$	$4,6 \cdot 10^{-4}$	$5,7 \cdot 10^{-4}$	1,24	—	—	—
	$\Delta \tau$	—	—	—	$2,4 \cdot 10^{-3}$	$0,57 \cdot 10^{-3}$	0,23
2	$\Delta \sigma_z$	$5,1 \cdot 10^{-4}$	$16 \cdot 10^{-4}$	3,13	—	—	—
	$\Delta \tau$	—	—	—	$3,0 \cdot 10^{-2}$	$6,039 \cdot 10^{-2}$	0,013
3	$\Delta \sigma_z$	$2,3 \cdot 10^{-3}$	$1,3 \cdot 10^{-3}$	0,565	—	—	—
	$\Delta \tau$	—	—	—	$5,4 \cdot 10^{-2}$	$1,5 \cdot 10^{-2}$	0,277
4	$\Delta \sigma_z$	$3,6 \cdot 10^{-2}$	$0,07 \cdot 10^{-2}$	0,019	—	—	—
	$\Delta \tau$	—	—	—	$7,9 \cdot 10^{-2}$	$0,068 \cdot 10^{-2}$	0,0086
5	$\Delta \sigma_z$	$3,1 \cdot 10^{-3}$	$0,5 \cdot 10^{-3}$	0,16	—	—	—
	$\Delta \tau$	—	—	—	$1,9 \cdot 10^{-1}$	$0,008 \cdot 10^{-1}$	0,0042
Режим загрузкиения III							
1	$\Delta \sigma_z$	$5,3 \cdot 10^{-4}$	$1,63 \cdot 10^{-4}$	3,07	—	—	—
	$\Delta \tau$	—	—	—	$1,34 \cdot 10^{-2}$	$0,04 \cdot 10^{-2}$	0,029
2	$\Delta \sigma_z$	$8,1 \cdot 10^{-4}$	$24,7 \cdot 10^{-4}$	3,05	—	—	—
	$\Delta \tau$	—	—	—	$5,4 \cdot 10^{-2}$	$0,25 \cdot 10^{-2}$	0,045
3	$\Delta \sigma_z$	$1,1 \cdot 10^{-3}$	$1,58 \cdot 10^{-3}$	1,44	—	—	—
	$\Delta \tau$	—	—	—	$1,77 \cdot 10^{-1}$	$0,01 \cdot 10^{-1}$	0,0056

Отметим, что в режиме загрузкиения образцов 1 были фиксированы две, на наш взгляд очевидно ошибочные, величины деформаций сдвига от

действия деформаций объема (в табл. 4 отмечены восклицательными знаками). Эти данные нами исключены из рассмотрения.

10.10. ИССЛЕДОВАНИЕ ПОЛЗУЧЕСТИ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ МЕТОДАМИ ОДНООСНОГО И ТРЕХОСНОГО СЖАТИЯ

Наряду с изложенным выше (см. пп.10.3–10.7) прямыми методами исследования ползучих свойств глинистых грунтов при простом сдвиге на приборах скашивания и кручения образцов, используются и косвенные методы исследования этих свойств – методы одноосного и трехосного сжатия цилиндрических образцов в различных условиях дренирования (см. п.9.1).

Длительное деформирование глинистых грунтов при трехосном сжатии цилиндрических образцов в условиях закрытой системы (без дренирования) исследовано С. Мураяма и Т. Шибата [149]. Ими испытаны образцы диаметром 3,5 см, высотой 8,0 см под действием пяти-девяти различных значений девиатора напряжений. Результаты опытов в виде семейства кривых представлены в полулогарифмической сетке координат $\Delta h(\epsilon) - \ln t$ (рис. 10.16, а) также в координатах скорости деформации $d\epsilon/dt$ ($d\Delta h/dt$) – логарифм времени $\ln t$ (рис. 10.16, б). Авторами установлено, что до определенного предела девиатора напряжений ползучесть грунта подчиняется логарифмическому закону (2.73).

Для определения параметров, входящих в выражение (2.73) авторами предложена новая реологическая модель глинистого грунта и использована теория кинетических процессов Г. Эйринга (1936). Причем, как и зависимость условномгновенная деформация–девиатор напряжения, так и зависимость деформация ползучести–девиатор напряжения представлена в виде билинейной диаграммы.

Справедливость логарифмического закона ползучести для глинистых грунтов при одноосном сжатии установлена также М.Н. Гольдштейном, С.С. Бабицкой и В.А. Мизюмским [21].

Представляет большой интерес работа А. Сигха и Д. Митчелла [153], посвященная определению реологического уравнения зависимости девиатор напряжений–деформация–время. На основании анализа результатов исследования ползучих свойств грунтов в условиях трехосного сжатия С. Мураяма и Т. Шибата [149], Р. Камапанелли [140], А. Бишоп [136], а также результатов собственных исследований, представленных в координатах $\ln \dot{\epsilon} - \ln t$ (рис. 10.15) ими установлен следующий закон длительного деформирования:

$$\ln \dot{\epsilon} = \ln \dot{\epsilon}(t_1, D_\sigma) - m \ln(t/t_1), \quad (10.51)$$

где $\dot{\epsilon}$ – скорость деформации в любой момент времени t ; $\dot{\epsilon}(t_1, D_\sigma)$ – тоже самое для единицы времени $t=1$ мин, зависящая от девиатора напряжения D_σ ; m – абсолютное значение наклона прямой $\ln \dot{\epsilon} - \ln t$ к оси абсцисс; t_1 – единица времени ($t=1$ мин).

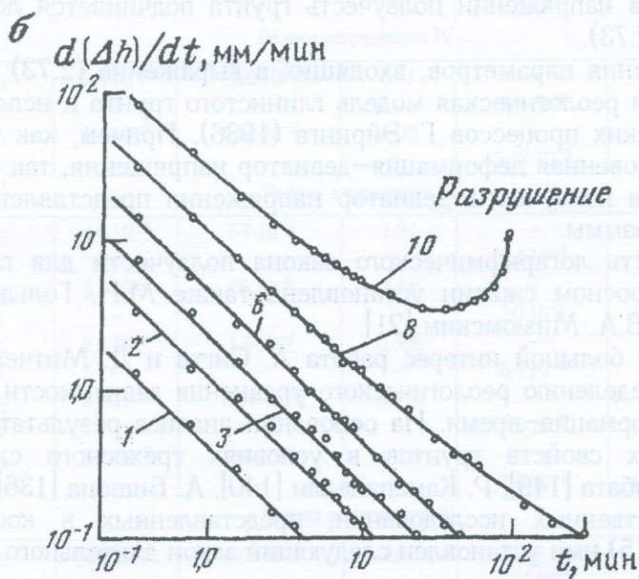
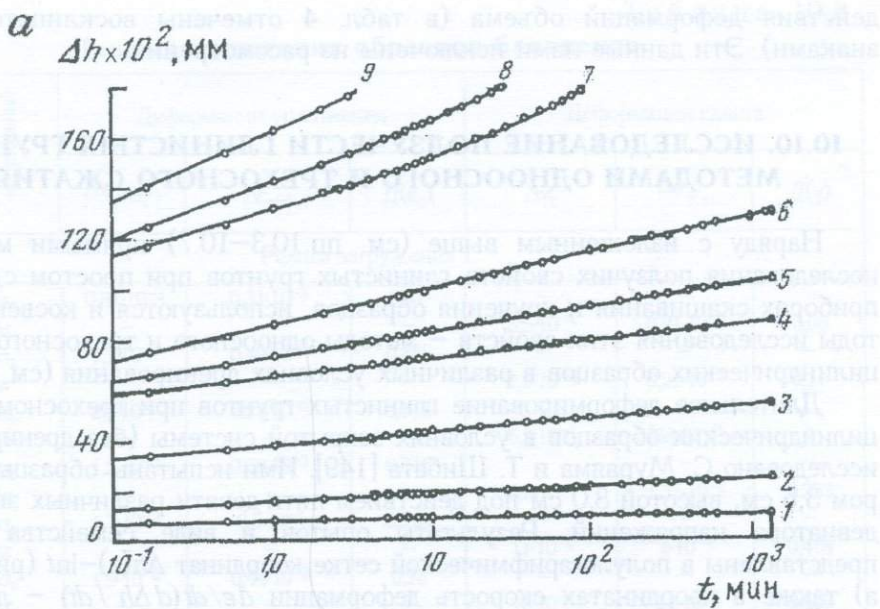


Рис. 10.16. Семейство экспериментальных кривых недренажного трехосного сжатия (по С. Мураяма и Т. Шибата) в координатах $\Delta h - \ln t$ (а) и $d(\Delta h)/dt - \ln t$ (б) при σ (в МПа):
 1 - 0,0054; 2 - 0,0107; 3 - 0,0208; 4 - 0,0335; 5 - 0,0389; 6 - 0,0454; 7 - 0,0490;
 8 - 0,0505; 9 - 0,0530; 10 - 0,0676

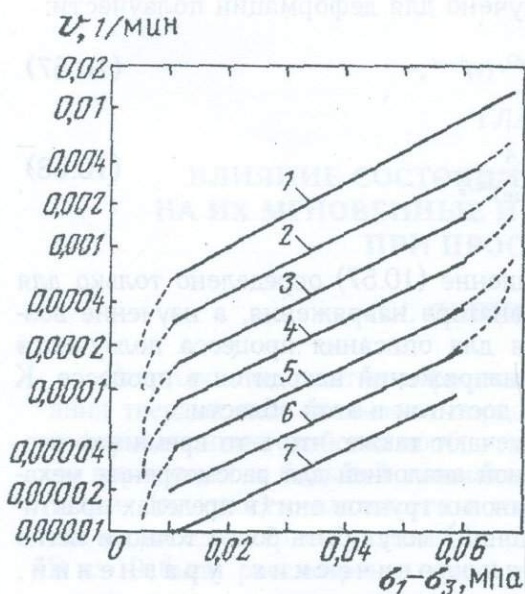


Рис. 10.17. Семейство экспериментальных кривых ползучести недренарованного трехосного сжатия грунта в координатах $v-D_{\sigma}(\sigma_1-\sigma_3)$ для различных моментов времени t (мин), построенное по семейству кривых, приведенных на рис. 10.16 (по А. Сингху и Д. Митчеллу) 1 - 0,25; 2 - 0,5; 3 - 1,0; 4 - 2,0; 5 - 4,0; 6 - 8,0; 7 - 16

Трансформируя семейство кривых, показанных на рис. 10.16, в семейство кривых $\ln \dot{\epsilon} - D_{\sigma}(\sigma_1 - \sigma_3)$ для различных значений времени t (рис. 10.17) и используя спрямленные участки этих кривых (по мнению авторов имеющих инженерное значение) установлено следующее выражение:

$$\ln \dot{\epsilon} = \ln \dot{\epsilon}(t_1, D_{\sigma,0}) + \alpha D_{\sigma}, \quad (10.52)$$

где $\dot{\epsilon}(t_1, D_{\sigma,0})$ - фиктивное значение скорости деформирования при $D_{\sigma}=0$, функция времени после начала ползучести t ; α - значение наклона линейной части кривых $\ln \dot{\epsilon} - \ln D_{\sigma}$ к оси абсцисс.

Приравнявая правые части выражений (10.51) и (10.52) и принимая $D_{\sigma}=0$ будем иметь:

$$\ln \dot{\epsilon}(t, D_{\sigma,0}) = \ln \dot{\epsilon}(t_1, D_{\sigma,0}) - m \ln(t/t_1), \quad (10.53)$$

где $\dot{\epsilon}(t_1, D_{\sigma,0})$ - скорость деформации, получаемая проектированием отрезка кривой $\ln \dot{\epsilon} - \ln D_{\sigma}$ на ось $\ln \dot{\epsilon}$, где $D_{\sigma}=0$ (см. рис. 10.16).

Тогда (10.52) с учетом (10.53) запишется в виде:

$$\ln \dot{\epsilon} = \ln \dot{\epsilon}(t_1, D_{\sigma,0}) - m \ln(t/t_1) + \alpha D_{\sigma}, \quad (10.54)$$

откуда следует:

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}(t_1, D_{\sigma,0}) e^{\alpha D_{\sigma}} (t_1/t)^m, \quad (10.55)$$

или

$$\dot{\epsilon} = A e^{\alpha D_{\sigma}} (t_1/t)^m, \quad (10.56)$$

где $A = \dot{\epsilon}(t_1, D_{\sigma,0})$.

Из интегрирования (10.56) получено для деформации ползучести:

$$\varepsilon = a + \frac{A}{1-m} e^{\alpha D_{\sigma}} (t)^{1-m}, \quad (10.57)$$

где

$$a = \varepsilon_1 - \frac{A}{(1-m)e^{\alpha D_{\sigma}}}. \quad (10.58)$$

ε_1 — деформация образца при $t=1$.

Авторами отмечено, что соотношение (10.57) определено только для первого нагружения постоянного девиатора напряжения, а изучение возможности применимости наложения для описания процесса ползучести грунтов при переменном девиаторе напряжений находится в процессе. К сожалению нам неизвестно чего они достигли в этой области.

А. Сингх и Д. Митчелл [153] отмечают также, что в то время как реологические модели могут быть полезной аналогией для рассмотрения механических процессов во времени, для многих грунтов они (в пределах практического изменения девиатора напряжений) могут быть более точно и легко описаны с использованием феноменологических уравнений, например (10.56) и (10.57). Это мнение авторов полностью согласуется с высказанными выше соображениями по поводу целесообразности использования как реологических моделей, так и физических теории для описания процессов длительного деформирования глинистых грунтов [78, 85].

В заключение отметим, что уравнения Сингха—Митчелла как по простоте, так и по точности аппроксимации экспериментальных данных уступают рассмотренным выше аналогичным выражениям (см. пп. 10.3, 10.5, 10.7). Причем, справедливость применимости последних проверена не только для постоянных, но и для переменных касательных напряжений и привлечением различных теорий ползучести.

ВЛИЯНИЕ СОСТОЯНИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ НА ИХ МГНОВЕННЫЕ И ПОЛЗУЧИЕ ДЕФОРМАЦИИ ПРИ ПРОСТОМ СДВИГЕ

11.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Всестороннее сжатие и растяжение, приводящие к изменению состояния твердых тел, оказывают определенное влияние на их прочностные и деформационные свойства вообще, глинистых грунтов в особенности, в силу пористости и большой сжимаемости последних. Вопросы влияния состояния (плотности—влажности и структурной прочности) глинистых грунтов на их одномерное уплотнение были подробно рассмотрены в гл. 5 и 6. В гл. 9 были рассмотрены вопросы влияния нормального напряжения на сопротивление глинистых грунтов сдвигу, а здесь будут рассмотрены вопросы влияния этих напряжений на мгновенные и ползучие деформации при простом сдвиге.

Рассмотренный в гл. 9 вопрос о влиянии нормальных уплотняющих напряжений на прочностные свойства грунтов вообще, глинистых в частности, давно является предметом самого серьезного внимания. Выполнено огромное количество экспериментальных исследований прочностных свойств грунтов в самых различных напряженно-деформированных состояниях с учетом влияния уплотняющих давлений. В отличие от сказанного, закономерности деформации формы (сдвига) грунтов в зависимости от изменяемости их начального состояния под действием уплотняющих давлений, а также с учетом временных эффектов (ползучесть) до середины шестидесятих годов были исследованы очень слабо. Эти исследования в дальнейшем развивались интенсивно в двух направлениях. В одном из них рассматривались вопросы влияния объемных деформаций на деформаций формы в условиях трехосного сжатия, а в другом — вопросы учета указанного фактора на мгновенные и ползучие деформации как в условиях простого сдвига, так и сложного напряженного-деформированного состояния.

1. Первой, опубликованной в 1940 г., была работа А.И. Боткина, посвященная исследованию диаграммы $\epsilon_1 - (\sigma_1 - \sigma_3)$ жирной глины и песка в условиях трехосного сжатия (см. рис. 11.1) цилиндрических образцов при $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$, уплотненных под действием гидростатического давления. Он установил зависимость между деформациями октаэдрического сдвига $\gamma_{\alpha\alpha}$ (11.1), октаэдрического касательного напряжения $\tau_{\alpha\alpha}$ (11.2), действующим на равнонаклоненной к главным осям (октаэдрическим) площадкам и нормальным октаэдрическим напряжением $\sigma_{\alpha\alpha}$ (11.3):

$$\gamma_{oct} = \frac{2}{3} \sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + (\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2 + \frac{3}{2}(\gamma_{xy}^2 + \gamma_{yz}^2 + \gamma_{zx}^2)} \quad (11.1)$$

$$\tau_{oct} = \sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + (\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)} \quad (11.2)$$

$$\sigma_{oct} = \frac{1}{3}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = \sigma_m, \quad (11.3)$$

где $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z, \gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}$ — компоненты деформаций сжатия и сдвига; $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$ — компоненты нормальных и касательных напряжений (рис. 11.1).

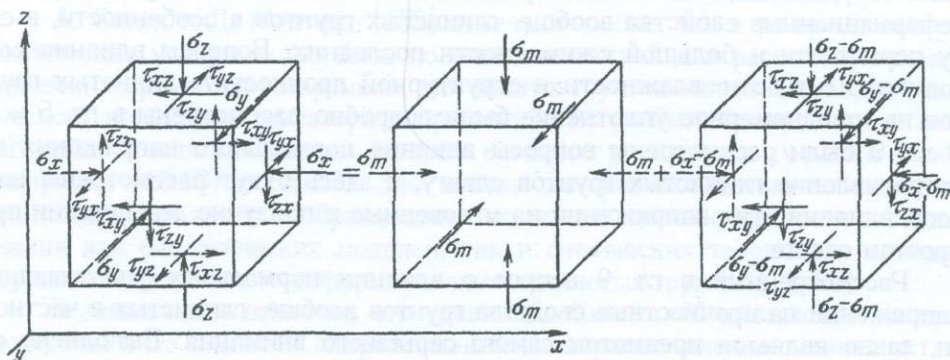


Рис. 11.1. Обозначения компонентов тензора напряжений T_σ , действующих на гранях элементарного параллелепипеда, и представление T_σ в виде суммы шарового тензора T_σ^0 и девиатора D_σ напряжений

Аналогичную зависимость

$$\gamma_{oct} = \gamma_{oct}(\tau_{oct}, \sigma_{oct}), \quad (11.4)$$

для пластического упрочнения металлов, получил А. Надаи (1945) при рассмотрении вопроса о деформации их сдвига в связи с несовпадением кривых σ - ε при одноосном сжатии и растяжении из-за проявления внутреннего трения.

Для описания зависимости интенсивность касательных напряжений τ_i — интенсивность деформаций сдвига γ_i с учетом изменяемости состояния грунта под действием среднего нормального напряжения σ_m (без учета фактора времени), как отмечает С.С. Вялов [12], первая математическая модель была предложена в 1951 г. Д. Друккером и В. Прагером [141]. Эта модель была основана на линейной диаграмме τ_i - γ_i , а влияние σ_m выражалось изменением предела текучести $\tau_{i,yp}$ (рис. 11.2).

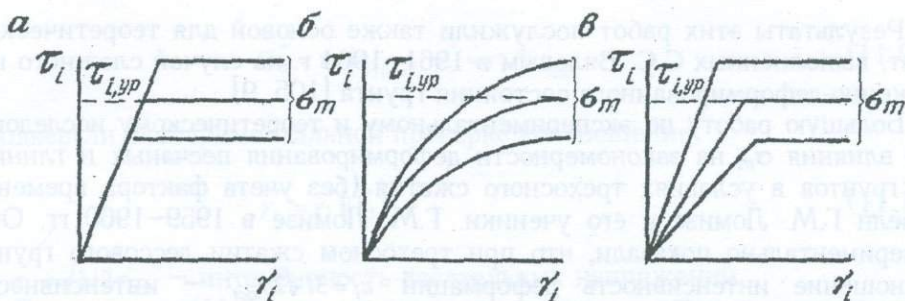


Рис. 11.2. Диаграммы математических моделей деформирования грунта
 а - Д. Друкера и В. Прагера (1951); б - А. Дженике и Р. Шильда (1959);
 в - С.С. Вялова (1962)

Нелинейная зависимость τ - γ в виде семейства кривых, полученных при различных значениях σ_m впервые опубликована в 1959 г. А. Дженике и Р. Шильдом. Как будет показано ниже, аналогичное семейство кривых τ - γ с учетом σ_z практически одновременно с А. Дженике и Р. Шильдом, получено автором книги в 1960 г, экспериментальным исследованием ползучести глинистого грунта при простом сдвиге. Эти результаты были доложены на Координационной совещании по ползучести и длительной прочности глинистых грунтов Совета по координации научных работ АС и А СССР в октябре 1960 г.

В 1962 г. С.С. Вяловым [105] предложена модель, которая отличается от модели Д. Друкера и В. Прагера тем, что под действием σ_m изменяется как модуль деформации, так и предел текучести грунта.

Исходя из положений теории наследственной ползучести стареющих материалов - бетонов (см. п. 2.5) автором книги в 1959-1960 гг. были опубликованы результаты экспериментальных исследований мгновенных и ползучих деформаций сдвига как в одном, так и в трех различных состояниях глинистых грунтов - под действием одного и трех различных до величине нормальных напряжений σ_z на приборах одноплоскостного сдвига. Работы носили методический характер, а полученные из опытов результаты проявили качественную сторону вопроса.

Нами, в наследственную теорию ползучести стареющих материалов Г.Н. Маслова-Арутюняна (см. п. 2.5) было внесено существенное изменение. Вместо функции старения материалов $\varphi(\theta)$ было использовано понятие функции состояния $\varphi(\sigma_z)$, учитывающую изменяемость деформационных свойств грунтов под действием уплотняющих - нормальных напряжений σ_z (см. п. 11.3).

Эти работы послужили основой для дальнейшего, выполненного совместно с Р.Г. Бадалянном, исследования этой проблемы методом кручения образцов грунтов на устройствах М-5 (см. п. 8.5) при широком диапазоне изменяемости нормальных напряжений σ_z (до 0,2 МПа). Они полностью подтвердили справедливость полученных еще в 1960 г. соотношений, связывающих между собой касательные напряжения τ , деформации простого сдвига γ , время t и нормальное напряжение σ_z : $\gamma = \gamma(\tau, \sigma_z, t)$ (см. п. 11.2).

Результаты этих работ послужили также основой для теоретических работ, выполненных С.С. Вяловым в 1961–1964 г. на случай сложного напряженно-деформированного состояния грунта [105, 9].

Большую работу по экспериментальному и теоретическому исследованию влияния σ_m на закономерности деформирования песчаных и глинистых грунтов в условиях трехосного сжатия (без учета фактора времени) провели Г.М. Ломизе и его ученики. Г.М. Ломизе в 1959–1960 гг. Они экспериментально показали, что при трехосном сжатии лессового грунта соотношение интенсивности деформаций $\varepsilon_i = 3/\sqrt{2}\gamma_{oct}$ — интенсивность напряжений $\sigma_i = 3/\sqrt{2}\tau_{oct}$, существенно зависит от наименьшего нормального напряжения σ_3 и от инварианта (показателя прочности) Π_1 :

$$\Pi_1 = \sin\theta_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2\sigma_3}, \quad (11.5)$$

где $\sigma_3 = c/\operatorname{tg}\varphi$ — всестороннее сжатие, эквивалентное сцеплению.

Для обобщения зависимости деформация–напряжение с учетом напряженного состояния Г.М. Ломизе предложил использовать показатель прочности Π_1^* в виде инварианта напряженного состояния, определяемого как отношение промежуточного значения $\Pi_1 = \sin\theta_{\max}$ (θ_{\max} — угол наибольшего отклонения [132]) к предельному его значению $\sin\varphi$:

$$\Pi_1^* = \frac{\Pi_1}{|\Pi_1|_{\lim}} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2\sigma_3} \frac{1}{\sin\varphi}. \quad (11.6)$$

Чтобы обобщить результаты своих экспериментальных исследований и учесть влияние σ_2 , Г.М. Ломизе (1968) воспользовался известным уравнение прочности глинистых грунтов А.И. Боткина

$$\tau_{oct} = m(H_{oct} + \sigma_{oct}) = c_{oct} + \sigma_{oct} \operatorname{tg}\varphi_{oct}, \quad (11.7)$$

и по аналогии, с (11.6), получил следующую безразмерную величину

$$\Pi_2^* = \frac{\Pi_1}{|\Pi_2|_{\lim}} = \frac{\tau_{oct} | (H_{oct} + \sigma_{oct}) |}{(H_{oct} + \sigma_{oct}) |\tau_{oct}|_{\lim}}, \quad (11.8)$$

где $\Pi_2 = m$.

Закономерности деформирования лессового грунта с использованием инварианта Π_2^* и двух безразмерных показателей деформаций объема и формы использованы Г.М. Ломизе и И.Н. Иващенко [51, 52]. Они показали, что для некоторых глинистых грунтов Π_2^* не всегда однозначно связан с величинами интенсивности деформаций сдвига $\gamma_i = \sqrt{3/2}\gamma_{oct}$. Поэтому они предложили сложное напряженно-деформированное состояние глинистых грунтов выразить в виде относительных инвариантов (уровней) напряжений Π_3^* и деформаций γ_i^* :

$$\Pi_3^* = \tau_i / |\tau_i|_{\text{lim}}; \quad \gamma_i^* = \gamma_i / |\gamma_i|_{\text{lim}} \quad (11.9)$$

и подвергли экспериментальной проверке соотношение

$$\gamma_i^* = \gamma_i^*(\Pi_3^*), \quad (11.10)$$

где $\tau_i = \sqrt{3/2} \tau_{oct}$ — интенсивность касательных напряжений.

Выражения (11.9) предложены с целью получения однозначного обобщенного уравнения напряженно-деформированного состояния грунта при упругопластических деформациях в предположении, что одной и той же функции уровня напряжения Π_3^* должны отвечать одни и те же значения инвариантных показателей уровня деформации γ_i^* . Доказано, что однозначная зависимость (11.10) является основной характеристикой напряженно-деформированного состояния грунта. Это значит, что экспериментальные кривые $\tau_i - \gamma_i$, определенные в различных состояниях грунта (при различных значениях среднего нормального напряжения), но при одних и тех же уровнях Π_3^* практически совпадают.

Влияние состояния (влажности) на ползучесть глинистых грунтов при сложном напряженно-деформированном состоянии рассмотрено в интересной работе А. Сингха и Д. Митчелла [153].

В указанной работе для рассматриваемой цели авторами использованы результаты испытания на трехосное дренированное и недренированное сжатие цилиндрических образцов, рассмотренные выше (см. п. 10.10) и полученное на их основе соотношение (10.56), которое представлено в следующем виде:

$$\dot{\epsilon}_t = A \cdot \exp(\bar{\alpha} \bar{D}_\sigma) (t/t_1)^m, \quad (11.11)$$

где $\bar{\alpha} = \alpha D_{\sigma,f}$; $\bar{D}_\sigma = D_\sigma / D_{\sigma,f}$ — уровень девиатора напряжений; $D_{\sigma,f}$ — предельное значение девиатора напряжений.

А. Сингхом и Д. Митчеллом установлено, что для данного типа грунта $\alpha D_{\sigma,f}$ мало зависит от влажности грунта. Поэтому оказывается возможным определить скорость деформации образца в различные моменты времени для любого напряжения в любой его влажности из результатов испытания их на ползучесть при любой другой влажности. Справедливость этого вывода доказывается почти параллельным расположением спрямленных в координатах, $\ln \dot{\epsilon}_t - \ln \bar{D}_\sigma$ прямых зависимостей $\dot{\epsilon}_t - \bar{D}_\sigma$ нормально уплотненных и переуплотненных образцов ила из бухты Сан-Франциско в пределах изменяемости их влажности $w=0,52-0,70$.

Ю.К. Зарецкий, (1970) предложил реологическое уравнение состояния квазиоднородных глинистых грунтов, которое отражает поведение материала как в области затухающей, так и в области незатухающей ползучести и связывает между собой прочность и ползучесть. Это уравнение

было теоретически обосновано С.С. Вяловым и Ю.К. Зарецким и представлено в следующем виде:

$$\dot{\gamma} = \frac{\tau \cdot \exp\left(\frac{\lambda_1}{T} \bar{\tau} t\right)}{\eta_0(1+t)^{\lambda_2}}, \quad (11.12)$$

где η_0 — константа грунта, зависящая от его начальной структуры, состояния, температуры:

$$\bar{\tau} = \frac{\tau - \tau_{f,\infty}}{\tau_{f,0} - \tau}, \quad (11.13)$$

где $\bar{\tau}$ — относительный уровень напряжения; $\tau_{f,0}$ и $\tau_{f,\infty}$ — мгновенная и предельно длительная прочность (сопротивление сдвигу), определяемое выражениями (9.4) и (11.7) (см. гл. 9 и 12).

Из интегрирования (11.12) при $\tau = const$ получено выражение в виде ряда, из которого в частных случаях вытекают законы степенного и логарифмического деформирования во времени, выведенные в 1966 г. С. Мураяма и Т. Шибата [149], в 1968 г. Д. Митчеллом и другими, исходя из теории скоростей перемещения молекул, пленки связанной воды, еще раньше М.Н. Гольдштейном исходя из рассмотрения скорости переориентации минеральных частиц. Это соотношение при ограничении двумя членами ряда описывается следующим образом:

$$\gamma(t) = \gamma_0 + \frac{\tau}{\eta_0} \left(\ln t + \bar{\tau} \frac{t}{T} \right), \quad (11.14)$$

где γ_0 — начальная условно-мгновенная деформация сдвига; T — параметр.

Для описания процесса, затухающей ползучести в 1971 г. Ю.К. Зарецкий [35] на основании экспериментальных данных предложил реологическое уравнение состояния, которое обобщил на случай сложного напряженно-деформированного состояния в виде

$$\gamma(t) = \frac{B t \tau_i}{T_0(\tau_{if,0} - \tau_{if,\infty}) + (\tau_{if,\infty} - \tau_i)}, \quad (11.15)$$

где B , T_0 — параметры; $\tau_{if,0}$ и $\tau_{if,\infty}$ — соответственно мгновенная и предельно длительная прочность грунта.

Выражение (11.15) можно представить также в виде уравнения линейной ползучести (10.2):

$$\gamma_{ii} = \frac{Bt}{T_0 \left(\frac{\tau_{if,0}}{\tau_{if,\infty}} - 1 \right) + \left(1 - \frac{\tau_i}{\tau_{f,\infty}} \right) \tau_{if,\infty}} \tau_i \quad (11.16)$$

С.С. Вялов [11] для учета влияния среднего нормального напряжения σ_m на скорость деформирования грунта при сдвиге в условиях сложного напряженно-деформированного состояния, в выражении кинетической теории ползучести (10.44) условно-мгновенный предел текучести (сопротивление сдвигу на октаэдрической площадке) $\tau_{f,0}$ представил в виде:

$$\tau_{f,0} = \tau_{f,0}^0 (1 - \sigma_m / H_{f,0})^{\lambda_3}, \quad (11.17)$$

где $\tau_{f,0}^0$ — условно-мгновенный предел текучести при чистом сдвиге; $H_{f,0}$ и λ_3 — параметры связности и упрочнения при условно-мгновенном сдвиге.

2. Первой, наиболее значительной работой, выполненной в области исследования ползучести глинистых грунтов при прямом определении из опыта деформации сдвига с учетом изменяемости их состояния под действием уплотняющих давлений, явилась работа Н.Н. Маслова [59]. Он на основании предложенного им же условия пластичности (течения) (9.36) глинистых грунтов при сдвиге, получил соотношение в виде уравнения Шведова-Бингама (7.3):

$$\tau - \tau_{yp}(\sigma_z) = \tau - \tau_{lim}(\sigma_z) = \tau - (\sigma_z tg\varphi_w + c_c) = \eta \frac{d\gamma}{dt} = \eta \frac{dv_y}{dy}, \quad (11.18)$$

где $\tau_{yp}(\sigma_z) = \tau_{lim}(\sigma_z) = \sigma_z tg\varphi_w + c_c$.

В (11.18) учитывается влияние нормального напряжения σ_z на предел текучести (порог ползучести по Н.Н. Маслову) $\tau_{yp} = \tau_{lim}$.

Уравнение (11.18) А.С. Строганов (1961) и С.Е. Гречищев (1961) обобщили на случай сложного напряженно-деформированного состояния мерзлых и немерзлых грунтов и соответственно получили следующие соотношения линейного и нелинейного деформирования с постоянной скоростью (течение):

$$\tau_i - (\sigma_m + H) \cdot tg\varphi = \eta_v v_v, \quad (11.19)$$

$$\tau_i - (\sigma_m \cdot tg\varphi + c) = \eta_v^{1/n} v_v^{1/n}, \quad (11.20)$$

где $H = c / tg\varphi$ — связность; $tg\varphi$ — постоянная Боткина; η_v — коэффициент вязкости; n — параметр.

Общим недостатком выражений (11.18–11.20) является пренебрежение затухающими деформациями ползучести (см. гл. 10) как при $\tau < \tau_{yp}$, так и при $\tau > \tau_{yp}$, а также, независимость коэффициента вязкости от σ_z . Для получения инвариантных зависимостей между γ и τ относительно нормального напряжения. Г.И. Тер-Степанян (1961) предложил воспользоваться аналогичной с (11.5) зависимостью $\gamma - tg\theta$

$$\gamma = \gamma(tg\theta) = \gamma(\tau, \sigma + \sigma_3), \quad (11.21)$$

где $tg\theta$ – коэффициент моблизованного сопротивления сдвигу

$$tg\theta = \tau / (\sigma + \sigma_3). \quad (11.22)$$

В предельном состоянии $tg\theta_{max} = tg\varphi$.

Здесь, как и при применении (11.6), возникают сложности с определением σ_3 .

В целях отдельной аппроксимации семейства экспериментальных кривых затухающей ползучести и течения (см. рис. 10.4) автор книги (1964) воспользовался безразмерной величиной уровня крутящего момента $M_{tor} / M_{tor,lim}$ (касательного напряжения $\tau / \tau_{f,st}$) (см. п. 10.3).

Были получены соотношения $M_{tor} / M_{tor,lim} = \gamma(\tau / \tau_{f,st})$ для сдвиговой ползучести, которые в дальнейшем были использованы для аппроксимации результатов обширных экспериментальных исследований самых различных глинистых грунтов с учетом влияния σ_z и других факторов (замачивания, набухания, просадки, температуры и вибрационных воздействий) [88].

11.2. ВЛИЯНИЕ СОСТОЯНИЯ ГРУНТА НА ЗАВИСИМОСТЬ КАСАТЕЛЬНОЕ НАПРЯЖЕНИЕ–МГНОВЕННАЯ ДЕФОРМАЦИЯ ПРОСТОГО СДВИГА

В условиях сложного напряженно-деформированного состояния деформации уплотнения и сдвига протекают одновременно, оказывая друг на друга значительное влияние. Деформации уплотнения, вызванные действием уплотняющих давлений σ_z , приводят к изменению состояния плотности–влажности и структурной прочности грунта, которое оказывает существенное влияние на деформации формоизменения (сдвига). Деформация сдвига в свою очередь вызывает дополнительную как положительную (уплотнение), так и отрицательную (разуплотнение, набухание) деформацию объема – дилатансию (см. 10.9).

Для определения $\tau - \gamma$ и модуля мгновенной деформации простого сдвига G_0 с учетом изменяемости состояния грунта несколько серий образцов-близнецов испытывают на сдвиг после предварительного уплотнения различными, равными для каждой серии уплотняющими давле-

ниями. По полученным данным для каждого состояния грунта строят кривую $\tau-\gamma_0$ и определяют модули G_0 . Например, из испытания образцов при $\sigma_z = 0,1; 0,2$ и $0,4$ МПа (рассмотренного в приведенном выше примере грунта) (см. п. 10.2) для G_0 соответственно получены величины: 38,5; 62,5 и 93,5 МПа, которые свидетельствуют об очень большом влиянии состояния (σ_z) на свойство мгновенного деформирования. Это значит, что при исследовании закономерностей мгновенной деформации глинистых грунтов при сдвиге нельзя не считаться с этим важным фактором [81].

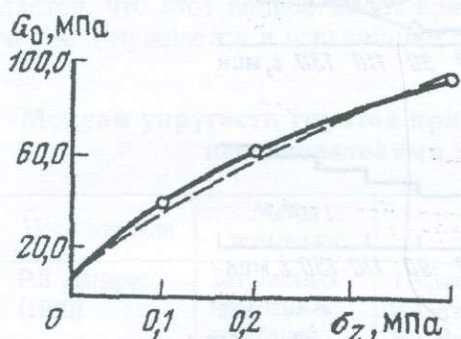


Рис. 11.3. Экспериментальная кривая $G_0-\sigma_z$ и ее аппроксимация (штриховая линия) по выражению (10.2)

Изменяемость G_0 в зависимости от σ_z можно представить в виде кривой $G_0-\sigma_z$ (рис. 11.3) и аппроксимировать соотношениями:

$$G_0(\sigma_z) = G_{0,0} + G_f [1 - \exp(-\alpha \sigma_z)], \quad (11.23)$$

$$G_0(\sigma_z) = G_{0,0} [1 - \alpha_1 \cdot \sigma_z], \quad (11.24)$$

где $G_{0,0}$ — модуль мгновенной деформации при чистом сдвиге ($\sigma_z=0$); G_f , α и α_1 — параметры, определяемые из опыта.

Когда известен закон изменяемости σ_z во времени, $G_0(\sigma_z)$ можно выразить через время t . Тогда (11.23) и (11.24) можно соответственно представить в виде:

$$G_0(t) = G_{0,0}(t_0) + G_f [1 - \exp(-\alpha t)], \quad (11.25)$$

$$G_0(t) = G_{0,0} + [1 - \alpha_1 t]. \quad (11.26)$$

Для рассматриваемого примера (см. рис. 11.3) кривая $G_0-\sigma_z$, построенная по приведенным выше данным (сплошная линия), аппроксимирована (штриховая линия) следующим выражением вида (11.23):

$$G_0(t) = 7 + 155 [1 - \exp(22,1 \sigma_z)], \text{ МПа} \quad (11.27)$$

Кривую $G_0 = G_0(\sigma_z)$ можно построить по результатам испытания одного образца путем последовательного его нагружения ступенями касательного и уплотняющего (нормального) напряжений через определенные интервалы времени [68, 81].

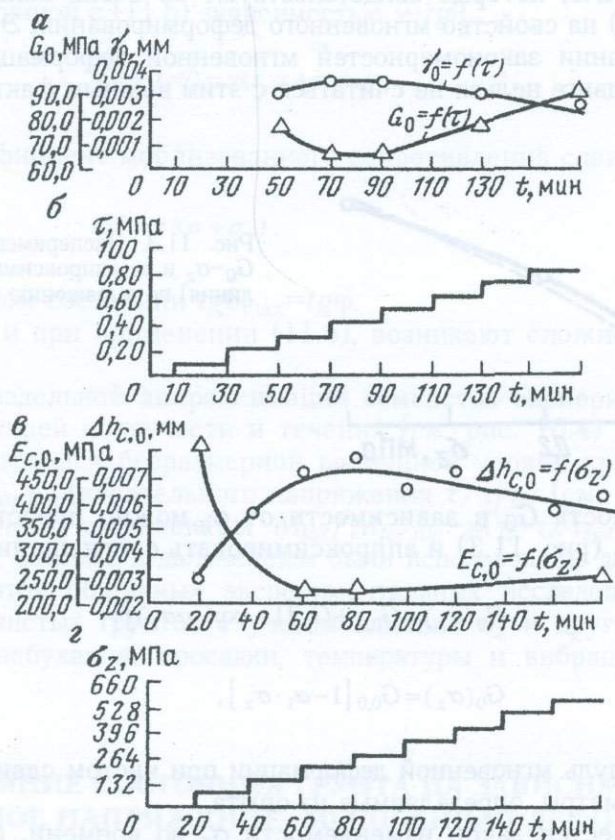


Рис. 11.4. Кривые изменения мгновенных деформаций сдвига γ_0 (а), одномерного уплотнения $\epsilon_{c,0}$ (в) и соответствующих модулей G_0 и $E_{c,0}$ во времени при последовательном приложении к образцу ступеней касательного (б) и нормального (г) напряжений через равные интервалы времени. $\sigma_z = 0,2$ МПа; $h = 23$ мм; ступень касательного напряжения $\Delta\tau = 0,01$ МПа; $\Delta\sigma_z = 0,066$ МПа

На рис. 11.4, а приведены результаты определения изменяемости мгновенной деформации сдвига и ее модуля, а на рис. 11.4, б график изменяемости касательного напряжения ступенями $\Delta\tau = 0,01$ МПа. На рис. 11.4, в изображены графики изменяемости мгновенной деформации одномерного уплотнения и ее модуля $E_{c,0}$, а на рис. 11.4, г — рост нормального напряжения ступенями $\sigma_z = 0,066$ МПа.

