

С.Р. МЕСЧЯН

**ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНАЯ
РЕОЛОГИЯ
ГЛИНИСТЫХ
ГРУНТОВ**

С.Р. МЕСЧЯН

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНАЯ РЕОЛОГИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

4454



МОСКВА "НЕДРА" 1985



Месчан С. Р. Экспериментальная реология глинистых грунтов. — М.: Недра, 1985—342 с.

Обобщены результаты экспериментальных исследований, полученные в области реологии глинистых грунтов и связанные с использованием глинистых оснований при возведении крупных объектов промышленного и гражданского строительства. Рассмотрены вопросы реологии твердых тел, их деформации и прочности. Изложены основы теорий ползучести и релаксации напряжений, даны краткие сведения о глинистых грунтах и протекающих в них реологических явлениях в природных условиях. Описаны методы определения мгновенных и ползучих деформаций, избыточного давления в поровой воде, бокового давления и объемных деформаций. Изложены вопросы влияния уплотняющего давления глинистых грунтов на их реологические свойства.

Для инженерно-технических и научных работников, занимающихся вопросами изучения свойств глинистых грунтов, проектированием гражданских, промышленных, гидротехнических сооружений и т. п.

Табл. 48, ил. 141, список лит. — 41 назв.

Рецензент — А. Л. Гольдин, д-р техн. наук (Всесоюзный научно-исследовательский институт гидротехники имени Б. Е. Веденеева)

ПРЕДИСЛОВИЕ

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

Для обеспечения прочности, надежности и долговечности инженерных сооружений, взаимодействующих с глинистыми грунтами или возведенных на них, необходимо при проектировании учитывать реологические свойства последних. 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 данных об этих свойствах, так и для построения экспериментально обоснованной теории ползучести и прочности.

Изложенное выше говорит о степени важности реологических исследований глинистых грунтов, без которых в настоящее время не проектируется ни одно крупное сооружение. Как справедливо отмечал Р. Хефели в 1953 г., «для механики грунтов исследования закономерностей ползучести имеют исключительное значение, ибо ее дальнейшее развитие неразрывно связано с успехами исследований в этой области». На важность изучения ползучести глинистых грунтов еще в 1934 г. 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 исследована К. Терцаги в 1925 г., а первые длительные испытания на сдвиг проведены Н. Н. Масловым в 1932—1933 гг. при строительстве на р. Свирь.

В связи с исключительной сложностью состава и строения глинистых грунтов, обусловленных их дисперсностью, пористостью, многофазностью, характером и видом связей между частицами, неоднородностью и т. д., а также изменчивостью физических и механических свойств под действием внешних искусственных и природных факторов, исследование реологических свойств является достаточно сложной, трудоемкой работой, требующей большого времени. Однако, несмотря на указанные трудности, в реологии глинистых грунтов достигнуты значительные успехи, особенно после III международного конгресса по механике грунтов и фундаментостроению (Цюрих, 1953 г.), когда реология начала формироваться как самостоятельный раздел механики грунтов. Выполнена большая работа как в области экспериментальной, так и теоретической реологии глинистых грунтов, результаты которой опубликованы в ряде технических журналов разных стран, а также в трудах IV—X международных конгрессов по механике грунтов и фундаментостроению.

Чтобы обсудить полученные в реологии глинистых грунтов научные результаты, были проведены специальные совещания: в 1956 г. в Днепропетровске, в 1960 г. в Москве, в 1966 г. в Ленинграде. Первый международный симпозиум был создан в 1964 г. в Гренобле, а всесоюзные симпозиумы по реологии грунтов проведены в Армении (1972, 1975 гг.) и Ленинграде (1979 г.).

Автор считает своим долгом отметить выдающуюся роль В. А. Флорина в деле развития реологии глинистых грунтов и в особенности теории ползучести. Он впервые применил методы теории ползучести в механике грунтов, получил уравнения и частные решения теории уплотнения водонасыщенных, пористых ползучих земляных масс с учетом сжимаемости твердых частиц скелета и заземленного в порах газа в наиболее общем виде. С именем В. А. Флорина в значительной степени связано также развитие экспериментальной реологии глинистых грунтов. С 1953 г. автор начал проводить экспериментальные исследования реологических свойств глинистых грунтов. Его работы, выполненные в области ползучести глинистых грунтов в 1953—1965 гг., были обобщены в монографии «Ползучесть глинистых грунтов» (Ереван, 1967 г.). В последующем автор совместно со своими учениками провел экспериментальные исследования ползучести, релаксации напряжений и длительной прочности при одномерном уплотнении и простом сдвиге обыкновенных (немерзлых), просадочных (структурно-неустойчивых), набухающих и слабых глинистых грунтов, а также грунтов, используемых в качестве материала для возведения ядер плотин из грунтовых материалов, с учетом температуры, состояния (или уплотняющего давления), изменения влажности, давления набухания, вибрационных и других воздействий. В книге обобщены результаты исследования ползучести и длительного сопротивления сдвигу глинистых грунтов при одномерном уплотнении и простом сдвиге с учетом ряда факторов, имеющих весьма важное научное и практическое значение для решения конкретных задач.

СВЕДЕНИЯ О ГЛИНИСТЫХ ГРУНТАХ, ДЛИТЕЛЬНЫХ ДЕФОРМАЦИЯХ И ОБ ИССЛЕДОВАНИЯХ ИХ РЕОЛОГИЧЕСКИХ СВОЙСТВ

§ 1. ВВЕДЕНИЕ

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

Однородностью 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 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 г.), можно считать кубик со стороной в 1 или 10 мм. Такая идеализация твердого тела допустима, так как в механике сплошной деформируемой среды и макрореологии подход к исследованию деформаций является феноменологическим. Это значит, что «материя рассматривается так, как она представляется нашим ощущениям, т.е. как сплошная среда» [27]. 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. Использование гипотезы сплошности твердого тела позволяет воспользоваться анализом бесконечно малых величин и дифференциальными уравнениями. Феноменологическая теория учитывает отсутствие сплошности (пористости) в реальных материалах путем определения их объемных деформаций и влияния последних на другие свойства.

В настоящее время сделаны и делаются попытки, например Я. И. Френкелем, Г. Эйриенгом, 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 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 др. 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 материала под действием внешних нагрузок и проявляется в виде изменения размеров и формы макроэлемента (образца).

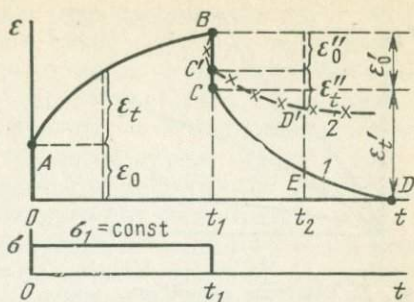
Прочность является мерой сопротивляемости материала внешним нагрузкам, приводящим к нарушению его сплошности (разделению на части) или необратимым деформациям пластического течения без нарушения сплошности. В технике используются различные меры прочности, обусловленные свойствами и условиями испытания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

Упругость, пластичность, ползучесть, релаксация напряжений, длительная прочность. При изучении механического поведения волокон из кварцевого стекла В. Вебер в 1835 г. впервые установил, что вслед за мгновенным удлинением (деформацией) ϵ_0 нити, наблюдаемом в момент приложения постоянной нагрузки, происходит ее дальнейшее удлинение во времени ϵ_t (рис. 1). Было установлено также, что при освобождении нити от нагрузки имеют место ее мгновенное укорочение на величину ϵ'_0 и дальнейшее возвращение во времени в свое первоначальное положение (кривая *CD*). Это явление отставания деформации материала от момента приложения и удаления нагрузки было названо упругим последействием. Упругой называется та деформация, которая после удаления внешней нагрузки полностью исчезает, а тело приобретает свою прежнюю форму и размеры.

Мгновенные деформации реальных твердых тел, свойства которых не изменяются во времени, являются упругими (обратимыми) $\epsilon_0 = \epsilon'_0$.

В зависимости от уровня напряжения, длительности его действия и изменяемости состояния материала во времени мгновенные и длительно протекающие деформации могут быть не только упругими (обратимыми), как в рассмотренном выше случае растяжения волокна из кварцевого стекла, но и упругопластическими и пластическими (остаточными). При упругопластической природе деформирования мгновенные ϵ_0 и длительно протекающие ϵ_t деформации твердого тела после его разгрузки вос-

Рис. 1. Кривые реологического поведения твердых тел, обладающих свойствами упругого (1) и упругопластического (2) деформирования во времени. $\epsilon_0 = \epsilon_0$, 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



становливаются частично (см. рис. 1). Помимо упругого восстановления деформаций тело обнаруживает свойство остаточного — пластического деформирования. Если указанные деформации имеют только пластическую природу, вся начальная деформация тела является необратимой (остаточной, пластической). Пластические деформации проявляются в твердом теле тогда, когда внешняя нагрузка достигает некоторого (постоянного для каждого материала) предела, называемого пределом пластичности.

Поскольку длительно протекающие деформации твердых тел могут иметь различную природу, их подразделяют на упругие, упругопластические и пластические разновидности. Именно поэтому вместо термина упругое последствие, введенного В. Вебером, в механике получил широкое применение термин ползучесть, под которым подразумеваются протекающие во времени при постоянной нагрузке все виды длительных деформаций твердых тел. В зависимости от величины, длительности действия внешней постоянной нагрузки и условия деформирования ползучесть может быть затухающей, протекающей с постоянной или возрастающей скоростью вплоть до разрушения материала (рис. 2).

Деформирование с постоянной скоростью (текучесть) характерно для вязких (ньютоновских) и вязкопластических, структурированных (бингамовских) жидкостей, обладающих внутренним трением (вязкостью). В первом случае эти деформации проявляются при любых значениях сдвигающих сил, а во втором случае — 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 наряду с терминами упругое, упругопластическое и жесткопластическое деформирование (см. гл. 2, § 2) вошли в обиход термины: идеально вязкое, упруговязкое, упруговязкопластическое деформирование и т. д.

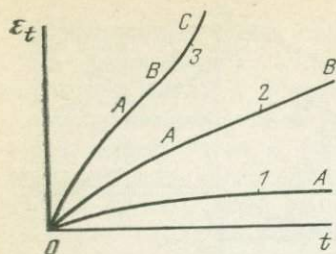


Рис. 2. Типичное семейство кривых ползучести твердых тел:

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, переходящей в течение; 2 — кривая затухающей ползучести, переходящей в течение и в ползучесть с возрастающей скоростью

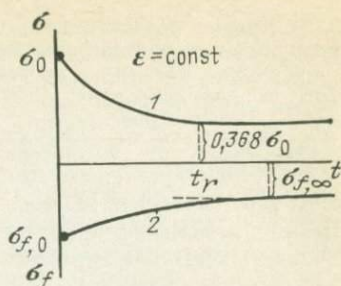


Рис. 3. Кривые релаксации напряжения (1) и длительной прочности (2). σ_0 — начальное напряжение; t_r — время релаксации напряжения; $\sigma_{f,0}$ — начальная (кратковременная, мгновенная) прочность; $\sigma_{f,\infty}$ — предельно длительная прочность

С ползучестью тесно связано обратное ей явление — релаксация напряжений, т. е. изменение (уменьшение) напряжения во времени при постоянной деформации (рис. 3). Это явление, впервые установленное Ф. Кольраушем в 1863 г., связано с развитием в материале ползучести за счет уменьшения упругой деформации, полученной им в момент приложения нагрузки.