Примечательным здесь является то, что при последовательном приложении к образцу ступеней касательного $\Delta\tau$ и нормального $\Delta\sigma_z$ напряжений

кривые $E_{c,0}-\sigma_z$ и $G_0-\sigma_z$ в достаточной степени точно являются подобными, а отношение $E_{c,0}/G_0$ — практически постоянной величиной

$$E_{c,0}(\sigma_z)/G_0(\sigma_z) = 2,5 \pm 10\% .$$

Характер изменчивости $E_{c,0}(\sigma_z)$ и $G_0(\sigma_z)$ зависит от начального состояния грунта, величины ступени касательного напряжения, нормального напряжения и скоростей (интервала) их приложения. Нам представляется, что этот вопрос имеет важное теоретическое и практическое значение и нуждается в дальнейшем более тщательном изучении.

Таблица 11.1

Модули упругости грунтов при сдвиге, определенные различными исследователями по различным методам

Исследователи	Метод испытания	Вид грунта	ω_0	σ_z , МПа	G_0 , МПа
Р.З. Ляндрес (1950)	Затухающих продольных колебаний	1. Супеси 2. Суглинки 3. Глины			29-54 6-181 17-58
Б.Ф.Рельтов (1957)	Колебаний крутильного маятника	Паста кэм-брийской глины	0,5-0,6	0-0,1	2-6
Лаборатория динамики грунтов НИИОСП	Затухающих крутильных колебаний	То же	0,06-0,27	-	225-1000
Б.П. Ерыхов (1960)	Затухающих крутильных колебаний	Глины и суглинки	0,7-0,32	-	0,3-18,7
Г.М. Ломизе, А.М. Гуткин, Н.В. Жуков (1962)	Скашивание при $\gamma < 5 \cdot 10^{-5}$	1. Глины 2. Пасты глины неокома	0,06-0,15 0,45-0,56	0,05-0,5 0,34	128-180 100-190
С.Р. Месчан (1965)	Кручение	1. Паста глины 4-57 2. Паста глины 9-63	0,35 0,36 0,33 0,30	0,2 0,1 0,2 0,4	75 38 63 94

В заключение отметим, что полученные на приборах кручения образцов данные о величинах модуля мгновенной деформации сдвига и его изменчивости под действием уплотняющих давлений согласуются с данными, полученными нами и другими исследователями из испытания образцов на сжатие в компрессионных приборах и другими лабораторными методами. В табл. 11.1 для сравнения приведены некоторые данные о величинах G_0 , полученных различными исследователями.

Данные табл. 11.1 показывают, что полученные методом кручения кольцевых образцов согласуются с данными Г.М. Ломизе и других, полу-

ченным испытанием образцов нарушенной структуры при почти одинаковых значениях уплотняющего давления, и влажности. Данные Б.Ф. Рельтова согласуются с нашими, полученными при сжатии в компрессионных приборах образцов слабо уплотненной глинистой пасты (см. п. 5.4). Что же касается результатов Б.П. Ерыхова, то они явно занижены. Полученные нами данные о величинах G_0 хорошо согласуются также, с данными, полученными Р.З. Ляндресом [54].

Следует также отметить, что данные о величинах модулей G_0 , определенных по результатам скоростей прохождения упругих волн в грунтах существенно отличаются от таковых, определенных другими методами образцов. Например, по данным измерениям скоростей прохождения упругих поперечных волн v_s в кембрийских глинах Ленметрополитена А.П. Волина и А.Г. Рудакова (1959) [49] модули упругости их при сдвиге примерно равны $G_0=1310$ МПа. Такие же результаты получены Т.Л. Петросяном (1990) в нашей лаборатории (см. табл. 5.7). Если принять, что коэффициент Пуассона $\mu=0,4$ и учесть выражение (2.16), из данных табл. 5.7 следует, что G_0 изменяется в пределах 875–1060 МПа.

Полученные данные полностью согласуются с данными определения модулей упругости суглинка, испытанного после его уплотнения под действием $\sigma_z=0,8$ МПа в течение длительного времени (см. табл. 5.6).

11.3. ВЛИЯНИЕ УПЛОТНЯЮЩЕГО ДАВЛЕНИЯ НА СДВИГОВУЮ ПОЛЗУЧЕСТЬ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Для исследования закономерностей ползучести глинистых грунтов при простом сдвиге с учетом изменяемости их состояния как при одномерном уплотнении (см. п. 6.2), так и при определении изменяемости модуля мгновенной деформации сдвига G_0 (см. п. 11.2), испытывают на ползучесть несколько (не менее трех) серий образцов-близнецов, предварительно уплотненных под действием различных постоянных уплотняющих давлений σ_z . В этом случае результаты испытаний серий образцов-близнецов представляют в виде нескольких семейств кривых ползучести, соответствующих различным состояниям грунта [69, 78].

Здесь, как и ранее, за интегральный показатель состояния грунта принимаются давление σ_z и длительность его действия t [78]. Как справедливо писал В.А. Флорин [130], состояние и сопротивление грунта сдвигу (и ползучести) при монотонном возрастании уплотняющего давления однозначно определяется его величиной.

Приведем для примера результаты (рис. 11.5) испытания трех серий образцов-близнецов глины 4–57 (см. табл. 9.1) нарушенного сложения на приборах одноплоскостного среза, впервые полученные в рассматриваемой области автором книги в 1960 г. [69]. Серии образцов-близнецов приготовлены путем предварительного уплотнения водонасыщенной пасты под действием $\sigma_z=0,1; 0,2$ и $0,4$ МПа в течение одного месяца.

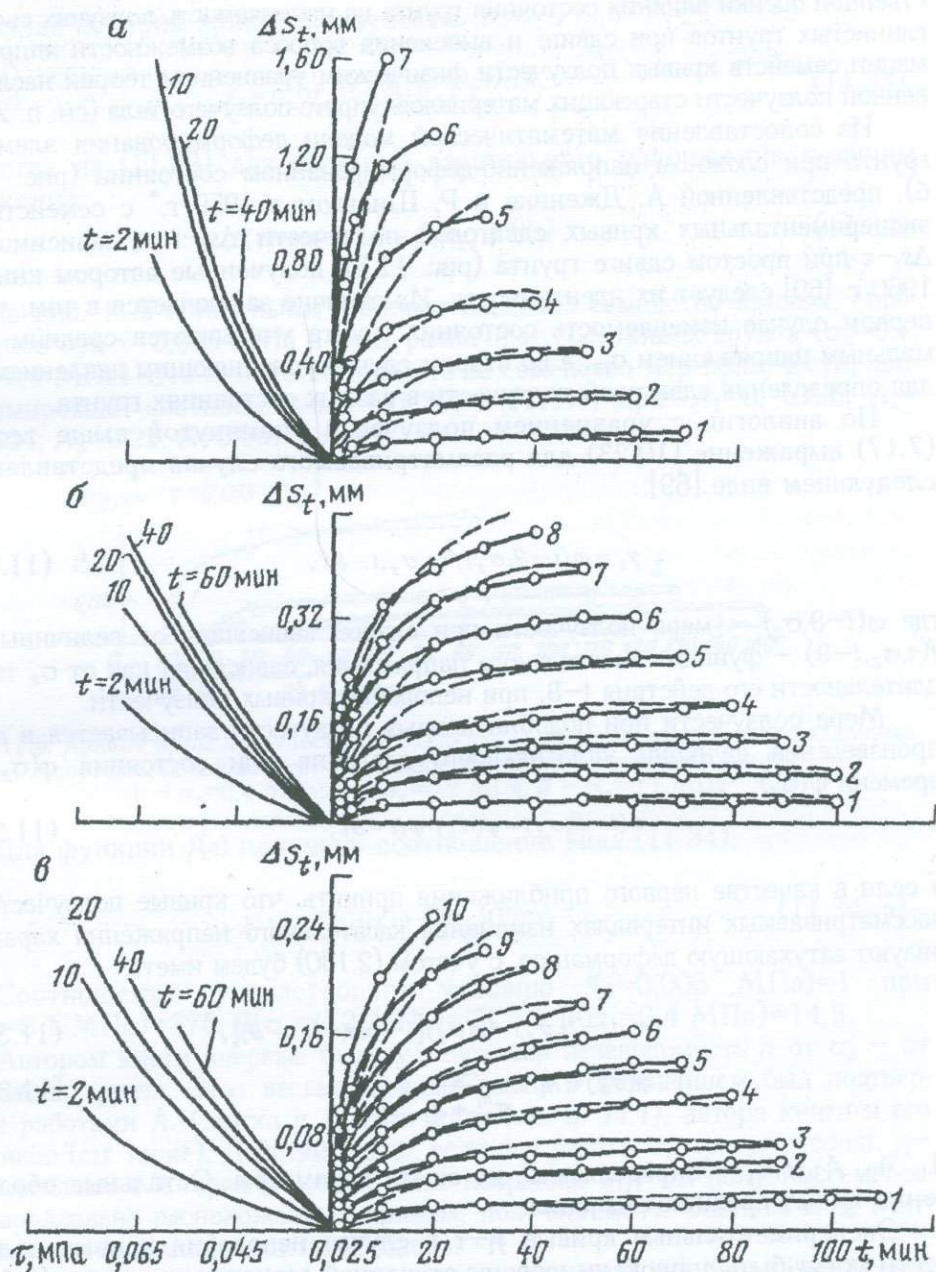


Рис. 11.5. Семейства кривых ползучести одноплоскостного сдвига и кривые зависимости $\Delta S_t - \tau$ для различных моментов времени t , определенные в трех различных состояниях глины 4-67:
а - $\sigma_z = 0,1$ МПа; *б* - $\sigma_z = 0,2$ МПа; *в* - $\sigma_z = 0,4$ МПа. 1 - $\tau = 0,005$ МПа; 2 - $\tau = 0,01$ МПа; 3 - $\tau = 0,015$ МПа; 4 - $\tau = 0,02$ МПа; 5 - $\tau = 0,025$ МПа; 6 - $\tau = 0,03$ МПа; 7 - $\tau = 0,035$ МПа; 8 - $\tau = 0,04$ МПа; 9 - $\tau = 0,045$ МПа; 10 - $\tau = 0,05$ МПа

Опыты проведены для уточнения методики экспериментирования, качественной оценки влияния состояния грунта на изменяемость ползучих свойств глинистых грунтов при сдвиге и выяснения вопроса возможности аппроксимации семейств кривых ползучести физическим уравнением теории наследственной ползучести стареющих материалов - упруго-ползучего тела (см. п. 2.5).

Из сопоставления математической модели деформирования элемента грунта при сложном напряженно-деформированном состоянии (рис. 11.2, б), представленной А. Дженике и Р. Шильдом в 1959 г.* с семействами экспериментальных кривых сдвиговой ползучести $\Delta s_t - t$ и зависимостей $\Delta s_t - \tau$ при простом сдвиге грунта (рис. 11.5), полученные автором книги в 1960 г. [69] следует их идентичность. Их отличие заключается в том, что в первом случае изменяемость состояния грунта учитывается средним нормальным напряжением σ_m , а во втором случае уплотняющим давлением σ_z , для определения сдвиговой ползучести в разных состояниях грунта.

По аналогии с уравнением ползучести упомянутой выше теории (7.17) выражение (10.23) для рассматриваемого случая представлено в следующем виде [69]:

$$\gamma_t = \omega(t - \vartheta, \sigma_z) f(\tau, \sigma_z, t - \vartheta), \quad (11.28)$$

где $\omega(t - \vartheta, \sigma_z)$ - мера ползучести при сдвиге, зависящая от величины σ_z ; $f(\tau, \sigma_z, t - \vartheta)$ - функция касательного напряжения, зависящая как от σ_z так и длительности его действия $t - \vartheta$, при неподобии кривых ползучести.

Мера ползучести при подобии кривых ползучести записывается в виде произведения функции уплотняющего давления или состояния $\varphi(\sigma_z)$ и времени $\psi(\sigma_z)$:

$$\omega(t - \vartheta, \sigma_z) = \varphi(\sigma_z) \cdot \psi(t - \vartheta), \quad (11.29)$$

а если в качестве первого приближения принять, что кривые ползучести в рассматриваемых интервалах изменения касательного напряжения характеризуют затухающую деформацию, с учетом (2.130) будем иметь:

$$\omega_d(t - \vartheta, \sigma_z) = \varphi(\sigma_z) [1 - \exp(-\Delta \cdot t - \vartheta)], \quad (11.30)$$

$$\varphi(\sigma_z) = A_1 + \frac{A_2}{\sigma_z^{n_1} + A_3}, \quad (11.31)$$

A_1, A_2, A_3 и n_1 - определяемые из опыта параметры. Остальные обозначения имеют прежние значения.

Экспериментальные кривые $\gamma_t - \tau$ в случае неподобия кривых ползучести могут быть аппроксимированы степенной зависимостью вида (2.61)

$$\gamma_t = \alpha_1(t - \vartheta, \sigma_z) \cdot \tau + \beta_1(t - \vartheta, \sigma_z) \cdot \tau^{n(\sigma_z)}, \quad (11.32)$$

* Jenike A.W., Shield R.T. On the plastic flow of Coulomb solid beyond original failure // Trans. ASME, E26, 4, 1959_599_602.

а в случае подобия кривых ползучести

$$\gamma_t = \alpha_1(\sigma_z)\tau + \beta_1(\sigma_z) \cdot \tau^{n(\sigma_z)}, \quad (11.33)$$

Тогда из (11.33) для функции касательного напряжения получим выражение:

$$f(\tau) = \alpha(\sigma_z) \cdot \tau + \beta(\sigma_z) \cdot \tau^{n(\sigma_z)}. \quad (11.34)$$

На рис. 11.6 сплошными линиями показано семейство кривых, определенное при $\tau=0,005$ МПа в трех различных состояниях грунта ($\sigma_z=0,1$; $0,2$ и $0,4$ МПа). Это семейство принято за семейство мер ползучести, аппроксимировано соотношениями (11.30) и (11.31) при: $A_1=0,0195$; $A_2=0,0824$; $A_3=0,22$; $\Delta=0,091$ и $n_1=2$.

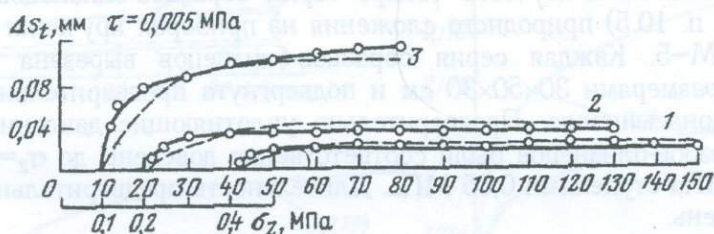


Рис. 11.6. Кривые меры ползучести ($\tau=0,005$ МПа), определенные в трех различных состояниях глины 4-57 и их аппроксимация (штриховые линии):

1 - $\sigma_z=0,4$ МПа; 2 - $\sigma_z=0,2$ МПа; 3 - $\sigma_z=0,1$ МПа

Для функции $f(\tau)$ получено соотношение вида (11.34):

$$f(\tau) = 20(10\tau) + \beta(\sigma_z)(10\tau)^3. \quad (11.34, a)$$

Соотношению удовлетворяет условию $f(\tau=0,005 \text{ МПа})=1$ при $\beta(\sigma_z=0,1 \text{ МПа})=375$; $\beta(\sigma_z=0,2 \text{ МПа})=74,5$ и $\beta(\sigma_z=0,4 \text{ МПа})=14,8$.

Автором книги впервые была установлена независимость n от σ_z — от состояния грунта. Этот весьма важный вывод в дальнейшем был подтвержден работами А. Сингха и Д. Митчелла (см. п. 11.1), автора книги и его учеников (см. ниже). Действительно, если для разных σ_z при $n = \text{const}$, γ_t представить в логарифмической сетке координат $\ln \gamma_t - \ln t$ получим семейство параллельно расположенных прямых, полученных А. Сингхом и Д. Митчеллом при трехосном сжатии образцов.

В правой части рис. 11.5 штриховыми линиями показаны результаты удовлетворительной аппроксимации семейств кривых ползучести по выражению (11.28) с учетом (11.30), (11.31) и (11.34, а).

Уравнение (7.8) теории наследственной ползучести в рассматриваемом случае, в отличие от (11.28), записанного в форме теории старения (7.5), принимает следующий вид:

$$\gamma(t) = \frac{\tau(t)}{G_0[\sigma_z(t)]} - \int_{\vartheta_0}^t \tau(\vartheta) \frac{\partial}{\partial \vartheta} \left\{ \frac{1}{G_0[\sigma_z(\vartheta)]} \right\} d\vartheta -$$

$$- \int_{\vartheta_0}^t f[\tau(\vartheta), \sigma_z(\vartheta)] \frac{\partial \omega[t - \vartheta, \sigma_z(\vartheta)]}{\partial \vartheta} d\vartheta$$

(11.35)

Для получения не только качественных, но и количественных данных о влиянии начального состояния глинистых грунтов на их ползучесть при сдвиге выполнен большой объем различных испытаний глинистых грунтов по изложенной выше методике [81, 85] на приборах, которые в наибольшей степени отвечают предъявляемым к ним требованиям. Результаты испытания киевской глины рассмотрены ниже.

Испытаны на ползучесть четыре серии образцов-близнецов киевской глины (см. п. 10.5) природного сложения на приборах кручения сплошных образцов М-5. Каждая серия образцов-близнецов вырезана из одного монолита размерами 30×50×30 см и подвергнута предварительному обжатию и водонасыщению. Предварительно уплотняющие давления четырех серий образцов-близнецов были соответственно доведены до $\sigma_z=0,32; 0,55; 0,8$ и $1,2$ МПа ступенями $0,05$ МПа. Длительность предварительного уплотнения 41 день.

Испытаны 52 образца, в том числе: при $\sigma_z=0,32$ МПа – 12; при $\sigma_z=0,55$ МПа – 14; при $\sigma_z=0,8$ МПа – 16; при $\sigma_z=1,2$ МПа – 10 образцов. При каждом значении σ_z определены начальное $\tau_{f,0}$ и стандартное $\tau_{f,st}$ сопротивление грунта сдвигу (табл. 11.2). Кривые ползучести определены при примерно равных уровнях касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}$.

Семейства экспериментальных кривых, которые на рис. 11.7 показаны сплошными линиями, аппроксимированы по выражению (11.28), кривые $\eta-\tau$ для всех значений σ_z – степенной функцией вида (10.22), а для функции касательного напряжения использовано соотношение вида (10.23) (табл. 11.3). По результатам определения функций касательных напряжений и аппроксимации экспериментальных кривых ползучести получены выражения меры ползучести вида (7.15). Параметры A и m этого выражения приведены в табл. 11.3.

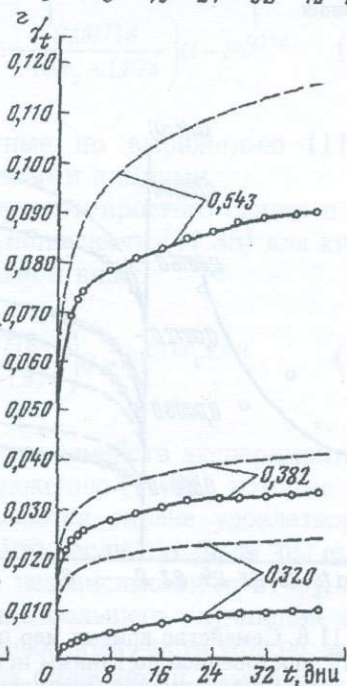
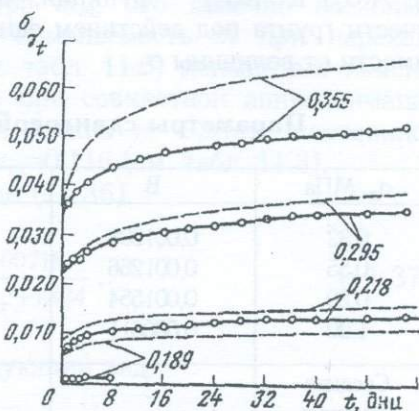
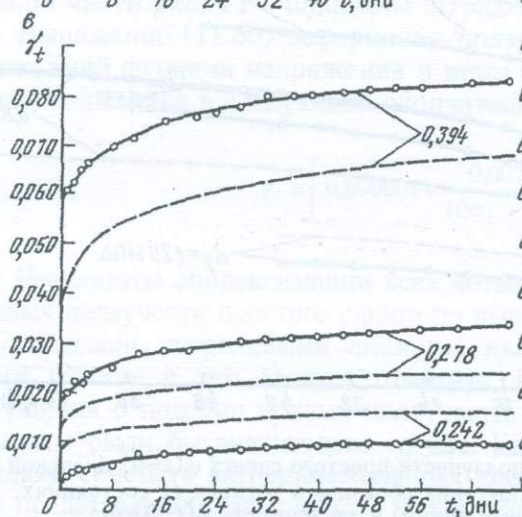
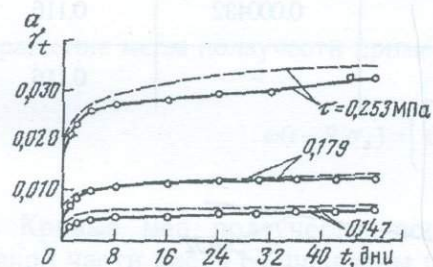
Таблица 11.2

Результаты определения сопротивления грунта сдвигу

τ , МПа	$\tau_{f,0}$, МПа	$\tau_{f,st}$, МПа
0,32	0,306	0,273
0,55	0,390	0,319
0,80	0,437	0,396
1,2	0,599	–

Рис. 11.7. Семейства экспериментальных кривых простого сдвига четырех состояний киевской глины природного сложения и их аппроксимация (штриховые линии):

а - $\sigma_z=0,32$ МПа; б - $\sigma_z=0,55$ МПа;
в - $\sigma_z=0,8$ МПа; г - $\sigma_z=1,2$ МПа



Судя по данным табл. 11.3, функция касательного напряжения практически не зависит от σ_z ($n_m=2,391$), что полностью согласуется с полученным и ранее результатами (см. выше). В то же время ползучие свойства грунта существенно обусловлены состоянием грунта – величиной σ_z . Поэтому для определения деформаций ползучести простого сдвига вместо (7.5) следует использовать выражение (11.28). Если учесть (10.23) и (7.15) выражение (11.28) запишется в следующем виде:

$$\gamma_t = \omega(t - \vartheta, \sigma_z) f(\tau, \sigma_z) = A(\sigma_z)(t - \vartheta)^{m(\sigma_z)} \tau^n, \quad (11.36)$$

где $A(\sigma_z)$ и $m(\sigma_z)$ – функции, характеризующие изменчивость меры ползучести грунта под действием единичного касательного напряжения в зависимости от величины σ_z .

Таблица 11.3
Параметры сдвиговой ползучести киевской глины

σ_z , МПа	B	n	A	m
0,32	0,001908	2,995	0,00144	0,075
0,55	0,001266	2,866	0,000816	0,147
0,80	0,001554	2,951	0,000985	0,126
1.20	0,000611	2,931	0,000432	0,116
Средние значения	–	2,931	–	0,116

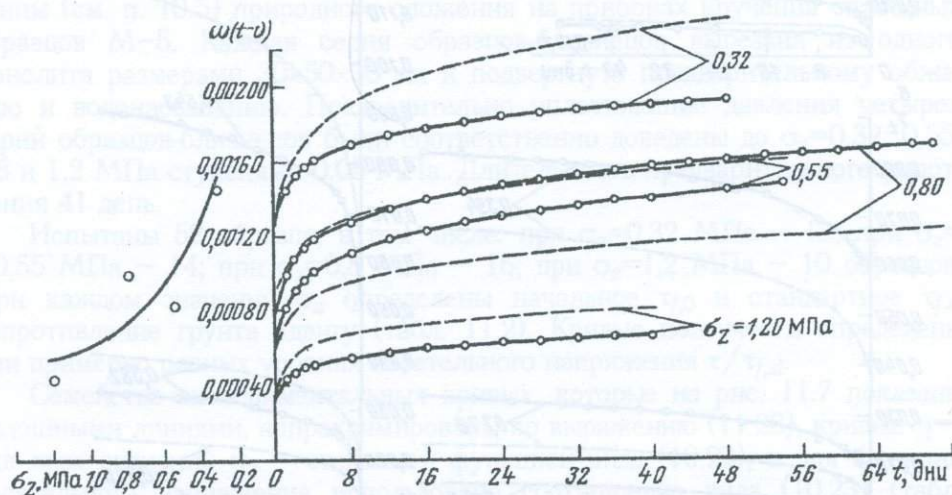


Рис. 11.8. Семейство кривых мер ползучести простого сдвига $\omega(t-\theta)$ киевской 32–72, построенное по данным испытания образцов в четырех ее состояниях, их аппроксимация (штриховые линии) и зависимость $\omega(t-\theta)-\sigma_z$

Для определения выражения $\omega(t-\theta, \sigma_z)$ вида (7.15) построено семейство экспериментальных кривых мер ползучести, определенных при различных значениях σ_z (сплошные линии в правой части рис. 11.8) в левой части этого рисунка показана кривая изменчивости параметра A выражения (7.15) в зависимости от σ_z .

Таким образом, для получения выражений меры ползучести $\omega(t-\theta, \sigma_z)$ следует из опыта определить как функцию $A(\sigma_z)$, так и $m(\sigma_z)$. Параметр m в силу неподобия кривых ползучести данного семейства является функцией касательного напряжения τ . При аппроксимации кривых данного семейства ползучести обычно для упрощения выражения меры ползучести

используется среднее значение параметра m_m , что конечно несколько ухудшает описание кривой. Поскольку изменчивость m при переходе грунта от одного состояния в другое (см. табл. 11.3) меньше его изменчивости в пределах одного состояния, то при совместной аппроксимации нескольких семейств кривых ползучести можно m считать постоянной величиной. В рассматриваемом примере $m_m=0,116$ (см. табл. 11.3).

Тогда, если $A(\sigma_z)$ представить в виде (11.36),

$$A(\sigma_z) = 0,000001 + \frac{0,00718}{10\sigma_z + 1,874}, \quad (11.37)$$

выражение меры ползучести примет следующий вид:

$$\omega(t - \vartheta, \sigma_z) = \left(0,000001 + \frac{0,00718}{10\sigma_z + 1,874} \right) (t - \vartheta)^{0,116}. \quad (11.38)$$

Кривые мер ползучести, построенные по выражению (11.38) в правой части рис. 11.7 показаны штриховыми линиями.

Выражение (11.36) деформации ползучести простого сдвига с учетом выражений функции напряжения и меры ползучести (11.38) для киевской глины запишется в следующем окончательном виде:

$$\gamma_t = \left(0,000001 + \frac{0,00718}{10\sigma_z + 1,874} \right) (t - \vartheta)^{0,116} \tau^{2,931} \quad (11.39)$$

Результаты аппроксимации всех четырех семейств экспериментальных кривых ползучести простого сдвига по выражению (11.39), которые на рис. 11.7 показаны штриховыми линиями, являются вполне удовлетворительными. Вместе с тем следует отметить, что, если не были бы сделаны допущения о подобии кривых ползучести, независимости m от σ_z , эти результаты были бы значительно лучше. Еще большего улучшения аппроксимации семейств экспериментальных кривых ползучести можно добиться при представлении зависимости $\gamma_t - \tau$ в виде билинейной диаграммы (см. п. 10.5) или выражения (11.33).

На основании представленного в координатах $\gamma_t - \tau - t$ семейств кривых сдвиговой ползучести глинистого грунта при различных значениях постоянного среднего нормального напряжения σ_m , полученные нами ранее экспериментально для простого сдвига (см. рис. 11.5), С.С. Вялов [105, 11] рассмотрел вопрос учета σ_m на деформации формоизменения в условиях сложного напряженно-деформированного состояния.

Выражение формоизменения грунта в форме записи теории старения С.С. Вялов представил в следующем виде:

$$\gamma_i = \varphi_1(\gamma_i) F_1(t) + \varphi_2(\gamma_i) \bar{\Omega}(\sigma_m) F_2(t), \quad (11.40)$$

где $\varphi_1(\gamma_i)$ и $\varphi_2(\gamma_i)$ — функции интенсивности деформации при чистом сдвиге в единичном избыточном над напряжением чистого сдвига $\sigma_m=0$ напряжением $\Delta\sigma_m=1$; $\Omega(\sigma_m)$ — функция среднего нормального напряжения; $F_1(t)$ и $F_2(t)$ — функции времени.

Первый член правой части выражения (11.40) отображает деформацию чистого сдвига, а второй — сдвиговой ползучести с учетом влияния σ_m .

Используя уравнение прочности Мизеса—Шлейхера—Боткина

$$\tau_{i(s)} = \tau_{0(s)} + \sigma_m \operatorname{tg} \varphi_m = \sigma_{0(s)} \left[1 + \frac{\sigma_m}{H} \right], \quad (11.41)$$

где $\tau_{i(s)}$ — предел текучести при сложном напряжении; $\tau_{0(s)}$ — предел текучести при чистом сдвиге; φ_m — угол трения по Мизесу (на октаэдрической площадке), $H = \sigma_{0(s)} / \operatorname{tg} \varphi$, С.С. Вялов получил следующее выражение зависимости $\tau_i - \gamma_i$ при разных σ_m и $\tau < \tau_{i(s)}$, с учетом фактора времени t .

$$\frac{\tau_i}{1 + \sigma_m / H} = A(t) \gamma_i^m, \quad (11.42)$$

где $A(t)$ — коэффициент деформации. При $t=0$, $A(0)=A_0$, m — параметр.

С.С. Вяловым [11] получены уравнения деформирования глинистых грунтов в интегральной форме, позволяющие определить интенсивности деформаций касательных напряжений τ_i и интенсивности деформаций сдвига γ_i в любой момент времени t , вызванные изменением во времени γ_i , τ_i соответственно и среднего нормального напряжения σ_m . Эти соотношения достаточно точно учитывают влияние основных факторов на формоизменение грунтов. Вместе с тем следует отметить, что они очень сложны как в смысле определения входящих в эти соотношения функций и параметров, так и практического использования.

Экспериментами С.Э. Городецкого (1975) установлена хорошая аппроксимация семейств кривых ползучести мерзлой супеси ($T = -10^\circ\text{C}$) выражения (11.40).

Обоснование выражения (11.40), без учета фактора времени t , осуществлено испытанием глинистого грунта на трехосное сжатие по трем траекториям девиаторного нагружения при $\sigma_m = \text{const}$ с использованием модели грунта А. Дженике и Р. Шильда (1959) и С.Р. Месчяна (1960).

Предложенное С.С. Вяловым (1962) выражение (11.40), по существу не отличается от (11.28), предложенного автором книги (1960) при условии подбора кривых сдвиговой ползучести, в котором не учтена деформация чистого сдвига. Причем, если учет деформации чистого сдвига оправдан для мерзлых грунтов, то ее учет при рассмотрении деформации глинистых грунтов не представляет интереса, поскольку ее определение экспериментально практически не возможно. Следует также заметить, что выражение (11.42),

левая часть которого является уровнем интенсивности касательного напряжения, является более сложной формой соотношения (11.43) (см. ниже).

С.С. Вялов и Ш.Ж. Саадлах [12] в опытах трехосного сжатия образцов глинистого грунта при девиаторной траектории ($\sigma_m = const$) нагружения обнаружили только их контратацию. Это они объяснили невысокой плотностью грунта и его доуплотнением. По их мнению разрыхление (дилатация) при девиаторной траектории нагружения проявляется при высоких значениях σ_m , с чем мы не можем соглашаться.

11.4. ОБОБЩЕННОЕ УРАВНЕНИЕ (ЗАКОН) СДВИГОВОЙ ПОЛЗУЧЕСТИ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Анализ данных, полученных от испытания глинистого грунта на ползучесть при прямом одноплоскостном срезе (см. п. 11.3) позволил автору книги показать независимость показателя нелинейности деформации сдвиговой ползучести n (11.38) от нормального напряжения σ_z . Была установлена независимость функции касательного напряжения $f(\tau)$ от σ_z — от состояния плотности-влажности грунта, которая в дальнейшем была подтверждена испытанием образцов на трехосное сжатие (см. п.11.1) и сдвиговую ползучесть методом кручения (см. 11.3). Эти результаты давали возможность определить сдвиговую ползучесть глинистых грунтов (с учетом σ_z) из одного семейства кривых, определенного в любом его состоянии, и кривых мер ползучести, определенных в нескольких его состояниях — при различных значениях σ_z .

Таблица 11.4

Параметры сдвиговой ползучести киевской глины

σ_z , МПа	$\tau/\tau_{f,0}$	$(\tau/\tau_{f,0})_m$	τ , МПа	A_0	$A_{0,m}$	m_0	$m_{0,m}$
0,32	0,48	0,51	0,147	0,0030	0,003	0,183	0,187
0,55	0,48		0,189	(0,00008)		0,182	
0,80	0,55		0,242	0,0033		0,197	
1,20	0,53		0,320	0,0028		(0,537)	
0,32	0,58	0,66	0,179	(0,0087)	0,021	0,089	0,107
0,55	0,76		0,295	0,023		0,098	
0,80	0,64		0,278	0,018		0,126	
1,20	0,64		0,382	0,022		0,116	
0,32	0,83	0,89	0,253	(0,023)	0,054	0,091	0,086
0,55	0,91		0,355	0,036		0,094	
0,80	0,90		0,396	0,062		0,066	
1,20	0,91		0,545	0,065		0,092	

Наряду с изложенным выше, из представления крутящих моментов (касательных напряжений) через их уровни $M_{tor}/M_{tor,lim}(\tau/\tau_{f,st})$ (см. п. 10.5) исходил вывод о равенстве деформации сдвиговой ползучести определенных при одинаковых уровнях касательного напряжения (крутящего момента) в различных состояниях грунта – при различных значениях σ_z . Экспериментальная проверка сказанного на грунтах природного и нарушенного сложения при простом сдвиге была осуществлена после создания специально для этой цели прибора кручения сплошных образцов М-5. Были выполнены специальные исследования, результаты которых частично были изложены выше (см. п. 11.3).

Результаты исследования сдвиговой ползучести киевской глины (см. п. 10.5) природного сложения при четырех различных значениях σ_z и определения параметров A_0 и m_0 выражения вида (7.15) из четырех семейств кривых ползучести (табл. 11.4) в целом подтвердили (за исключением взятых в скобки грубых ошибок) правильность изложенного выше.

В целях дополнительной проверки изложенного и разработки упрощенного метода определения параметров ползучести глинистых грунтов при сдвиге с учетом изменяемости их состояния плотности–влажности под действием уплотняющих давлений автором книги совместно с Р.Г. Бадаляном [83] проведено специальное исследование слоистого новомихайловского суглинка природного сложения из г. Тюмени. Данные о стандартном сопротивлении этого грунта сдвигу при различных ориентациях слоев, определенные испытанием сплошных образцов на приборах кручения М-5, приведены в табл. 11.5. Для сравнения определены также сопротивления сдвигу образцов, изготовленных из перемятого грунта с сохранением природной влажности и плотности под действием $\sigma_z=0.5$ МПа.

Таблица 11.5

Данные о сопротивлении сдвигу новомихайловского суглинка

Ориентация слоев	Число образцов	$M_{tor,ст}$ Н·см	$\tau_{f,st}$ МПа
Под углом 45°	6	4899	0,181
Вертикальная	2	4095	0,152
Горизонтальная	3	3685	0,136
Сложение нарушенное	2	3170	0,118

Ввиду явной анизотропии ползучесть грунта исследована в перемятом состоянии с сохранением природной влажности и плотности. Опыты проведены при трех различных значениях $\sigma_z=0,3; 0,5$ и $0,8$ МПа. В целях сравнения выполнено испытание серии образцов природного сложения при горизонтальном расположении слоев в условиях одинакового уровня касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}=0,66$.

Данные об основных физических свойствах и сопротивлениях образцов сдвигу приведены в табл. 11.6. Кривые сдвиговой ползучести образцов природного сложения, определенные в трех различных состояниях, но при одном и том же уровне $\tau/\tau_{f,st}=0,66$, приведены на рис.11.9. Семейства кривых

сдвиговой ползучести перемятого грунта на рис. 11.10 показаны оплошными линиями.

Таблица 11.6
Данные об образцах новомихайловского суглинка

σ_z , МПа	ρ_s , кг/м ³	ρ_0 , кг/м ³		w_0		$\tau_{f,st}$, МПа	
		Сложение				c=0,041 МПа $\varphi=15^\circ 30'$	
		природное	нарушенное	природное	нарушенное		
0,3	2610	1660	1740	0,348	0,329	0,127	0,127
0,5	2610	1660	1640	0,348	0,329	0,176	0,175
0,8	2610	1660	1690	0,348	0,329	0,265	0,266

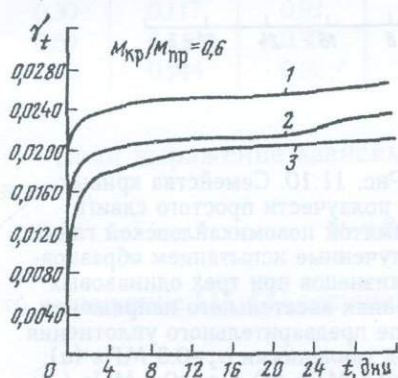


Рис. 11.9. Кривые ползучести образцов новомихайловской глины 4-74 природного сложения, определенные в трех различных состояниях грунта, но при одном и том же значении уровня крутящего момента $M_{tor}/M_{tor,lim}=0,6$:
1 - $\sigma_z=0,3$; 2 - $\sigma_z=0,5$; 3 - $\sigma_z=0,8$ МПа

Сопоставление экспериментальных кривых ползучести, приведенных на рис. 11.10 показывает их большую близость, что еще раз подтверждает практическую независимость ползучести от состояния грунта при одинаковых уровнях касательного напряжения. Из сопоставления экспериментальных кривых рис. 11.10 с аналогичными кривыми, определенными испытанием образцов нарушенного сложения, обладающих практически одинаковыми сопротивлениями сдвигу, также следует, что они совпадают. Следовательно, в рассматриваемой случае коэффициент перехода от данных испытания образцов нарушенного сложения к данным испытания образцов природного сложения при горизонтальном расположении слоев примерно равен единице.

Как и во всех, выполненных ранее работах, зависимость $\gamma_t - \tau / \tau_{f,st}$ хорошо аппроксимируется билинейной диаграммой, а показатель n функции касательного напряжения $f(\tau / \tau_{f,st})$ практически не зависит от состояния грунта, т.е. от σ_z .