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. 3).

Упругость, пластичность, вязкость (ползучесть, течение), релаксация напряжений и прочность (длительная прочность) являются основными свойствами всех реальных материалов. Причем, поскольку все реальные тела обладают всеми перечисленными выше свойствами, то, как это 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 (см. рис. 3 и гл. 2, § 1) твердые тела проявляют жидкообразные свойства, а жидкости — твердообразные. Время релаксации напряжений, которое пропорционально вязкости и резко различно у разных материалов, как в 1958 г. отмечал академик П. А. Ребиндер, «... является основной константой, объединяющей свойства твердого тела и жидкости».

Все изложенное выше о поведении различных реальных тел под действием внешних сил относится к внешнему сходству этих тел, использование которого позволяет иметь общие пред-

ставления о «макрозакономерностях» деформирования, т. е. 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.

Наука, которая изучает изменяемость напряженно-деформированного состояния различных тел во времени, называется реологией — наукой о деформации и текучести вещества («рео» в переводе с греческого означает «теку», а «логос» — наука). Предметом рассмотрения реологии являются реологические тела, обладающие реологическими свойствами: упругостью, пластичностью, вязкостью (ползучестью, текучестью), релаксацией напряжений и прочностью (длительной прочностью), присущими всем реальным материалам. 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 реологическое поведение, 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 деформируемого тела. При рассмотрении напряженно-деформированного состояния идеально упругого тела задачи реологии совпадают с задачами теории упругости, если предметом рассмотрения является идеально упруго-пластическое тело, — 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 себя также теории релаксации напряжений и длительной прочности.

В отличие от теорий 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 [27].

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 о происходящих в его структуре изменениях в результате внешних силовых воздействий. Это значит, что подход к исследованиям деформаций материала в макрореологии является феноменологическим. Поэтому макрореология, наряду с классической механикой, термо-

динамикой и электродинамикой, принадлежит к феноменологическим разделам физики [27]. Макрореология является прикладной наукой, имеющей широкое применение для решения самых различных инженерных задач. Ее результаты достаточно хорошо подтверждаются экспериментами.

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

Одним из основных разделов рассматриваемой науки является экспериментальная реология, или реометрия, которая занимается изучением закономерностей реологических свойств и определением реологических характеристик самых различных реальных тел. Ввиду большого разнообразия материалов, сложности природы и деформируемости, наличия множества факторов, обуславливающих их реологические свойства, экспериментальная реология приобрела исключительно важное значение и стала самостоятельным 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 относится ко всем материалам, но в первую очередь к глинистым грунтам, у которых реологические явления ярко выражены и ввиду их естественного происхождения обладают большой неоднородностью и пространственной 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, трудоемко и требует 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. Известны исключительно длительные — до 140 000 ч (16 лет) исследования немецкими учеными ползучести стали при высоких температурах, а также глинистых грунтов — продолжительностью до 3,5 лет, проведенные А. Бишопом и Г. Лавенбери в 1969 г. [4]. Испытания на кручение кольцевых образцов продолжительностью до 800 дней выполнены автором книги совместно с Р. Р. Галстяном [22, 32].

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, входящих в эти уравнения.

Историческая справка. Основы реологии были заложены в 1687 г. И. Ньютоном, открывшим закон движения идеально 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 идеально вязкой жидкости. Ж. Пуазейль в 1840 г. впервые осуществил точное измерение вязкости жидкостей по их движению через капиллярные трубки, а Д. Стокс в 1949 г. определил параболическое распределение скорости движения вязкой жидкости и рассмотрел задачу о движении (падении) твердого шара в вязкой жидкости и установил закон этого движения (закон Стокса).

В. Вебер в 1841 г., а Ф. Кольрауш в 1863—1888 гг. исследовали механическое поведение твердых тел во времени — упругое последствие (ползучесть) и релаксацию напряжений. Л. Больцман на основании результатов упомянутых опытов 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 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; б) идеально вязкой среды Ньютона и получил выражение реологического уравнения состояния упруговязкого (максвеллова) тела (см. гл. 2, § 1).

Используя высказанную в 1878 г. Кельвином идею о вязкости твердых тел, В. Фохт в 1880—1882 гг. предложил реологическое уравнение состояния ползучего нереалаксирующего (кельвинова) тела, не обладающего способностью мгновенного деформирования. Аналогичным образом 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, получившими широкое применение в реологии. В последующем было предложено много реологических моделей для более сложных тел. К. Гогенэмзер и В. Прагер в 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. гл. 2, § 1).

Ф. Шведов в 1889—1900 гг. на основе исследования релаксационных процессов в коллоидных растворах желатина, Е. Бингам — течения суспензии глин, а Е. Бингам и Г. Грин — масляных красок в 1916—1919 гг. 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». По его инициативе в 1928 г. было организовано американское реологическое общество, а в 1929 г. — на третьем симпозиуме по пластичности в 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 своевременно не привлекли должного внимания исследователей ввиду их публикации во французском журнале, бывшем библиографической редкостью.