Параметры A_0 и m_0 выражения деформации ползучести вида (7.15), определенные аппроксимацией кривых ползучести всех трех состояний грунта (см. рис. 11.10) приведены в табл. 11.7. В табл. 11.7 приведены также показатели n степеней зависимости $\gamma_t - \tau$ вида $\gamma_t = B \cdot \tau^n$ (10.22). Приведенные в таблице данные полностью подтверждают правильность сделанных выше выводов.

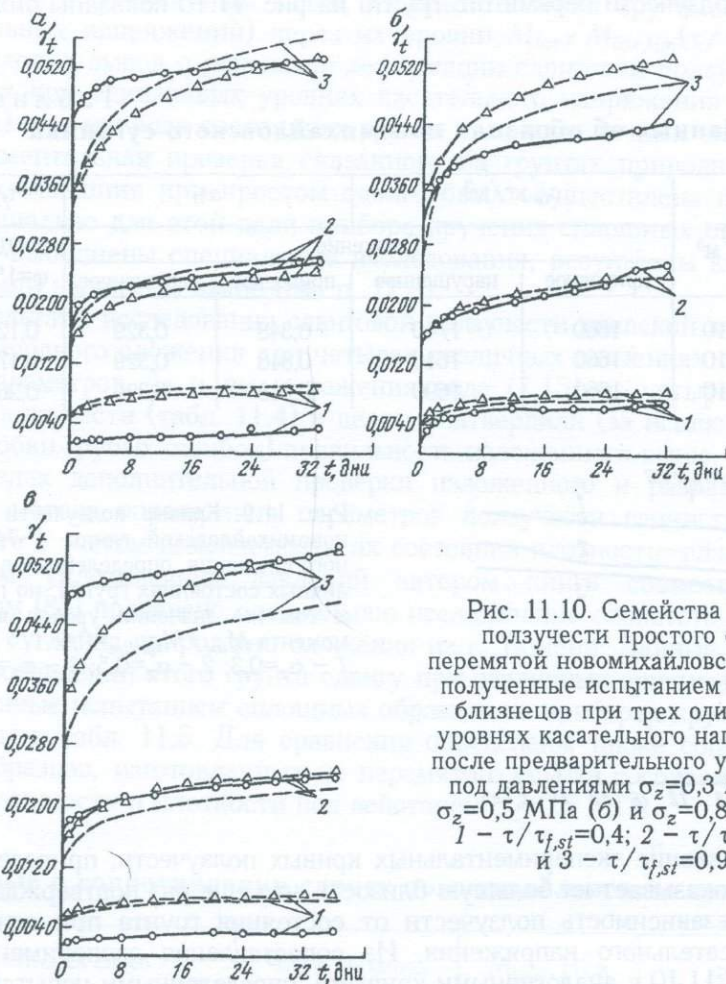


Рис. 11.10. Семейства кривых ползучести простого сдвига перематой новомихайловской глины, полученные испытанием образцов-близнецов при трех одинаковых уровнях касательного напряжения, после предварительного уплотнения под давлениями $\sigma_z=0,3$ МПа (а); $\sigma_z=0,5$ МПа (б) и $\sigma_z=0,8$ МПа (в):
 1 - $\tau/\tau_{f,st}=0,4$; 2 - $\tau/\tau_{f,st}=0,66$
 и 3 - $\tau/\tau_{f,st}=0,93$

Из табл. 11.7 следует, что, как и в других подобных экспериментах, показатель степени m_0 в данном состоянии грунта не является постоянной величиной и зависит от уровня касательного напряжения. Например, при $\sigma_z=0,3$ МПа и $\tau/\tau_{f,st}=0,40$; $0,65$ и $0,92$ этот показатель принимает соответственно следующие значения: $m_0=0,166$; $0,110$ и $0,048$. Это и является причиной неподобия кривых ползучести. Способ учета неподобия кривых ползучести при их аппроксимации был рассмотрен выше (см. п. 6.5).

В соответствии с изложенным выше обобщенное уравнение ползучести глинистого грунта при простом сдвиге для любого его состояния, можно будет записать в следующей форме (10.2) [82, 85]:

$$\gamma_t = \omega(t - \theta) f(\tau/\tau_{f,st}) = \omega(t - \theta) f\left(\frac{\tau}{\sigma_z \operatorname{tg} \varphi + c}\right). \quad (11.43)$$

Таблица 11.7

Параметры ползучести новомихайловского суглинка при сдвиге

σ_z , МПа	τ , МПа	$\tau/\tau_{f,st}$	n	A_0	$A_{0,m}$	m_0	$m_{0,m}$
0,30	0,051	0,40	2,229	0,00155	0,00172	0,166	0,163
0,50	0,070	0,40	2,000	(0,00396)		0,155	
0,80	0,108	0,41	2,285	0,00188		0,168	
0,30	0,086	0,65	2,229	0,01761	0,01641	0,110	0,117
0,50	0,119	0,68	2,000	0,01547		0,125	
0,80	0,173	0,65	2,285	0,01615		0,116	
0,30	0,117	0,92	2,229	0,04501	0,041	0,048	0,060
0,50	0,116	0,95	2,000	0,03491		0,066	
0,80	0,244	0,92	2,285	0,04308		0,066	

Если выражение зависимости $\gamma_t - \tau/\tau_{f,st}$ вместо (10.22) представить в виде:

$$\gamma_t = B(\tau/\tau_{f,st})^n, \quad (11.44)$$

то выражение (11.43) запишется в следующем виде:

$$\gamma_t = \omega(t-g) \left(\frac{\tau}{\sigma_z \operatorname{tg} \varphi + c} \right)^n. \quad (11.45)$$

Из (11.45) следует, что для определения деформации сдвига грунта во времени с учетом влияния σ_z достаточно иметь одно семейство экспериментальных кривых ползучести (см. рис.11.1) и диаграмму сопротивления сдвигу. Из семейства кривых ползучести можно определить меру ползучести $\omega(t-g)$ и функцию уровня касательного напряжения $f(\tau/\tau_{f,st})$, а из диаграммы сопротивления сдвигу – параметры φ и c .

По существующим понятиям мера ползучести $\omega(t-g)$ представляет собой деформацию ползучести материала при единичном напряжении $\tau=1$. В рассматриваемом случае, когда касательное напряжение заменено его уровнем, меру ползучести следует отнести к единичному уровню касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}=1$. В этом случае меру ползучести данного состояния грунта следует определить из соотношения вида (10.25):

$$\omega(t-g) = \frac{\gamma_t(\tau/\tau_{f,st})}{f(\tau/\tau_{f,st})} = \frac{\gamma_t(\tau/\tau_{f,st})}{(\tau/\tau_{f,st})^n}, \quad (11.46)$$

где $\gamma_t(\tau/\tau_{f,st})$ – деформация ползучести при данном постоянном уровне

касательного напряжения ($\tau/\tau_{f,st} < 1$); $f(\tau/\tau_{f,st})$ — функция уровня касательного напряжения при том же значении $\tau/\tau_{f,st}$.

Полученная по выражению (11.46) мера сдвиговой ползучести является фиктивной. Она вычисляется только для определения деформации сдвиговой ползучести при $\tau/\tau_{f,st} < 1$ во всех состояниях грунта.

За меру ползучести грунта при сдвиге можно принимать также деформацию во времени при каком-либо, отличном от единичного значения, уровне касательного напряжения.

В целях доказательства правильности высказанных выше соображений и определения выражения (11.43) для новомихайловского суглинка по результатам аппроксимации только одного семейства экспериментальных кривых ползучести, определенного при $\sigma_z = 0,8$ МПа, за меру ползучести принята деформация ползучести при $\tau/\tau_{f,st} = 0,65$ (см. табл. 11.7).

Выражение меры ползучести имеет следующий вид:

$$\omega(t - \vartheta) = A \cdot (t - \vartheta)^m = 0,01615 \cdot (t - \vartheta)^{0,116} \quad (11.47)$$

Для зависимости $\gamma_t - \tau/\tau_{f,st}$ при $(t - \vartheta) = 24$ дня получено соотношение:

$$\gamma_t = B \cdot (\tau/\tau_{f,st})^n = 0,06129 (\tau/\tau_{f,st})^{2,285}, \quad (11.48)$$

а для функции уровня касательного напряжения

$$f(\tau/\tau_{f,st}) = 0,06129 (\tau/\tau_{f,st})^{2,285} / 0,0229 = 2,67643 (\tau/\tau_{f,st})^{2,285}, \quad (11.49)$$

где 0,0229 — деформация сдвига при $\tau/\tau_{f,st} = 0,65$ в данный фиксированный момент времени.

Тогда выражение (11.43) с учетом (11.47) и (11.49) записывается следующим образом:

$$\begin{aligned} \gamma_t &= 0,01615 \cdot (t - \vartheta)^{0,116} \cdot 2,67643 (\tau/\tau_{f,st})^{2,285} = \\ &= 0,043224 \cdot (t - \vartheta)^{0,116} (\tau/\tau_{f,st})^{2,285} \end{aligned} \quad (11.50)$$

Здесь функция уровня касательного напряжения удовлетворяет условию: $f(\tau/\tau_{f,st} = 0,65) = 1$.

Используя данные о параметрах сопротивления грунта сдвигу (см. табл. 11.6), выражение (11.50) примет следующий окончательный вид:

$$\gamma_t = 0,043224 (t - \vartheta)^{0,116} \left(\frac{\tau}{\sigma_z \cdot \text{tg} 15^\circ 30' + 0,041} \right)^{2,285} \quad (11.51)$$

На рис. 11.10 штрихтреугольниками показаны кривые ползучести, построенные по выражению (11.51). Там же штриховыми линиями изображены кривые, определенные по соотношению

$$\gamma_t = \omega(t - \vartheta, \sigma_z) \cdot f(\tau) = A(\sigma_z)(t - \vartheta)^m f(\tau) = \left(0,00091 + \frac{0,6606}{(10\sigma_z)^{2,5} + 10,05} \right) (t - \vartheta)^{0,117} (10\tau)^{2,205} \quad (11.52)$$

полученному на основании аппроксимации всех трех семейств кривых ползучести (см. рис. 11.10) по методу, подробно рассмотренному при определении параметров ползучести киевской глины (см. п. 11.3).

Из сопоставления выражений (11.51) и (11.52) следует, что их сложность одного порядка, а результаты аппроксимации семейств экспериментальных кривых ползучести по этим выражениям мало отличаются друг от друга. Следовательно, соотношение (11.45) может быть успешно применено для определения деформации ползучести простого сдвига глинистых грунтов с учетом изменчивости σ_z и решения практических задач (см. п. 11.7).

Простота и большое преимущество изложенного метода определения уравнения ползучести глинистых грунтов с учетом изменчивости их состояния — влияния σ_z по сравнению с рассмотренным в п. 11.3 способом не оставляет никакого сомнения.

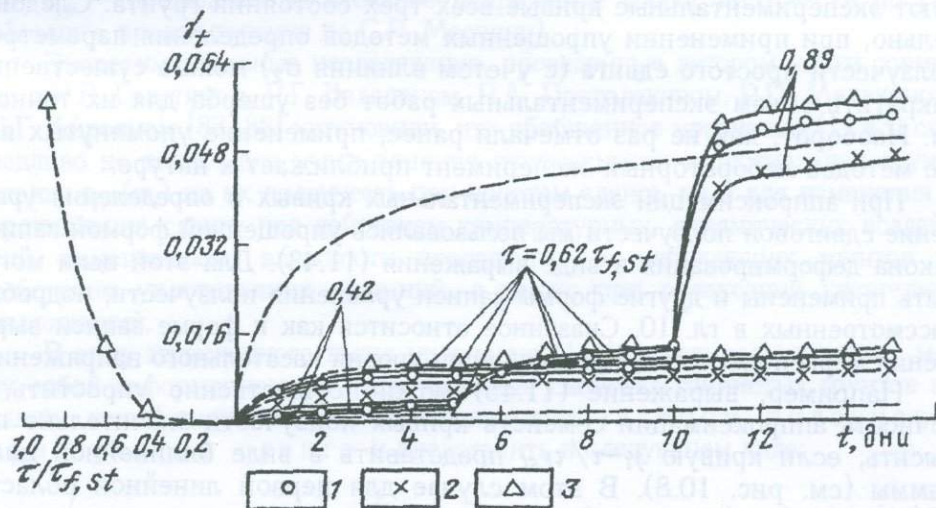


Рис. 11.11. Результаты испытания образцов-близнецов грунта 46–75 нарушенного сложения на сдвиговую ползучесть под действием равных уровней постоянного $\tau = 0,62 \tau_{f,st}$ и возрастающих ступенями касательного напряжения $\tau = 0,42, 0,62$ и $0,89 \tau_{f,st}$, (после предварительного их уплотнения под давлениями $\sigma_z = 0,15$ (1); $\sigma_z = 0,25$ (2) и $\sigma_z = 0,35$ МПа (3). Определение параметров ползучести по методу двух кривых и построение кривых ползучести для различных $\tau / \tau_{f,st} = const$ (штриховые линии)

Определение параметров ползучести глинистых грунтов при простом сдвиге можно еще больше упростить, если применять методы одного или трех кривых (см. п. 10.5). Хорошей иллюстрацией сказанному могут служить результаты испытания (см. рис. 11.11) глины нарушенного сложения ($\rho_s=2810 \text{ кг/м}^3$; $\rho_0=1850 \text{ кг/м}^3$; $w_0=0,409$; $e_0=1,12$; $w_L=0,555$; $w_P=0,3741$; $I_P=0,181$), полученные автором книги совместно с Р.П. Малакьяном (1976).

В трех различных состояниях грунта ($\sigma_z=0,15$; $0,25$ и $0,35$ МПа) испытаны на ползучесть по четыре образца-близнеца при одном постоянном $\tau/\tau_{f,st}=0,62$ и возрастающих степенями ($\tau/\tau_{f,st}=0,4$; $0,62$ и $0,89$) уровнях касательного напряжения. Опыты полностью подтвердили полученные ранее результаты о независимости сдвиговой ползучести от состояния грунта при равных уровнях касательного напряжения (см. рис. 11.11).

Уравнение сдвиговой ползучести определено методом двух кривых по результатам испытания образцов-близнецов при $\sigma_z=0,35$ МПа. Для $\gamma_t=\gamma_t(\tau, t-\vartheta, \sigma_z)$ получено следующее соотношение:

$$\gamma_t = \omega(t) \cdot f(\tau/\tau_{f,st}) = [0,04 + 0,035 \cdot \lg(t-\vartheta)] \left(\frac{\tau}{\sigma_z \cdot 0,28 + 0,012} \right)^{4,11} \quad (11.53)$$

Кривые ползучести (штриховые линии на рис. 11.11), построенные по полученному выражению, вполне удовлетворительно аппроксимируют экспериментальные кривые всех трех состояний грунта. Следовательно, при применении упрощенных методов определения параметров ползучести простого сдвига (с учетом влияния σ_z) можно существенно сократить объем экспериментальных работ без ущерба для их точности. Наоборот, как не раз отмечали ранее, применение упомянутых выше методов лабораторный эксперимент приближает к натуре.

При аппроксимации экспериментальных кривых и определения уравнение сдвиговой ползучести мы пользовались упрощенной формой записи закона деформирования в виде выражения (11.43). Для этой цели могут быть применены и другие формы записи уравнения ползучести, подробно рассмотренных в гл. 10. Сказанное относится как к форме записи выражения меры ползучести, так и функции уровня касательного напряжения.

Например, выражение (11.45) можно существенно упростить, а точность аппроксимации семейств кривых ползучести значительно повысить, если кривую $\gamma_t - \tau/\tau_{f,st}$ представить в виде билинейной диаграммы (см. рис. 10.8). В этом случае для первой линейной области ($\tau/\tau_{f,st} < \tau_{yp}/\tau_{f,st}$) будем иметь:

$$\gamma_t^I = \omega^I(t-\vartheta)(\tau/\tau_{f,st}), \quad (11.54)$$

а для второй линейной области:

$$\gamma_t^{\text{II}} = \omega^{\text{II}}(t - \vartheta) \left[(\tau - \tau') / \tau_{f, st} \right], \quad (11.55)$$

где $\omega^{\text{I}}(t - \vartheta)$ и $\omega^{\text{II}}(t - \vartheta)$ — меры сдвиговой ползучести двух линейных областей деформирования; $\tau' / \tau_{f, st}$ — отрезок, отсекаемой прямой второго линейного участка зависимости $\gamma - \tau / \tau_{f, st}$ на оси $\tau / \tau_{f, st}$ (см. рис. 10.8).

Когда деформация грунта протекает в соответствии с законом вязкого течения Ньютона (7.4) выражение (11.43) можно записать в следующем виде:

$$\gamma_t = \frac{(t - \vartheta)}{\eta_{v, 0}} (\tau / \tau_{f, st}) \cong K_{\gamma, v, 0} \cdot (t - \vartheta) \cdot (\tau / \tau_{f, st}), \quad (11.56)$$

где $K_{\gamma, v, 0}$ и $\eta_{v, 0}$ — относительная скорость течения и коэффициент вязкости грунта, определяемые по экспериментальной кривой уровень касательного напряжения — относительная скорость течения. Если сдвиговая ползучесть грунта подчиняется закону Бингама — Шведова (7.3) выражение (11.56) принимает следующий вид:

$$\gamma_t = \frac{(t - \vartheta)}{\eta_{v, 0}} \left(\frac{\tau - \tau_{yp}}{\tau_{f, st}} \right) = K_{\gamma, v, 0} \frac{\tau - \tau_{yp}}{\tau_{f, st}} (t - \vartheta), \quad (11.57)$$

где τ_{yp} — предельное касательное напряжение (порог ползучести по Н.Н. Маслову, предел течения по С.Р. Месчану).

Экспериментальные исследования, проведенные автором книги совместно с Р.Р. Галстяном, Р.Г. Бадалянном, Р.А. Постолакяном, Р.П. Малакяном и С.Г. Айрояном [83, 88] установили, что обобщенное уравнение (11.43) справедливо не только для учета влияния изменчивости сопротивления грунтов сдвигу $\tau_{f, st}(\sigma_z)$ на их ползучесть при простом сдвиге, но и для изменения сопротивления сдвигу под действием температурных, динамических воздействий, изменчивости влажности просадочных и набухающих грунтов под действием уплотняющих давлений, а также при релаксации касательных напряжений.

В силу изложенного выше уравнение (11.43), которое связывает между собой деформационные и прочностные свойства глинистых грунтов при сдвиге, имеет силу закона и можно называть законом ползучести при простом сдвиге и представить в следующем виде:

$$\gamma_t = \omega(t - \vartheta) \cdot f \left[\tau / \tau_{f, st}(\sigma_z, t - \vartheta, T^0, a_0, \omega_0, w) \right], \quad (11.58)$$

где T^0 — температура; a_0 — амплитуда колебаний; ω_0 — частота колебаний. Остальные обозначения имеют прежние значения.

Этот закон можно представить как в форме записи теории старения (11.58), так и теории упрочнения и наследственной ползучести

(7.6)–(7.8). Эти соотношения могут быть распространены и на случай сложного напряженно-деформированного состояния грунтов.

11.5. ВЛИЯНИЕ УПЛОТНЯЮЩЕГО ДАВЛЕНИЯ НА СДВИГОВУЮ ПОЛЗУЧЕСТЬ НАБУХАЮЩИХ И ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТОВ

1. В подтверждение сказанному выше ниже приводятся, в качестве примера, результаты исследования сдвиговой ползучести набухающей бентонито-песчаной смеси № 61–86, содержащей (по весу) 60% бентонитовой пудры и 40% песка ($\rho_s=2680$ кг/м³; $w_L=0,959$; $w_P=0,260$; $I_P=0,699$) в двух различных состояниях плотности ρ_0 влажности w_0 и давления свободного набухания $\sigma_{sw,0}$ ($\rho_0=1825$ кг/м³; $w_0=0,150$; $\sigma_{sw,0}=0,3625$; $\rho_0=1844$ кг/м³; $w_0=0,3625$; $\sigma_{sw,0}=0,1335$ МПа).

Таблица 11.8

Результаты определения стандартного сопротивления сдвигу бентонито-грунтовой смеси 61–86

Начальная влажность и условие испытания образцов		Стандартное сопротивление сдвигу $\tau_{f,st}$ (МПа) при p_z (МПа):						
		0,025	0,10	0,25	0,30	0,40	0,45	0,65
$w_0=0,15$	без замачивания	–	–	(0,2081)	–	–	0,2670	(0,345)
	после замачивания	–	–	(0,0628)	–	–	0,1428	(0,203)
$w_0=0,315$	без замачивания	0,0528	(0,0795)	–	(0,1004)	0,1250	–	–
	после замачивания	0,0152	0,0530	–	(0,1064)	0,1266	–	–

Образцы-близнецы испытаны на кручение устройствами М–5 при трехкратном повторении опытов. В каждом начальном состоянии грунта, кроме ρ_0 , w_0 и $\sigma_{sw,0}$ определены стандартное сопротивление образцов сдвигу как при начальной влажности w_0 , так и в водонасыщенном состоянии. В последнем случае образцы-близнецы водонасыщались восходящим потоком воды после приложения и часовой выдержки уплотненного давления p_z .

Результаты определения стандартного сопротивления сдвигу образцов-близнецов грунта 61–86 приведены в табл. 11.8.

На сдвиговую ползучесть при $w_0=0,150$ испытаны четыре серии образцов близнецов под действием $p_z=0,25$ и 0,65 МПа как с сохранением начальной влажности w_0 , так и после полного водонасыщения w_{sat} . При $w_0=0,315$ испытаны три серии образцов-близнецов под действием $p_z=0,1$ и 0,3 МПа, из которых две серии с сохранением начальной влажности w_0 в течение всего эксперимента, а одна серия после полного водонасыщения.

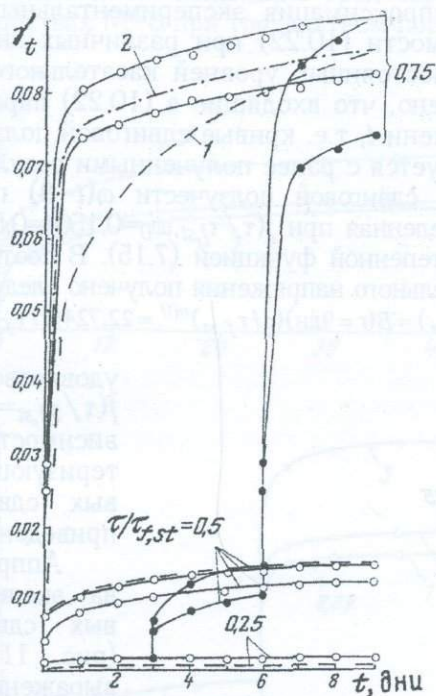


Рис. 11.12. Сводный график предельных кривых γ_t-t бентонито-песчаной смеси № 61-86 различной начальной влажности $w_0=0,150$ и $0,315$, определенный испытанием образцов на кручение под действием постоянных и возрастающих ступенями уровней касательных напряжений как без замачивания, так и с замачиванием при различных давлениях p_z (сплошные линии) и их аппроксимация без учета (1) и с учетом (2) непогодия кривых γ_t-t .
 При $w_0=0,150$ серии образцов испытаны под действием $p_z=0,25$ и $0,65$ МПа, а при $w_0=0,315$, при $p_z=0,1$ и $0,3$ МПа.

Сдвиговая ползучесть каждой из серии образцов-близнецов, обладающих существенно отличными друг от друга начальными свойствами (в табл. 11.8 взяты в скобки) определены при трех равных значениях постоянного и возрастающего ступенями $\tau/\tau_{f,st}=0,25; 0,5$ и $0,75$ уровнях касательного напряжения (рис. 11.12).

В целях сопоставления экспериментальных данных испытания всех семи серий образцов-близнецов, определенных при трех равных значениях уровня касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}$ на рис. 11.12 сплошными линиями показаны две пары экспериментальных кривых γ_t-t , которые характеризуют наибольшие и наименьшие значения деформаций сдвиговой ползучести γ_t .

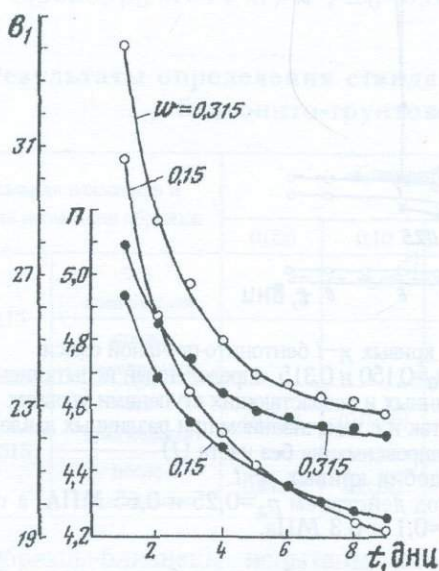
Как видно на рис. 11.12, разброс опытных данных сдвиговой ползучести γ_t набухающего грунта, сопротивление сдвигу образцов-близнецов которого отличаются друг от друга более чем в пять раз (табл. 11.8), а начальная влажность — более чем в два раза, находится в пределах $\pm 10\%$.

Это полностью подтверждает справедливость обобщенного закона сдвиговой ползучести (11.45) для набухающих грунтов [88].

Осуществлена аппроксимация экспериментальных кривых $\gamma-\tau/\tau_{f,st}$ по степенной зависимости (10.22) при различных значениях продолжительности действия постоянных уровней касательного напряжения: $t=1, 2 \dots 9$ дней. Установлено, что входящие в (10.22) параметры B и n являются функциями времени t , т.е. кривые сдвиговой ползучести не подобны, что полностью согласуется с ранее полученными результатами [78, 81].

В качестве меры сдвиговой ползучести $\omega(t-9)$ принята экспериментальная кривая, определенная при $f(\tau/\tau_{f,st}, \omega_0=0,150)=0,5$, аппроксимация которой осуществлена степенной функцией (7.15). В соответствии с этим для функции уровня касательного напряжения получено следующее соотношение

$$f(\tau/\tau_{f,st}) = B(t=9 \text{ дни}) (\tau/\tau_{f,st})^{n(t)} = 22,724 (\tau/\tau_{f,st})^{4,403}, \quad (11.59)$$



удовлетворяющее условию: $f(\tau/\tau_{f,st}=0,5)=1$. Кривые зависимостей $B-t$, $n-t$, характеризующие неподобие кривых сдвиговой ползучести приведены на рис. 11.13.

Аппроксимация семейства экспериментальных кривых сдвиговой ползучести (рис. 11.13) выполнена по выражению (11.45) как без учета, так и с учетом их неподобия. При постоянных значениях B и n ($t=9$ дней) получено следующее обобщенное уравнение сдвиговой ползучести вида (11.43) для $\omega_0=0,150$:

изменяемости во времени параметров B_1 и n выражения (11.59)

$$\begin{aligned} \gamma_t(\omega_0=0,150) &= \omega(t-9) \cdot f(\tau/\tau_{f,st}) = A(t-9)^m B(\tau/\tau_{f,st})^n = \\ &= 0,00099(t-9)^{0,174} \cdot 22,724 (\tau/\tau_{f,st})^{4,403} \end{aligned} \quad (11.60)$$

На рис. 11.13 штриховыми линиями показаны кривые, построенные по выражению (11.60) без учета их неподобия, а штрихпунктиром с учетом неподобия кривых.

2. С целью определения возможности распространения закона сдвиговой ползучести (11.45) на просадочные грунты приведем пример испытания грун-

Рис. 11.13. Графики

та № 50-77 ($\rho_s=2730 \text{ кг/м}^3$; $\rho_0=1540 \text{ кг/м}^3$; $w_0=0,117$; $e=0,96$), отобранного в Таджикистане. Осуществлено испытание трех серий образцов-близнецов на крутильных устройствах М-5 при трехкратном повторении опытов.

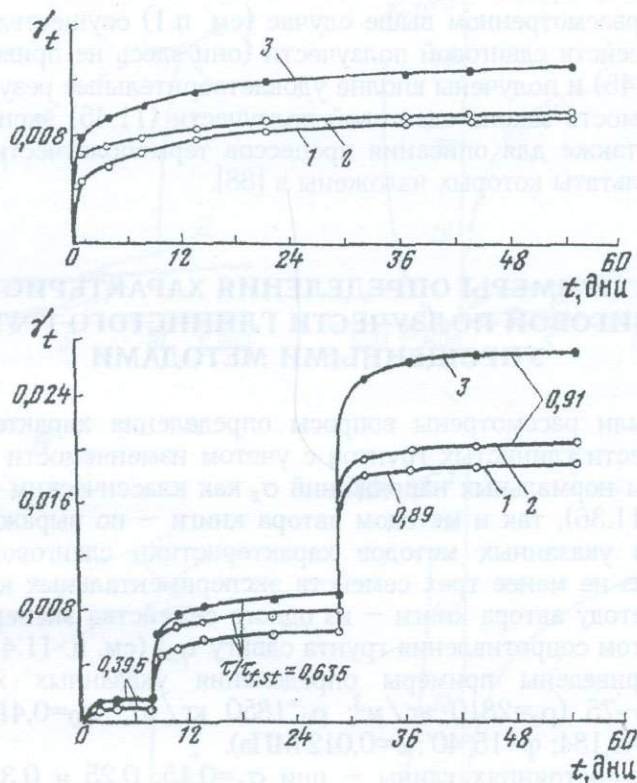


Рис. 11.13. Графики изменяемости во времени параметров v_1 и n выражения (11.59) Рис. 11.14. Семейства экспериментальных кривых сдвиговой ползучести просадочного грунта 50-77, определенные при примерно равных значениях уровней постоянного (а) и возрастающего ступенями (б) касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}$.
 1 - $w = w_0$, $\sigma_z = 0,4 \text{ МПа}$; 2 - $w = w_0$, $\sigma_z = 0,3 \text{ МПа}$; 3 - $w = w_0$, $\sigma_z = 0,7 \text{ МПа}$

Испытание первой серии образцов-близнецов осуществлено при природной влажности $w=w_0$ под действием $\sigma_z=0,4 \text{ МПа}$ ($\tau_{f,st}=0,175 \text{ МПа}$). Образцы-близнецы второй серии испытаны после замачивания под действием $\sigma_z=0,3 \text{ МПа}$ ($\tau_{f,st}=0,08 \text{ МПа}$), а третьей серии - после замачивания под действием $\sigma_z=0,7 \text{ МПа}$ ($\tau_{f,st}=0,254$).

В каждой серии по три образца испытаны на сдвиговую ползучесть под действием постоянного $\tau/\tau_{f,st}=0,64$ и возрастающего ступенями $\tau/\tau_{f,st}=0,4; 0,64$ и $0,9$ уровней касательного напряжения.

На рис. 11.14 приведены экспериментальные кривые сдвиговой ползучести определенные в различных условиях испытания но при равных значениях уровня касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}$. Как видно на рис. 11.14 экспериментальные кривые, определенные при разных значениях $\tau/\tau_{f,st}$ практически

совпадают — их расхождение находится в пределах разброса опытных данных. Это свидетельствует о справедливости для просадочных грунтов закона деформации сдвиговой ползучести (11.45), связывающий между собой касательное напряжение—деформацию сдвига—сопротивление сдвигу (нормальное напряжение)—время.

Как и в рассмотренном выше случае (см. п.1) осуществлено описание всех трех семейств сдвиговой ползучести (они здесь не приведены) по выражению (11.45) и получены вполне удовлетворительные результаты.

Применимость закона сдвиговой ползучести (11.45) экспериментально установлено также для описания процессов термползучести и виброползучести, результаты которых изложены в [88].

11.6. ПРИМЕРЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ХАРАКТЕРИСТИК СДВИГОВОЙ ПОЛЗУЧЕСТИ ГЛИНИСТОГО ГРУНТА УПРОЩЕННЫМИ МЕТОДАМИ

Выше были рассмотрены вопросы определения характеристик сдвиговой ползучести глинистых грунтов с учетом изменяемости их состояния под действием нормальных напряжений σ_z как классическим методом — по выражений (11.36), так и методом автора книги — по выражению (11.43). В первом из указанных методов характеристики сдвиговой ползучести определяют из не менее трех семейств экспериментальных кривых (см. п. 11.3), а по методу автора книги — из одного семейства экспериментальных кривых с учетом сопротивления грунта сдвигу $\tau_{f,st}$ (см. п. 11.4).

Ниже приведены примеры определения указанных характеристик глины № 46–75 ($\rho_s=2810$ кг/м³; $\rho_0=1850$ кг/м³; $\omega_0=0,410$; $\omega_L=0,555$; $\omega_p=0,374$; $I_p=0,184$; $\varphi=15^\circ 40'$; $c=0,012$ МПа).

1. В трех состояниях глины — при $\sigma_z=0,15$; 0,25 и 0,35 МПа определены стандартные сопротивления грунта сдвигу $\tau_{f,st}$ и по две экспериментальных кривых сдвиговой ползучести под действием постоянных и возрастающих ступенями касательных напряжений τ .

В правых частях рис. 11.15, а, б и в сплошными линиями изображены экспериментальные кривые сдвиговой ползучести, а в левых частях тех же рисунков — кривые зависимости $\gamma_t-\tau$, которые построены по ступенчато возрастающим кривым ползучести и аппроксимированы степенным уравнением вида (10.22):

$$\gamma_t = B(\sigma_z)(10\tau)^{n(\sigma_z)} \quad (11.61)$$

и определено выражение функции касательного напряжения вида (10.23):

$$f(\tau) = B_1(10\tau)^n, \quad (11.62)$$

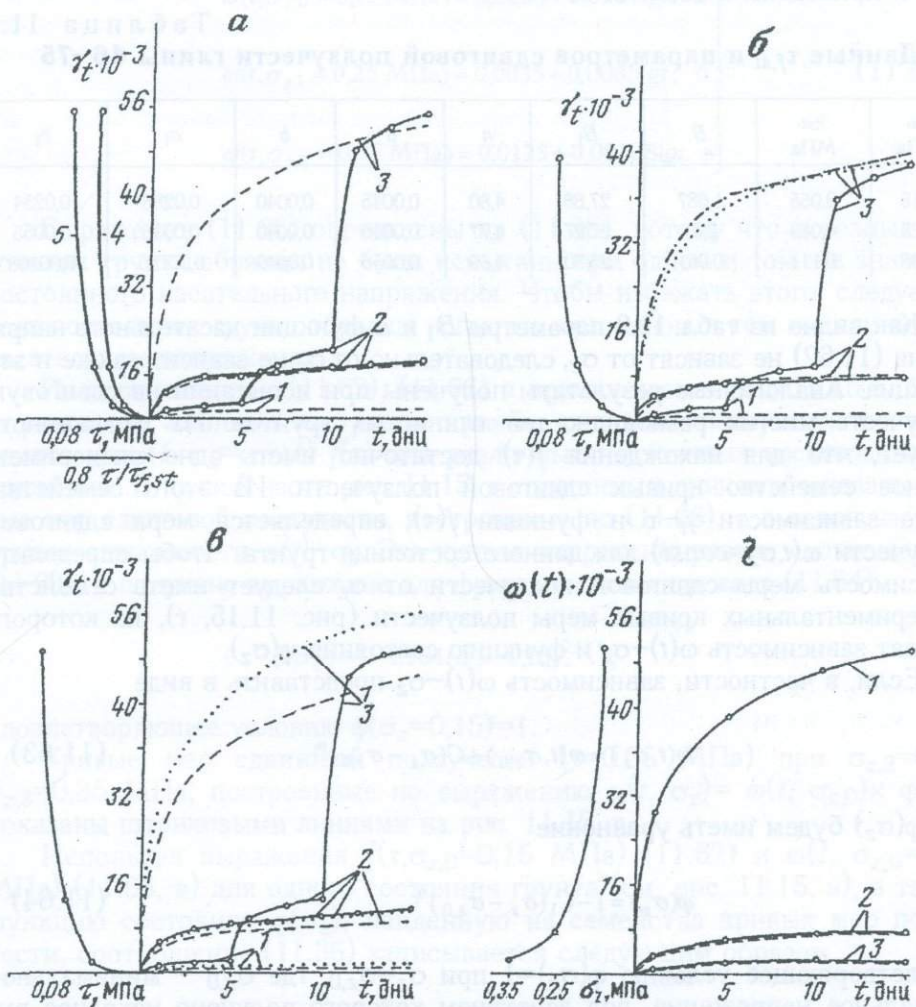


Рис. 11.15. Экспериментальные кривые γ_t-t , $\gamma_t-\tau$ (а, б, в), $\omega(t)-t$, $\omega(t)-\sigma_z$ (г) грунта и № 46-75 (сплошные линии), определенные испытанием образцов в трех различных значения $\sigma_z=0,15, 0,25$ и $0,35$ МПа и аппроксимация (пунктирные и штриховые линии) соответственно выражениями (11.70) и (11.67)
 а - $\sigma_z=0,15$ МПа; 1 - $\tau=0,022$ МПа, $\tau/\tau_{f,st}=0,4$; 2 - $\tau=0,034$ МПа, $\tau/\tau_{f,st}=0,062$; 3 - $\tau=0,049$ МПа; $\tau/\tau_{f,st}=0,89$; 4 - кривая $\gamma_t-\tau$; 5 - кривая $\gamma_t-\tau/\tau_{f,st}$.
 б - $\sigma_z=0,25$ МПа; 1 - $\tau=0,033$ МПа; $\tau/\tau_{f,st}=0,4$; 2 - $\tau=0,0515$ МПа, $\tau/\tau_{f,st}=0,62$; 3 - $\tau=0,74$ МПа; $\tau/\tau_{f,st}=0,89$.
 в - $\sigma_z=0,35$ МПа; 1 - $\tau=0,44$ МПа, $\tau/\tau_{f,st}=0,4$; 2 - $\tau=0,0688$ МПа, $\tau/\tau_{f,st}=0,62$; 3 - $\tau=0,0928$ МПа, $\tau/\tau_{f,st}=0,89$.
 г - $\tau=0,05$ МПа; 1 - $\sigma_z=0,15$ МПа; 2 - $\sigma_z=0,25$ МПа; 3 - $\sigma_z=0,35$ МПа

Здесь за единичное касательное напряжение принято $\tau=0,05$ МПа, поэтому $f(\tau=0,05 \text{ МПа})=1$.

Данные стандартного сопротивления грунта сдвигу $\tau_{f,st}$, параметры B , B_1 и n приведены в табл. 11.9.

Таблица 11.9

Данные $\tau_{f,st}$ и параметров сдвиговой ползучести глины 46–75

σ_z , МПа	$\tau_{f,st}$, МПа	B	B_1	n	a	b	a_1	b_1
0,15	0,055	1,687	27,88	4,80	0,0045	0,0040	0,0286	0,0254
0,25	0,083	2,31	27,27	4,77	0,0040	0,0040	0,0035	0,0055
0,35	0,111	0,061	25,80	4,69	0,0056	0,0049	0,00125	0,00108

Как видно из табл. 11.9 параметры B_1 и n функции касательного напряжения (11.62) не зависят от σ_z , следовательно от σ_z не зависит также и эта функция. Аналогичные результаты получены при испытании на сдвиговую ползучесть многих разновидностей глинистых грунтов. Из изложенного следует, что для нахождения $f(\tau)$ достаточно иметь одно экспериментальное семейство кривых сдвиговой ползучести. Из этого семейства, кроме зависимости $\gamma_t - \tau$ и функции $f(\tau)$, определяется мера сдвиговой ползучести $\omega(t, \sigma_z = \text{const})$ для данного состояния грунта. Чтобы определить зависимость меры сдвиговой ползучести от σ_z следует иметь семейство экспериментальных кривых меры ползучести (рис. 11.15, г), из которого находят зависимость $\omega(t) - \sigma_z$ и функцию состояния $\varphi(\sigma_z)$.