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

Следует заметить, 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. В этой связи следует отметить, что изучение и использование результатов, полученных при исследовании реологических свойств металлов, пластмасс, бетона, древесины и ряда дисперсных 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. гл. 3, § 7). Поэтому, чтобы успешно решать задачи, стоящие перед реологией глинистых грунтов, необходимо 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 [30]: «По результатам сделанных до сих пор исследований связанные грунты можно сравнить с бетоном, в котором песок и пыль играют роль скелета, а коллоидный ил — роль цемента». К. Терцаги показал идентичность всех характерных особенностей глинистых грунтов и бетона с единственной той разницей, что в грунте упругое последствие (ползучесть) наблюдается легче. Именно поэтому для понимания механизма деформирования глинистых грунтов во времени, закономерностей их реологических свойств и разработки теории ползучести представляют большой интерес исследования, выполненные в области ползучести, прочности и релаксаций напряжений в бетоне. Среди работ по ползучести бетона следует особо отметить работы Г. Н. Маслова 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 жесткой пластичностью Сен-Венана. Поэтому для исследования их реологических свойств представляют 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 ползучестью), обусловленной временем и историей приложения нагрузки. К неньютоновским жидкостям относятся также упруговязкие и упруговязкопластичные структурированные жидкости (У. А. Уилкинсон, 1964 г.).

§ 2. КРАТКИЕ СВЕДЕНИЯ О МАТЕРИАЛЕ ИССЛЕДОВАНИЯ

Грунты — это рыхлые горные породы, являющиеся продуктом выветривания каменной оболочки Земли (литосферы), прочность связей между частицами которых во много раз меньше прочности минеральных частиц [37]. Глинистые грунты, которые являются материалом нашего исследования, наряду с песчаными — широко распространенная часть осадочных горных пород, важнейшей отли-

чительной особенностью которых является дисперсность (раздробленность). Поэтому глинистые грунты являются пористыми (неплотными) телами. Это значит, что твердые минеральные частицы занимают только часть объема грунта, а остальная его часть — поры, заполненные жидкостью или газом. Те грунты, в порах которых одновременно находятся вода и воздух, представляют собой трехфазную систему (твердые частицы, вода и воздух), а если все поры заполнены водой — двухфазную систему, или «грунтовую массу» (Н. М. Герсеванов, 1937 г.).

В глинистых грунтах в значительном количестве присутствуют тонкодисперсные частицы размером менее 0,002 мм. Эти глинистые частицы придают рассматриваемым грунтам специфические свойства, важнейшим из которых является связность. Свойства этих грунтов зависят от минерального состава частиц, их размеров, типа и прочности структурных связей, структуры и текстуры, состояния (плотности и влажности), а также от свойств, обусловленных взаимодействием с водой [9].

Механические и физические свойства глинистых грунтов исключительно сложных 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.

Физические свойства глинистых грунтов

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

Влажность грунта характеризуется содержанием в нем количества воды, определяемого удалением при его высушивании до постоянной массы при температуре $T=100-105^\circ\text{C}$. Влажностью грунта $\omega = m_2/m_1$, в долях единицы, называют отношение массы воды m_2 к массе твердых частиц m_1 , содержащихся в данном его объеме.

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

В зависимости от вида воды (гигроскопической, пленочной, капиллярной или свободной) влажностными характеристиками грунта служат также: гигроскопическая влажность ω_h , максимальная гигроскопичность ω_{mh} , максимальная молекулярная влагоемкость ω_{mm} , капиллярная влагоемкость ω_{cap} и полная влагоемкость ω_j .

Отношение объема воды в грунте ко всему объему грунта называют объемной влажностью ω_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 глинистых грунтов ω определяют по ГОСТ 5180—75. Максимальную молекулярную влагоемкость, т. е. влажность при наибольшем количестве в грунте гигроскопической и пленочной

(рыхлосвязанной) воды [9, 24], определяют методом «влагоемких сред» А. Ф. Лебедева, усовершенствованным А. М. Васильевым.

Полную влагоемкость ω_f , степень водонасыщения S_r , объем воды V_w в единице объема грунта вычисляют по приведенным ниже соотношениям (1.10) — (1.13).

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 формируются и деформируются необратимо, без существенного изменения объема. Уменьшение влажности по отношению к указанному состоянию вначале превращает грунт в полутвердое, а затем в твердое тело. Увеличение влажности приводит грунт в текучее состояние.

Состояние глинистых грунтов по влажности (консистенции) характеризуется пределами текучести ω_L и раскатывания (нижним пределом пластичности) ω_P .

В интервале изменения влажности, между пределами текучести и раскатывания, глинистые грунты находятся в пластичном состоянии. Причем, чем больше содержание в грунте глинистых частиц, тем больше разница между влажностями указанных пределов. Доказано, что отношение влажностей пределов раскатывания и текучести примерно равно $\omega_P/\omega_L = 0,5-0,6$, а ω_P по величине совпадает с величиной максимальной молекулярной влагоемкости, тогда $0,13 \leq \omega_{mm} \leq 0,24$. Если $\omega_{mm} < 0,13$ или $\omega_m > 0,24$, максимальная молекулярная влагоемкость меньше предела раскатывания.

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

$$I_P = \omega_L - \omega_P. \quad (1.1)$$

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

Консистенция глинистых грунтов оценивается показателем I_L :

$$I_L = \frac{\omega_0 - \omega_P}{\omega_L - \omega_P}, \quad (1.2)$$

где ω_0 — естественная (природная) влажность.

В зависимости от величины показателя консистенции I_L глинистые грунты могут иметь следующие состояния (СНиП 11-15—74).