Если, в частности, зависимость $\omega(t) - \sigma_z$ представить в виде

$$\omega(t, \sigma_z) = \omega(t, \sigma_{z,0}) - C(\sigma_z - \sigma_{z,0})^n, \quad (11.63)$$

для $\varphi(\sigma_z)$ будем иметь уравнение

$$\varphi(\sigma_z) = 1 - C_1(\sigma_z - \sigma_{z,0})^n, \quad (11.64)$$

удовлетворяющее условию $\varphi(\sigma_z) = 1$ при $\sigma_z = \sigma_{z,0}$, где $\sigma_{z,0}$ — минимальное нормальное напряжение, под действием которого получено исходное выражение меры сдвиговой ползучести $\omega(t, \sigma_z = \sigma_{z,0})$.

Кривые сдвиговой ползучести, построенные при постоянных нормальных напряжениях $\sigma_z = 0,15; 0,25$ и $0,35$ МПа под действием постоянных касательных напряжений $\tau = 0,034; 0,0515; 0,0688$ МПа (рис. 11.15, а, б и в), аппроксимированные логарифмическими зависимостями

$$\gamma_t(t) = a + b \lg t, \quad (11.65)$$

изображены штриховыми линиями. Параметры a и b выражения (11.65) приведены в табл. 11.9.

С использованием (11.62), (11.65) из (11.36) найдены выражения мер сдвиговой ползучести для трех состояний грунта № 46–75:

$$\left. \begin{aligned} \omega(t, \sigma_{z,0} = 0,15 \text{ МПа}) &= 0,0286 + 0,0254 \lg t; \text{ а} \\ \omega(t, \sigma_{z,1} = 0,25 \text{ МПа}) &= 0,0035 + 0,0035 \lg t; \text{ б} \\ \omega(t, \sigma_{z,2} = 0,35 \text{ МПа}) &= 0,0125 + 0,00108 \lg t. \text{ в} \end{aligned} \right\} (11.66)$$

Выражения (11.66) определены из (11.36), потому что в разных состояниях грунта образцы не были испытаны при одном и том же значении постоянного касательного напряжения. Чтобы избежать этого, следует во всех состояниях грунта образцы испытать при одном и том же единичном касательном напряжении.

По соотношениям (11.62), (11.66) в правых частях рис. 11.15 а, б и в штриховыми линиями построены кривые сдвиговой ползучести по выражению $\gamma_t = \omega(t, \sigma_z = \text{const}) f(\tau)$ для различных постоянных касательных напряжений. В правой части рис. 11.15, г сплошными линиями показаны кривые мер сдвиговой ползучести, построенные по (11.66), а в левой части — кривая зависимости $\omega(t) - \sigma_z$. Эта кривая аппроксимирована соотношением (11.63), и получено выражение для функции состояния вида (11.64)

$$\varphi(\sigma_z) = 1 - 1,194(\sigma_z - 0,15)^{0,137},$$

удовлетворяющее условию $\varphi(\sigma_z = 0,15) = 1$.

Кривые мер сдвиговой ползучести ($\tau = 0,05$ МПа) при $\sigma_{z,2} = 0,25$; $\sigma_{z,3} = 0,35$ МПа, построенные по выражению $\omega(t, \sigma_z) = \omega(t, \sigma_{z,0}) \times \varphi(\sigma_z)$, показаны штриховыми линиями на рис. 11.15, г.

Используя выражения $f(\tau, \sigma_z = 0,15 \text{ МПа})$ (11.62) и $\omega(t, \sigma_z = 0,15 \text{ МПа})$ (11.66, а) для одного состояния грунта (см. рис. 11.15, а), а также функцию состояния $\varphi(\sigma_z)$, найденную из семейства кривых мер ползучести, соотношение (11.36) записывается следующим образом

$$\begin{aligned} \gamma_t(t, \tau, \sigma_z) &= \varphi(\sigma_z) \omega(t, \sigma_z = 0,15 \text{ МПа}) f(\tau, \sigma_z = 0,15 \text{ МПа}) = \\ &= [1 - 1,194(\sigma_z - 0,15)^{0,137}] [0,0286 + 0,0254 \lg t] 17,88(10\tau)^{4,8}. \end{aligned} \quad (11.67)$$

Получены выражения сдвиговой ползучести по соотношению (11.67) при $\sigma_z = 0,25$ и $0,35$ МПа для разных значений постоянного касательного напряжения. Построенные по этим выражениям кривые практически полностью совпадают с кривыми, построенными по методу двух экспериментальных кривых в этих состояниях грунта (штриховые линии на рис. 11.15, б и в).

2. Для описания всех трех семейств экспериментальных кривых воспользуемся обобщенным законом сдвиговой ползучести (11.43), выражением меры ползучести (11.65) и функцией уровня касательного напряже-

ния $f(\tau/\tau_{f,st})=(\tau/\tau_{f,st})^n$.

В (11.43) $\omega(t)$ — мера единичного уровня касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}=1$. Как было сказано выше, она является фиктивной и служит только для определения сдвиговой ползучести при $\tau/\tau_{f,st}<1$.

Для определения выражения обобщенного закона сдвиговой ползучести (11.43), как было сказано выше, достаточно иметь одно экспериментальное семейство сдвиговой ползучести и величину стандартного сопротивления грунта сдвигу $\tau_{f,st}$.

В рассмотренном примере для определения выражения (11.43) воспользуемся семейством кривых сдвиговой ползучести, определенного при $\sigma_z=0,15$ МПа (рис. 11.15, а), где одна экспериментальная кривая определена при постоянном уровне касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}=0,62$, а вторая — при возрастании $\tau/\tau_{f,st}$ ступенями $\tau/\tau_{f,st}=0,4; 0,62$ и $0,89$.

В левой части рис. 11.15, а построена кривая зависимости $\gamma_t-\tau/\tau_{f,st}$ и получено следующее выражение для функции $f(\tau/\tau_{f,st})$:

$$f(\tau/\tau_{f,st})=(\tau/\tau_{f,st})^{4,8}. \quad (11.68)$$

Используя аппроксимацию кривой ползучести при $\tau/\tau_{f,st}=0,62$ и выражение (11.65), параметры которого приведены в таб. 11.9, и функцию (11.68) определено выражение меры единичного уровня касательного напряжения:

$$\omega(t, \tau/\tau_{f,st}=1)=0,045+0,041\text{gt}. \quad (11.69)$$

Выражение (11.43) с учетом (11.68) и (11.69) записывается в следующем виде:

$$\gamma_t=\omega(t)f(\tau/\tau_{f,st})=[0,045+0,041\text{gt}](\tau/\tau_{f,st})^{4,8}. \quad (11.70)$$

Кривые сдвиговой ползучести, построенные по выражению (11.70) для всех трех состояний грунта № 46–75 при трех уровнях касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}=0,4; 0,62$ и $0,89$ в правых частях рис. 11.15, а, б и в изображены пунктирными линиями или же они полностью совпадают со штриховыми линиями.

Из изложенного следует, что рассмотренные выше простейшие модели нелинейной сдвиговой ползучести глинистых грунтов (11.43) и (11.36) как по сложности, так и по результатам аппроксимации экспериментальных кривых практически не отличаются друг от друга. Вместе с тем соотношение (11.43) имеет значительное преимущество по сравнению с (11.36). Это преимущество выражается в том, что количество опытов на сдвиговую ползучесть доведено до минимума, а определение сопротивления грунтов является обязательным в лабораторной практике при определении любых механических свойств грунтов.

Рассмотренные выше модели отличаются ясностью подхода к реше-

нию проблемы, исключительной простотой как по виду, так и по методам нахождения небольшого числа параметров и точностью аппроксимации опытных данных. Применение упрощенных методов одной или двух экспериментальных кривых для определения сдвиговой ползучести глинистых грунтов существенно сокращает объем работ и делает их доступными для широкого применения в лабораторной практике.

11.7. ПРИМЕРЫ ПРИЛОЖЕНИЯ ОБОБЩЕННОГО УРАВНЕНИЯ СДВИГОВОЙ ПОЛЗУЧЕСТИ (11.43) ДЛЯ РЕШЕНИЯ ПРАКТИЧЕСКИХ ЗАДАЧ

В целях иллюстрации практического применения обобщенного уравнения ползучести глинистых грунтов при простом сдвиге (11.43) для решения практических задач рассмотрим простейшие примеры определения скоростей смещения грунтовой толщи (рис. 11.16) в допредельном состоянии под действием собственного веса, расположенной на неподвижной наклонной поверхности. Эта задача впервые рассмотрена и решена Н.Н. Масловым [58, 59] для случаев деформирования глинистых грунтов в соответствии с законами вязкого течения Ньютона (7.4) и вязко пластического деформирования Бингами (7.3) (рис. 11.17).

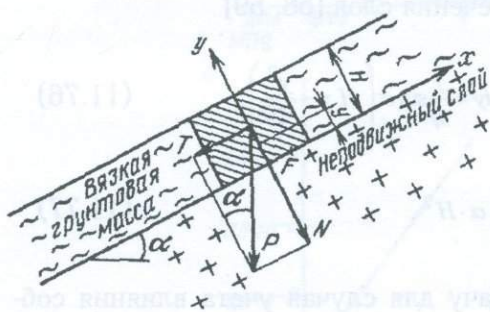


Рис. 11.16. Схема к решению задачи о скорости течения слоя вязкой грунтовой массы, расположенного на наклонной поверхности

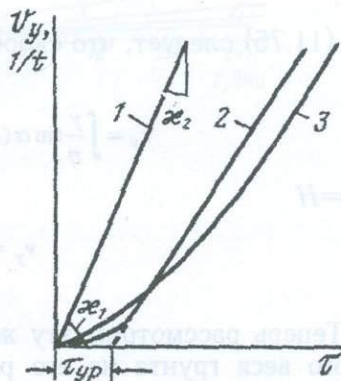


Рис. 11.17. Реологические кривые вязкой жидкости Ньютона (1), Бингама-Шведова (2) и тела, обладающего свойством нелинейной скорости деформирования (3). τ_{yp} - предел текучести (предельное напряжение сдвига)

1. Течение грунта подчиняется закону Ньютона (7.4). Согласно рис. 11.16 масса элементарного блока слоя грунта с сечением основания A вызывает силу

$$P = \gamma(H - y)A, \quad (11.71)$$

а касательное (сдвигающее блок) усилие

$$T = P \sin \alpha . \quad (11.72)$$

Подставляя P из (11.71) в (11.72) и разделяя полученное на A , будем иметь выражение сдвигающего (касательного) напряжения

$$\tau = \gamma(H - y) \sin \alpha , \quad (11.73)$$

где H — мощность слоя; y — текущая координата; α — угол наклона наклонной поверхности к горизонту; γ — объемный вес грунта (в МН/м^3).

Имея в виду, что согласно (2.13) $dy_t = ds/dy$, реологическое уравнение вязкого течения (7.4) приводим к виду

$$\tau = \eta \frac{dy_t}{dt} = \eta \frac{ds_y}{dt dy} = \eta \frac{dv_y dt}{dt dy} = \eta \frac{dv_y}{dy} \quad (11.74)$$

и, подставляя в (11.73), получим:

$$\gamma(H - y) \sin \alpha = \eta \frac{dv_y}{dy} . \quad (11.75)$$

Из (11.75) следует, что скорость течения слоя [58, 59]

$$v_y = \int \frac{\gamma}{\eta} \sin \alpha (H - y) dy = \frac{\gamma}{\eta} \sin \alpha \left(Hy - \frac{y^2}{2} \right) , \quad (11.76)$$

а при $y=H$

$$v_y = \frac{\gamma}{2\eta} \sin \alpha \cdot H^2 . \quad (11.77)$$

2. Теперь рассмотрим эту же задачу для случая учета влияния собственного веса грунта на его реологические свойства. Для этого выражение (11.69) запишем в следующем виде [85]:

$$\tau / \tau_f = \eta_0 \frac{dv_y}{dy} \quad (11.78)$$

или

$$dv_y = \frac{\tau}{\tau_f \cdot \eta_0} dy . \quad (11.79)$$

Нормальное к наклонной плоскости напряжение σ равно:

$$\sigma = (P \cdot \cos \alpha) / A = \gamma(H - y) \cos \alpha , \quad (11.80)$$

а сопротивление грунта сдвигу

$$\tau_f = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + c = \gamma(H - y) \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi + c. \quad (11.81)$$

Теперь, имея в виду (11.73) и (11.75), из (11.79) получим

$$dv_y = \frac{\gamma(H - y) \sin \alpha}{\eta_0 [\gamma(H - y) \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi + c]} dy. \quad (11.82)$$

Выполняя интегрирование (11.82) с учетом краевых условий получим следующее выражение для скорости деформирования слоя грунта:

$$v_y = \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\eta_0 \cdot \operatorname{tg} \varphi} \left[y + \frac{c}{\gamma \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi} \ln \frac{H - y + c / (\gamma \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi)}{H + c / (\gamma \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi)} \right], \quad (11.83)$$

удовлетворяющая условию $v_{y=0} = 0$.

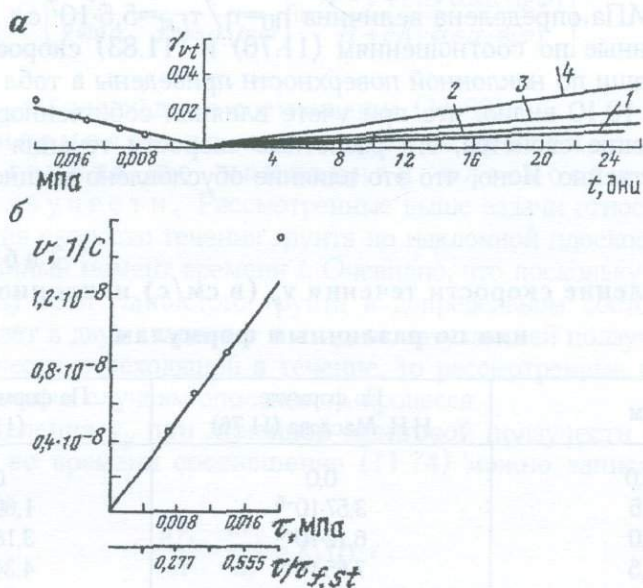


Рис. 11.18. Экспериментальное семейство кривых течения ила из Архангельска, выделенное из семейства кривых сдвиговой ползучести, кривая зависимости $\dot{\gamma}_{vt} - \tau$ (а) и реологическая кривая $v - \tau (v - \tau / \tau_{f, st})$ (б).

1 - $\tau = 0,0069$ МПа; 2 - $\tau = 0,01$ МПа; 3 - $\tau = 0,0138$ МПа; 4 - $\tau = 0,0207$ МПа

Для сопоставления выражений (11.76) и (11.83), определим скорости течения слоя грунта мощностью $H=10$ м, расположенного на неподвижной поверхности, наклоненной к горизонту под углом $\alpha=8^{\circ}30'$ (см. рис.

11.16), для $y=0; 2,5; 5,0; 7,5$ и 10 м. Для этого использованы результаты испытания на сдвиговую ползучесть кольцевых образцов перемятого ила из Архангельска ($\rho_s=2700$ кгс/м³=0,0270 МН/м³, $\rho=0,0173$ МН/м³; $\omega=0,492$; $e=1,31$). По методу затухающих деформации сдвига – по ГОСТ 12248-78 определено сопротивление грунта сдвигу ($\varphi=15^\circ 30'$; $\operatorname{tg}\varphi=0,268$; $c=0,02$ МПа; $\tau_{f,st}=0,0289$ МПа).

Сдвиговая ползучесть исследована на образцах-близнецах, предварительно уплотненных под давлением $\sigma_z=0,05$ МПа в течение 55 дней, при четырех постоянных уровнях крутящего момента $M_{tor}/M_{tor,lim}=0,3; 0,5; 0,7$ и $0,9$, соответствующим следующим значениям касательного напряжения $\tau=0,0068; 0,01; 0,0138$ и $0,0207$ МПа.

Результаты опытов представлены в виде семейства кривых течения. Установлено, что при любых из указанных выше значениях касательного напряжения, зависимость $\tau=f(\gamma_t)$ подчиняется линейному закону (рис. 11.18, а) и $\tau_{yp}=0$.

Определена скорость течения грунта при $\tau=0,0138$ МПа: $v=0,00075$ 1/день= $0,87 \cdot 10^{-8}$ 1/с, ее значение при единичном напряжении $\tau=1$ МПа $K_{\gamma_v}=0,00543$ 1/день= $0,63 \cdot 10^{-7}$ 1/с и коэффициент вязкости $\eta=\tau/v=0,0138/0,00075=18,4$ МПа·день= $0,159 \cdot 10^7$ МПа·с. С учетом $\tau_{f,st}=0,0289$ МПа определена величина $\eta_0=\eta/\tau_{f,st}=5,5 \cdot 10^7$ с.

Вычисленные по соотношениям (11.76) и (11.83) скорости движения грунтовой толщи по наклонной поверхности приведены в табл. 11.10.

Из табл. 10.10 видно, что при учете влияния собственного веса грунта на реологические свойства, его расчетные скорости течения уменьшаются весьма существенно. Ясно, что это влияние обусловлено мощностью наклонного слоя.

Таблица 11.10

**Определение скорости течения v_y (в см/с) наклонного слоя
ила по различным формулам**

$H_y, \text{м}$	По формуле Н.Н. Маслова (11.76)	По формуле автора (11.83)
0,0	0,0	0,0
2,5	$3,57 \cdot 10^{-6}$	$1,69 \cdot 10^{-6}$
5,0	$6,12 \cdot 10^{-6}$	$3,18 \cdot 10^{-6}$
7,5	$7,65 \cdot 10^{-6}$	$4,34 \cdot 10^{-6}$
10,0	$8,17 \cdot 10^{-6}$	$4,91 \cdot 10^{-6}$

3. Течение грунта подчиняется закону Бингама (7.3). Для этого случая Н.Н. Масловым [59, 60] получено следующее выражение для скорости течения грунтовой толщи по наклонной поверхности с учетом (11.73):

$$v_y = \frac{\gamma}{\eta} (H_y - y^2/2) (\sin \alpha - \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi_w) - \frac{c_e}{\eta} y. \quad (11.84)$$

При выражении касательного напряжения через его уровень τ/τ_f отношение (7.3) следует записать в виде

$$\tau/\tau_f = \tau_{yp}/\tau_f + \eta_0 \frac{dv_y}{dy}, \quad (11.85)$$

или с учетом (11.73) и (11.81):

$$dv_y = \frac{\tau - \tau_{yp}}{\tau_f \cdot \eta_0} dy = \frac{\gamma(H-y)\sin\alpha - \tau_{yp}}{\eta_0[\gamma(H-y)\cos\alpha \cdot \operatorname{tg}\varphi + c]} dy. \quad (11.86)$$

где $\tau_{yp} = \sigma \cdot \operatorname{tg}\varphi_w + c_c$

Из интегрирования (11.86) с учетом соответствующих краевых условий получим следующее выражение для определения скорости перемещения слоя грунта по наклонной плоскости:

$$v_y = \frac{\operatorname{tg}\alpha}{\eta_0 \operatorname{tg}\varphi} \left[y + \left(\frac{\tau_{yp}}{\gamma \sin\alpha} + \frac{c}{\gamma \cos\alpha \cdot \operatorname{tg}\varphi} \right) \ln \frac{H-y+c/(\gamma \cos\alpha \cdot \operatorname{tg}\varphi)}{H+c/(\gamma \cos\alpha \cdot \operatorname{tg}\varphi)} \right], \quad (11.87)$$

которое при $\tau_{yp}=0$ переходит в соотношение (11.83).

4. Изменяемость во времени скорости перемещения слоя грунта по наклонной плоскости при линейной ползучести. Рассмотренные выше задачи относились к случаю определения скорости течения грунта по наклонной плоскости в некоторый фиксированный момент времени t . Очевидно, что поскольку деформация сдвиговой ползучести глинистого грунта в допредельном состоянии (τ/τ_f) обычно протекает в двух стадиях — в стадиях затухающей ползучести и затухающей ползучести переходящей в течение, то рассмотренные выше задачи относятся к частным случаям оползневого процесса.

Для определения v_y при линейной сдвиговой ползучести с учетом ее изменяемости во времени соотношение (11.74) можно записать в следующем виде:

$$\frac{d\gamma_t}{dt} = \frac{dv_y}{dy} = K_\gamma(t) \cdot \tau, \quad (11.88)$$

где $K_\gamma(t)$ — изменяемость скорости относительной деформации сдвига во времени при единичном касательном напряжении $\tau=1$:

$$K_\gamma(t) = \frac{d\gamma_t}{dt} / \tau = \frac{d\omega(t)}{dt}. \quad (11.89)$$

Отметим, что кривые меры ползучести $\omega(t-\vartheta)$ при $\vartheta=0$, определяемые

при единичном касательном напряжении $\tau=1$ или при единичном уровне касательного напряжения $\tau/\tau_{f,ст}=1$ можно описать как при раздельном рассмотрении указанных выше стадии ползучести по выражению вида (7.11):

$$\omega(t) = C_0 [1 - \exp(-\Delta_0 t)] + K_{\gamma_v} \cdot t, \quad (11.90)$$

так и без такого разделения, например, степенной функцией вида (11.33):

$$\omega(t) = A \cdot t^m, \quad (11.91)$$

где все обозначения имеют прежние значения.

Из решения (11.88) с учетом (11.73), (11.80), (11.89) и (11.90) для v_y будем иметь следующее соотношение:

$$v_y = (C_2 \cdot e^{-\Delta_0 t} + C_3) (Hy - y^2 / 2), \quad (11.92)$$

где $C_2 = \gamma C_1 \cdot \sin \alpha$; $C_1 = C_0 \cdot \Delta_0$; $C_3 = \gamma \cdot \sin \alpha \cdot K_{\gamma}$,

При представлении выражения меры ползучести в виде (11.91), вместо (11.92) будем иметь:

$$v_y = \frac{A_1 \gamma}{t^{m_1}} \sin \alpha (Hy - y^2 / 2), \quad (11.93)$$

где $A_1 = A \cdot m$; $m_1 = m - 1$.

5. В случае выражения сдвигающего напряжения через уровень касательного напряжения τ/τ_f соотношение (11.88) записывается в следующем виде:

$$\frac{d\gamma_t}{dt} = \frac{dv_y}{dy} = K_{\gamma,0}(t) (\tau/\tau_f), \quad (11.94)$$

где $K_{\gamma,0}(t) = \text{tg} \chi_2(t)$ — переменная во времени относительная скорость сдвиговой ползучести грунта при единичном уровне касательного напряжения $\tau/\tau_f=1$ (см. рис. 11.17).

Выражение (11.94) с учетом (11.73) и (11.80) записывается следующим образом:

$$dv_y = \frac{\gamma(H-y) \sin \alpha}{\gamma(H-y) \cos \alpha \cdot \text{tg} \varphi + c} K_{\gamma,0}(t) dy, \quad (11.95)$$

где, например, из (11.91) будем иметь

$$K_{\gamma,0}(t) = \frac{d\omega(t)}{dt} = A_1 \cdot t^{-m_1}. \quad (11.96)$$

Тогда из (11.95) следует:

$$dv_y = \frac{\gamma(H-y)\sin\alpha}{\gamma(H-y)\cos\alpha \cdot \operatorname{tg}\varphi + c} A_1 \cdot t^{-m_1} \cdot dy. \quad (11.97)$$

Из решения (11.97) с учетом соответствующих граничных условий получим следующее выражение для v_y :

$$v_y = \frac{A_1 \operatorname{tg}\alpha}{\operatorname{tg}\varphi \cdot t^{m_1}} \left[y + \frac{c}{\gamma \cdot \operatorname{tg}\varphi \cos\alpha} \ln \frac{H-y+c(\gamma \cdot \operatorname{tg}\varphi \cos\alpha)}{H+c(\gamma \cdot \operatorname{tg}\varphi \cos\alpha)} \right]. \quad (11.98)$$

Выражения (11.83) и (11.98) отличаются друг от друга тем, что в (11.98) коэффициент вязкости заменен выражением $K_{\gamma,0}(t) = A_1 / t^{m_1}$. Следовательно, если для аппроксимации кривой меры ползучести использовать соотношение (11.90), то в (11.95) вместо $K_{\gamma,0}(t)$ следует записать:

$$K_{\gamma,0}(t) = C_1 \cdot \exp(-\Delta_0 \cdot t) + K_{\gamma,0}. \quad (11.99)$$

где $C_1 = C_0 \cdot \Delta_0$.

6. Определение скорости перемещения слоя грунта по наклонной поверхности при нелинейной ползучести. В наиболее общем случае зависимости $\tau-\gamma$ и $\tau-d\gamma/dt$ (см. рис. 10.14) являются нелинейными. В связи с этим представляет большой практический интерес определение скорости деформирования грунтовой толщи по наклонной поверхности с учетом нелинейной сдвиговой ползучести. Для решения этой задачи зависимость $\tau-d\gamma/dt$ можно записать в следующей форме:

$$\frac{d\gamma}{dt} = \frac{dv_y}{dy} = K_{\gamma}(t) \cdot \tau^n, \quad (11.100)$$

где, как и ранее, $K_{\gamma}(t)$ скорость деформации во времени t сдвиговой ползучести при единичном касательном напряжении $\tau=1$, представляемой на пример выражениями (11.96) и (11.99).

Соотношение (11.100) с учетом (11.75), (11.80), (11.96) принимает вид:

$$\frac{dv_y}{dy} = A_1 t^{-m_1} [\gamma(H-y)\sin\alpha]^n, \quad (11.101)$$

откуда следует

$$v_y = A_1 t^{-m_1} (\gamma \cdot \sin\alpha)^n \int (H-y)^n dy = A_2 t^{-m_1} \left[-(H-y)^{n+1} \right] + c, \quad (11.102)$$

где

$$A_2 = \frac{A_1 (\gamma \cdot \sin \alpha)^n}{n+1}. \quad (11.103)$$

Постоянная интегрирования C определяется из условия $v_y=0$ при $y=0$:

$$C = A_2 t^{-m_1} H^{n+1}, \quad (11.104)$$

тогда

$$v_y = A_2 t^{-m_1} [H^{n+1} - (H-y)^{n+1}]. \quad (11.105)$$

Нетрудно видеть, что (11.76) является частным случаем соотношения (11.105). Действительно, если учесть, что $A_1=1/\eta$, то при $n=1$ и $t=1$ из (11.105) получим (11.76).

Если при решении рассматриваемой задачи вместо (11.91) использовать (11.90), то для определения v_y получим выражение:

$$v_y = \frac{C_1 \cdot \exp(-\Delta_0 t) + K_{\gamma,0}}{n+1} (\gamma \cdot \sin \alpha)^n [H^{n+1} - (H-y)^{n+1}]. \quad (11.106)$$

7. Теперь рассмотрим решение этой же задачи с учетом влияния собственного веса грунта на его реологические свойства. Для этого соотношение (11.100) запишем в следующем виде:

$$\frac{dv_y}{dy} = K_{\gamma,0}(t) (\tau/\tau_f)^n. \quad (11.107)$$

Учитывая (11.73), (11.96) и (11.81) выражение (11.107) примет следующий вид:

$$\frac{dv_y}{dy} = A_1 t^{-m_1} \left[\frac{\gamma(H-y)\sin\alpha}{\gamma(H-y)\cos\alpha \cdot \operatorname{tg}\varphi + c} \right]^n = A_1 t^{-m_1} A_3^n \left[\frac{H-y}{A_4(H-y)+c} \right]^n, \quad (11.108)$$

где

$$\left. \begin{aligned} A_3 &= \gamma \cdot \sin \alpha; \\ A_4 &= \gamma \cdot \operatorname{tg} \varphi \cos \alpha \end{aligned} \right\} \quad (11.109)$$

Выражение (11.108) можно записать в следующем виде:

$$\int_0^{v_{\max}} dv_y = A_1 t^{-m_1} A_3^n \int_0^{y_{\max}} \left[\frac{H-y}{A_4(H-y)+c} \right]^n dy, \quad (11.110)$$

откуда следует

$$v_y = A_1 A_3^n t^{-m_1} \int_0^y \left[\frac{H-y}{A_4(H-x)+c} \right]^n dx, \quad (11.111)$$

где $0 \leq x \leq y$, $0 \leq y \leq y_{\max}$.

В случае, когда $c=0$ из (11.111) получим следующее простое выражение для скорости деформирования слоя грунта по наклонной поверхности:

$$v_y = A_1 A_3^n t^{-m_1} \cdot y / A_4^n. \quad (11.112)$$

Если в отличие от (11.96) в качестве меры скорости ползучести грунта при сдвиге использовать выражение (11.99), то вместо (11.111) будем иметь:

$$v_y = [C_1 \cdot \exp(-\Delta \cdot t) + K\gamma_{v,0}] A_3^n \int_0^{y_{\max}} \left[\frac{H-y}{A_4(H-x)+c} \right]^n dx. \quad (11.113)$$

В (11.113) обозначения прежние.

Входящие в приведенные выше, выражения параметры сдвиговой ползучести и скоростей деформирования слоя глинистого грунта определяют из семейства кривых ползучести. Ниже, в качестве примера, приведены результаты определения параметров ползучести выражений (11.105) и (11.111) из семейства экспериментальных кривых сдвиговой ползучести глины 4-74 ($\rho_s=2610$ кг/м³; $\rho=1660$ кг/м³; $\gamma=0,0174$ МН/м³; $\omega=0,348$; $c=0,041$ МПа; $\varphi=15^\circ 30'$; $\operatorname{tg}\varphi=0,268$).

Указанное семейство кривых (рис. 11.19) получено от испытания серии образцов-близнецов при $\sigma_z=0,5$ МПа под действием трех постоянных значений касательного напряжения $\tau=0,051$; $0,083$ и $0,117$ МПа, соответственно равным трем постоянным уровням касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}=0,40$; $0,65$ и $0,92$.

Для определения параметров сдвиговой ползучести получено следующее выражение функции касательного напряжения ($t=16$ дней):

$$f(\tau) = \tau^n = \tau^{2,229}, \quad (11.114)$$

кривая ползучести при $\tau=0,083$ МПа аппроксимирована степенной зависимостью

$$\gamma_1(\tau=0,083 \text{ МПа}, \tau/\tau_{f,st}=0,65) = A \cdot t^m = 0,01761 t^{0,11} \quad (11.115)$$

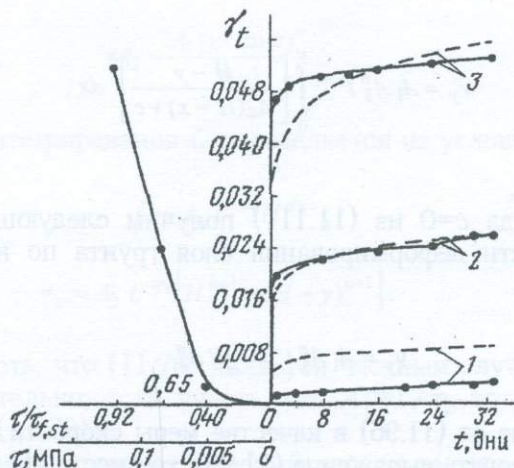


Рис. 11.19. Семейство экспериментальных кривых сдвиговой ползучести киевской глины природного сложения (сплошные линии в правой части рисунка), их аппроксимация (штриховые линии) и кривая $\gamma_t - \tau$ ($\gamma_t - \tau / \tau_{f,st}$), определенные при $\sigma_z = 0,3$ МПа:
 1 - $\tau = 0,051$ МПа, $\tau / \tau_{f,st} = 0,4$; 2 - $\tau = 0,083$ МПа, $\tau / \tau_{f,st} = 0,65$; 3 - $\tau = 0,117$ МПа, $\tau / \tau_{f,st} = 0,92$.

Уравнение меры сдвиговой ползучести (при $\tau = 1$ МПа) определено из следующего соотношения

$$\omega(t) = \frac{At^m}{\tau^n} = \frac{0,01761 t^{0,11}}{0,083^{2,229}} = 4,52 t^{0,11}, \quad (11.116)$$

а для $K_\gamma(t)$ получено выражение:

$$K_\gamma(t) = \frac{d\omega(t)}{dt} = A_1 \cdot t^{-m_1} = 0,49522 t^{-0,89}. \quad (11.117)$$

Таким образом, установлено, что в (11.105) $A_1 = 0,49522$; $n = 2,229$ и $m_1 = -0,89$.

Мера ползучести (11.116) и скорость меры ползучести (11.117) определены для единичного касательного напряжения. Поскольку $\tau = 1$ МПа $\gg \tau_{f,st}$ является фиктивным соотношением, используемым для определения скоростей сдвиговой ползучести при любых значениях $\tau < \tau_{f,st}$.

Анализ выражениям (11.105) показывает, что нелинейность деформации сдвиговой ползучести оказывает весьма существенное влияние на величину скорости движения слоя грунта по наклонной поверхности. Например, если принять, что в (11.105) $n = 0,5$; $1,0$ и $2,229$, то при всех приведенных выше равных условиях для $y = H = 10$ м $t = 1$ день соответственно получим следующие значения скорости ползучести: $v_{y=10 \text{ м}} = 57,3$; $7,47$ и $0,063$ см/день. Вместе с тем, если в качестве меры сдвиговой ползучести использовать

кривую, соответствующую $\tau=0,01 \text{ МПа}=0,1 \text{ кгс/см}^2=1 \text{ тс/м}^2$, когда между τ и γ_t практически существует линейная зависимость. По мере уменьшения n , в отличие от изложенного выше, имеет место снижение скорости ползучести грунтового слоя по наклонной плоскости. Например, для приведенных выше параметров сдвиговой ползучести при $y=H=10 \text{ м}$, $t=1 \text{ день}$ и $n=0,5$; $1,0$ и $2,229$ скорости v_y соответственно равны $0,02$, $0,026$ и $0,063 \text{ см/день}$. Нетрудно заметить, что при одном и том же значении $n=2,229$ скорости v_y равны друг другу.

Из изложенного выше следует, что для получения достоверных данных о скорости движения слоя грунта по наклонной поверхности учет нелинейности деформации сдвиговой ползучести является обязательным.

Следует особо отметить, что как соотношение (11.76), так и (11.105) могут быть использованы для определения v_y только тогда, когда сопротивление грунта сдвигу практически не зависит от величины нормального напряжения σ_z — от глубины сползающего слоя. В противном случае их можно использовать только для приближенных расчетов v_y при условии определения η и $K(t)$ из семейства кривых сдвиговой ползучести, полученного под действием σ_z равного бытовому давлению грунта в середине мощности сползающего пласта ($\sigma_z=\gamma \cdot H/2$).

Нетрудно видеть, что указанное выше весьма существенного недостатка лишены выражения v_y , полученные на основании (11.78), (11.85), (11.94) и (11.107), в которых коэффициенты вязкости $\eta_0(t)$ и скорости деформирования $K_{\gamma,0}(t)$ зависят от величины нормального напряжения σ_z . Выражения (11.98), (11.111) и (11.113), полученные при использовании указанных соотношений, учитывают изменчивость реологических свойств грунта не только во времени, но и по глубине сползающей толщи под действием собственного веса грунта через изменчивость сопротивления сдвигу τ_f .

Ниже приведен пример определения по выражению (11.111) скоростей движения пласта оползневого грунта по наклонной поверхности при $\alpha=10^\circ$.

Используя (11.115), соответствующее $\tau/\tau_{f,st}=0,65$, для $\tau/\tau_{f,st}=1$ получено следующее уравнение меры сдвиговой ползучести:

$$\omega(t) = \frac{0,01761 t^{0,11}}{0,65^{2,229}} = 0,046 t^{0,11}, \quad (11.118)$$

а для скорости относительной деформации сдвига $K_{\gamma,0}(t)$:

$$K_{\gamma,0}(t) = 0,00505 t^{-0,89}. \quad (11.119)$$

Из (11.119) следует, что в (11.111) $A_1=0,00505$; $m_1=-0,89$.

Используя приведенные выше данные, а также имея в виду, что $\text{tg}\varphi=0,2773$; $c=0,41 \text{ МПа}$; $\cos\alpha=0,985$; $\sin\alpha=0,1736$; $\gamma=0,0174 \text{ МН/м}^3$ и $n=2,229$, составлен алгоритм и на ЭВМ и вычислены v_y для различных y и t по соотношению (11.111). Данные о v_y вычисленные Г.Т. Хачатряном по составленному им же алгоритму, приведены в табл. 11.11.

Таблица 11.11

Скорости v_y движения грунтовой толщи по наклонной поверхности в м / сут

v, м	t=1 день	t=100 дней	t=1000 дней
0,0	0,00	0,00	0,00
2,5	$0,9 \cdot 10^{-3}$	$0,10 \cdot 10^{-4}$	$0,2 \cdot 10^{-5}$
5,0	$1,65 \cdot 10^{-3}$	$0,27 \cdot 10^{-4}$	$0,4 \cdot 10^{-5}$
7,5	$1,98 \cdot 10^{-3}$	$0,33 \cdot 10^{-4}$	$0,4 \cdot 10^{-5}$
10,0	$2,04 \cdot 10^{-3}$	$0,34 \cdot 10^{-4}$	$0,4 \cdot 10^{-5}$

В заключение еще раз отметим, что выражение (11.119), как и (11.117), является фиктивным и используется для определения $K_{y,0}(t)$ при $\tau/\tau_{f,st} < 1$.

8. Основными недостатками выражения (7.3) и (7.4) являются как пренебрежение затухающими деформациям сдвиговой ползучести, которые часто соизмеримы с деформациями течения и протекают при $\tau < \tau_{yp}$, так и изменимость коэффициента вязкости η по глубине толщи под действием нормальных напряжений σ . Очевидно, что кроме сказанного при длительных проявлениях сдвиговой ползучести в (11.18) вместо $\tau_{lim} = \sigma \text{tg} \varphi_w + c_c$ следует использовать выражение остаточной прочности $\tau_r = \tau_{yp} = \sigma \text{tg} \varphi_r$, где φ_r остаточное значение угла φ и $c=0$. Равенство нулю параметра c при больших деформациях сдвига глинистых грунтов доказано экспериментально [91].

Чтобы полнее учесть сдвиговую ползучесть глинистых грунтов при изменении касательных напряжений в пределах $\tau_{lim}^{(2)} > \tau > 0$ мы воспользовались представлением семейства кривых ползучести в виде семейств затухающей ползучести и течения с постоянной скоростью (см. рис. 10.4). При этом учитывается, что зависимости касательное напряжение τ – скорость затухающей ползучести $K_1(t)$, и активная часть касательного напряжения $(\tau - \tau_{yp})$ – скорость течения с постоянной скоростью K_2 – являются линейными.

Учитывая изложенное выше, выражение (10.2) нами представлено в следующем виде:

$$\frac{d\gamma}{dt} = \frac{dV_y}{dy} = K_1(t) \left(\frac{\tau}{\tau_p} \right) + K_2 \left(\frac{\tau - \tau_{yp}}{\tau_p} \right), \quad (11.120)$$

где $K_1(t) = 1/\eta(t)$ – переменная во времени скорость затухающей ползучести при единичном уровне касательного напряжения ($\tau/\tau_r = 1$), K_2 – скорость течения при $\frac{\tau - \tau_{yp}}{\tau_p} = 1$. $\tau_{yp} = \tau_r$ – остаточная прочность грунта ($\tau_r = \sigma_y \text{tg} \varphi$), τ_p – пиковая прочность грунта.

Выражение $K_1(t)$, при $\tau/\tau_r = 1$, определяется из уравнения меры затухающей ползучести:

$$\omega(t) = c_0(1 - e^{-\Delta_0 t}), \quad (11.121)$$

где c_0 — предельная мера затухающей ползучести, Δ_0 — параметр.

Коэффициент скорости течения K_2 при $(\tau - \tau_{yp}) / \tau_p = 1$ определяется из $(\tau - \tau_{yp}) / \tau_p = \eta \dot{\gamma} / \tau_p$, по выражению

$$K_2 = \tau_p / \eta, \quad (11.122)$$

где τ_p — пиковое сопротивление грунта сдвигу при определении $\omega(t)$ и коэффициента вязкости η .