Супеси:	
твердое	$I_L < 0$
пластичное	$0 \leq I_L \leq 1$
текучее	$I_L > 1$

Суглинки и
глины:

твердое	$I_L < 0$
полутвердое	$0 \leq I_L \leq 0,25$
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 (ненарушенного) сложения не свободен от недостатков. Во многих случаях можно получить ложное представление о действительном состоянии грунта, так как этот способ не учитывает влияния структуры грунта 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 ω_p и ω_L не характеризуют имеющего место в природе постепенного перехода грунта из одного состояния в другое.

Пределы текучести и пластичности глинистых грунтов по методам балансирного конуса и их раскатывания в шнур диаметром 3 мм приведены в ГОСТ 5183—77.

Плотность (удельная масса) **твердых частиц** грунта $\rho_s = g_1/V_1$, т. е. равна отношению массы твердых частиц g_1 к их объему V_1 .

Величина плотности частиц ρ_s обусловлена минеральным составом грунта, а также плотностью основных породообразующих минералов ($\rho_s = 2400—2800$ 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, плотность частиц супесей, не содержащих органических веществ, изменяется в пределах 2680—2720 кг/м³, суглинков—2690—2730 кг/м³, а глин—2710—2760 кг/м³. Плотность частиц диатомитовых глин, содержащих органические вещества, изменяется в пределах 2360—2590 кг/м³, торфа 500—800 кг/м³ [24].

Зная ρ_s , можно определить удельный вес частиц грунта γ_s по формуле

$$\gamma_s = \rho_s g, \text{ Н/м}^3, \quad (1.3)$$

где g — ускорение свободного падения ($g = 9,81$ м/с² $\cong 10$ м/с²).

Плотность (удельная масса) грунта, или масса грунта в единице объема $\rho = g_0/V_0$, равна отношению массы образца g_0 к его объему V_0 . Плотность совершенно сухого грунта называют плотностью (удельной массой) скелета ρ_d и определяют по соотношению массы твердых частиц g_1 к объему грунта V_0 , или

$$\rho_d = \rho/(1 + \omega). \quad (1.4)$$

Плотность грунта под водой ρ' равна отношению массы грунта q'_0 , облегченного массой вытесненного им объема воды, к объему грунта V_0 (1.15).

По аналогии с (1.2) удельный вес грунта γ определяют по следующему соотношению:

$$\gamma = \rho g, \text{ Н/м}^3, \quad (1.5)$$

а удельный вес скелета

$$\gamma_d = \rho_d g, \text{ Н/м}^3. \quad (1.6)$$

Пористость является важнейшим физическим свойством, характеризующим уплотненность грунта,—плотность упаковки частиц, обуславливающей его прочностные и деформационные свойства. Это переменная величина, изменяемая под действием как силовых, так и влажностных факторов (набухание, усадка).

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 (1.7) — (1.9).

Зная три основные характеристики физических свойств грунтов — влажность ω , плотность твердых частиц ρ_s и плотность грунта ρ , а также используя понятие плотности скелета ρ_d , все остальные показатели физических свойств вычисляют по формулам (1.7) — (1.15) [37].

Методы определения показателей физических свойств глинистых грунтов подробно изложены в специальной литературе [15, 39], а также в соответствующих ГОСТах.

Характеристики физических свойств грунтов, вычисляемые по данным опытов, следующие.

1. Относительная пористость (коэффициент пористости):

$$e = (\rho_s - \rho_d) / \rho_d. \quad (1.7)$$

2. Объем твердых частиц в единице объема грунта:

$$m = \rho_d / \rho_s = 1 / (1 + e). \quad (1.8)$$

3. Объем пор в единице объема грунта:

$$n = \left(1 - \frac{\rho_d}{\rho_s} \right) = \frac{e}{1 + e}. \quad (1.9)$$

4. Полная влагоемкость:

$$\omega_f = \frac{e \rho_w}{\rho_s}. \quad (1.10)$$

5. Степень водонасыщения:

$$S_r = \frac{\omega}{\omega_f} = \frac{\omega \rho_s}{e \rho_w}. \quad (1.11)$$

6. Объем воды в единице объема грунта при влажности ω :

$$V_w = \frac{\omega \rho_d}{e \rho_w}. \quad (1.12)$$



4454

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

$$V_{w_f} = \frac{w_f \rho_d}{\rho_w} . \quad (1.13)$$

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

$$V_g = \left(\frac{e}{\rho_s} - \frac{w}{\rho_w} \right) \rho_d . \quad (1.14)$$

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

$$\rho' = \frac{\rho_s - \rho_w}{1 + e} , \quad (1.15)$$

где ρ_w — плотность (удельная масса) воды.

Основные генетические разновидности глинистых грунтов

Глинистые отложения — супеси, суглинки и глины [14, 19] по условиям образования подразделяются на элювиальные, делювиальные, пролювиальные, аллювиальные, ледниковые (моренные), водно-ледниковые, озерные, эоловые, лагунные, морские.

Элювиальными называются глинистые отложения, которые образовались на месте залегания материнских пород и не подверглись 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. Основными местами локализации пород являются плоские водоразделы (плато), очень пологие склоны, подпойменные и надпойменные террасы, а также долины рек и речушек.

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

Пролувиальные глинистые отложения формируются на предгорных равнинах и межгорных депрессиях в виде осадков частиц в неглубокие временные водоемы (озера), образованные при интенсивных выпаданиях дождей со значительными потоками воды. Однородные глинистые пролювиальные отложения по своему

гранулометрическому составу представлены лёссовидными суглинками (см. ниже) с просадочными свойствами, содержат большое количество водорастворимых 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 по составу, строению и свойствам в зависимости от рельефа местности и условий их накопления. В минеральном составе преобладают полиминеральные разности в виде каолинит-гидрослюдистых или монтмориллонит-гидрослюдистых ассоциаций глинистых минералов [9].