Касательные τ_y и нормальные σ_y напряжения, действующие в слое сползающего грунта определяются из следующих выражений [59]:

$$\left. \begin{aligned} \tau_y &= \sin \alpha (H - y) \gamma \\ \sigma_y &= \cos \alpha (H - y) \gamma \end{aligned} \right\}, \quad (11.123)$$

Учитывая (11.121)–(11.123) выражение (11.120) записывается в следующем виде:

$$\begin{aligned} \frac{dV_y}{dy} &= C_0 \Delta_0 t^{-\Delta_0 t} \frac{\gamma \sin \alpha (H - y)}{\gamma \cos \alpha (H - y) \operatorname{tg} \varphi_p + c} + \\ &+ K_2 \frac{\gamma \sin \alpha (H - y) - \gamma \cos \alpha (H - y) \operatorname{tg} \varphi_r}{\gamma \cos \alpha (H - y) \operatorname{tg} \varphi_p + c} \end{aligned}, \quad (11.124)$$

Из (14) будем иметь:

$$\begin{aligned} dV_y &= C_0 \Delta_0 e^{-\Delta_0 t} \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \varphi_p} \left[\int dy + (-c/A) \int \frac{dy}{(H - y) + c/A} \right] + K_2 \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \varphi_p} \int dy + \\ &+ K_2 \frac{\operatorname{tg} \alpha (-c/A)}{\operatorname{tg} \varphi_p} \int \frac{dy}{(H - y) + c/A} - K_2 \frac{\operatorname{tg} \varphi_r}{\operatorname{tg} \varphi_p} \int dy + \\ &+ K_2 \frac{\operatorname{tg} \varphi_r (-c/A)}{\operatorname{tg} \varphi_p} \int \frac{dy}{(H - y) + c/A} \end{aligned} \quad (11.125)$$

где $A = \gamma \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi_p$.

Учитывая выражение постоянного интегрирования исходя из условия $V_y = 0$ при $y = 0$ окончательное выражение скоростей смещения слоя грунта по наклонной поверхности представляется в следующем виде:

$$V_y = C_0 \Delta_0 e^{-\Delta_0 t} \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \varphi_p} \left[y + c/A \ln \left(\frac{H - y + c/A}{H + c/A} \right) \right] + \frac{K_2}{\operatorname{tg} \varphi_p} (\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \varphi_r) y + \frac{K_2 c/A}{\operatorname{tg} \varphi_p} (\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \varphi_r) \ln \left(\frac{H - y + c/A}{H + c/A} \right), \quad (11.126)$$

или

$$V_y = A_1 e^{-\Delta_0 t} \left[y + c/A \ln \left(\frac{H - y + c/A}{H + c/A} \right) \right] + A_2 [\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \varphi_r] + A_3 \ln \left(\frac{H - y + c/A}{H + c/A} \right), \quad (11.127)$$

где

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= C_0 \Delta_0 (\operatorname{tg} \alpha / \operatorname{tg} \varphi_p); \\ A_2 &= \frac{K_2}{\operatorname{tg} \varphi_p} (\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \varphi_r); \\ A_3 &= \frac{K_2 c/A}{\operatorname{tg} \varphi_p} (\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \varphi_r); \\ A &= \gamma \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi_p. \end{aligned} \right\}, \quad (11.128)$$

Таблица 11.12
Скорость затухающей ползучести $v_{y,d}$, течения $v_{y,v}$ и полной скорости v_y (в м/день) смещения слоя грунта по наклонной поверхности

t , дни	$y=2,5$ м			$y=5,0$ м		
	$v_{y,d}$	$v_{y,v}$	v_y	$v_{y,d}$	$v_{y,v}$	v_y
1	0,0028	0,00173	0,00453	0,00527	0,00337	0,00864
10	0,00217	0,00173	0,00390	0,00406	0,00337	0,00743
100	0,000174	0,00173	0,001904	0,000326	0,00337	0,003696
1000	$\cong 0$	0,00173	0,00173	$\cong 0$	0,00337	0,00337
	$y=7,5$ м			$y=10$ м		
	$v_{y,d}$	$v_{y,v}$	v_y	$v_{y,d}$	$v_{y,v}$	v_y
1	0,00625	0,00448	0,01073	0,0077	0,00503	0,01273
10	0,00489	0,00448	0,00937	0,00599	0,00503	0,01102
100	0,000390	0,00448	0,00487	0,000106	0,00503	0,005136
1000	$\cong 0$	0,00448	0,00448	$\cong 0$	0,00503	0,00503

Ниже приведен пример определения скоростей v_y смещения грунтового слоя мощностью $H=10$ м, по наклонной поверхности при следующих исходных данных: $\alpha=18,5^\circ$; $\gamma=0,0173$ МН/м³; $\Delta_0=0,028$ 1/день; $C_0=0,05$;

$\sigma=0,05$ МПа; $\varphi_r=10^\circ$; $\operatorname{tg}\varphi_r=0,176$; $\varphi_p=15,5^\circ$; $\operatorname{tg}\varphi_p=0,268$; $c=0,02$ МПа; $\tau_p=0,0327$ МПа; $\eta=18,4$ МПа/день; $K_2=0,00177$ 1/день.

Вычисленные скорости смещения v_y по глубине слоя грунта по наклонной, поверхности с учетом приведенных выше исходных данных по выражению (11.127) приведены в табл. 11.12 и на рис. 11.20

Как видно из данных таблицы, затухающая часть реформации сдвига поверхности сползающего слоя грунта практически полностью стабилизировалась при $t=1000$ дней, а его дальнейшее движение протекает с постоянной скоростью течения.

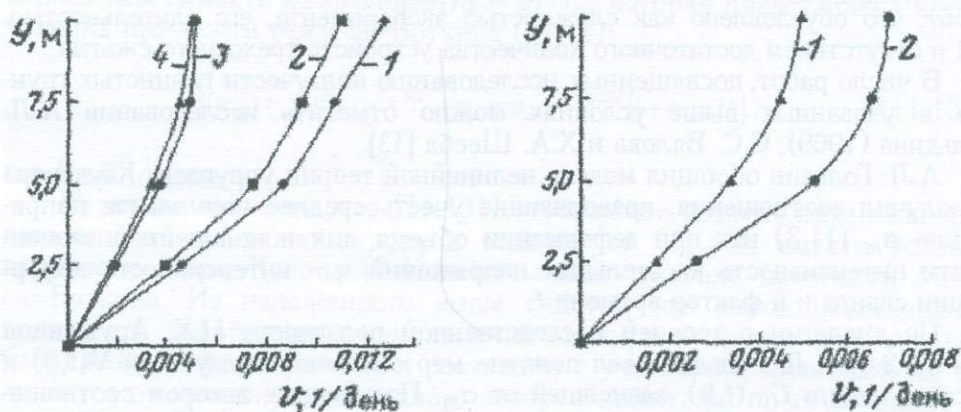


Рис. 11.20. Графики изменяемости скоростей сползания по глубине оползающего слоя по наклонной поверхности, а - 1 - $t=1$ день; 2 - $t=10$ дней; 3 - $t=100$ дней; 4 - $t=1000$ дней б - 1 - по формуле (11.127), 2 - по формуле (11.84)

Для сопоставления (11.127) с выражением (11.84) Н.Н. Маслова [59] по нему вычислены скорости $v_{y,v}$ рассмотренного примера с отождествлением порога ползучести τ_{lim} с остаточной прочностью τ_r ($\operatorname{tg}\varphi_r=0,176$, $c=0$).

Таблица 11.13

Скорости течения $v_{y,v}$ (в м/день) наклонного слоя, определенные по различным формулам

y , м	По формуле (11.84)	По формуле (11.127)
0	0,0	0,0
2,5	0,00260	0,00173
5,0	0,00530	0,00337
7,5	0,00660	0,00448
10	0,00704	0,00503

В табл. 11.13 приведены данные скоростей течения $v_{y,v}$ по глубине грунтового слоя как по выражению (11.84), так и (11.127) без учета скоростей затухающей ползучести. Как видно из табл. 11.13 и рис. 11.20, учет изменяемости коэффициента вязкости по глубине толщи под дейст-

нием нормальных напряжений оказывает существенное влияние на результаты определения $v_{y,v}$.

11.8. ПОЛЗУЧЕСТЬ ДЕФОРМАЦИИ ФОРМОИЗМЕНЕНИЯ ГЛИНИСЫХ ГРУНТОВ В УСЛОВИЯХ СЛОЖНОГО НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ

Определений ползучести глинистых грунтов в условиях сложного напряженно-деформированного состояния посвящено весьма ограниченное число работ, что обусловлено как сложностью эксперимента, его длительностью, так и отсутствием достаточного количества устройств трехосного сжатия.

В числе работ, посвященных исследованию ползучести глинистых грунтов в указанных выше условиях можно отметить исследования А.Л. Гольдина (1969), С.С. Вялова и Х.А. Шееба [13].

А.Л. Гольдин обобщил модель нелинейной теории упругости Каудерера и получил соотношения, позволяющие учесть среднее нормальное напряжение σ_m (11.3) как при деформации объема, так и нелинейной зависимости интенсивность касательных напряжений τ_i — интенсивность деформации сдвига γ_i и фактор времени t .

По аналогии с теорией наследственной ползучести Н.Х. Арутюняна (см. п. 2.5) А.Л. Гольдин ввел понятие мер объемной ползучести $V(t, \vartheta)$ и чистого сдвига $G_0(t, \vartheta)$, зависящей от σ_m . Полученные автором соотношения проверены автором испытанием полых цилиндрических образцов глинистых грунтов с наружным диаметром 310 мм, внутренним диаметром 250 мм и высотой 180 мм на кручение, в условиях сложного напряженно-деформированного состояния на установке собственной конструкции.

С.С. Вялов и Х.А. Шееб [13] провели три серий испытания образцов глинистого грунта нарушенного сложения диаметром $d=60$ мм, высотой $h=120$ мм в условиях трехосного сжатия при трех различных значениях среднего нормального напряжения σ_m и пяти различных значениях интенсивности касательных напряжений $\tau_i = (1/\sqrt{3})(\sigma_1 - \sigma_3) = const$.

Результаты испытания образцов грунта представлены в виде графиков семейств кривых в координатах $\gamma_i = F(t)$, $\gamma_i = f(\tau_i)$, $\varepsilon_v = F(t)$ и $\varepsilon_v = f(\tau_i)$, где ε_v — деформация объема.

В качестве исходного уравнения состояния принято уравнение теории деформационного упрочнения вида

$$\dot{\gamma}_i = \frac{d\gamma_i}{dt} = \frac{f(\tau_i)}{\varphi(\gamma_i)}, \quad (11.129)$$

которое для случая постоянной нагрузки представлено в виде (11.28)

$$\gamma_i = f(\tau_i, \sigma_m) F(t). \quad (11.130)$$

В качестве функции деформации, на основании опытных данных,

принято выражение $F(t)=\ln(t)$ для затухающих деформации ползучести и $F(t)=t$ — для деформации течения.

Функция напряжения $f(\tau_i)$ для затухающей ползучести представлена следующим образом:

$$f(\tau_i) = \left(\frac{\tau_i}{A} \right)^{1/m} \quad (11.131)$$

Авторами установлена независимость параметра m от σ_m и существенная зависимость коэффициента A от σ_m , которая представлена в виде условия прочности Мизеса–Боткина (11.41):

$$A(\sigma_m) = f(\sigma_m) = A^{SH} + \sigma_m \operatorname{tg} \varphi_{\text{oct}} = A^{SH} [1 + \sigma_m / H], \quad (11.132)$$

где $H = A^{SH} / \operatorname{tg} \varphi_{\text{oct}}$.

Нетрудно заметить, что (11.131) отображает уровень интенсивности касательного напряжения где, в отличие от (11.45), вместо условия прочности Мора–Кулона (9.4) использовано условие прочности Мизеса–Боткина. Из изложенного выше следует, что метод исследования ползучести деформации формоизменения глинистого грунта при сложном напряженно-деформированном состоянии с учетом σ_m , несколько не отличается от метода, примененного автором книги при простом сдвиге. К сожалению в [13] об этом ничего не сказано.

Для описания процесса течения — ползучести с постоянной скоростью зависимость $\dot{\gamma} = f(\tau_i)$ представлена в виде

$$\dot{\gamma} = \frac{\tau_i - \tau_{if}^{SH} (1 + \sigma_m / H)}{\eta}, \quad (11.133)$$

что соответствует уравнению Бингама–Шведова в форма записи (11.18), предложенного Н.Н. Масловым [57, 59].

Для затухающих деформации выражение (11.130), с учетом $f(\tau, \sigma_m)$ и $F(t)$ записано следующим образом

$$\gamma_i = \left(\frac{\tau_i}{A^{SH} (1 - \sigma_m / H)} \right)^{1/m} (1 + \ln t), \quad (11.134)$$

а для деформации течения:

$$\dot{\gamma}_i = \frac{\tau_i - \tau_{if}^{SH} (1 + \sigma_m / H)}{\eta}, \quad (11.135)$$

где $0 \leq t < \infty$.

ДЛИТЕЛЬНОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ СДВИГУ**12.1. ВВЕДЕНИЕ**

Экспериментальными исследованиями поведения при растяжении твердых деформируемых тел (в основном металлов) установлена зависимость их прочности как от скорости загрузки (длительности испытания), так и продолжительности действия постоянных напряжений. Как известно из изложенного выше (см. п. 2.4), изменимость во времени прочности твердых деформируемых тел вследствие их длительного деформирования принято называть *длительной прочностью* и давно является предметом всестороннего исследования.

Длительная прочность (сопротивление сдвигу) глинистых грунтов привлекла внимание ученых в начале 30-х годов XX столетия. После определенного перерыва интерес к этим вопросам особенно возрос в начале 50-х годов в связи с исследованиями длительного деформирования (ползучести) глинистых грунтов как при простом сдвиге (срезе), так и при одноосном и трехосном сжатии. Вопрос о влиянии скорости приложения и длительности действия постоянных касательных напряжений на сопротивление глинистых грунтов и сейчас является одним из основных и вместе с тем спорных в реологии указанных грунтов [11, 19, 84]. Именно поэтому при рассмотрении методов определения их начального (кратковременного) сопротивления сдвигу мы сознательно обошли этот вопрос, поскольку он нуждается в специальном и более обстоятельном изложении.

Из рассмотренного в гл. 9 материала нам уже известно, что изменимость сопротивления сдвигу глинистых грунтов во времени, т.е. длительное сопротивление сдвигу, зависит от скорости, величины и длительности действия как уплотняющих, так и сдвигающих напряжений. Длительная прочность глинистых грунтов обусловлена двумя основными факторами, которые проявляются в самых различных сочетаниях: а) характером возникновения и изменчивости во времени избыточного давления в поровой воде u_w ; б) ползучестью скелета водонасыщенного и неводонасыщенного грунтов.

Величина и характер изменчивости во времени избыточного давления в поровой воде водонасыщенных глинистых грунтов при всех равных условиях зависит от размеров образца или массива — от масштабного фактора (см. гл. 4). Это означает, что полученные в лабораторных условиях результаты не могут быть непосредственно перенесены в натуру. Для такого переноса следует заранее определить величины и закономерность изменчивости во времени избыточного давления в поровой воде в данной точке массива методами теории уплотнения водонасыщенных глинистых грунтов с учетом факторов фильтрации, ползучести скелета, сжимаемости

поровой воды и т.п. (см. гл. 3) и определить сопротивление τ_f грунта сдвигу по соотношению (9.6). Отсюда следует также, что при возникновении избыточного давления в поровой воде водонасыщенного грунта нельзя сопоставлять экспериментальные данные, полученные из испытания образцов различных размеров. Для их сопоставления необходимо, исключить масштабный фактор, т.е. влияние избыточного давления в поровой воде на прочностные свойства, и все показатели сопротивления сдвигу выразить через эффективные напряжения, воспринимаемые скелетом грунта. При таком подходе к рассмотрению результатов экспериментальных исследований будет исключен один из основных источников ошибок, приводящий к противоречивым мнениям специалистов в вопросе о длительном сопротивлении сдвигу водонасыщенных глинистых грунтов.

Сказанное выше говорит о том, что зависимость сопротивления сдвигу глинистых грунтов от длительности действия сдвигающих усилий необходимо, как и в случае уплотнения (см. гл. 3), отнести к их скелету. Тогда длительным сопротивлением сдвигу глинистых грунтов будет называться изменяемость сопротивления сдвигу во времени вследствие протекания ползучести под действием касательных напряжений.

Для установления влияния длительности действия касательных напряжений на прочностные свойства скелета глинистых грунтов в чистом виде, т.е. без влияния побочных факторов (избыточного давления в поровой воде, ползучести скелета при уплотнении и т.п.) должны быть испытаны на сдвиг нормально уплотненные и переуплотненные образцы в условиях обеспечения свободного дренирования и разуплотнения вследствие дилатансии. Очевидно, что для достижения изложенного выше, а также возможности определения сопротивления сдвигу при больших деформациях наиболее надежным является испытание тонких кольцевых и сплошных образцов на кручение (см. гл. 8–11) [81, 85].

В подтверждение сказанному выше отметим, что А.У. Бишоп [6] в 1972 г. писал: "Прибор кольцевого сдвига позволяет исследовать послепиковую зависимость напряжений и деформаций в диапазоне смещений, не осуществляемые в других типах приборов" и "Трехосные испытания не могут быть продолжены до достаточно больших деформаций, которые необходимы, чтобы определить остаточное состояние в глине".

При исследовании изменяемости сопротивления сдвигу глинистых грунтов во времени различают следующие основные показатели.

1. Кратковременное (начальное) τ_{f0} сопротивление сдвигу [161], которое определяют кратковременным испытанием образцов грунта на сдвиг (одноосное и трехосное сжатие) при быстром приложении (с интервалом 5–10 с) равных ступеней касательного напряжения. Величину ступени касательного напряжения выбирают с таким расчетом, чтобы время испытания образца было примерно равно 1 мин (см. п. 9.4).

2. Длительное сопротивление сдвигу τ_{ft} — предельное касательное напряжение, исчерпывающее прочность (сопротивление сдвигу) грунта при данной длительности его действия t .

3. Предельно длительное сопротивление грунта сдвигу $\tau_{f,\infty}$ касательное напряжение, под действием которого прочность грунта исчерпывается при $t=\infty$. При касательных напряжениях $\tau < \tau_{f,\infty}$ никогда не исчерпывается прочность грунта.

4. Стандартное сопротивление сдвигу $\tau_{f,st}$, которое определяют испытанием образцов при переменной скорости приложения равных ступеней касательного напряжения по методу затухающих деформации сдвига НИИОСП (1956). ГОСТ 12248-96, (см. п. 9.3) и относится к категории начального (кратковременного) сопротивления сдвигу.

Аналогичным образом подразделяется и прочность грунта, определяемая методами одно- и трехосного сжатия образцов.

Кривая зависимости сопротивления сдвигу глинистого грунта от времени называется кривой длительного сопротивления сдвигу. Она определяется методами: 1) испытания образцов-близнецов на сдвиг (одно- и трехосное сжатие) при различных скоростях приложения возрастающей ступенями касательного напряжения; 2) испытанием образцов-близнецов на сдвиговую ползучесть под действием различных по величине постоянных касательных напряжений (см. гл. 10).

Испытание образцов-близнецов при различных скоростях возрастания касательного напряжения. В данном состоянии грунта, характеризуемого при простом сдвиге величиной плотности-влажности и структурной прочности под действием σ_z , испытывают несколько образцов-близнецов под действием касательных напряжений, возрастающих равными ступенями через равные интервалы времени. Для получения различных скоростей нагружения изменяют или интервал приложения ступеней от 5 с до нескольких дней, или величину ступени касательного напряжения. С целью сопоставления определяют также стандартное сопротивление грунта сдвигу методом затухающих деформаций сдвига по ГОСТ 12248-78(96). Из каждого опыта определяют сопротивление образца сдвигу и длительность испытания до исчерпания прочности при данной скорости нагружения, а по данным испытания нескольких образцов-близнецов строят кривую длительного сопротивления грунта сдвигу (см. рис. 2.10).

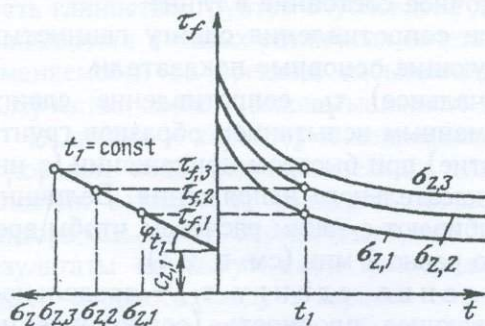


Рис. 12.1. Семейство кривых длительного сопротивления грунта сдвигу τ_f-t для различных значений σ_z и диаграмма сопротивления сдвигу $\tau_f-\sigma_z$ при данном заданном значении t_1 продолжительности действия касательных напряжений

Для определения зависимости $\tau_f = f(t, \sigma_z)$ испытывают не менее трех серий образцов-близнецов при различных значениях уплотняющего давления σ_z . По результатам опытов строят семейство кривых длительного сопротивления сдвигу (рис. 12.1). Трансформируя полученное семейство кривых $\tau_f - t$, в семейство $\tau_f - \sigma_z$ строят диаграмму сопротивления сдвигу для любых значений времени t действия касательного напряжения.

Метод испытания серии образцов-близнецов на ползучесть при разных уровнях постоянного касательного напряжения. Испытывают на ползучесть несколько образцов-близнецов данного начального состояния грунта — при заданном значении σ_z . Определяют начальное (или стандартное) сопротивление грунта сдвигу τ_f и испытывают на сдвиговую ползучесть образцы-близнецы при различных уровнях постоянного касательного напряжения: $\tau/\tau_{f,st} = 0,4; 0,6; 0,7; 0,8$ и $0,9$ или при других значениях $\tau/\tau_{f,st}$ по методике, изложенной выше (см. гл. 10).

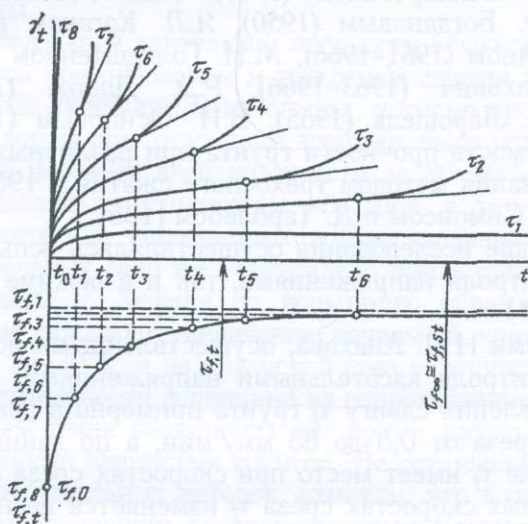


Рис. 12.2. Семейство кривых ползучести и построенная на его основе кривая длительного сопротивления грунта сдвигу, $\tau_{f,0}$, $\tau_{f,t}$ и $\tau_{f,\infty}$ — соответственно начальное (кратковременное, мгновенное), длительное и предельно длительное сопротивления грунта сдвигу.

По результатам испытания серии образцов-близнецов данного состояния строят семейство кривых ползучести (рис. 12.2) и определяют время до момента разрушения образцов. За момент разрушения образца принимают время, при котором деформация сдвига из стадии течения переходит в стадию ползучести с возрастающей скоростью — в стадию прогрессирующего разрушения. Имея результаты определения τ_f и времени t до разрушения образцов строят кривую длительного сопротивления сдвигу грунта (см. рис. 12.2). По данным испытания грунта при различных значениях σ_z строят семейство кривых дли-

тельного сопротивления сдвигу и диаграммы сопротивления сдвигу для различных моментов времени t (см. рис. 12.1).

Методы изготовления образцов и испытания как на сдвиг, так и на ползучесть обычные (см. гл. 7, 9 и 10).

12.2. СУЩЕСТВУЮЩИЕ ПРЕДСТАВЛЕНИЯ О ПРИРОДЕ ИЗМЕНЯЕМОСТИ СОПРОТИВЛЕНИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ СДВИГУ ВО ВРЕМЕНИ

1. Первые исследования по влиянию скорости приложения касательного напряжения (длительности испытания) на сопротивление глинистых грунтов сдвигу выполнены в 30-х годах Н.П. Анаховым (1936), К. Терцаги (1936) и Г. Тидеманом (1937). Аналогичные исследования в дальнейшем проведены А.А. Ничипоровичем (1948), Н.Н. Масловым (1949), В.В. Охотиным и Г.Ф. Богдановым (1950), Я.Л. Коганом и А.Н. Чухровой (1959), С.Р. Месчаном (1961–1966), М.Н. Гольдштейном и С.С. Бабицкой (1973), В.В. Жихович (1963–1966), Р.Э. Дашко (1964–1965), А.В. Скемптоном и П. Ларошель (1965), В.И. Осиповым (1979) и многими другими. Изменяемость прочности грунта при различных режимах нагружения и дренирования методом трехосного сжатия в 1958 г. исследована Л. Бьеррумом, Н. Симонсом и Д. Тарблебом [135].

Указанные выше исследования осуществлялись испытанием образцов как в режиме контроля напряжениями, так и в режиме контроля деформациями (см. п.9.1).

Исследованиями Н.П. Анахова, осуществленными испытанием образцов в режиме контроля касательными напряжениями, установлено возрастание сопротивления сдвигу τ_f грунта примерно в два раза при увеличении скорости среза от 0,8 до 88 мм/мин, а по данным А.А. Ничипоровича возрастание τ_f имеет место при скоростях среза 80–120 мм/мин, тогда как при малых скоростях среза τ_f изменяется незначительно. Здесь заслуживают особого внимания результаты опытов А.А. Ничипоровича [98], согласно которым изменение τ_f обусловлено не возникновением избыточного или отрицательного давления в поровой воде, а зависимостью вязкого сопротивления грунта от скорости среза.

По К. Терцаги [98], при малых нормальных давлениях увеличение скорости среза вызывает резкое возрастание τ_f , а при больших давлениях — снижение, а по Г. Тидеману увеличение длительности среза от 9 ч до 16 дней приводит к весьма незначительным изменениям τ_f (на 5–8%) в сторону увеличения.

Следует особо отметить, что за исключением работы Г. Тидемана, указанные выше изменения сопротивления грунтов сдвигу в зависимости от скорости сдвига относятся к их пиковому значению τ_f (см. п. 9.1). Отметим также, что первое определение остаточного сопротивления сдвигу (см. п. 9.1) глины нарушенного сложения выполнено Г. Тидеманом на приборе кольцевого среза [159], а также М. Хворослевым [145] на двух глинах консолиди-

рованных от кашеобразного состояния. Причем, термин "остаточное сопротивление сдвигу" в 1938 г. ввел Р. Хефели, который, как отмечает А.У. Скемптон [154], неоднократно указывал на важность этого сопротивления в то время, когда едва ли кто-либо интересовался этим свойством глин.

2. Определение длительной прочности по методу испытания цилиндрических образцов при одноосном сжатии и при изучении сил смерзания мерзлых грунтов впервые выполнены в 1937 г. Н.А. Цытовичем и в 1948 г. М.Н. Гольдштейном. Исследования длительной прочности мерзлых грунтов в дальнейшем были проведены С.С. Вяловым [9–11] совместно с сотрудниками, С.Е. Гречищевым (1963) и другими.

Большое внимание к проблеме длительной прочности мерзлых грунтов обусловлено высокой мгновенной прочностью, течением при любом уровне напряжения и катастрофическим снижением прочности во времени (до 15 раз) их основного компонента – льда. Результаты этих исследований были в определенной степени распространены на обыкновенные глинистые грунты.

Первые исследования длительной прочности обыкновенных (немерзлых) глинистых грунтов при одноосном и трехосном сжатии проведены в 1951 г. А. Казагранде и С. Уилсоном. В их опытах, которые проводились на приборах трехосного сжатия при отсутствии дренажа, было установлено снижение прочности грунта через 30 дней ползучести до 80–40% от предельных их значений, определенных испытанием образцов в течение 15 мин. При испытании искусственно уплотненных водонасыщенных и неводонасыщенных образцов песчаных глин им установлено возрастание прочности грунта во времени. Опыты Р. Хефели по испытанию образцов на трехосное и одноосное сжатие показали увеличение начальной кратковременной прочности грунта на 20–30%, а на кольцевой срез – отсутствие существенного влияния продолжительности испытания на сопротивление сдвигу.

В дальнейшем были выполнены обширные работы по исследованию длительной прочности глинистых грунтов. Не останавливаясь на изложении результатов работ отдельных авторов, отметим, что в одних работах выявлено уменьшение начального кратковременного ("мгновенного") сопротивления сдвигу от 10 до 50%, а в других – установлена независимость прочностных свойств глинистых грунтов от длительности действия постоянных напряжений или же некоторое их возрастание (см. ниже).

Интерес к исследованиям длительного сопротивления сдвигу глинистых грунтов существенно возрос после публикации отмеченной выше работы А. Казагранде и С. Уилсона.

Работами, выполненными Р. Перерсоном [150], А.М. Скибицким [115], М.Н. Гольдштейном и С.С. Бабицкой [20, 23], позже С.С. Вяловым и его сотрудниками [9–11] было установлено снижение до 50% сопротивления сдвигу немерзлых глинистых грунтов во времени по отношению их начального – "мгновенного" значения.

Опубликованные в трудах совещания по инженерно-геологическим свойствам горных пород и методам их изучения (1956), в Материалах к IV международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостро-

ению (Лондон, 1957) доклады М.Н. Гольдштейна, С.С. Вялова и А.М. Скибицкого, посвященные вопросу длительной прочности глинистых мерзлых и мерзлых грунтов, вызвали тревогу за судьбу как, существующих, так и строящихся, в особенности гидротехнических, сооружений, которым "грозило разрушение" через определенное время вследствие снижения прочности глинистых грунтов.

По исследованиям А.М. Скибицкого предельно длительное сопротивление сдвигу кинельских глин Волжской ГЭС составляло 60–70% их "стандартной прочности, глин основания Нижне-Камской ГЭС – 75%, а по данным М.Н. Гольдштейна – 60%. Исходя из этого предлагалось снизить расчетные показатели сопротивления глинистых грунтов сдвигу на 20–30%, назначенные по результатам принятых в то время испытаний [111] до их "предельно длительного" значения.

В бывшем СССР развернулась широкая дискуссия по вопросу длительной прочности глинистых грунтов, которая началась в подсекции № 5 "Механика грунтов" Первого всесоюзного съезда по теоретической и прикладной механике (Москва, 27 января–2 февраля 1960 г.), руководимой В.А. Флориньм.

3. Чтобы получить представление о природе изменяемости сопротивления глинистых грунтов сдвигу, рассмотрим (см. рис. 9.4) кривые изменяемости касательного напряжения τ от деформации сдвига γ , полученные испытанием образцов при постоянных скоростях деформации (в режиме контроля касательных напряжений).

Эксперименты показывают, что характер кривых τ – γ зависит от состава и состояния плотности–влажности и структурной прочности грунтов (рис. 12.3). Например, кривая 1 на рис. 12.3, по Д. Тролопу и К. Чену [160], соответствует "чистой глине" низкого структурного порядка (нормально уплотненная глина пластичной консистенции, не обладающая сцеплением уплотнения по Н.А. Денисову) [27]. Кривые 2 и 3 соответствуют смеси песка, пыли и глины, обладающим низким и средним структурным порядком (глины переуплотненные, тугопластичной консистенции). Кривая 4 соответствует глинистому грунту, обладающему высоким структурным порядком (структурной прочностью), находящемуся в полутвердом и твердом состояниях.

Рассмотрение кривых, приведенных на рис. 9.4 и 12.3, показывают, что деформация пластичного грунта (кривая 1) в отличие от грунтов тугопластичной консистенции (кривые 2 и 3) не сопровождается понижением прочности. Кривые τ – γ грунтов тугопластичной консистенции имеют экстремальный характер сопротивления сдвигу, которые характеризуются пиковым τ_p и остаточным τ_r значениями (см. п. 9.1). Наблюдаемое изменение сопротивления сдвигу от пикового значения до остаточного Д. Тролопом и К. Ченом объясняется потерей прочности основной глинистой массы (разрушение структуры) и увеличением трения между частицами крупных размеров вследствие образования зернистой структуры, стабилизированной глинистой массой. Что же касается кривой 4 (см. рис. 12.3), соответствующей грунтам полутвердой и твердой консистенции, то она показывает хрупкое разрушение материала при достижении деформации определенной величины.



Рис. 12.3. Характерные кривые напряжение — деформация грунтов с различными характеристиками основной грунтовой массы при определении их прочности в режиме контроля напряжений (по Д. Тролопу и С. Чэну):

1 — чистая глина; 2 и 3 — смеси песка и глины низкой и средней чувствительности; 4 — глинистые грунты полутвердой и твердой консистенции, κ — потеря прочности основной глинистой массы — увеличение трения между частицами

Испытанием образцов грунтов на приборе кольцевого среза три различных скоростях деформирования (см. рис. 12.4). М.Н. Гольдштейном и С.С. Бабицкой [24] установлена зависимость пикового τ_p и независимость остаточного τ_r сопротивлении грунтов сдвигу от скорости среза. При больших деформациях сдвига прочность грунта снижается до той величины, которая получается при испытании на длительную прочность в режиме контроля деформациями сдвига. Отсюда они пришли к выводу, что установившаяся (остаточная) прочность грунта либо равна, либо не превышает предела длительной прочности.

Представляет очень большой интерес Четвертая Ренкиновская лекция А.У. Скемптона, прочитанная 5 февраля 1964 перед Британским геотехническим обществом [154]. По А.У. Скемptonу после достижения пикового сопротивления сдвигу τ_p имеет место расслабление сопротивления до τ_r , которое сохраняется если даже глина будет подвергнута очень большим перемещениям. Сопротивление сдвигу падает до остаточного значения вслед за тем, как после пикового сопротивления глина перемещается в кольцевом приборе на 2–5 см. А.У. Скемптона отмечает, что имеются полевые данные, которые говорят о том, что сопротивление сдвигу не делается меньшим, чем лабораторное значение (или только слегка меньше) даже при смещении грунта на много метров.

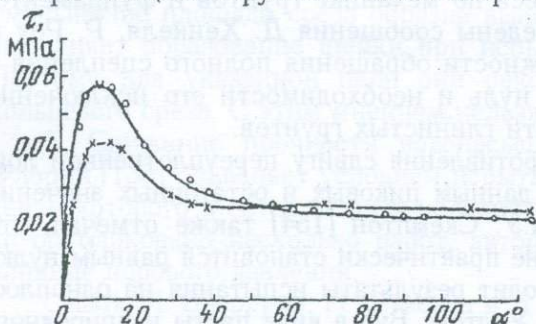


Рис. 12.4. Экспериментальные кривые касательное напряжение τ — угол закручивания α илилитовой глины при наибольшей (1) и наименьшей (2) скоростях среза образцов в режиме контроля напряжением (по М.Н. Гольдштейну и С.С. Бабицкой)

* в 1964г.

В связи с этим А.У. Бишоп [138] отмечал, что интерес к послеуплотненному поведению глинистых грунтов, стимулированный лекцией А.У. Скемптона, привел к пересмотру задачи определения сопротивления сдвигу при очень больших смещениях методом кручения образцов.

Совпадение выводов М.Г. Гольдштейна и С.С. Бабицкой и А.У. Скемптона, сделанных одновременно (1964) и независимо друг от друга, относительно остаточного сопротивления глинистых грунтов сдвигу неоспоримое подтверждение их правильности. Они, как было сказано выше и будет показано ниже (см. п. 12.3 и 12.4), полностью подтверждают правильность выводов автора книги о предельно длительном сопротивлении сдвигу глинистых грунтов, сделанных ранее (1961, 1962).

Для определения начального, предельно длительного сопротивления сдвигу и условия медленной пластической деформации скрытопластичных глинистых грунтов Н.Н. Маслов [58, 59] использовал предложенное им условие прочности (9.36). Причину изменчивости τ_f глинистых грунтов в процессе ползучести Н.Н. Маслов видел в нарушении жестких структурных связей при достаточно больших деформациях сдвига — при $c_c = 0$. В соответствии с изложенным предельно длительное сопротивление сдвигу скрытопластичных и пластичных глинистых грунтов соответственно определяется следующими выражениями [161]:

$$\tau_{f,\infty} = \sigma_z \cdot \operatorname{tg} \varphi_w + \Sigma_w, \quad (12.1)$$

Ю.К. Зарецкий [39], совершенно справедливо высоко оценивая идеи Н.Н. Маслова и его заслуги в области геотехники, тем не менее допустил некоторые неточности как о его трактовке "стандартного сопротивления глинистых грунтов сдвигу", так и трактовке "предела в длительной прочности" этих грунтов, рассмотренных выше.

В работах, опубликованных значительно позже, в частности в трудах IV Международного конгресса по механике грунтов и фундаментостроению (Лондон, 1957), приведены сообщения Д. Хенкеля, Р. Роу и других исследователей о возможности обращения полного сцепления c (по Н.Н. Маслову $c_w = \Sigma_w + c_c$) в нуль и необходимости его исключения при оценке длительной прочности глинистых грунтов.

Сопоставляя диаграммы сопротивления сдвигу переуплотненной лондонской глины, построенные по данным пиковых и остаточных значений сопротивления грунта сдвигу, А.У. Скемптон [154] также отмечал, что при переходе от $\tau_{f,0}$ к τ_r сцепление практически становится равным нулю. В доказательство этому он приводит результаты испытания на одноплоскостной срез образцов глины из Уолтонс Вуд в виде пасты и природного сложения.

Таким образом, понижение начального (кратковременного) сопротивления сдвигу при увеличении деформации присуще глинистым грунтам, обладающим повышенной структурной прочностью — сцеплением упроч-

нения по Н.Я. Денисову, является результатом разрушения их структуры. Следовательно, под предельно длительным сопротивлением сдвигу глинистых грунтов следует понимать касательное напряжение при котором наступает максимально возможное нарушение структуры, оставшейся при меньших касательных напряжениях практически ненарушенной.

4. Снижение сопротивления глинистых грунтов сдвигу от $\tau_{f,0}$ до τ_r вследствие ползучести кроме нарушения структуры М.Н. Гольдштейн (1959), А.У. Скемптон и П. Ларошель (1965), С.С. Вялов и другие (1968) объясняют также изменением сложения глинистых частиц — их ориентировкой параллельно поверхности скольжения.

Ориентация частиц приводит к увеличению сил отталкивания и возникновению отрицательного порового давления, вследствие чего к ним притягиваются молекулы воды и уменьшается сцепление. По этому с увеличением длительности действия касательного напряжения имеет место снижение прочности грунта (М.Н. Гольдштейн, 1961). Отрицательное поровое давление увеличивает внутреннее трение, так как складывается с внешним нормальным напряжением и давлением массы грунта.

В.А. Флорин [130], Я.Л. Коган и В.А. Иоселевич [46], наоборот, считают, что переориентация частиц грунта, связанная с нарушением хрупких связей заканчивается в первой стадии деформирования — в стадии затухающей ползучести. В стадии течения разрушение связей между частицами полностью компенсируется возникновением новых, поэтому третья стадия ползучести с возрастающей скоростью не должна наступать вообще. Тем самым они полностью отрицают возможность какого-либо снижения сопротивления глинистых грунтов сдвигу. Затухающий характер кривой ползучести в первой стадии деформирования считается следствием упрочнения грунта и ориентировки частиц с преобладанием процесса установления новых связей между ними.

Я.Л. Коган и В.А. Иоселевич [46] нарушение образцов при $\tau < \tau_{f,0}$ объясняют условием их испытания на приборах одно- трехосного сжатия и прямого (одноплоскостного) среза. В последнем случае, по их мнению, уменьшение площади среза образца выполняет ту же самую роль, какую выполняет образование шейки при испытании металлов на растяжение. Поэтому для указанной цели они рекомендуют использовать приборы кольцевого среза. С этим мнением нельзя не согласиться.

5. Снижение прочности водонасыщенных глинистых грунтов В.А. Флорин [135] объясняет условием испытания по закрытой системе, проявление которого в естественных условиях является маловероятным. Однако опубликовано несколько работ, авторы которых ставят под сомнение влияние порового давления.

Опыты Л. Бьеррума, Н. Симонса и Д. Тарблеба, выполненные в 1958 г. [135], показывают, что при испытании цилиндрических образцов по закрытой системе с нарастанием времени разрушения (длительности испытания) прочность грунта уменьшается, а коэффициент порового давления (в момент разрушения) несколько возрастает. Они считают, что зафиксированное увеличение коэффициента порового давления недостаточно для объяснения на-

блюдаемого снижения $\tau_{f,0}$ во времени. Снижение $\tau_{f,0}$ они считают результатом снижения истинного сцепления или истинного угла внутреннего трения во времени. Независимость τ_f от длительности дренированных испытаний (по открытой системе) объясняют компенсацией уменьшения сцепления и трения, нарастанием во времени сопротивления грунта сдвигу вследствие уменьшения влажности в процессе опыта. Этот вывод согласуется с мнением Я.Л. Когана и А.Н. Чухровой [43], высказанном по этому поводу.

Повышение прочности глинистых грунтов при увеличении нормального давления Н.Я. Денисов [27] увязывал с увеличением плотности и сцепления между частицами. В силу необратимости большей части деформации уплотнения уменьшение нормального напряжения вследствие действия порового давления не сказывается на начальной прочности грунтов.

Возникновение избыточного давления в поровой воде водонасыщенного глинистого грунта обусловлено как его уплотнением под действием уплотняющих давлений, так и изменением режима грунтовых вод по причинам, независящим от внешнего давления.

В первом случае проявление избыточного давления в поровой воде связано с частичным или полным восприятием поровой водой внешнего давления. Если за начальное состояние грунта принять момент приложения ступени уплотняющего давления $\Delta\sigma_z$, то величина избыточного порового давления будет обусловлена его величиной. Следовательно, как совершенно справедливо отмечают Я.Л. Коган [47] и М. Харр [131], избыточное давление в поровой воде не приведет к увеличению физико-химического взаимодействия между частицами грунта в условиях закрытой системы, поскольку не будет изменено начальное эффективное давление. Поэтому избыточное давление в поровой воде не может снизить начальное сопротивление грунта сдвигу, которое всецело зависит от его плотности в момент приложения ступени $\Delta\sigma_z$.

Если даже представить, что внешнее давление полностью передается на поровую воду ($\Delta u_w = \Delta\sigma_z$), то в этом случае начальная прочность грунта не изменится, она останется такой, какой была до приложения ступени давления $\Delta\sigma_z$. Следовательно, при испытании полностью водонасыщенных несжимаемой поровой водой образцов на трехосное сжатие по закрытой системе (при немедленной и полной передаче внешнего давления на поровую воду) определяется прочность, соответствующая состоянию грунта до приложения указанной ступени уплотняющего давления. Поэтому, по Д. Тейлору [116], изменяемость прочности грунта от длительности приложения разности главных нормальных напряжений ($\sigma_1 - \sigma_3$) будет соответствовать изменению первоначальной прочности грунта, а кривая длительной прочности расположится ниже кривой, определенной испытанием образцов по открытой системе.

В случае сжимаемости поровой воды вначале будет иметь место некоторое уплотнение и возрастание первоначальной прочности грунта, а по мере передачи части внешнего давления на поровую воду — снижение прочности во времени до стабилизации избыточных напоров в поровой воде. Очевидно, что ввиду частичной необратимости деформации уплотнения мини-

мальное значение прочности грунта будет выше, чем начальная прочность, которой обладал грунт до приложения дополнительного уплотняющего давления. Поскольку повышение давления в поровой воде является длительным процессом то, по всей вероятности, этим можно объяснить наблюдаемые в натуре и в лабораторных условиях случаи разрушения грунтов по истечении определенного времени после их нагружения. Очевидно, разрушение грунта произойдет в момент совпадения остаточного сопротивления сдвигу с пиковым значением избыточного давления в поровой воде.

Возможность рассеивания во времени избыточного давления в поровой воде приводит к постепенному повышению эффективного давления — к уплотнению, повышению начальной прочности грунта в результате коллоидно-химического взаимодействия между частицами [31] и увеличению суммарной площади контактов в зоне деформации [47]. В этом случае, как было сказано в начале главы (см. п. 12.1), приобретает очень важное значение масштабный фактор, который и обуславливает характер кривой длительного сопротивления грунтов сдвигу.

12.3. ВЛИЯНИЕ ДЛИТЕЛЬНОСТИ И РЕЖИМА ИСПЫТАНИЯ ОБРАЗЦОВ НА СОПРОТИВЛЕНИЕ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ СДВИГУ

Длительное сопротивление глинистых грунтов сдвигу определяют испытанием серии образцов-близнецов на ползучесть при различных уровнях постоянного касательного напряжения $\tau < \tau_f$. Для установления характера изменчивости τ_f в зависимости от длительности действия $\tau = const$, полученные из опыта данные сопоставляют с начальным (кратковременным) сопротивлением грунта сдвигу, которое в разных лабораториях определяют различными методами, сличающимися друг от друга длительностью испытания (среза) образцов. Это позволит одновременно получить кривую длительного сопротивления сдвигу и оценить зависимость τ_f от времени действия касательного напряжения методом испытания образцов-близнецов при различных скоростях загрузки в режиме контроля деформациями сдвига.

Ниже приведены результаты исследований автора книги, проведенных на приборах одноплоскостного среза ГПП-30 и на приборах закручивания кольцевых образцов НИС Гидропроекта (см. гл. 8). На каждом из этих приборов грунты испытаны двумя сериями, при пяти или шести режимах нагружения и двух-трех значениях высоты образца. Чтобы исключить влияние дополнительного уплотнения на процесс кручения, опыты проведены консолидированно-дренированным и консолидированно-недренированным (ускоренным) методами (см. пп. 9.2, 9.3), испытанием переплотненных образцов.

В случае ускоренного метода испытания образцов практически исключена возможность оттока поровой воды и рассеивания избыточного давления, возникающего в ней при сдвиге. Поэтому полученные из опыта данные будут характеризовать сопротивление грунта сдвигу, соответствующее его состоянию после завершения предварительного уплотне-

ния. Этого нельзя сказать относительно данных, полученных испытанием образцов консолидированно-дренированным методом, если в процессе сдвига имеет место их уплотнение или разуплотнение.

1. В табл. 12.1 приведены результаты определения сопротивления сдвигу трех различных глинистых грунтов (см. табл. 4.1) нарушенного сложения при различной длительности испытания образцов-близнецов. Работа выполнена в 1959 г. и результаты доложены на Всесоюзном совещании по вопросам ползучести и длительной прочности глинистых грунтов (Москва, октябрь, 1960. [70]) [45].

Таблица 12.1

**Результаты испытания на срез образцов грунтов
на приборах ГПП-30 при различных скоростях загрузки**

Режим нагружения	Интервалы приложения крутящих моментов					Стандартное испытание
	5 с	30 с	1 мин	30 мин	1 ч	
<i>Грунт 2-57</i>						
<i>h=35 мм, степень касательного напряжения, $\Delta\tau=0,005$ МПа</i>						
Длительность опыта, мин	1,55	9,0	17,5	482	930	172
τ_f , МПа	0,0925	0,0925	0,090	0,0825	0,080	0,0825
<i>h=15 мм, степень касательного напряжения, $\Delta\tau=0,005$ МПа</i>						
Длительность опыта, мин	1,55	9,0	17,05	453	907	160
τ_f , МПа	0,0925	0,095	0,0875	0,080	0,080	0,080
<i>Грунт 4-57</i>						
<i>h=15 мм, степень касательного напряжения, $\Delta\tau=0,005$ МПа</i>						
Длительность опыта, мин	0,9	5	10	340	661	128
τ_f , МПа	0,055	0,050	0,050	0,060	0,060	0,060
<i>Грунт 6-57</i>						
<i>h=35 мм, степень касательного напряжения, $\Delta\tau=0,0025$ МПа</i>						
Длительность опыта, мин	1,0	5,5	10,2	310	670	146
τ_f , МПа	0,0325	0,0287	0,0262	0,0275	0,0287	0,0262
<i>h=55 мм, степень касательного напряжения, $\Delta\tau=0,0025$ МПа</i>						
Длительность опыта, мин	1,0	6,0	11,5	310	601	88
τ_f , МПа	0,0312	0,0312	0,030	0,0275	0,0275	0,0275

Опыты проведены на приборах одноплоскостного среза ГПП-30 после предварительного уплотнения образцов-близнецов в виде пасты текучей консистенции в течение 20-24 дней. Образцы суглинка 2-57 и глины 4-57 нор-

мально уплотнены под действием $\sigma_z=0,1$ МПа, а часовъярской глины 6-57 под давлением 0,2 МПа, а затем разгружены до 0,1 МПа и испытаны на срез. Уплотняющее напряжение приложено ступенями 0,0125 МПа через каждые двое суток. Приложена ступенями и касательное напряжение, величина которого при испытании суглинка и глины была равна $\Delta\tau=0,005$ МПа, а часовъярской глины $\Delta\tau=0,0025$ МПа. Интервалы приложения ступеней касательного напряжения изменялись в пределах от 5 с до 1 ч.

Образцы-близнецы испытаны на срез также по принятой в то время в СССР методике затухающих деформации сдвига НИИОСПа, которая в дальнейшем послужила основой для ГОСТ 12248-66 и 12248-78. В этих опытах за условную стабилизацию деформации сдвига принята скорость, равная 0,01 мм за 2 мин, (0,005 мм/мин).

Экспериментами установлено (см. табл. 12.1, рис. 12.5):

а) сопротивление глинистых грунтов сдвигу зависит от длительности (скорости) среза; б) влияние длительности среза на сопротивление сдвигу ограничивается сравнительно небольшим интервалом времени. Сопротивления грунтов сдвигу, определенные при приложении ступеней касательного напряжения с интервалами 30 и 60 мин и по методу затухающих деформации сдвига, названного нами [70, 71] стандартным, практически равны, несмотря на большую разницу между длительностями их среза. При увеличении длительности среза образцов более чем в 600 раз наибольшее уменьшение τ_f по сравнению с начальным ("мгновенным") сопротивлением сдвигу составляет примерно 15%.

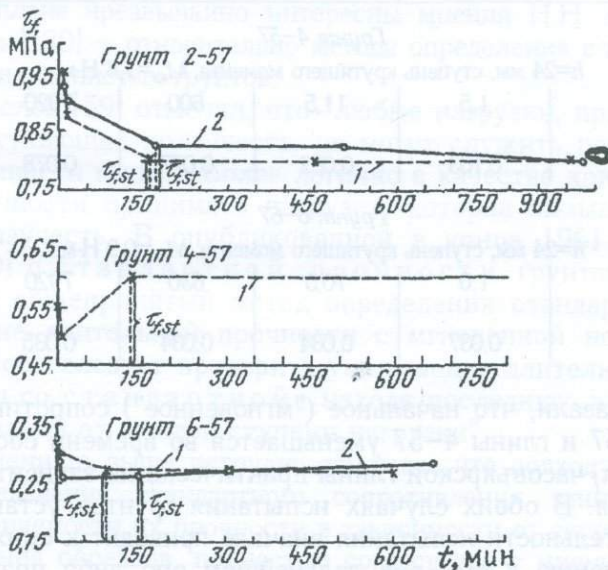


Рис. 12.5. Изменяемость сопротивления грунтов сдвигу в зависимости от длительности среза t образцов на приборах одноплоскостного среза:

а - суглинок 2-57, б - глина 4-57, в - часовъярская глина 6-57

2. Рассмотренные выше грунты испытаны на кручение после предварительного уплотнения под действием $\sigma_z=0,2$ МПа в течение 20-30

дней. Скорости приложения ступеней касательного прежние. В процессе сдвига зафиксировано уменьшение объема образцов до 1,5%.

Результаты испытания образцов грунта 2-57 показаны на рис. 12.6, а двух других грунтов приведены в табл. 12.2 [70].

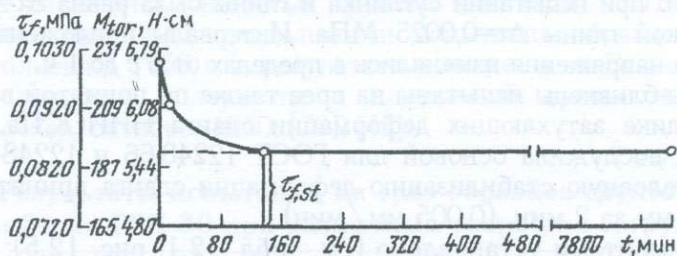


Рис. 12.6. Кривая длительного сопротивления суглинка 2-57 сдвигу, определенная испытанием образцов на приборах кручения кольцевых образцов при различных скоростях кручения ($\sigma_z=0,2$ МПа)

Таблица 12.2

Результаты испытания на кручение кольцевых образцов грунтов при различных режимах нагружения

Режим нагружения	Интервалы приложения крутящих моментов				Стандартное испытание
	5 с	1 мин	1 ч	12 ч	
<i>Грунт 4-57</i>					
<i>h=24 мм, ступень крутящего момента, $M_{tor}=1,8$ Н·м</i>					
Длительность опыта, мин	1,5	11,5	600	7920	180
τ_f , МПа	0,103	0,082	0,077	0,078	0,077
<i>Грунт 6-67</i>					
<i>h=24 мм, ступень крутящего момента, $M_{tor}=0,9$ Н·м</i>					
Длительность опыта, мин	1,0	10,5	630	7920	178
τ_f , МПа	0,037	0,034	0,034	0,035	0,037

Опыты показали, что начальное ("мгновенное") сопротивление сдвигу суглинка 2-57 и глины 4-57 уменьшается во времени соответственно на 20 и 30%, а τ_f часовъярской глины практически не зависит от длительности испытания. В обоих случаях испытания грунтов установлено, что увеличение длительности испытания вначале приводит к снижению прочности по отношению к $\tau_{f,0}$, а в дальнейшем оно либо практически не сказывается на величину τ_f , либо приводит к некоторому упрочнению грунта. Здесь, как и при испытании на прямой одноплоскостной срез, изменение длительности среза от 180 мин до 7920 мин не оказало заметного влияния на величину сопротивления грунтов сдвигу.

До того, как перейти к обобщению полученных автором книги результатов экспериментальных исследований еще раз остановимся на

термине "стандартная прочность" ("стандартное сопротивление сдвигу"), т.е. на вопросе об исходном показателе прочности грунтов.

Дискуссия, развернутая в бывшем СССР по проблеме длительного сопротивления глинистых грунтов сдвигу (см. п. 12.2), явилась следствием внесения в механику грунтов "мгновенной прочности" в качестве "стандартной". Отметим, что термины "мгновенная прочность" и "стандартная прочность" в механику грунтов были перенесены из механики мерзлых грунтов и льда. При этом М.Н. Гольдштейн, С.С. Вялов исходили из условия определения начального ("мгновенного") сопротивления глинистых грунтов сдвигу в режимах контроля касательных напряжений и деформаций сдвига в течение одной минуты, игнорируя общепринятым в то время методом затухающих деформаций сдвига [111], загострированный в 1978 г. (ГОСТ 12248-78).

Судя по названию, "мгновенная прочность" глинистых грунтов должна соответствовать их прочности, определенной мгновенным испытанием образцов. Однако, поскольку продолжительность испытания образцов глинистых грунтов всегда существенно отличается от нуля, то эту прочность следует называть начальной (Н.Н. Маслов) или кратковременной, зависящей от длительности испытания образцов. Очевидно, что определяемая различными скоростями испытания образцов на сдвиг и зависящая от продолжительности их испытания пиковую прочность τ_p также следует называть начальной или кратковременной.

В этом плане чрезвычайно интересны мнения Н.Н. Маслова [59] и В.А. Флорина [130] — относительно метода определения стандартной прочности глинистых грунтов.

Н.Н. Маслов [59] отмечал, что "любые нагрузки, при которых наблюдается затухающая ползучесть, не могут служить показателем длительной прочности грунта. Более логично в качестве критерия для длительной прочности принимать нагрузку, которая вызывает прогрессирующую ползучесть. В опубликованной в конце 1961 г. книге В.А. Флорин [130] о стандартной прочности грунтов отмечал, что "отсутствует общепринятый метод определения стандартной прочности. Сравнение длительной прочности с мгновенной не представляет интереса. Особо следует проверить уменьшение длительной прочности по сравнению со стандартной, находя последнюю в условиях полной стабилизации от каждой ступени нагрузки".

Из изложенного выше нетрудно заметить, что подход автора книги к вопросу определения стандартного сопротивления глинистых грунтов сдвигу и изменяемости их прочности в зависимости от скорости и длительности испытания образцов, полностью согласуется с мнениями В.А. Флорина и Н.Н. Маслова.

Совершенно очевидно, что для избежания путаницы при рассмотрении вопроса об изменяемости τ_f в зависимости от длительности опыта следует указать методику определения исходного — стандартного сопротивления грунта сдвигу, с которым сравнивается его изменение. К сожалению немало публикации, авторы которых четко не указывают о какой изменяемости

сопротивления сдвигу грунта ведется разговор, совершенно неверно толкуют результаты других исследователей (в их числе оказался и автор книги), совершенно искажая смысл выводов последних.

Приведенные выше результаты экспериментальных исследований позволили автору книги в 1961 г. впервые высказать некоторые предварительные соображения о природе изменчивости τ_f в зависимости от длительности среза и о предполагаемой величине предельно длительного сопротивления глинистых грунтов сдвигу, получившие в дальнейшем полное экспериментальное подтверждение [71, 76] (см. ниже).

Изменяемость во времени сопротивления глинистых грунтов сдвигу, обладающих преимущественно связями водно-коллоидального характера, при небольших длительностях среза (в условиях отсутствия уплотнения и тиксотропного упрочнения) характеризуется уменьшением $\tau_{f,0}$ вследствие снижения вязкого сопротивления и нарушения структуры. При более длительных срезах, когда на прочностные свойства грунта сказывается влияние структурного упрочнения за счет переориентации частиц и других физико-химических процессов, наблюдается стабилизация прочностных свойств или же их возрастание (см. п. 12.4). При этом минимальное значение сопротивления глинистых грунтов сдвигу достигается не при $t \rightarrow \infty$, а при длительности испытания, близкой по продолжительности к испытанию по стандартной методике — по методике затухающих деформации сдвига (см. п. 9.3). Очевидно, что характер изменчивости τ_f во времени зависит от свойств грунта, а наименьшее его значение обусловлено суммарным значением сил внутреннего трения и структурного сцепления в момент исчерпания прочности (среза).

Приведенные выше рассуждения, а также результаты экспериментов позволили автору книги прийти к выводу, что стандартное сопротивление сдвигу исследуемых грунтов, определенное методами затухающих деформации сдвига, примерно равно предельно длительному сопротивлению сдвига $\tau_{f,st} \approx \tau_{f,\infty}$.

Деформация сдвига сопровождается изменениями в структуре грунта — изменением прочности структурных связей. Поэтому скорость накопления деформации сдвига и снижение $\tau_{f,0}$ грунта зависит от прочности и скорости разрушения старых, а также возникновения новых связей между частицами. Чем меньше начальная структурная прочность грунта, тем меньше и возможное уменьшение $\tau_{f,0}$ вследствие разрушения структуры и наоборот. При этом разрушение жестких структурных связей — структуры сцепления по Н.Я. Денисову, имеет необратимый характер.

Действительно, если в приведенных выше примерах длительность среза образцов практически не сказывается на величине начального ("мгновенного") сопротивления сдвигу часовъярской глины, обладающей высокой пористостью, влажностью и небольшой структурной прочностью, то снижение $\tau_{f,0}$ суглинка 2–57 и глины 4–57 при $\sigma_z = 0,1$ МПа составляет 15%, а при $\sigma_z = 0,2$ МПа оно доходит до 30%, при испытании мексикской глины природного сложения твердой и полутвердой консистенции, по данным В.В. Жихович [33], оно уже составляет 40%.

Стабилизация сопротивления грунта сдвигу при длительности опыта, равной времени, необходимому для испытания образцов по стандартной методике, свидетельствует о возможно полном разрушении структуры, ибо дальнейшее увеличение продолжительности испытания не приводит к снижению его прочности [130]. Иначе говоря, возможно полное разрушение структуры грунта практически завершается в пределах времени, необходимого для испытания образцов по методу затухающих деформации сдвига.

В упомянутой выше работе Л. Бьеррума, Н. Симонса и Д. Тарблеба длительность испытания цилиндрических образцов глины из Форенбю (близ г. Осло) на трехосное сжатие (влажность 35,2–55,2% предел текучести 36,4–59,4%; предел пластичности 18,8–32,0%) колеблется от 10 мин до 500 ч. Перед испытанием образцы подвергались всестороннему сжатию давлениями 0,1; 0,2 и 0,4 МПа в течение трех дней. Установлено, что увеличение длительности испытания образцов на раздавливание по закрытой системе приводит к снижению прочности грунта до 50% (рис. 12.7, а), которое практически завершается в пределах $t=2-5$ ч (за исключением образцов, уплотненных под действием 0,2 МПа). При испытании образцов по открытой системе влияние длительности испытания на прочностные свойства грунта не было обнаружено (рис. 12.7, б). Выводы авторов о природе поведения сопротивления сдвигу испытанного грунта в зависимости от длительности испытания на раздавливание были изложены выше.

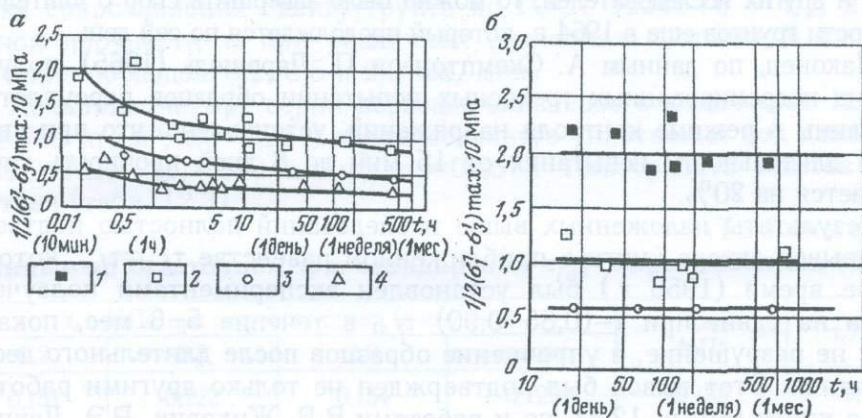


Рис. 12.7. Кривые длительной прочности нормально уплотненной морской глины из г. Форнебю, определенные испытанием образцов на трехосное сжатие по закрытой (а) и открытой (б) системам при различных скоростях раздавливания образцов: 1 - $\Delta\sigma=0,05$; 2 - $\Delta\sigma=0,1$; 3 - $\Delta\sigma=0,2$; 4 - $\Delta\sigma=0,4$ МПа

Полученные нами результаты полностью согласуются с данными Я.Л. Когана и А.И. Чухровой, полученным ранее (1959) на срезных приборах ЦНИИИСа при длительности испытания образцов $t=1, 7, 60, 300$ и 5000 мин. Зафиксированное в опытах упрочнение нормально уплотненных грунтов нарушенного сложения после некоторого снижения $\tau_{f,0}$ ($t=1$ мин) авторами объясняется уплотнением их в процессе сдвига. Испытания образцов

природного сложения показали как снижение (до 15%) так и возрастание (до 27%) τ_f при увеличении длительности среза от 300 до 5000 мин.

К сожалению, в отличие от автора книги, Я.Л. Коган и А.И. Чухрова результаты своих исследований не сопоставили со стандартной прочностью глинистых грунтов, определяемой по методу затухающих деформаций сдвига.

М.Н. Гольдштейн и С.С. Бабицкая [24], на основании опытов на кольцевой срез образцов высотой 35 мм, с площадью поперечного сечения 85 см² пришли к выводу, что не подтверждается заключение Я.Л. Когана и В.А. Иоселевича [24] о равенстве стандартной и длительной прочности грунта. В опытах, где скорость деформирования изменялась в 1000 раз, а общее время опытов изменялась от нескольких минут до 5–6 сут, совершенно четко наблюдалось уменьшение начального ("мгновенного") сопротивления грунта сдвигу с увеличением длительности опыта. М.Н. Гольдштейн и С.С. Бабицкая сопоставили "стандартную" ("мгновенную") $\tau_{f,0}$, длительную $\tau_{f,t}$ и "режимную" $\tau_{f,st}$ (истинно стандартную, по ГОСТ 12248-66, 78) (см. Выше) прочности грунтов и пришли к выводу, что "нормальная длительная прочность ниже стандартной, а режимная либо равна, либо выше на 10–15%".

Нетрудно заметить, что данные М.Н. Гольдштейна и С.С. Бабицкой согласуются с данными Я.Л. Когана и В.А. Иоселевича, точно повторяют полученные ранее автором книги результаты, изложенные выше. Если М.Н. Гольдштейн и С.С. Бабицкая отнеслись бы с вниманием к работам автора книги и других исследователей, то можно было завершить спор о длительной прочности грунтов еще в 1964 г., который продолжается по сей день.

Наконец, по данным А. Скемптона и П. Ларошель (1965), полученным из недренированных трехосных испытаниях образцов переуплотненной глины в режиме контроля напряжений, установлено, что при увеличении длительности испытания от 15 мин до 8 дней прочность грунта снижается на 20%.

Результаты изложенных выше исследований полностью подтверждают вывод автора книги о приближенном равенстве $\tau_{f,st} \approx \tau_{f,\infty}$, который в свое время (1958 г.) был установлен экспериментами ползучести грунта на сдвиг при $\tau = (0,85-0,90) \tau_{f,st}$ в течение 5–6 мес, показавшими не разрушение, а упрочнение образцов после длительного деформирования. Этот вывод был подтвержден не только другими работами автора книги (см. п. 12.4), но и работами В.В. Жихович, Р.Э. Дашко и многих других исследователей, упомянутых и неупомянутых выше.

Автор книги еще в 1962 г. [71] отмечал, что "различное толкование этого термина способствует тому разногласию, которое существует между исследователями по этому вопросу". Совершенно аналогичное мнение в 1964 г. было высказано М.Н. Гольдштейном и С.С. Бабицкой [23] без ссылки на [71]. Обходя молчанием работы автора книги [70–72], в которых были внесены определенные ясности как в вопросе о стандартном сопротивлении сдвигу, так и в вопросе об определении предельно длительного сопротивления сдвигу $\tau_{f,\infty}$, М.Н. Гольдштейн и С.С. Бабицкая подвергли несправедливой критике работу [33], полностью подтверждающую наши выводы (см. ниже). Они продолжали "стандартным"

называть мгновенную прочность, а определение $\tau_{i,t}$ по методу НИИИОСПа [111] (ГОСТ 12248-66, 78) – "режимным". Отметим также, что с подходом к вопросу о длительной прочности грунтов М.Н. Гольдштейна и С.С. Бабицкой совпадает подход С.С. Вялова и его коллег [9–11], которые в основном занимаются исследованием прочности мерзлых грунтов.

Сказанное выше полностью согласуется с результатами исследований М.Н. Гольдштейна и С.С. Бабицкой, и А.У. Скемптона с (см. п. 12.2), выполненных в режиме контроля касательных напряжений. Вряд ли можно сомневаться в том, что остаточное сопротивление сдвигу τ_r , которое характеризует прочность грунта при предельно возможном разрушении его структуры и равно предельно длительному сопротивлению сдвига $\tau_{f,\infty}$, практически равно стандартному сопротивлению сдвига $\tau_{f,st}$, определенного в режиме контроля затухающими деформациями сдвига.

Чтобы решить вопрос о равенстве $\tau_r \approx \tau_{f,st}$ и убедиться в справедливости изложенных выше соображений о предельно длительном сопротивлении глинистых грунтов сдвигу, осуществлены специальные исследования, результаты которых излагаются ниже. Опыты выполнены на устройствах М–5 Т.Л. Петросяном и С.Г. Айрояном при участии и под руководством автора книги (Геозкология, 1995, № 1.с. 50-59).

3. Осуществлено испытание суглинка нарушенного сложения за № 64–88 ($\rho_s=2690$ кг/м³; $\omega_L=0,388$; $\omega_P=0,247$; $I_P=0,141$) для определения сопротивления сдвигу грунта по ГОСТ 12248-78 – $\tau_{f,st}$ и остаточной прочности τ_r при различных значениях постоянной скорости кручения образцов: 0,2; 0,5 и 2,0 мм/мин.

Испытаны четыре серии образцов-близнецов в количестве 12 штук ($\rho_0=1789$ кг/м³; $\omega_0=0,264$) после месячного уплотнения под давлением $\sigma_z=0,2$ МПа ($\rho_f=1980$ кг/м³; $\omega_f=0,237$). Повторность опытов трехкратная (табл. 12.3).

Таблица 12.3

Данные об остаточном τ_r и стандартном $\tau_{f,st}$ сопротивлениях сдвигу

τ_r в МПа, при скоростях сдвига (в мм/мин)				$\tau_{f,st}$ МПа	$\tau_r/\tau_{f,st}$
0,2	0,5	2,0	среднее		
0,151	0,122	0,154	0,129	0,136	0,95

В опытах, выполненных в режиме контроля касательных напряжений, деформация сдвига не сопровождалась снижением прочности грунта. Зависимость τ – γ соответствовала кривой пластичного грунта, установленной Д. Тролопоу и К. Ченом (рис. 12.3, кривая 1). Это вполне закономерно, поскольку испытывался грунт нарушенного сложения, который за месяц уплотнения под действием относительно небольшого давления не мог приобрести значительной структурной прочности.

Результаты опытов полностью подтверждают правильность высказанного выше о практическом равенстве (в пределах разброса опытных данных $\pm 10\%$) $\tau_{f,st} \approx \tau_r \approx \tau_{f,\infty}$.

4. Осуществлено испытание грунта 64–88 на кручение в двух режимах. Образцы-близнецы ($\rho_0=1850 \text{ кг/м}^3$; $\omega_0=0,204$; $I_L=-0,3$) твердой консистенции в количестве 18 штук уплотнены тремя сериями (по 6 образцов в каждой серии) под давлениями $\sigma_z=0,1$; $0,3$ и $0,5$ МПа в течение 77 дней.

В каждой серии по три образца-близнеца испытаны по ГОСТ 12248-96 для определения $\tau_{f,st}$, а три – с постоянной скоростью 2 мм/мин для определения пиковой τ_p и остаточного τ_r сопротивления грунта сдвигу. Средние показатели данных испытания образцов-близнецов приведены в табл. 12.4.

Данные, приведенные в табл.12.4 показывают, что пиковое сопротивление сдвигу τ_p обнаружено только при испытании четырех образцов. Уменьшение τ_p до его остаточного значения τ_r составляет примерно 10%. В этом случае проявление τ_p обусловлено как большой начальной плотностью, так и относительно большой продолжительностью предварительного уплотнения образцов, приводящего к возрастанию структурной прочности грунта.

Таблица 12.4

**Данные о сопротивлении грунта 64–88 сдвигу (МПа)
в трех различных состояниях**

№ серии	σ_z	$\tau_{f,st}$	τ_p	τ_r	$\frac{\tau_{f,st}}{\tau_r}$	Разброс результатов определения	
						τ_r , %	$\tau_{f,st}$, %
1	0,1	0,0903	0,087*	0,0724	1,25	12	26
2	0,3	0,113	0,145**	0,142	0,80	8	13
3	0,5	0,146	0,207*	0,187	0,78	20	12

* – одно определение

** – два определения

В рассматриваемом случае расхождение между $\tau_{f,st}$ и τ_r колеблется в ту или другую сторону до 25%, что обусловлено сложностью изготовления образцов-близнецов грунта твердой консистенции. Примерно в таких же пределах находится разброс данных определения τ_r и $\tau_{f,st}$, поэтому можно принять, что они практически равны.

5. Осуществлено испытание двадцати образцов суглинка 67–95 ($\rho_s=2640 \text{ кг/м}^3$; $\rho_0=1910 \text{ кг/м}^3$; $\omega_0=0,125$; $\omega_L=0,350$; $\omega_P=0,225$; $I_P=0,125$) твердой консистенции $I_L=-0,08$. Образцы предварительно уплотнены в течение 100 дней под действием 0,8 МПа, а затем разгружены до 0,2 МПа (8 образцов), 0,4 МПа (6 образцов) и 0,6 МПа (6 образцов) и испытаны под этими давлениями по двум режимам, рассмотренным выше. В режиме контроля касательных напряжений испытания образцов выполнены при двух скоростях сдвига 2,0 и 0,2 мм/мин. Повторность опытов двукратная, а при $\sigma_z=0,2$ МПа и $v=2,0$ мм/мин – четырехкратная. Начальный коэффициент пористости $e_0=0,69$, а после разгрузки до 0,2; 0,4 и 0,6 МПа соответственно 0,621; 0,625 и 0,597.

Рассматриваемое исследование выполнено с целью установления влияния большой плотности грунта на их прочностные показатели. Результаты испытания образцов глинистого грунта 67–95 приведены в таблице 12.6. В этой таблице приведены также данные о деформациях сдвига, и времени наступления остаточной прочности образцов.

Таблица 12.5
Данные сопротивления сдвигу суглинка 67–95

№ се- рии	σ_z , МПа	$\tau_{f,st}$, МПа	τ_r (МПа) при скоростях сдви- га (мм/мин)		$\tau_{r,m}$, МПа	Общая деформа- ция сдвига (мм) при скоростях сдвига (мм/мин)		Время (мин) на- ступления τ_r при скоростях сдвига (мм/мин)		$\frac{\tau_{f,st}}{\tau_{r,m}}$
			2,0	0,2		2,0	0,2	2,0	0,2	
			1	0,2		0,137	0,125	(0,088)	0,125	
2	0,4	0,194	0,177	0,181	0,179	16	7	10	32	1,08
3	0,6	0,236	0,295	0,237	0,238	17	16	12	38	0,99

Опыты показали, что данные $\tau_{f,st}$ и τ_r , определенные в двух режимах испытания образцов, практически совпадают. Исключение составляет только испытание при $\tau_r=0,088$ МПа и скорости $v=0,2$ мм/мин, которое выпадает из общей закономерности $\tau_r \approx \tau_{f,st} - \sigma_z$ (см. рис. 12.8) и поэтому исключено из рассмотрения. Полученные результаты еще раз подтверждают справедливость равенства $\tau_r \approx \tau_{f,st}$ и возможность определения $\tau_{f,\infty}$ двумя рассмотренными режимами испытания образцов.

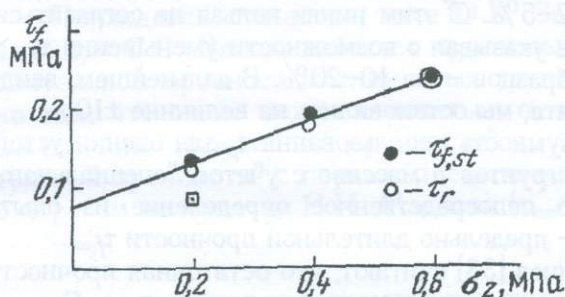


Рис. 12.8. Диаграмма сопротивления сдвигу грунта 67–95, построенная по данным испытания образцов-близнецов в режимах контроля касательных напряжений (крутящих моментов) τ_r и деформации сдвига $\tau_{f,st}$

Приведенные, а также не приведенные в книге результаты испытания многих разновидностей глинистых грунтов нарушенного и ненарушенного сложения на кручение в режиме контроля касательных напряжений τ подтвердили, установленные другими исследователями [24, 36, 37], независимость остаточной прочности τ_r от скорости испытания образцов. Совершенно аналогичное мнение по этому поводу высказано Ю.Л. Зарецким и Б.Д. Чумичевым [38]. Они экспериментально установили зависимость пиковой прочности глинистых грунтов τ_p от скорости испытания образцов.

Обобщая изложенное выше можно заключить, что снижение сопротивления сдвигу (прочности) глинистых грунтов по отношению к их начальному значению, в зависимости от длительности испытания (скорости сдвига, закручивания), определяется разностью $\tau_p - \tau_{f,st}(\tau_r)$. Следовательно, для

обеспечения прочности грунта при любой продолжительности действия касательного напряжения за расчетное сопротивление сдвигу следует принимать не пиковое τ_p , а стандартное $\tau_{f,st}$ или остаточное τ_r сопротивление сдвигу, равные их предельно длительному значению $\tau_{f,\infty}$. Это подтверждено не только лабораторными исследованиями, но и анализом потери устойчивости склонов и откосов земляных сооружений на основании определения τ_r образцов грунтов, отобранных и из зон сползания.

Несмотря на неоспоримое доказательство равенства $\tau_{f,st} = \tau_r$ С.С. Вялов [11] продолжал утверждать, что "совпадение этих величин является только приближенным и в зависимости от вида грунта может колебаться. Иными словами, нужно иметь в виду, что прочность, полученная из стандартных испытаний, не является инвариантной величиной".

Понятно, что в эксперименте всегда имеет место некоторый разброс опытных данных. Поэтому когда мы говорим об указанном равенстве, имеем в виду их совпадение в пределах разброса опытных данных. Это относится также к точности определения остаточной прочности τ_r . Что же касается не инвариантности $\tau_{f,st}$, то это абсолютно неверное толкование этой величины. Она такая же инвариантная величина, какой является остаточная прочность τ_r .

С.С. Вялов [11] отмечал, что при оценке устойчивости грунтового массива по пиковой ("мгновенной") прочности следует в расчет вводить специальный коэффициент. Если исходить из остаточной прочности (стандартной прочности по автору книги), то возможная погрешность по сравнению с натурой при широком диапазоне скорости смещения (1 см/год – 100 см/сут), по А. Скемптону, не превысит 2–5%. С этим никак нельзя не согласиться. Автор книги в 1965 г. [75] также указывал о возможности уменьшения $\tau_{f,st}$ в пределах точности испытания образцов – на 10–20%. В дальнейшем, ввиду повышения точности эксперимента, мы остановились на величине $\pm 10\%$.

Совершенно очевидно неразумность использования τ_p для оценки устойчивости (прочности) глинистых грунтов в массиве с учетом "специального" коэффициента, когда возможно непосредственное определение из опыта остаточной τ_r , стандартной $\tau_{f,st}$ – предельно длительной прочности $\tau_{f,\infty}$.

Ю.К. Зарецкий и Б.Д. Чумичев [38] считают, что остаточная прочность τ_r может использоваться лишь для расчета оползневых массивов. С этим можно согласиться частично (см. ниже). Вместе с тем никак нельзя согласиться с ними в том, что для расчета оснований, где недопустимы большие деформации, следует пользоваться параметрами "предела длительной прочности", наибольшим напряжением, не приводящим к развитию незатухающих деформации. Это значит, что "предел длительной прочности" как и ранее, отождествляется с первым предельным касательным напряжением $\tau_{f,\infty} = \tau_{ур}$, с порогом ползучести Н.Н. Маслова (см. рис. 7.4).

Они, а ранее Н.Н. Гольдштейн и С.С. Вялов, считают, что при $\tau > \tau_{ур}$ сдвиговая ползучесть переходит в стадию течения, в стадию деформирования с постоянной скоростью, которая всегда заканчивается разрушением грунтов вследствие перехода в стадию прогрессирующего разрушения, но при различных длительностях действия нагрузки (см. рис. 12.2). Если такая

трактовка ползучести верна для некоторых твердых тел, в том числе мерзлых грунтов и льда, то она совершенно непригодна для немерзлых грунтов.