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 [9, 19], содержащие растительные остатки и торфяные прослои. Молодые пойменные глинистые отложения являются слабосвязанными, очень рыхлыми образованиями. В засушливых районах они обогащаются водорастворимыми солями и приобретают типичные свойства лёссовых грунтов.

Наиболее слабыми аллювиальными глинистыми образованиями являются старичные (старорусловые, превращенные в болота) озерно-болотные супесчаные, суглинистые и глинистые илы. Они сильно гумусированы, содержат линзы торфа, а также пылеватые пльвинные пески. К числу аллювиальных глинистых образований относятся также дельтовые отложения, обладающие исключительно большой пористостью (до 84%), влажностью и небольшой плотностью (до 420 кг/м³) [9], высокой сжимаемостью и невысокой прочностью.

В аллювиальные отложения часто поступает делювиальный материал из склонов долин, при этом образуется новый смешанный тип породы, 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 и включают крупные глыбы из пород подстилающей ледник толщи. 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 ($\rho = 1800\text{—}2200$ кг/м³), небольшой пористостью (менее 30%), высокой прочностью и малой деформиру-

емостью. Они представлены полиминеральными образованиями. В них чаще всего встречаются гидрослюды, а также содержатся кварц, полевые шпаты и т. д. — продукты механического разрушения пород при движении ледника.

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

Озерные суглинки и глины имеют небольшое 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 слоистую текстуру, мощность до нескольких десятков метров, занимают ограниченную площадь, обладают высокой пористостью (ввиду 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 серноокислыми, галоидными и другими солями.

В зависимости от условий образования озерные глинистые отложения представлены песчанистыми, углистыми, битумизированными, известковистыми, железистыми, гипсоносными, соленосными и т. д. видами, а также могут иметь мергелистый характер [14, 19].

Эоловыми называются отложения, образованные в результате деятельности ветра. Среди глинистых грунтов имеют эоловое происхождение лёссы, которые, по мнению академика В. А. Обручева, образованы в результате накопления пыли на сухом травяном покрове степи в условиях сухого климата и почвообразовательных процессов. Лёссовые 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 лёссовых 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 лёссовых образований, как было отмечено выше, обладают также суглинки делювиального, пролювиального и аллювиального происхождения. Поскольку происхождение последних отличается от происхождения лёссов, они называются лёссовидными суглинками.

Лагунные глинистые образования являются отложениями мелководных водоемов (бассейнов) — лагун, частично отделенных от открытого моря перемычками. Лагуны имеют своеобразный, отличный от моря, режим в смысле ненормальности 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, в них идет 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 [9]. Причем дочетвертичные отложения имеют достаточную плотность, прочность, твердую или полутвердую консистенцию, а четвертичные и современные — небольшие плотность и прочность, пластичную и текучую консистенции [14, 19].

Глинистые образования морского происхождения, 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. В далеком прошлом современная суша периодически перекрывалась морем, поэтому вся ее поверхность покрыта современными и древними глинистыми отложениями различной мощности.

Гранулометрический 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. ниже) осадков. Эти коллоидные связи со временем упрочнялись и придавали грунтам скрытопластичные свойства [19]. Для этих глин характерно содержание водорастворимых солей, которые при обезвоживании (высыхании) создают жесткие кристаллизационные связи 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, слабы, находятся в текучем, текуче-пластичном и мягкопластичном состояниях. Древние образования обладают значительной плотностью и прочностью, обусловленными

наличием жестких структурных связей, находятся в тугопластичном, полутвердом и твердом состояниях. Их прочность сильно снижается при увеличении влажности.

Глинистые грунты всех разновидностей формировались из глинистых образований на стадиях диагенеза и катагенеза длительного геологического процесса. В стадии диагенеза имеют место возникновение глинистых грунтов (пород) из осадков под длительным воздействием окружающей среды (физико-географических условий, давления и т. д.), а также протекание в них физико-химических процессов (синерезиса, структурообразования, цементации и т. д.) и других диагенетических изменений. В стадии катагенеза происходит изменение осадочных пород, возникших на стадии диагенеза под действием огромных давлений (до нескольких сот МПа), температур (до 300—350°C) и минерализованных поровых вод.

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

В начальной стадии формирования субаквальных глинистых грунтов частицы их свежих осадков (иллов) в результате возникновения первичного сцепления [10] и тиксотропно-коагуляционных структур [24] образуют микро- и макроагрегаты, которые вносят определенные изменения в свойства и составы глинистых осадков. Илы (влажность 90% и более, поровая вода в основном в свободном состоянии, консистенция текучая и текучепластичная) 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 вязкопластическое состояние. В стадии катагенеза имеет место их сильное уплотнение вначале без, а после с разрушением структуры. При этом происходит изменение вещественного состава грунтов (обогащение водорастворимыми солями и т. д.), дегидратация (обезвоживание), уплотнение, цементация, значительное повышение прочности, структурной прочности, т. е. возникновение конденсационно-кристаллизационных жестких связей [24] (сцепления упрочнения, по Н. Я. Денисову [10]), 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 лёссы. Биогенные процессы при почвообразовании в эоловых осадках становятся причиной возникновения макро- и микроагрегатов, которые способствуют уплотнению осадков под влиянием атмосферных вод, усадки, микроорганизмов, давления корней растений и т. д. В стадии катагенеза в грунтах эолового происхождения, отличительной особенностью которых является макропористость, с увеличением давления наблюдаются уменьшение макропор и превращение 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 нормально уплотненном, переуплотненном или недоуплотненном состояниях.