Весьма длительными экспериментальными исследованиями процесса сдвиговой ползучести глинистых грунтов, при испытании образцов в режиме контроля деформации сдвига установлено (см. п. 12.5), что стадия ползучести с возрастающей скоростью – стадия исчерпания прочности, наступает после стадии течения только тогда, когда касательное напряжение τ достигает своего второго предела τ_{lim}^II . Равенство τ_{lim}^II и стандартной прочности $\tau_{f,st}$ к истинному пределу длительной прочности глинистых грунтов $\tau_{f,\infty}$ было показано выше.

Такое толкование предела длительной прочности глинистых грунтов полностью совпадает с подходами к этому вопросу Н.Н. Маслова и В.А. Флорина (см. выше) и, поэтому, загостированы.

Классическим примером, подтверждающий возможность многовековой деформации глинистых грунтов с практически постоянной скоростью, является деформация Пизанской башни.

Выше было показано также практическое равенство стандартной $\tau_{f,st}$ и τ_r остаточной прочностей глинистых грунтов, которые отличаются друг от друга только режимом испытания образцов. Как стандартная $\tau_{f,st}$, так и остаточная прочность τ_r грунтов, определяемые по ГОСТ 12248-96, характеризуют истинную предельную длительную прочность глинистых грунтов. Поэтому они могут использоваться как при расчете оснований сооружений, так и оползневых массивов. В последнем случае τ_r определяют при более больших деформациях сдвига (см. 12,4).

Приходится сожалеть, что Ю.К. Зарецкий, а ранее М.Н. Гольштейн и С.С. Вялов, избегает $\tau_{f,st}$ называть стандартной и предельно длительной прочностью глинистых грунтов. Это, вероятно, обусловлено тем, что он не может отказаться от совершенно ошибочного отождествления "мгновенной прочности" со "стандартной" и "предела длительной прочности" с первым предельным касательным напряжением – с порогом ползучести Н.Н. Маслова ($\tau_{lim} = \tau_{lim}^I = \tau_{up}$).

12.4. ПРОЧНОСТЬ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ПРИ БОЛЬШИХ ДЕФОРМАЦИЯХ СДВИГА

По данным испытания глинистых грунтов, отобранных из оползневых участков Джеффилд, Селест и из зоны распространения Лондонской глины А.У. Скемптоном было установлено, что параметр c , выражения прочности закона Кулона (9.4), практически равняется нулю, а угол φ на $1-2^\circ$, а в некоторых случаях до 10° , делается меньше φ_p , пиковой прочности τ_p . Аналогичные исследования были выполнены М.Н. Гольштейном и С.С. Бабицкой [23] при испытании глинистых грунтов на кольцевой срез при кручении образцов до $\alpha=80^\circ$. Полученные ими результаты согласуются с данными А.У. Скемптона. Опытами Ю.К. Зарецкого и Б.Д. Чумичева [38] равенство нулю параметра c при оценке τ_r не подтверждено. Следует отме-

туть, что еще в 1955 г. Н.Н. Маслов [59] отмечал, что ввиду малости, в запас прочности грунтов можно принять $c=0$.

Из изложенного выше следует, что еще остаются нерешенными до конца вопросы равенства нулю параметра c закона Кулона, при переходе от τ_p к τ_r и взаимосвязь между $\tau_{f,st}$ и τ_r глинистых грунтов природного сложения, определяемые в двух различных режимах испытания образцов. Для получения ответов на эти вопросы нами определены прочностные свойства глинистых грунтов, отобранных из ядер плотин Республики Армения, возведенные в середине прошлого столетия, методом кручения сплошных образцов со скоростью угла закручивания $2^\circ/\text{мин}$. при больших деформациях сдвига.

Ниже, в качестве примеров, приведены результаты определения пиковой τ_p и остаточной τ_r прочностей грунтов ядер двух, из числа более тридцати, каменно-земляных плотин водохранилищ Армении, полученные испытанием образцов диаметром 101 мм, высотой 24 мм на закручивание до $\alpha=125^\circ$.

1. Грунты, отобранные из ядра плотины Ахумского водохранилища (табл. 12.6), представлены суглинками твердой консистенции, содержащие включения частиц размерами от 1 до 10 мм в количестве 35%, грунты ядра плотины Тавушского водохранилища (табл. 12.7), содержащие включения указанных выше размеров до 20%.

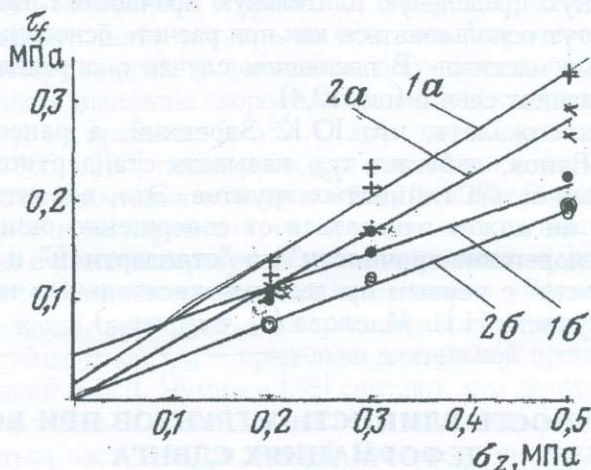


Рис. 12.9. Диаграммы пиковой τ_p и остаточной τ_r прочностей глинистых грунтов, отобранных из ядер плотин Ахумского (а) и Тавушского (б) водохранилищ (Армения).

1 а и 1 б — диаграммы пиковой прочности;
2 а и 2 б — диаграммы остаточной прочности.

Опыты показали, что при испытании грунтов ядра плотины Ахумского водохранилища для полной стабилизации их прочности закручивание образцов достигло $\alpha=125^\circ$. Установлено, что в случае испытания шести (из семи) образцов при переходе от пиковой τ_p к остаточной τ_r прочности грунтов имело место уменьшение параметра ϕ до 3° , а параметр c практически был равен

Таблица 12.6

Таблица физических свойств и показателей прочности грунтов, отобранных из ядра плотины
Ахумского водохранилища

№ скважины	№ грунта	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	w_0	e	w_L	w_p	I_p	I_L	α°	$\text{tg}\varphi_p$	φ_p	c_p
											$\text{tg}\varphi_r$	φ_r	c_r
5	45	2,72	2,07	0,152	0,516	0,358	0,193	0,165	-0,248	80	-	-	-
											0,50813	26,95	0,00
6	46	2,74	2,17	0,141	0,442	0,367	0,185	0,182	-0,241	80	-	-	-
											0,379	20,76	0,00
8	47	2,71	2,15	0,108	0,396	0,319	0,147	0,172	-0,227	85	-	-	-
											0,637	32,497	0,00
6	48	2,72	2,15	0,108	0,396	0,315	0,156	0,159	-0,302	83	-	-	-
											0,5663	29,509	0,00
102	4	2,71	2,09	0,178	0,571	0,363	0,191	0,172	-0,07	111	0,422	22,88	0,0217
											0,422	22,66	0,0217
103	1	2,71	2,18	0,171	0,457	0,328	0,166	0,162	0,031	125	0,639	32,60	0,0178
											0,562	29,55	0,0045
103	2	2,73	2,11	0,111	0,437	0,324	0,166	0,158	-0,35	120	0,570	29,7	0,0623
											0,542	28,45	0,000
Средние показатели		2,72	2,13	0,138	0,459	0,339	0,172	0,167	-0,17		0,543	28,50	0,0341
											0,5166	27,32	0,0039

Таблица 12.7

Таблица физических свойств и показателей прочности грунтов, отобранных из ядра плотины
Тавушского водохранилища

№ скважины	№ грунта	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	w_0	e	w_L	w_p	I_p	I_L	α°	$\text{tg}\varphi_p$	φ_p	c_p
											$\text{tg}\varphi_r$	φ_r	c_r
2	23	2,72	2,17	0,158	0,454	0,374	0,153	0,221	0,023	115	0,4172	22,64	0,00
											—	—	—
2	26	2,71	2,05	0,218	0,594	0,354	0,159	0,195	0,300	119	0,4329	23,40	0,0257
											0,3743	20,52	0,027
3	4	2,71	2,15	0,233	0,557	0,416	0,205	0,211	0,132	117	0,3264	18,07	0,052
											0,3988	21,14	0,00
3	5	2,71	2,11	0,219	0,566	0,375	0,190	0,185	0,153	119	0,3900	21,30	0,036
											0,4325	23,38	0,00
4	19	2,70	2,13	0,203	0,525	0,399	0,180	0,219	0,105	114	0,3394	18,74	0,04678
											0,3825	20,93	0,00
5	9	2,69	2,00	0,257	0,692	0,345	0,191	0,154	0,428	102	0,3050	16,96	0,0565
											0,4256	23,05	0,0115
5	10	2,71	2,07	0,226	0,603	0,339	0,193	0,154	0,214	114	0,411	22,34	0,02262
											0,446	24,05	0,00
5	11	2,68	2,01	0,256	0,675	0,380	0,211	0,169	0,266	108	0,423	23,02	0,0287
											0,3788	20,74	0,01863
	30	2,72	2,13	0,201	0,494	0,440	0,166	0,274	0,128	114	0,4354	23,52	0,00
											0,3636	19,98	0,00
Средние показатели		2,71	2,09	0,220	0,573	0,380	0,183	0,197	0,182		0,3867	21,11	0,03
											0,4021	21,90	0,0063

нулю ($\varphi=0$) (рис. 12.9). В одном только случае при отмеченном выше переходе параметры $c=0,0217$ МПа и $\varphi=22,88^\circ$ оказались равными. Если этот результат считать ошибочным, можно констатировать, что полученные данные полностью согласуются с данными А.У. Скемптона [154], а содержание в грунтах включений с размерами частиц от 1 до 10 мм в количестве 35% не оказало влияния на результаты, полученные методом кручения образцов.

2. Глины ядра плотины Тавушского водохранилища испытаны на кручение до $\alpha=119^\circ$. При переходе от пиковой τ_p к остаточной τ_r прочности у шести (из девяти) грунтов имело место возрастание φ до $3,5^\circ$ и равенство нулю параметра $c \approx 0$. У остальных трех грунтов при отмеченном переходе имело место как снижение (до 3°), так и возрастание (до 6°) угла φ , при $c \approx 0$ (рис. 12.9). Если, как и выше, результаты определения параметров прочности грунта № 26 считать ошибочными, можно предположить, что углы закручивания образцов грунтов 9, 11 на 102 и 108° не были достаточными для полного нарушения прочных структурных связей, хотя величина c при этом уменьшилась до пяти раз.

Многочисленными опытами установлено, что при переходе от τ_p к τ_r в отличие от данных А.У. Скемптона [154], имеет место как снижение, так и возрастание угла φ закона Кулона. Если ядра плотин условно рассмотреть как инженерно-геологический элемент и руководствоваться средними показателями параметров прочности грунтов (табл. 12.6–12.7), можно принять, что при отмеченном выше переходе параметр c закона Кулона практически равняется нулю ($c \approx 0$), а угол φ остается постоянным.

Для сопоставления данных $\tau_{f,st}$ и τ_r глинистых грунтов природного сложения, осуществлены испытания грунтов, ядер плотин ряда водохранилищ Армении, в режимах контроля Δs и M_{tor} .

Ниже приведены результаты испытания на кручение полутвердой глины ($w_L=0,381$; $w_P=0,155$; $I_p=0,226$), отобранной из ядра плотины Тавушского водохранилища. Подвергнуты испытанию 10 образцов, из которых по четыре образца под действием $\sigma_z=0,4$ и $0,8$ МПа, а два- $\sigma_z=0,2$ МПа (табл. 12.8).

Таблица 12.8

**Показатели влажности, консистенции и прочности глины
Тавушского водохранилища**

образцов	σ_z , МПа	w_L	$I_{L,f}$	$\tau_{i,st}$, МПа	τ_r , МПа	$\tau_r/\tau_{i,st}$
9-10	0,2	0,223	0,30	0,092	0,089	0,97
14	0,4	0,212	0,25	0,172	0,177	1,03
5-8	0,8	0,180	0,11	0,340	0,355	1,04

Опыты показали, что остаточная прочность τ_r глинистых грунтов природного сложения примерно равна стандартной прочности $\tau_{f,st}$, что полностью подтверждается высказанное по этому поводу автором мнение еще в 1965 г. [75].

3. В табл. 12.9 приведены показатели физических свойств и характеристики остаточной прочности τ_r грунтов, отобранных из Макараванского ополз-

Таблица 12.9

Показатели физических свойств и остаточной прочности τ_r грунтов Макараванского оползневого массива

№ скважины	h , м	ρ_s , г/см ³	ρ_0 , г/см ³	w_0	ρ_d , г/см ³	e	S_r	w_L	w_p	I_p	I_L	c_r , МПа	$\text{tg}\varphi_r$	φ_r°
1	3,8–4,1	2,72	1,90	0,311	1,45	0,86	0,98	0,577	0,219	0,358	0,257	0,009	0,359	19,83
2	5,7–6,0	2,72	1,99	0,299	1,53	0,78	1,0	0,499	0,213	0,286	0,300	0,011	0,328	18,17
3	3,2–3,5	2,69	1,93	0,298	1,43	0,805	0,99	0,500	0,207	0,293	0,311	0,015	0,2475	13,85
4	7,2–7,5	2,70	1,89	0,349	1,40	0,92	1,0	0,513	0,247	0,266	0,383	0,0058	0,3228	17,9
4	11,2–11,5	2,72	1,95	0,338	1,46	0,86	1,0	0,499	0,217	0,282	0,429	0,0021	0,294	16,42
4	24,0–24,3	2,68	1,99	0,320	1,51	0,80	1,0	0,525	0,263	0,262	0,218	0,0048	0,265	14,33
4	37,0–37,3	2,66	2,00	0,295	1,54	0,72	1,0	0,397	0,197	0,200	0,490	0,0059	0,31	17,33
6	5,2–5,5	2,70	1,99	0,238	1,61	0,677	0,95	0,590	0,237	0,353	0,00	0,0072	0,2895	16,25
6	9,2–9,5	2,70	1,86	0,260	1,48	0,83	0,85	0,433	0,199	0,244	0,250	0,0024	0,295	16,5
Средние показатели												0,0076	0,302	16,8

невого массива, представленные однородными глинами тугопластичной консистенции. Прочностные свойства грунтов определены закручиванием сплошных образцов до $\alpha=100^\circ$.

В рассматриваемом случае параметр c остаточной прочности грунтов отличается от нуля. Вместе с тем у шеста из восьми глинистых грунтов величина c пренебрежимо мала, поэтому с достаточной точностью можно их принять равными нулю ($c \approx 0$). У остальных двух грунтов $c=0,011$ и $0,015$ МПа.

Следует полагать, что стабилизация крутящих моментов M_{tor} (касательных напряжений τ) при углах закручивания образцов до $\alpha=100^\circ$ не обеспечивает полного нарушения структурных связей грунтов, которое имеет место при больших перемещениях их сдвига на оползневых склонах. Если Макараванский оползневой массив рассмотреть как инженерно-геологический элемент и руководствоваться средними показателями c и φ , можно принять, что $\varphi=0$, а угол φ , в пределах разброса опытных данных, остается постоянным.

Резюмируя изложенное выше можно констатировать, что при больших деформациях сдвига Δs (углах закручивания α) параметр c выражения сопротивления глинистых грунтов (9,4) с достаточно большой точностью равняется нулю ($c=0$), В этих условиях параметр φ , в инженерно-геологическом элементе, практически остается постоянным.

12.5. ВЛИЯНИЕ ПОЛЗУЧЕСТИ НА СОПРОТИВЛЕНИЕ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ СДВИГУ

Изложенное выше (см. п. 12.3) дало нам представление о характере изменяемости сопротивления глинистых грунтов сдвигу в зависимости от длительности их испытания (скорости среза) образцов и о величине предельно длительного сопротивления сдвигу $\tau_{f,\infty}$. В целях подтверждения полученных результатов, выяснения природы разупрочнения и упрочнения глинистых грунтов вследствие сдвиговой ползучести ниже приводятся результаты испытания образцов нарушенного и ненарушенного сложения на ползучесть под действием различных по величине постоянных касательных напряжений. Исследования осуществлены путем испытания образцов-близнецов на приборах одноплоскостного, кольцевого среза и кручения кольцевых (а также сплошных) образцов при практически постоянном их объеме.

1. На приборах ГПП-30 и кольцевого среза НИС Гидропроекта испытаны 18 образцов-близнецов суглинка 2-57 (см. табл. 12.10) под действием $\sigma_z=0,2$ МПа. Все образцы подвергнуты предварительному уплотнению при полном водонасыщении в течение около четырех месяцев. Большая продолжительность уплотнения образцов была вызвана необходимостью исключения дальнейшего уплотнения и структурного упрочнения (тиксотропия, синерезис и т.п.) и их влияния τ_f .

Образцы-близнецы на приборах ГПП-50 испытаны тремя группами по четыре образца в каждой. Образцы-близнецы первой группы испытаны на

срез по стандартной методике — по методике затухающих деформации сдвига (см. п. 9.5), образцы-близнецы второй группы попарно испытаны на ползучесть при двух уровнях постоянного касательного напряжения $\tau=0,8$ и $0,9 \tau_{f,st}$, а остальные были оставлены под действием σ_z в течение всего времени испытания образцов-близнецов второй группы на ползучесть для последующего испытания на срез по стандартной методике и выяснения влияния уплотнения и старения на сопротивление сдвигу [71].

Образцы-близнецы грунта, испытаны на длительный сдвиг с 8.03 по 6.10.1961 г. — в течение 208 дней в условиях практически постоянной температуры ($20^{\circ}\pm 3^{\circ}$ С), влажности воздуха лабораторного помещения (88–97%) и отсутствия посторонних воздействий. Отметим, что скорость приложения касательного напряжения до заданной величины была такой, при которой определялось $\tau_{f,st}$.

В процессе экспериментов не было установлено явление наступления третьей стадии ползучести с возрастающей скоростью, прогрессирующего разрушения. Для выяснения причины указанного явления образцы, подвергнутые испытанию на ползучесть (длительный срез), и контрольные образцы-близнецы, оставленные под уплотняющим давлением в течение $4+7=11$ месяцев, были срезаны по той же стандартной методике с приложением ступеней касательного напряжения $\Delta\tau=0,0125$ МПа (табл. 12.10).

Таблица 12.10

Результаты испытания образцов суглинка 2–57 на срез

Номер опыта	$\tau_{f,st}$, МПа	$\tau_{f,st,t}$ после испытания на ползучесть, (в МПа) при		$\tau'_{f,st}$ после длительного уплотнения, МПа
		$\tau=0,8\tau_{f,st}$	$\tau=0,9\tau_{f,st}$	
520	0,150	—	—	—
521	0,150	—	—	—
522	0,150	—	—	—
523	0,150	—	—	—
524	—	0,162	—	—
525	—	0,175	—	—
526	—	—	0,200	—
527	—	—	0,187	—
528	—	—	—	0,162
529	—	—	—	0,150
530	—	—	—	0,162
531	—	—	—	0,150
Средние значения	0,150	0,169	0,194	0,156
$\frac{\tau_{f,st,t}}{\tau_{f,st}}$	—	1,13	1,29	1,03

Опыты показали, что $\tau_{f,st}$ образцов-близнецов грунта, подвергнутые семимесячному испытанию на сдвиг (срез), существенно возросло по сравнению с начальным стандартным сопротивлением сдвигу. Что же касается контрольных образцов-близнецов, не подвергнутых испытанию на ползучесть (длительный срез), то их $\tau_{f,st}$ по сравнению с начальным практически не изменилось. Следовательно, после четырехмесячного предварительного уплотнения дальнейшее семимесячное нахождение под уплотняющим давлением практически не повлияло на их прочность. А это означает, что возрастание сопротивления грунта сдвигу по сравнению с его начальным значением (на 29% при испытании образцов на ползучесть под действием $\tau/\tau_{f,st}=0,9$) после длительного сдвига обусловлено упрочнением в результате деформации сдвига [71]. Здесь интересным является и то, что при $\tau/\tau_{f,st}=0,8$ указанное выше упрочнение грунта составило лишь 12,5%, а влажность контрольных образцов, уплотненных в течение 11 месяцев, изменилась всего на 0,3%.

Возрастание сопротивления сдвигу грунта в процессе длительного сдвига обусловлено переупаковкой частиц и агрегатов на первой стадии ползучести [130], образованием более прочных структурных связей. Это подтверждает сказанное ранее [70], что "длительность опыта способствует упрочнению материала, повышению сопротивления грунта сдвигу" и что это явление можно уподобить явлению упрочнения металлов вследствие их пластического деформирования – наклепа [71].

2. Результаты испытания шести кольцевых образцов-близнецов на приборах кручения НИС Гидропроекта, полученные по изложенной выше методике при продолжительности сдвиговой ползучести 112 дней, приведена в табл. 12.11 [71]. Полученные результаты качественно совпадают с рассмотренными выше. В этих опытах зафиксировано изменение влажности образцов на 0,6%, объема – 0,2%.

Таблица 12.11

Результаты испытания образцов суглинка 2-57 на кольцевой срез

Номер опыта	$\tau_{f,st}$ МПа	Стандартное сопротивление сдвигу после ползучести $\tau_{f,st,t}$ (в МПа) при	
		$\tau=0,8\tau_{f,st}$	$\tau=0,9\tau_{f,st}$
572	0,073	–	–
575	0,081	–	–
576	–	0,104	–
578	–	0,104	–
574	–	–	0,114
577	–	–	0,115
Средние значения	0,077	0,104	0,115
$\frac{\tau_{f,st,t}}{\tau_{f,st}}$	–	1,35	1,47

На рис. 12.10, где приведены кривые ползучести образцов, испытанных на приборах кручения, видно, что в начале процесса ползучести имеет место интенсивное снижение скорости деформации, а затем наступает стадия течения, не переходящая в стадию разрушения.

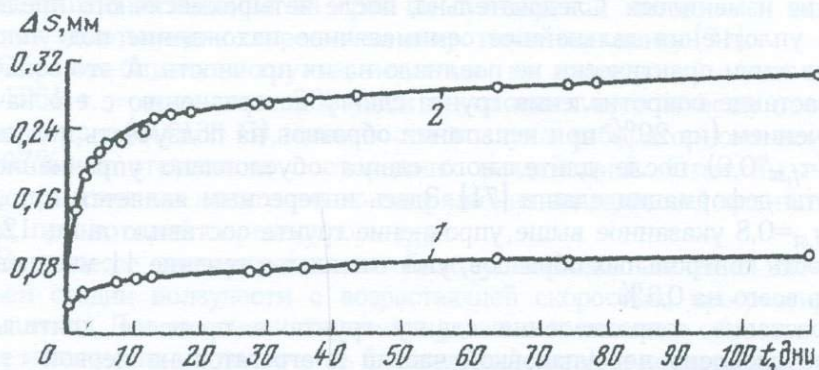


Рис. 12.10. Кривые ползучести суглинка 2-67, определенные испытанием образцов на приборах кручения кольцевых образцов:
 1 - $\tau=0,8\tau_{f,st}$; 2 - $\tau=0,9\tau_{f,st}$

3. На приборах кручения кольцевых образцов НИС Гидропроекта, модернизированных автором книги, проведена серия длительных опытов на сдвиговую ползучесть [76]. Испытаны образцы глины 9-63 природного сложения ($\rho_s=2680$ кг/м³; $\omega_0=0,445$; $\omega_L=0,424$; $\omega_P=0,244$; $I_P=0,18$) при $\tau=0,5$; 0,7; 0,8 и 0,95 $\tau_{f,st}$ (рис. 12.11).

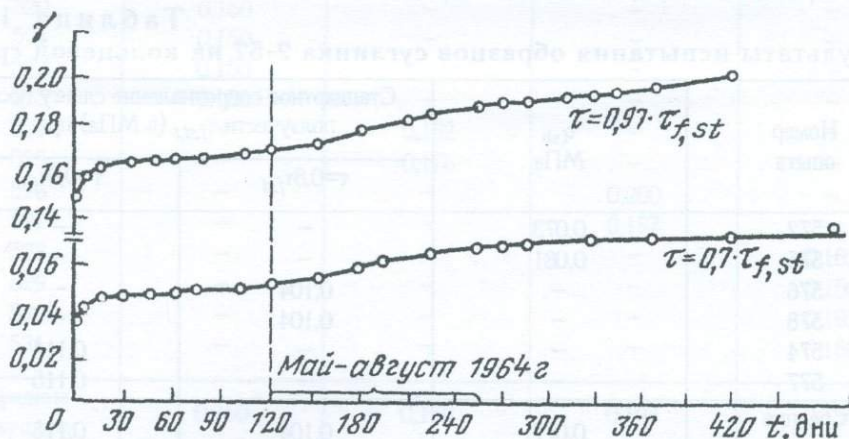


Рис. 12.11. Кривые ползучести глины 9-63 природного сложения, определенные испытанием кольцевых образцов-близнецов на кручение ($\sigma_{z,0}=0,5$ МПа, $\sigma_{z,f}=0,4$ МПа)

Все образцы до испытания на сдвиг предварительно уплотнены под действием $\sigma_{z,0}=0,5$ МПа в течение 54 дней, а затем разгружены до $\sigma_{z,f}=0,4$ МПа и выдержаны под этим напряжением еще десять дней. Данные об основных физических свойствах образцов до и после испытания на ползучесть приведены в табл. 12.12.

Таблица 12.12

Показатели основных физических свойств образцов глины 9-63

Показатели физических свойств грунта	До сдвига	После испытания на ползучесть при $\tau_{f,st}$			
		0,5	0,7	0,8	0,95
Влажность w	0,30	0,28	0,306	0,316	0,303
Плотность ρ , кг/м ³	1890	1830	1840	1840	1880

При испытании образцов на сдвиговую ползучесть касательные напряжения до $\tau=0,5; 0,7$ и $0,95\tau_{f,st}$ доведены со скоростью их нагружения при определении стандартного сопротивления грунта сдвигу. При $\tau=0,8\tau_{f,st}$ касательные напряжения доведены до заданной величины в течение трех с половиной месяцев.

В отличие от ранее проведенных исследований в рассматриваемом случае образец грунта, испытываемый на ползучесть при $\tau=0,95\tau_{f,st}$ срезался на 427-й день опыта на ползучесть. Остальные образцы-близнецы после опыта на ползучесть были срезаны по стандартной методике (табл. 12.13).

Таблица 12.13

Результаты испытания глины 9-63 на сдвиг при $\sigma_{z,f}=0,4$ МПа, $\tau_{f,st}=0,151$ МПа

Испытание образцов на ползучесть при $\tau/\tau_{f,st}$, МПа	$\tau_{f,st,t}$, МПа после ползучести	$\frac{\tau_{f,st,t}}{\tau_{f,st}}$	Длительность опыта, дни
0,5	0,144	0,96	145
0,7	0,157	1,04	485
0,8	0,153	1,01	485
0,95 (0,97)	0,147	0,97	427

Опыты показали, что достаточно большая продолжительность ползучести практически не повлияла на величину начального сопротивления сдвигу в силу достаточно высокой плотности и прочности грунта. Что же касается среза образца через 427 дней после момента нагружения до $\tau=0,97\tau_{f,st}$ (уточненная величина), то это можно объяснить как точностью определения $\tau_{f,st}$, влияния повышения температуры среды, так и приближенностью равенства $\tau_{f,st} \approx \tau_{f,\infty}$. По причине последнего, как было отмечено автором книги еще в 1965 году, не исключена возможность и снижения стандартного сопротивления сдвигу на несколько процентов при очень большой длительности действия касательных напряжений, которое не имеет практического значения. Как было оказано выше, пятипроцентное

снижение τ_f при весьма существенном снижении скорости деформации, отмечал А. Скемптон.

Сопоставление данных табл. 12.13 с данными испытания того же грунта при двух других состояниях и продолжительностях ползучести (см. табл. 12.14) показывает, что по мере уменьшения уплотняющего давления, снижения $\tau_{f,st}$, имеет место возрастание величины прираще-ния сопротивления сдвигу грунта после сдвиговой ползучести.

Таблица 12.14
Результаты испытания на сдвиг образцов грунта 9-63

$\tau_{f,st}$ (в МПа) до ползучести	$\tau_{f,st,t}$ (в МПа) после испытания на ползучесть при $\tau/\tau_{f,st,t}$:		Длительность, дни уплотнения ползучести
	0,7	0,9	
0,038	$\sigma_{z,0}=0,2$ МПа; $\sigma_{z,f}=1,0$ МПа		87/30
	0,048 (1,26)*	0,055 (1,45)	
0,077	$\sigma_{z,0}=0,4$ МПа; $\sigma_{z,f}=0,2$ МПа		67/72
	0,089 (1,25)	0,089 (1,27)	

* В скобках даны значения $\tau_{f,st,t}/\tau_{f,st}$

На рис. 12.12 показаны результаты очень длительных испытаний (около 800 дней) образцов глины 19-69 природного сложения ($\rho_s=2620$ кг/м³; $\rho_0=1920$ кг/м³; $\omega_0=0,262$; $\omega_L=0,468$; $\omega_P=0,257$; $I_P=0,211$; $e_0=0,736$; $S_r=0,969$) при разных уровнях крутящего момента (касательного напряжения) $M_{tor}/M_{tor,lim}=0,1$; 0,3; 0,5; 0,7 и 0,85 ($\sigma_{z,f}=0,2$ МПа). Опыты выполнены автором книги совместно с Р.Р. Галстяном в 1969-1971 гг.

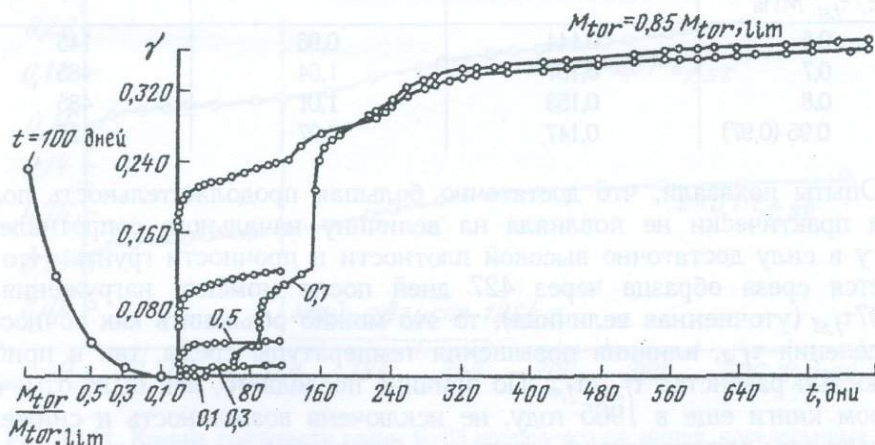


Рис. 12.12. Кривые ползучести глины 19-69, определенные испытанием кольцевых образцов-близнецов на кручение, ($\sigma_z=0,2$ МПа)

Экспериментами установлено, что при указанных уровнях крутящих моментов деформации ползучести либо затухают, либо развиваются практически с постоянной скоростью (в пределах постоянных температур). Аналогичные результаты получены и при испытании очень многих разновидностей глинистых грунтов природного и нарушенного сложения при широком диапазоне изменяемости их начального состояния плотности-влажности как на приборах кручения кольцевых образцов, так и на приборах кручения плоских сплошных образцов М-5. Такие же данные получены многими другими исследователями при испытании грунтов на ползучесть напряжениями, не превышающими стандартную прочность, определенную по методу затухающих деформаций [ГОСТ 12248-78]. Причем, после длительного сдвига всегда отмечается возрастание стандартного сопротивления сдвигу, по сравнению с его начальным значением $\tau_{f,st}$, величина которого иногда достигает или становится выше "мгновенного" сопротивления грунта сдвигу $\tau_{f,0}$. Например, С.С. Вялов и Н.К. Пекарская [10] отмечают, что как мгновенная, так и длительная прочность образцов каолина после предварительного их деформирования возросли на 18–20% по сравнению с прочностью исходных образцов. По их мнению, это явление аналогично явлению наклепа в металлах, т.е. упрочнению в результате повторного нагружения. Оно повторяет мнение автора книги, высказанное еще в 1962 г. (см. выше). К сожалению С.С. Вялов и Н.К. Пекарская свои данные не сопоставили с прочностью грунта, определенной по методу затухающих деформаций – по ГОСТ. Поэтому невозможно получить полное представление об изменяемости прочности грунта в процессе длительного деформирования.

5. Эксперименты показали, что независимо от вида, сложения и состояния плотности-влажности глинистого грунта при $\tau < \tau_{f,st} = \tau_{lim}^{(2)}$ (см. п. 10.1) его деформация при простом сдвига протекает в стадиях затухающей ползучести и затухающей ползучести, переходящей в течение. При $\tau_{f,0} \geq \tau \geq \tau_{f,st}$ проявляются все три стадии деформации ползучести – затухающей, незатухающей деформаций и деформации, протекающей с возрастающей скоростью, приводящей к исчерпанию прочности грунта (рис. 12.13). Таким образом, проявление третьей стадии ползучести с возрастающей скоростью и снижение прочности грунта имеет место в пределах от $\tau_{f,0}$ до $\tau_{f,st} = \tau_r = \tau_{f,\infty}$. Следовательно, при $\tau < \tau_{f,st}$ глинистый грунт не может исчерпать свою прочность, а после стадии течения – установившейся ползучести не может наступить стадия разрушения без влияния дополнительных природных и природных факторов.

Наблюдаемые в природе случаи разрушения склонов и откосов грунтовых сооружений после определенного времени их нормального существования, как правильно отмечает В.В. Жихович, является не следствием снижения прочности грунтов в процессе длительного деформирования. Это явление обусловлено разупрочнением грунтов под действием природных факторов (выветривания, увлажнения, сейсмических воздействий и т.д.), вибрационных и других воздействий и изменяемостью их напряженного состояния. Изменяемость напряженного состояния может быть обусловлена так-

же проявлением пика избыточного давления в поровой воде в неполностью водонасыщенных глинистых грунтах через некоторое время после нагружения (начала уплотнения) и уменьшения эффективного давления. Автор книги склонен думать, что разрушение низового откоса плотины на р. Мармарик было вызвано указанным явлением.

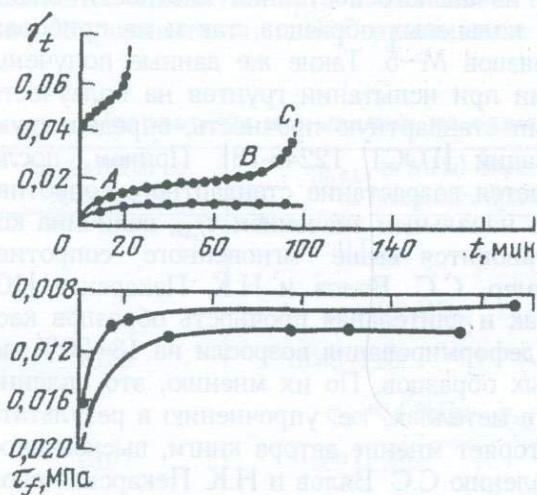


Рис. 12.13. Кривые ползучести при сдвиге и длительного сопротивления сдвигу каолина (испытания на кручение), по С.С. Вялову, Н.К. Пекарской и Р.В. Максимаку

Опытами Х. Сиды [152] установлено, что наблюдаемое после сдвиговой ползучести упрочнение глинистых грунтов по сравнению с начальной прочностью обусловлено не изменением объема и не изменением влажности. Д. Тролоп и К. Чен [160] это явление связывают с улучшением коллоидной структуры и рассеиванием порового давления в зоне потенциального разрушения и образованием устойчивой треугольной структуры. Автором книги показано [71, 76], что при отсутствии медленной деформации сдвиговой ползучести упрочнения грунта не происходит. Следовательно, явление упрочнения в глинистых грунтах, процесс старения в которых или завершен, или не оказывает влияния ввиду небольшого времени эксперимента, при отсутствии деформации объема всецело обусловлено структурными изменениями в процессе ползучести. Иначе говоря, глинистые грунты обладают свойством реопексии (У.Л. Уилкинсон, 1964) — свойством образования структуры только под действием небольших скоростей деформации сдвига.

Изложенное выше позволяет заключить, что закономерности сдвиговой ползучести глинистых грунтов следует исследовать при $\tau < \tau_r = \tau_{f,st}$. В случае их определения при $\tau_{f,st} \leq \tau \leq \tau_{f,0}$ разрушение грунта происходит за время определения $\tau_{f,st}$. Это время в лабораторной практике, при условной стабилизации скорости деформации сдвига от действия ступени касательного напряжения, равной 0,005 мм/мин, не превышает 8 ч. Вместе с тем следует отметить, что при дальнейшем уменьшении скорости среза и скорости условной стабилизации деформации сдвига это время существенно возрастет. Следовательно, при исследовании сдвиговой ползучести обыкновенных глинистых грунтов за исходный показатель прочности следует принимать

стандартное $\tau_{f,st}$ или остаточное τ_r сопротивление сдвигу. Они, в отличие от начального ("мгновенного") и пикового τ_p сопротивления сдвигу, являются стабильными показателями прочности, практически не зависящим от длительности и скорости испытания грунтов [84, 85].

С.С. Вялов [11] отмечал, что в экспериментах автора книги не обнаруживается стадия ползучести с возрастающей скоростью — стадия разрушения. По его мнению, это обусловлено стесненным условием бокового деформирования образцов при кольцевом срезе и кручении, поскольку это явление связано с дилатансией (разуплотнением) грунта. Необоснованность этого мнения совершенно очевидна. В указанных экспериментах дилатансия грунта совершенно не стеснена, она возможна в направлении действия нормального напряжения и наблюдается при $\tau \geq \tau_{f,st}$, когда проявляется третья стадия ползучести — исчерпывается прочность грунта. Следовательно, отсутствие третьей стадии ползучести в опытах автора книги обусловлено не условием эксперимента, а испытанием образцов под действием касательных напряжений τ , которые по величине не достигали величины стандартного сопротивления грунта сдвигу $\tau_{f,st}$, т.е. предельно длительного сопротивления сдвигу $\tau_{f,\infty}$.

Описанные в литературе случаи исчерпания прочности глинистых грунтов в процессе их испытания на приборах одноплоскостного среза под действием постоянных касательных напряжении обусловлены их испытанием при $\tau > \tau_{f,st}$ и уменьшением площади среза — изменением напряженного состояния образца. Случаи разрушения образцов в стадии затухающей ползучести на приборах одноплоскостного среза зафиксированы в работах А.М. Скибицкого [8], С.Е. Могилевской [96] и др. В первом случае разрушение образца в условиях одноплоскостного среза при $\tau/\tau_f = 0,9$ (длительность определения τ_f примерно 1 ч) имело место через 35 дней после момента загрузки. Это явление можно считать также случайным, поскольку испытывался только один образец. Ясно, что по результатам испытания одного образца при достаточно высоком уровне касательного напряжения невозможно сделать какие бы не были серьезные выводы. С.Е. Могилевской испытаны на ползучесть образцы просадочных грунтов под давлениями 0,1–0,3 МПа при различных значениях уровня касательного напряжения $\tau/\tau_f \leq 0,8$ в условиях полного водонасыщения. Опыты выполнены на приборах одноплоскостного среза при зазоре между каретками в 1 мм.

Результаты определения длительной и предельно длительной прочности глинистых грунтов при испытании образцов на приборах одноплоскостного среза не вызывают доверия. Мы неоднократно отмечали, что в силу известных многочисленных недостатков эти приборы непригодны для определения указанных выше прочностных свойств глинистых грунтов путем испытания образцов на сдвиговую ползучесть.