Нормально уплотненными (обжатыми) глинами К. Терцаги и Р. Пек называют грунты, которые никогда не подвергались нагрузкам, большому действующим в настоящее время, и с влажностью, близкой к пределу их текучести w_L . Н. Я. Денисов (1956 г.) 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 их частицами и полного отсутствия сцепления упрочнения — как уплотнение глинистой пасты при влажности, равной пределу текучести. В этом случае имеет место истинное соответствие пористости давлению. Следовательно, если естественная пористость e_0 грунта под действием данной нагрузки равна пористости пасты этого грунта, но нарушенного сложения с влажностью на пределе текучести при той же нагрузке, то он уплотнен нормально. Пористость таких грунтов изменяется только при нагружении и разгрузке, а устранение сцепления упрочнения (возникшего после уплотнения) не приводит к изменению их пористости.

К переуплотненным относятся третичные глины, обладающие большой структурной прочностью, твердой и полутвердой консистенции, которые после нормального уплотнения претерпели разгрузку в результате действия ряда геологических факторов и инженерной деятельности человека. Это значит, что если грунт когда-либо подвергался давлению, превосходящему то, которое действует в настоящее время, он находится в переуплотненном состоянии [24].

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 части пор веществами, выпадающими из растворов, а также появление новообразований (вследствие выветривания) более гидрофильных, чем основные частицы скелета (Н. Я. Денисов, 1956 г.). Примером переуплотненного глинистого грунта являются кембрийские глины Ленинграда, которые в далеком прошлом находились под мощными слоями вышележащих отложений и ледника, создающими давление до 9 МПа, а в послеледниковый период оказались под давлениями от 0,1 до 2,0 МПа [14].

Н. Я. Денисов (1956 г.) отмечал, что «переуплотненное состояние глинистых пород является неустойчивым, при котором стремление пород увеличить 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. Одни из важнейших факторов, препятствующих нормальному гравитационному уплотнению глинистых отложений, является проявление сцепления упрочнения в виде цементирующих частицы связей. Другой причиной этого состояния может служить недостаток времени, требующегося для установления соответствия плотности и влажности давлению [10].

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 упомянутого выше соответствия. Степень недоуплотненности глинистых грунтов при одних и тех же нагрузках 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 пльвинные глины Норвегии, Швеции и Канады [10], иольдвые и ленточные глины северо-западной части СССР, диатомитовые глины [20], а также лёссы и лёссовидные суглинки. Эти грунты в естественном состоянии обладают достаточно высокой прочностью, а при разрушении их структуры под действием нагрузок или дополнительного увлажнения превращаются в жидкую или разжиженную массу [24]. Характерной особенностью таких грунтов является также практическая независимость их плотности от глубины залегания.

Естественную уплотняемость глинистых грунтов принято оценивать показателем природной уплотненности N_c , равным отношению коэффициента пористости e_L пасты при влажности на пределе текучести $\omega = \omega_L$ к коэффициенту пористости e_0 грунта в естественном состоянии при данной нагрузке,

$$N_c = e_L/e_0. \quad (1.16)$$

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

В 1965 г. И. М. Горькова предложила степень уплотненности глинистых грунтов характеризовать величиной плотности скелета ρ_d и выделила следующие их разности: а) слабую уплотненность $\rho_d = 300—1200 \text{ кг/м}^3$; б) среднюю уплотненность $\rho_d = 1210—1650 \text{ кг/м}^3$; в) высокую уплотненность $\rho_d = 1660—2200 \text{ кг/м}^3$.

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

$$N_t = \sigma_{us}/\sigma'_{us}, \quad (1.17)$$

где σ_{us} — прочность грунта 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 г.) отмечают, что для большинства глин значение N_t находится в пределах от 2 до 4, для чувствительных глин — от 4 до 8, а для сверхчувствительных глин $N_t > 8$. По данным Н. Я. Денисова (1963 г.), показатель чувствительности в отдельных случаях может дойти до 150.

§ 3. ПРИМЕРЫ ДЛИТЕЛЬНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ И АВАРИЙ СООРУЖЕНИЙ ВСЛЕДСТВИЕ ПОЛЗУЧЕСТИ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Глинистые грунты, как было отмечено выше, обладают всеми реологическими свойствами вообще, ползучестью в частности. Ползучесть глинистых грунтов является наиболее характерной, ярко выраженной и легко наблюдаемой в природе. Весьма наглядным является также исчерпание прочности этих грунтов, которое проявляется в виде развития чрезмерно больших деформаций и нарушения их сплошности. Для получения представления о реологических свойствах глинистых грунтов интересно рассмотреть некоторые примеры проявления таких явлений в природе.

Длительные деформации сооружений. Несмотря на то, что с явлением ползучести глинистых грунтов человек был знаком с незапамятных времен по визуальным наблюдениям за разного рода деформациями (осадками, подвижками, кренам) древних построек и естественных склонов, оно стало предметом научного исследования только в последнем столетии в связи с бурным развитием строительства. Внимание ученых и специалистов к явлению ползучести в глинистых грунтах было вызвано тем, что в ряде случаев оно становилось причиной недопустимо больших деформаций, нарушавших возможность нормальной эксплуатации сооружений и дорог. На явление ползучести глинистых грунтов одним из первых обратил внимание В. Карлович в 1869 г. в книге «Основания и фундаменты» и указал на необходимость его учета, а И. В. Мушкетов в конце прошлого века отметил проявление оползней берегов р. Волги лишь по истечении года с момента начала сползания. В дальнейшем, в особенности после выхода в свет известной книги К. Терцаги [30], исследование длительных деформаций глинистых грунтов стало одним из важнейших проблем механики грунтов.