Наблюдаемые в процессе ползучести разрушение цилиндрических образцов при одноосном и трехосном сжатии в условиях закрытой системы (без возможности дренирования) очень плотных и прочных глинистых грунтов, содержащих газы в поровой воде, может быть обусловлено постепенным и очень медленным повышением во времени из-

быточного напора в поровой воде до пикового значения и уменьшением эффективного давления.

Поскольку стандартное (и остаточное) сопротивление грунтов сдвигу несколько выше предельно-длительного его значения (они будут тождественно равны при очень длительных продолжительностях определения $\tau_{f,st}$), при испытании грунтов, прочность которых в процессе сдвига не изменяется (см. табл. 12.13) в силу их большой структурной прочности, возможно и небольшое снижение $\tau_{f,st}$ в процессе ползучести. Как было отмечено выше (см. п. 12.3), указанное снижение прочности глинистых грунтов по данным автора книги находится в пределах разброса опытных данных ($\pm 10\%$) и им можно пренебречь. Это полностью согласуется и с мнением А. Скемптона [154] о снижении остаточного сопротивления сдвигу τ_r (см. п. 12.3) на 2–5% при очень широком диапазоне изменения скорости смещения грунта.

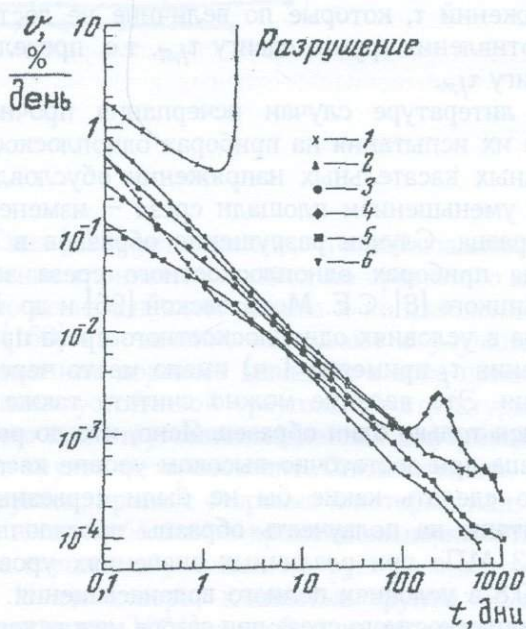


Рис. 12.14. Экспериментальные кривые зависимости скорости деформации (%/день) от длительности t действия шести уровней девиатора напряжений в логарифмической системе координат, определенные при трехосном дренированном испытании образцов лондонской глины по А. Бишопу и Г. Лавенбери (1969)

В смысле выяснения поведения глинистого грунта при ползучести очень интересны опыты (продолжительностью до 3,5 года) А. Бишоп и А. Лавенбери [137] по испытанию на ползучесть в условиях трехосного дренированного сжатия трещиноватой, сильно переуплотненной лондонской глины эоцена. Пикова я прочность грунта определена испытанием образцов в течение 5 дней. Опытами установлено, что на пяти, из шести,

постоянных уровнях девиатора напряжения ($\sigma_1 - \sigma_3$) деформации носили затухающий характер — отсутствовала стадия течения, зависимости скорость деформации—время в логарифмических координатах практически изображались параллельно расположенными прямыми (рис. 12.14). При одном самом высоком уровне напряжения, составляющем — 80–106% (в среднем 100%) полное разрушение единственного образца было зафиксировано через два дня после момента загрузки (см. рис. 12.14).

Разрушение образца при 100%-ой (в среднем) уровне пиковой прочности вполне закономерно. Вполне закономерно и непрерывное снижение скорости ползучести в течение всего процесса деформирования, поскольку названное авторами пиковой, в самом деле являлась остаточной прочностью (она определялась в течение 5 дней в режиме контроля напряжениями) грунта. Эти данные полностью согласуются с результатами автора книги, полученные на приборах кольцевого сдвига и кручения. А. Бишоп [139] в своем выступлении на VIII Международном конгрессе по механике грунтов и фундаментостроению (Москва, 1973) привел много примеров определения изменчивости скоростей деформирования образцов при длительных дренированных и недренированных трехосных испытаниях глинистых грунтов под действием очень высоких уровней напряжения. В частности испытан грунт, отобранный из основания фундамента Пизанской башни ($P_L=0,47$). Установлено, что при 85%-ом уровне напряжения от недельной прочности в течение 2 лет наблюдается снижение скорости деформации. Этим фактом А. Бишоп объясняет существование Пизанской башни.

Резюмируя изложенное выше можно отметить, что стандартная прочность (сопротивление сдвигу) $\tau_{f,st}$ равна остаточной τ_r . Они практически равны предельно-длительной прочности грунта $\tau_{f,\infty}$. При касательных напряжениях $\tau < \tau_{f,st} \approx \tau_r \approx \tau_{f,\infty}$ сдвигающая ползучесть глинистых грунтов никогда не переходит в стадию ползучести с возрастающей скоростью — в стадию прогрессирующего разрушения. Следовательно, чтобы обеспечить прочность и долговечность оснований и сооружений из грунтовых материалов при их расчете следует исходить из стандартной $\tau_{f,st}$, остаточной τ_r , предельно-длительной $\tau_{f,\infty}$ прочности, определяемой по изложенным выше методам.

В заключение отметим, что все рассмотренные выше вопросы прочности глинистых грунтов относились к скрытопластичным грунтам по классификации Н.Н. Маслова. Когда вязко-пластичный глинистый грунт течет с постоянной скоростью при любых значениях касательного напряжения, отсутствует стадия затухающей ползучести ($\tau_{ур}=0$) и подчиняется закону течения ньютоновской вязкой жидкости (7.4), понятие прочности теряет смысл. В этом случае реологические свойства вязкопластичных грунтов при сдвиге характеризуются не прочностными показателями, а параметрами вязкости, коэффициентами вязкости η_0 и скорости течения K_2 (см. п. 11.7).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Арутюнян Н.Х. Некоторые вопросы теории ползучести. М.—Л.: Гостехтеоретиздат, 1952.—323 с.
2. Баркан Д.Д. Динамика оснований и фундаментов, М.: Стройво-енмориздат, 1948.—411 с.
3. Белл Дж.Ф. Экспериментальные основы механики деформируемых твердых тел. В 2-х частях. Часть 1, М.: Наука, 1984.—600 с.
4. Беляев С.М. Соппротивление материалов. М.: Гостехтеоретиздат, 1953.—856 с.
5. Бишоп А., Хенкель Д. Определение свойств грунтов в трехосных испытаниях. М.: Госстройиздат, 1961.—231 с.
6. Бишоп А.У. Параметры прочности при сдвиге ненарушенных и перемятых глинистых образцов // Определяющие законы механики грунтов. М.: Мир, 1975.—с.7—75
7. Васильев А.У. Основы современной методики и техники лабораторных определений физических свойств грунтов. М.: Госстройиздат, 1953.—216 с.
8. Вялов С.С., Скибицкий А.М. Реологические процессы в мерзлых грунтах и плотных глинах // Материалы к IV межд. Конгрессу по мех. грунтов и фундаментастроению. М.: Изд-во АН СССР, 1957.—с.30—42.
9. Вялов С.С. Реологические свойства и несущая способность мерзлых грунтов. М.: Изд-во АН СССР, 1959.—190 с.
10. Вялов С.С., Пекарская Н.К., Максимьяк Р.В. Изменение прочностных свойств грунтов в процессе ползучести // Acta Technica Academical Scientiarum Hungarical, 1968, tomus 63(1—4).—р. 377—384.
11. Вялов С.С. Реологические основы механики грунтов. М.: Высшая школа, 1978.—447 с.
12. Вялов С.С., Саадалах Ш.Ж. Деформационная модель нелинейного деформирования связных грунтов // "ОФМГ", 1994, № 5.—с. 2—5.
13. Вялов С.С., Шееб Х.А. Ползучесть и длительная прочность глинистых грунтов в условиях трехосного сжатия // "ОФМГ", 1997, № 1.—с. 10—14.
14. Галстян Р.Р., Месчян С.Р. Исследование компрессионной ползучести глин приереванского района // Изв. АН АрмССР, Механика, 1972, т. 25, № 6.—с. 70—79.
15. Гольденблат И.И. и Николаенко Н.А. Теория ползучести строительных материалов и ее приложения. М.: Госстройиздат, 1960.—256 с.

16. Гольдман А.Я. Прогнозирование деформационно-прочностных свойств полимерных и композиционных материалов. Л.: Химия, 1988.—272 с.
17. Гольдштейн М.Н. Механические свойства грунтов. М.: Госстройиздат, 1952.—259 с.
18. Гольдштейн М.Н. О структуре и сжимаемости грунтов // Вопросы геотехники. М.: Транжелдориздат, 1956.—с. 6—30.
19. Гольдштейн М.Н. Ползучесть и длительная прочность глинистых пород // Труды совещания по инженерно-геологическим свойствам горных пород. Том II, Изд-во АН СССР, 1957.—с. 5—15.
20. Гольдштейн М.Н., Бабицкая С.С. Методика определения длительной прочности грунтов // "ОФМГ", 1959, № 4.—с. 11—14.
21. Гольдштейн М.Н., Бабицкая С.С., Мизюмский В.А. Методика испытания грунтов на ползучесть и длительную прочность // Вопросы геотехники, Днепропетровск, 1962, № 5.—с. 93—120.
22. Гольдштейн М.Н., Бабицкая С.С. Методика испытания связных грунтов на прочность // Вопросы геотехники. М.: Транжелдориздат, 1965, № 6.—135—189.
23. Гольдштейн М.Н., Бабицкая С.С. О длительной прочности связных грунтов // Вопросы геотехники. № 7. М.: Транспорт, 1964.—с. 4—56.
24. Гольдштейн М.Н., Бабицкая С.С. Расчет устойчивости откосов с учетом ползучести сдвига // Вопросы геотехники, № 7, М.: Транспорт, 1964.—с. 83—95.
25. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности посредством кручения "стандарт Республики Армения (АСТ 178-99) // "ОФМГ", 2002, № 2.—с. 10—15.
26. Грунтоведение / Е.М. Сергеев, Г.А. Голодковская, Р.С. Зянгиоров, В.И. Осипов, В.Т. Трофимов. М.: Изд-во МГУ, 1971.—595 с.
27. Денисов Н.Я. О природе деформации глинистых пород. М.: Изд-во Минречфлота, 1951.—200 с.
28. Денисов Н.Я. Строительные свойства глинистых пород и их использование в гидротехническом строительстве. М.—Л.: Госэнергоиздат, 1966.—288 с.
29. Денисов Н.Я. Принцип эффективных напряжений и устойчивость глинистых грунтов // "ОФМГ", 1963, № 2.—с. 5—8.
30. Денисов Н.Я. О природе высокой чувствительности плавунных глин // "ОФМГ", 1963, № 5.—с. 5—8.
31. Денисов Н.Я. Природа прочности и деформаций грунтов. Избранные труды. М.: Стройиздат, 1972.—279 с.
32. Жиленков В.И. Водопорные свойства грунтов ядер и экранов высоких плотин. Л.: Энергия, 1968.—116 с.
33. Жихович В.В. О ползучести, стандартной и длительной прочности плотных геотехнических глин // "ОФМГ", 1965, № 4.—с. 7—10.
34. Зарецкий Ю.К. Теория консолидации грунтов Л.: Наука, 1976.—268 с.

35. *Зарецкий Ю.К.* О реологических свойствах пластично-мерзлых грунтов и определении осадки штампа во времени // "ОФМГ", 1972, № 2.—с. 6—9.
36. *Зарецкий Ю.К.* Вязко-пластичность грунтов и расчеты сооружений. М.: Стройиздат, 1988.—552 с.
37. *Зарецкий Ю.К.* Длительная прочность и вязко-пластичность глинистых грунтов // "ОФМГ", 1995, № 2.—с. 2—6.
38. *Зарецкий Ю.К., Чумичев Б.Д.* Определение прочностных и деформативных характеристик глинистых грунтов испытанием на сдвиг в кинематическом режиме // "ОФМГ", 1995, № 2.—с. 7—10.
39. *Зарецкий Ю.К.* Идеи Н.Н. Маслова в современной геотехнике // "ОФМГ", 1998, № 6.—с. 2—8.
40. *Казарновский В.Д.* Оценка сдвигоустойчивости связных грунтов в дорожном строительстве (теоретические основы и практические методы). М.: Транспорт, 1985.—168 с.
41. *Карташов Ю.М.* Ускоренные методы определения реологических свойств горных пород. М.: Недра, 1975.—112 с.
42. *Качанов Л.М.* Теория ползучести. М.: Физматгиз, 1960.—455 с.
43. *Коган Я.Л., Чухрова А.Н.* Влияние условий изменения напряженного состояния глинистых грунтов при определении сопротивления сдвигу. Сообщение № 153 ВНИИ транспортного строительства. М.: 1959.—46 с.
44. *Коган Я.Л.* Аппаратура и методика определения порового давления в глинистых грунтах. М.: 1960.—26 с.
45. *Коган Я.Л., Иоселевич В.А.* Совещание по вопросам ползучести и длительной прочности глинистых грунтов // "ОФМГ", 1961, № 2.—с. 27—29.
46. *Коган Я.Л., Иоселевич В.А.* Прочность и "длительная прочность" глинистых грунтов // "ОФМГ", 1961, № 5.—с. 19—20.
47. *Коган Я.Л.* О статье Н.Я. Денисова "Принцип эффективных напряжений и устойчивость глинистых грунтов" // "ОФМГ", 1964, № 1.—с. 24—26.
48. *Комаров И.С.* Накопление и обработка информации при инженерно-геологических исследованиях. М.: Недра, 1972.—295 с.
49. *Красников Н.Д.* Динамические свойства грунтов и методы их определения. Л.: Стройиздат, 1970.—259 с.
50. *Ларионов А.К.* Инженерно-геологическое изучение структуры рыхлых осадочных пород. М.: Недра, 1966.—258 с.
51. *Ломизе Г.М., Иващенко И.Н.* Деформационные свойства глинистых грунтов и их расчетные показатели // Гидротехническое строительство, 1965, № 5 — с. 51—57.
52. *Ломизе Г.М., Иващенко И.Н.* Изучение закономерностей деформируемости глинистых грунтов // Вопросы прочности и деформируемости грунтов. Баку: Азербайджанское гос. изд-во, 1966.—с. 22—44.
53. *Ломтадзе В.Д.* Инженерная геология. Инженерная петрология. Л.: Недра, 1970.—527 с.

54. *Ляндерс Р.З.* Лабораторные исследования упругих свойств грунтов // Вибрация оснований и фундаментов. М.: Машстройиздат, 1950.—с. 43–60.
55. *Малинин Н.Н.* Прикладная теория пластичности и ползучести. М.: Машиностроение, 1968.—400 с.
56. *Маслов Г.Н.* Термическое напряженное состояние бетонных массивов при учете ползучести бетона // Изв. ВНИИ гидротехники, 1940, т. 28.—с. 175–188.
57. *Маслов Н.Н.* Прикладная механика грунтов. М.: Машиностроение, 1949.—529 с.
58. *Маслов Н.Н.* Некоторые новые принципы оценки степени устойчивости откосов и склонов // Тезисы докладов X научной конф. ЛИСИ, 1952.—с. 40–42.
59. *Маслов Н.Н.* Условия устойчивости склонов в гидротехническом строительстве. М.—Л.: Госэнергоиздат, 1955.—467 с.
60. *Маслов Н.Н.* Длительная устойчивость и деформации смещения подпорных сооружений. М.: Энергия, 1968.—160 с.
61. *Маслов Н.Н., Ле Ба Лонг.* К вопросу о повышении прочности и несущей способности глинистых грунтов под нагрузкой до времени // "ОФМГ", 1972, № 1.—с. 1–4.
62. *Маслов Н.Н.* Механика грунтов в практике строительства (оползни и борьба с ними). М.: Стройиздат, 1977.—520 с.
63. *Маслов Н.Н.* Основы инженерной геологии и механики грунтов. М.: Высшая школа, 1982.—511 с.
64. *Маслов Н.Н.* Физико-техническая теория ползучести глинистых грунтов в практике строительства. М.: Стройиздат, 1984.—176 с.
65. *Маслов Н.Н., Ле Ба Лонг.* Некоторые новые вопросы консолидации грунтов // "ОФМГ", 1986, № 6.—с. 23–26.
66. *Месчян С.Р.* К вопросу о ползучести связных грунтов // Изв. АН АрмССР. Серия физ.-мат., естеств. и техн. науки. 1954, т. 6, № 6.—с. 51–59.
67. *Месчян С.Р.* К вопросу об описании ползучести связных грунтов нарушенной структуры // Докл. АН АрмССР, 1955, т. 81, № 2.—с. 87–90.
68. *Месчян С.Р.* К вопросу о влиянии продолжительности нагружения на ползучесть связных грунтов нарушенной структуры // Докл. АН АрмССР, 1956, т. 25, № 2.—с. 57–60.
69. *Месчян С.Р.* Влияние уплотняющей нагрузки на деформационные свойства глинистых грунтов при сдвиге // Докл. АН АрмССР, 1960, т. 31, № 4.—с. 211–117.
70. *Месчян С.Р.* О влиянии длительности испытания на сопротивление сдвигу грунтов // Докл. АН АрмССР, 1961, т. 32, № 1.—с. 31–36.
71. *Месчян С.Р.* К вопросу о длительном сопротивлении глинистых грунтов сдвигу // Изв. АН АрмССР, Серия физ.-мат. науки. 1962, т. 15, № 2.—с. 161–172.

72. Месчян С.Р. Кольцевой прибор для изучения ползучести и длительного сопротивления сдвигу глинистых грунтов методом кручения // Изв. АН АрмССР. Серия физ.-мат. науки, 1962, т. 15, № 5. —с. 119–131.
73. Месчян С.Р., Маркарян Э.М. Изучение ползучести водоненасыщенного грунта // Изв. АН АрмССР. Серия физ.-мат. науки, 1964, т. 17, № 4. —с. 117–123.
74. Месчян С.Р. Исследование ползучести глинистых грунтов при сдвиге // Изв. АН АрмССР. Серия физ.-мат. науки, 1964, т. 17, № 6. —с. 103–116.
75. Месчян С.Р. О длительном сопротивлении сдвигу глинистых грунтов // Изд. АН АрмССР. Серия физ.-мат. науки, 1965, т. 18, № 5. —с. 85–97.
76. Месчян С.Р. Длительное сопротивление переуплотненной глины сдвигу // Изв. АН АрмССР. Механика. 1966, т. 19, № 5. —с. 48–52.
77. Месчян С.Р., Маркарян Э.М. К вопросу сжатия поровой воды и уплотнения глинистых грунтов во времени // Изв. АН АрмССР, Механика. 1967, т. 20, № 1. —с. 48–52.
78. Месчян С.Р. Ползучесть глинистых грунтов. Ереван: Изд-во АН АрмССР, 1967. —318 с.
79. Месчян С.Р. Экспериментальное исследование реологических свойств глинистых грунтов при сдвиге // Труды Первого всесоюзного симпозиума по реологии грунтов, Ереван: Изд-во Ереванского государственного университета. 1975. —с. 86–150 (Дилижан, 20-25 апреля 1972 г.).
80. Месчян С.Р., Малакян Р.П. К вопросу о боковом давлении глинистых грунтов // "ОФМГ", 1974, № 5. —с. 42–43.
81. Месчян С.Р. Механические свойства грунтов и лабораторные методы их определения. М.: Недра, 1974. —192 с.
82. Месчян С.Р. Об определении уравнения ползучести глинистых грунтов // Изв. вузов. Строительство и архитектура. 1976, № 2. —с. 172–176.
83. Месчян С.Р., Бадалян Р.Г., Малакян Р.П. К вопросу учета влияния состояния грунта на деформации ползучести при сдвиге // Труды Второго всес. симпозиума по реологии грунтов (Шахкадзор, 1975). Ереван: Изд-во Ереванского государственного университета, 1976. —с. 41–75.
84. Месчян С.Р. Начальная и длительная прочность глинистых грунтов. М.: Недра, 1978. —207 с.
85. Месчян С.Р. Экспериментальная реология глинистых грунтов. М.: Недра, 1985. —342 с.
86. Месчян С.Р., Петросян Т.Л. Влияние плотности глинистого грунта на его сопротивление сдвигу // Изв. АН АрмССР, Науки о Земле. 1988, т. 41, № 6. —с. 45–49.

87. *Месчян С.Р., Петросян Т.Л.* Фильтрационные свойства композиционных грунтовых материалов // Изв. АН АрмССР. Науки о Земле, 1989, т. 42, № 1. – с. 55–58.
88. *Месчян С.Р.* Реологические процессы в глинистых грунтах. Ереван: Айастан, 1992. – 395 с.
89. *Месчян С.Р.* Дилатация и контратация глинистых грунтов при простом сдвиге // "ОФМГ", 1998, № 1. – с. 12–14.
90. *Месчян С.Р.* Применение повторного кручения образцов при определении характеристик прочности глинистых грунтов // Геоэкология, 2002, № 5. – с. 476–480.
91. *Месчян С.Р.* Прочность глинистых грунтов при больших деформациях сдвига // "ОФМГ", 2003, № 3. – с. 10–14.
92. *Месчян С.Р., Таслагян К.А.* Устройства для определения реологических свойств грунтов методом кручения образцов в кинематическом режиме // "ОФМГ", 2005, № 3. – с. –.
93. *Методика* определения характеристик ползучести, длительной прочности и сжимаемости мерзлых грунтов. М.: Наука, 1966. – 132 с.
94. *Мизюмский В.А.* Коэффициент бокового давления глин при длительном действии нагрузки // "ОФМГ", 1973, № 5. – с. 53–35.
95. *Мустафаев А.А.* Фундаменты на просадочных и набухающих грунтах. М.: Высшая школа, 1989. – 590 с.
96. *Могилевская С.Е.* Вопросы длительной прочности и деформируемости лессовых грунтов, как оснований гидротехнических сооружений // Изв. ВНИИ гидротехники, 1960, т. 64. – с. 179–190.
97. *Надаи А.* Пластичность и разрушение твердых тел. Том 1, М.: Изд-во иностранной литературы, 1954. – 647 с.
98. *Ничипорович А.А.* Сопротивление грунтов сдвигу при расчете гидротехнические сооружений на устойчивость. М.: Стройиздат, 1948. – 128 с.
99. *Осипов В.И.* Природа прочностных свойств глинистых пород. М.: Изд-во Московского университета, 1979. – 235 с.
100. *Павилонский В.М.* Фильтрация воды в глинистых грунтах при малых градиентах напора // Фильтрация воды в пористых средах, Часть 1. Киев: Наукова думка, 1978. – с. 75–82.
101. *Пек Р.Б., Хансен У.Э., Торнбури Т.Х.* Основания и фундаменты, М.: Госстройиздат, 1958. – 336 с.
102. *Покровский Г.И.* О деформации скашивания в грунтах // Труды Всес. ин-та оснований (ВИОС). М.–Л.: Госстройиздат, 1933. – с. 81–87.
103. *Попов И.В., Зубкович Г.Г.* К вопросу о крипструктуре глин // Современные представления о связанной воде в породах. М.: 1964. – с. 21–34.
104. *Приклонский В.А.* Грунтоведение. Часть первая. М.: Госгеол-издат, 1955. – 430 с.

105. *Прочность и ползучесть мерзлых грунтов и расчеты ледогрунтовых ограждений*/С.С. Вялов, В.Г. Гмошинский, С.Э. Городецкий, В.Г. Григорьева, Ю.К. Зарецкий, Н.К. Пекарская, К.П. Шушерина//М.: Изд-во АН СССР, 1962.—254 с.
106. *Работнов Ю.Н.* Ползучесть элементов конструкций. М.: Наука, 1966.—752 с.
107. *Ребиндер П.А.* Физико-химическая механика. М.: Знание, 1958.—64 с.
108. *Рейнер М.* Деформация и течение. Введение в реологию. М.: Гостопиздат, 1963.—381 с.
109. *Рейнер М.* Реология. М.: Наука, 1965.—223 с.
110. *Роза С.А.* О явлении ползучести скелета в процессе консолидации//Гидротехническое строительство, 1956, № 5.—с. 23—27.
111. *Руководство по лабораторному определений физико-механических характеристик грунтов при устройстве оснований сооружений.* М.: Госстройиздат, 1956.—76 с.
112. *Саваренский Ф.П.* К вопросу об определении величины трения и сцепления в связных грунтах//Труды геологического института АН СССР, 1939, т. 9.—с. 207—209.
113. *Сидоров Н.Н., Сипидин В.П.* Современные методы определения характеристик механических свойств грунтов. Л.: Госстройиздат, 1972.—136 с.
114. *Сипидин В.П.* О проявлении свойств ползучести при компрессионных испытаниях грунтов//ДАН АН АрмССР, 1960, т. 51, № 5.—с. 257—260.
115. *Скибицкий А.М.* Мера ползучести и вязкое сопротивление глин//Труды коорд. совещаний по гидротехнике. Вып. 58. Л.: Энергия, 1968.—с. 222—227.
116. *Тейлор Д.* Основы механики грунтов. М.: Госстройиздат, 1960.—596 с.
117. *Теоретические основы инженерной геологии. Физико-химические основы.* М.: Недра, 1985.—288 с.
118. *Терцаги К.* Основы механики грунтов. М.: Транспечать, 1926.—85 с.
119. *Терцаги К. и Пек Р.* Механика грунтов в инженерной практике. М.: Госстройиздат, 1958.—607 с.
120. *Терцаги К.* Теория механики грунтов. М.: Госстройиздат, 1961.—507 с.
121. *Тер-Мартиросян З.Г., Цытович Н.А.* О вторичной консолидации глин//"ОФМГ", 1965, № 5.—с. 12—15.
122. *Тер-Мартиросян З.Г.* Реологические свойства глинистых грунтов при кольцевом сдвиге (кручении)//Материалы X симпозиума по реологии грунтов (г. Хургада, Египет), 2000.—с. 15—21.
123. *Тер-Мартиросян З.Г., Прошин М.Н.* Кратковременная и длительная устойчивость склонов//"ОФМГ", 2002, № 2.—с. 2—4.

124. *Тер-Степанов Г.И.* Геотехнические исследования иоалдиевых глин // Труды научно-исслед. сектора Ленинградского отделения Треста глубинных работ. Л.-М.: Стройиздат, 1941, Вып. 2.-с. 4-20.
125. *Тер-Степанян Г.И.* Исследование ползучести глины при сдвиге // Проблемы геомеханики. Ереван: Изд-во АН АрмССР, 1976, № 7.-с. 18-47.
126. *Тер-Степанян Г.И.* Явление скачкообразной перестройки структуры грунтов при деформировании // Инженерная геология, 1988, № 5.-с. 11-26.
127. *Тулинов Р.Г.* Методы испытания физико-механических свойств обломочно-глинистых грунтов // Материалы научно-техн. конф. ЦНИИИС. М.: 1962.-с. 155-157.
128. *Уилкинсон У.Д.* Неньютоновские жидкости М.: Мир, 1964.-216 с.
129. *Флорин В.А.* Одномерная задача уплотнения пористой ползучей земляной среды // Изв. АН СССР. Отделение технических наук. 1953, № 6.-с. 797-812.
130. *Флорин В.А.* Основы механики грунтов. Том 2, М.-Л.: Госстройиздат.-543с.
131. *Харр М. Е.* Основы теоретической механики грунтов. М.: Стройиздат, 1971.-320 с.
132. *Цытович Н.А.* Механика грунтов. М.-Л.: Госстройиздат, 1951.-528 с.
133. *Чаповский Е.Г.* Лабораторные работы по грунтоведению и механике грунтов. М.: Недра, 1975.-304 с.
134. *Шукле Л.* Реологические проблемы механики грунтов. М.: Стройиздат, 1976.-485 с.
135. *Bierrum L., Simons N., Torbloa.* The effect of time on the shear strength of soft marine clay. Proc. Brussels Conf. Earth Press Problems, 1958, v. 1. - p. 148-158.
136. *Bishop A.W.* The Strength of Soils as Engineering Materials. 6th Rankine Lecture. Geotechnique, Institution of Civil Engineers, v. 16, № 2, 1966 - p. 89-130.
137. *Bishop A.W., Lovenbury H.T.* Creep characteristics of two undisturbed clays. Proc 7th Int. Conf. Soil Mech., Mexico, 1969, v. 1 - p. 29-37.
138. *Bishop A.W., Green G.E., Garga V.K., Andersen A. and Brown J.D.* A new ring shear apparatus and its application to the measurement of residual strength. Geotechnique, 1971 - p. 273-328.
139. *Bishop A.W.* Proc. 8th ICOSOMEF. Moscow, 1973, v. 4,2. - p. 115-119.
140. *Campanella Richard G.* Effect of Temperature and Stress on the Time-Deformation Behavior of Saturated Clay, thesis presented to the University of California at Berkeley, 1965.
141. *Drucker D.C., Prager W.* Soil Mechanics and Plastic analysis of limit design. Quart. Appl. Math., v. 10, 1952.-p. 137

СОДЕРЖАНИЕ

Предисловие	5
Глава 1. Сведения о глинистых грунтах	10
1.1. Введение	10
1.2. Понятие о составе глинистых грунтов	11
1.3. О природе прочности и деформируемости глинистых грунтов	19
1.4. Формирование глинистых пород и состояния их природной уплотненности	31
1.5. Основные генетические разновидности глинистых грунтов	34
1.6. Физические свойства глинистых грунтов	38
1.7. Водные свойства глинистых грунтов	41
Глава 2. Общие вопросы реологии твердых деформируемых тел	49
2.1. Введение	49
2.2. Простейшие виды напряжений и деформаций твердого деформируемого тела	50
2.3. Ползучесть, релаксация напряжений и длительная прочность. Реология – наука о деформации и текучести вещества	60
2.4. Понятие о реологических моделях и уравнениях состояния	68
2.5. Теории ползучести	74
2.6. Основные направления развития экспериментальной реологии глинистых грунтов	92
Глава 3. Одномерное уплотнение глинистых грунтов	96
3.1. Введение	96
3.2. Приборы одномерного уплотнения глинистых грунтов	101
3.3. Закономерности конечных деформаций одномерного уплотнения глинистых грунтов	108
3.4. Методы испытания образцов грунтов, определение коэффициента сжимаемости и модуля общей компрессионной деформации	113
3.5. Теория фильтрационного уплотнения (консолидации) водонасыщенных глинистых грунтов К. Терцаги	127
3.6. Теория вторичном консолидации Тейлора–Мерчанта	132
3.7. Теория одномерного уплотнения пористой ползучей водонасыщенной глинистой грунтовой массы В.А. Флорина	134

Глава 4. Методы проверки теорий одномерного уплотнения и определения ползучести скелета водонасыщенных глинистых грунтов	141
4.1. Введение	141
4.2. Методика испытания образцов глинистых грунтов различной высоты	143
4.3. Методы и приборы измерения избыточного давления в поровой воде водонасыщенного глинистого грунта	147
4.4. Влияние высоты образца на уплотнение водонасыщенных глинистых грунтов и методика определения ползучести их скелета	150
4.5. Ползучесть образцов водонасыщенных глинистых грунтов при небольших давлениях	156
4.6. Характер изменяемости избыточного давления в поровой воде и показателя одномерной консолидации водонасыщенных глинистых грунтов	160
Глава 5. Закономерности мгновенных компрессионных деформаций скелета глинистых водонасыщенных грунтов	168
5.1. Введение	168
5.2. Методика определения закономерностей мгновенных компрессионных деформаций глинистых грунтов	172
5.3. Реологическое поведение глинистых грунтов при нагружении и последующей разгрузке в условиях одномерного уплотнения	178
5.4. Изменяемость модуля упругомгновенной (условномгновенной) компрессионной деформации в зависимости от состояния глинистого грунта	183
Глава 6. Закономерности ползучести скелета глинистых грунтов при одномерном уплотнении	190
6.1. Введение	190
6.2. Влияние начального состояния глинистых грунтов на закономерности одномерного уплотнения	192
6.3. Компрессионная ползучесть скелета глинистого грунта при переменном напряжении	196
6.4. Аппроксимация экспериментальных кривых ползучести скелета глинистых грунтов	201
6.5. Аппроксимация семейств экспериментальных кривых ползучести скелета глинистых грунтов	211
6.6. Описание процесса ползучести одномерного уплотнения глинистого грунта при переменном во времени напряжении	215
6.7. Компрессионная ползучесть неводонасыщенного глинистого грунта	222

6.8.	Практические методы определения параметров компрессионной ползучести глинистых грунтов	227
6.9.	Прогноз длительных деформаций компрессионной ползучести скелета глинистых грунтов по данным кратковременных опытов	239
6.10.	Деформации объемной ползучести скелета и боковое давление глинистых грунтов	243
Глава 7. Реологические свойства глинистых грунтов при простом сдвиге		254
7.1.	Введение	254
7.2.	Предельные касательные напряжения, простейшие реологические уравнения состояния деформаций простого сдвига глинистых грунтов	258
7.3.	Формы записи реологического уравнения состояния глинистых грунтов при простом сдвиге	263
Глава 8. Лабораторные устройства, приборы и приспособления для испытания глинистых грунтов в условиях простого сдвига		272
8.1.	Введение	272
8.2.	Приборы одноплоскостного среза глинистых грунтов	281
8.3.	Приборы и устройства кручения образцов глинистых грунтов	282
Глава 9. Кратковременное (начальное) сопротивление глинистых грунтов сдвигу		296
9.1.	Введение	296
9.2.	Влияние высоты образца и конструкции устройства (прибора) на сопротивление глинистых грунтов сдвигу	303
9.3.	Консолидированно-дренированный метод лабораторного определения сопротивления сдвигу (срезу) песчаных и глинистых грунтов (по ГОСТ 12248-96)	306
9.4.	Определение сопротивления глинистых грунтов сдвигу методами консолидированно-недренированного (ускоренного) и неконсолидированно-недренированного (быстрого) среза (ГОСТ 12248-96)	311
9.5.	Консолидированно-дренированный метод определения сопротивления глинистых грунтов сдвигу кручением образцов (АСТ 178-99)	313
9.6.	Определение нормативных и расчетных параметров сопротивления глинистых грунтов сдвигу	316
9.7.	Метод лабораторного определения сопротивления сдвигу (срезу) глинистых грунтов в условиях незавершенного уплотнения (метод фиксации плотности-влажности Н.Н. Маслова)	324
9.8.	Сопротивление глинистых грунтов сдвигу при повторном (многократном) закручивании образцов	325
9.9.	Определение параметров сопротивления глинистых грунтов сдвигу методом повторного (многократного) испытания образцов	329

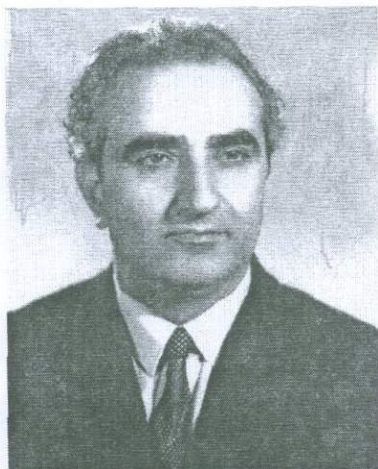
9.10.	Метод лабораторного определения истинного угла внутреннего трения и истинного сцепления глинистых грунтов	335
Глава 10. Закономерности деформации простого сдвига глинистых грунтов		342
10.1.	Введение	342
10.2.	Закономерности мгновенных деформаций простого сдвига глинистых грунтов	344
10.3.	Закономерности ползучести глинистых грунтов при простом сдвиге	347
10.4.	Определение параметров ползучести простого сдвига глинистых грунтов методом трех кривых	354
10.5.	Упрощенная форма записи уравнения сдвиговой ползучести глинистых грунтов и определение его параметров методом одной кривой	359
10.6.	Прогноз длительных деформации простого сдвига глинистых грунтов по данным кратковременных опытов	367
10.7.	Проверка применимости теории ползучести к глинистым грунтам при простом сдвиге	369
10.8.	Кинетическая теория вязкого деформирования глинистых грунтов	372
10.9.	Взаимовлияние сдвиговых и объемных деформаций глинистых грунтов	375
10.10.	Исследование ползучести глинистых грунтов методами одноосного и трехосного сжатия	383
Глава 11. Влияние состояния глинистых грунтов на их мгновенные и ползучие деформации при простом сдвиге		387
11.1.	Общие сведения	387
11.2.	Влияние состояния грунта на зависимость касательное напряжение–мгновенная деформация простого сдвига	394
11.3.	Влияние уплотняющего давления на сдвиговую ползучесть глинистых грунтов	398
11.4.	Обобщенное уравнение (закон) сдвиговой ползучести глинистых грунтов	407
11.5.	Влияние уплотняющего давления на сдвиговую ползучесть набухающих и прсадочных грунтов	416
11.6.	Примеры определения характеристик сдвиговой ползучести глинистого грунта упрощенными методами	420
11.7.	Примеры приложения обобщенного уравнения сдвиговой ползучести (11.43) для решения практических задач	425
11.8.	Ползучесть деформации формоизменения глинистых грунтов в условиях сложного напряженно-деформированного состояния	440

Глава 12. Длительное сопротивление глинистых грунтов сдвигу	442
12.1. Введение	442
12.2. Существующие представления о природе изменчивости сопротивления глинистых грунтов сдвигу во времени	446
12.3. Влияние длительности и режима испытания образцов на сопротивление глинистых грунтов сдвигу	453
12.4. Прочность глинистых грунтов при больших деформациях сдвига	465
12.5. Влияние ползучести на сопротивление глинистых грунтов сдвигу	471
Список литературы	482

ОБ АВТОРЕ

СТЕПАН РУБЕНОВИЧ МЕСЧЯН

Доктор технических наук, профессор



Родился в 1922 г. в г. Ахалцихе /Грузия/. Окончил строительный факультет Тбилисского института инженеров ж.-д. транспорта (ТБИИЖТ) в 1944 г. В 1965 г. ему была присвоена ученая степень доктора технических наук, в 1969 г. — звание профессора.

Является одним из основоположников Экспериментальной реологии глинистых грунтов.

Принял активное участие в строительстве крупнейшей в Армении Гюмушской гидроэлектростанции (1946–1953), работал в институтах стройматериалов и сооружений (1953–1956), математики и механики (механики с 1972 г.) геологических наук

(1986–1992), а с 1992 г. по настоящее время в Институте механики НАН РА занимает должность главного научного сотрудника. Педагогическую деятельность начал в 1947 г. чтением лекции по курсу "Механика грунтов, основания и фундаменты" в Ереванском отделении ТБИИЖТа, работал в Ереванском политехническом и Сельскохозяйственном институтах, в 1968–1982 гг. занимал должность профессора кафедры "Общая и прикладная геология" Ереванского госуниверситета.

Научные работы относятся к вопросам реологии — ползучести, релаксации напряжений и длительной прочности обычных, набухающих, просадочных глинистых грунтов, служащих основанием, средой и материалом грунтовых сооружений, их термореологии, виброреологии, природы прочности, уплотнения и разуплотнения, динамических, сейсмических и других свойств.

Опубликован более 180 научных статей и девять монографии на армянском, русском и английском языках, запатентован несколько научных изобретения, составлен Государственный стандарт Армении АСТ 178-99 по определению параметров прочности глинистых грунтов. Им в Институте механики НАН РА и в Ереванском госуниверситете организованы крупные лаборатории реологии грунтов.



Компьютерная верстка
Ш.В.Акопджян

Сдано в набор 01.09.2005. Формат 60x84¹/₁₆. Печ.л. 31.125.

Тираж - 300 экз. Бумага офсетная 1. Цена договорная.

Типография НАН РА,

375019 Ереван, пр. Маршала Баграмяна, 24.

5634