Ползучесть глинистых грунтов в природе проявляется в виде длительных осадков, кренов и горизонтальных подвижек сооружений, фундаментов на этих грунтах, а также медленного сползания глинистых масс по естественным склонам и откосам сооружений из грунтовых материалов. Классическим примером, иллюстрирующим проявление деформации ползучести в глинах, может служить осадка замечательного памятника архитектуры — Пизанской башни (Италия), строительство которой было начато в 1174 г. и окончено в 1350 г. Высота башни 54,5 м, масса 44 486 т, площадь

подшвы кольцевого фундамента 28 м^2 , а давление на основание равно $0,51 \text{ МПа}$. В результате длительной осадки глин, залегающих в виде линз в толще песчаного основания, башня осела и наклонилась на одну сторону к моменту окончания строительства на $2,1 \text{ м}$. Наиболее интересным является то, что после окончания строительства, в течение почти шести столетий, она продолжала оседать примерно с постоянной скоростью, равной 2 мм в год. В настоящее время средняя осадка сооружения составляет более $1,5 \text{ м}$, а наклон — $5,58 \text{ м}$.

В докладах международных конгрессов по большим плотинам, механике грунтов и фундаментам, в трудах региональных конференций и симпозиумов, а также во многих других публикациях приведено чрезвычайно много примеров длительных осадок гидротехнических, транспортных, промышленных, гражданских и других сооружений по причине ползучести глинистых грунтов.

С этой точки зрения представляют большой интерес осадки земляной плотины Фресно (Калифорния), основание которой сложено (без четкой слоистости) органическими и песчаными глинами, мелкими, крупными и глинистыми песками. Уплотнение этой плотины практически закончилось через 4300 дней после начала строительства. Плотина возводилась со скоростью $0,09 \text{ м}$ в день. За четырнадцать лет эксплуатации (1938 — 1953 гг.) осадка плотины достигла $2,5 \text{ м}$. Не менее интересным является и длительная деформация ядра каменно-земляной плотины Чарвакской ГЭС высотой 168 м , описанная М. Н. Ледневым и Д. А. Жигаревым в 1978 г. Максимальная строительная осадка ядра этой плотины составила $8,4 \text{ м}$, а скального основания $0,06$ — $0,09 \text{ м}$. В заключительный период строительства наблюдались дальнейшее нарастание поперечного расширения ядра и боковых призм, а также общее смещение ядра (на $0,9 \text{ м}$) и низовой призмы в сторону нижнего бьефа под давлением воды.

Представление о характере деформаций длительного сдвига глинистых грунтов дают результаты наблюдений за смещениями их в естественных склонах, откосах выемок, а также сооружений, возведенных на этих грунтах [18, 20].

Один из характерных случаев сдвиговой ползучести глинистых грунтов рассмотрен Н. Н. Масловым в 1936 г. на примере горизонтального смещения каменной гравитационной плотины Гробуа (Франция, Бургундия), основание которой (длина 550 и высота $28,3 \text{ м}$) было сложено достаточно плотными, но трещиноватыми глинами лейаса мощностью от 2 до 10 м . При заполнении водохранилища (строительство плотины было начато в 1838 г.) на 12 — 13 м у строителей появились подозрения о возможности ее прогиба в сторону нижнего бьефа. При напоре $17,5 \text{ м}$ между телом плотины и башней водоприемника появились трещины и подтвердились подозрения строителей о прогибе плотины в плане во времени вследствие ее сдвига под действием напора воды. После опорожнения водохранилища указанные выше трещины закрылись, а плотина постепенно возвратилась в исходное положение. После

каждого цикла заполнения и опорожнения водохранилища постепенно накапливался остаточный прогиб. Чтобы спасти сооружение от гибели, был уменьшен напор, а ниже по течению реки была построена другая плотина для создания обратного давления на плотину. В приведенном примере сдвигающая ползучесть глинистого грунта имела упругопластическую природу (см. рис. 1). Аналогичные деформации (до разрушения сооружения в 1895 г.) были обнаружены у каменной плотины Бузей (Франция), где ось плотины (длина 520 м, высота 22 м) на участке 120 м изогнулась в сторону нижнего бьефа на 0,37 м в результате ползучести тонкой прослойки глины, расположенной на глубине 3 м и от ее подошвы.

Для выяснения характера распределения деформаций сдвига — горизонтального смещения грунта по глубине основания, представляют интерес наблюдения Р. Петерсона и др. за деформациями низового откоса и основания земляной плотины под действием напора воды. Установлено, что под действием сдвигающих сил горизонтальные деформации основания по глубине затухают, а деформации низового откоса практически пассивно «следят» за смещением основания. Это является доказательством того, что под действием сдвигающих сил глинистые грунты подвергаются скашиванию — деформации простого сдвига, впервые описанного Г. И. Покровским в 1933 г.

Очень интересным является также случай медленного движения массива грунта по склону в сторону головных сооружений ДзораГЭС (Армянская ССР), исследованный Г. М. Ломизе в 1945 г. Шестидесятиметровая толща, залегающая на элювии третичных пелитовых туфов, перемещалась со средней скоростью 2 см в год. В результате этого головные сооружения ГЭС были сильно деформированы. Ликвидация создавшегося положения для дальнейшей нормальной эксплуатации ГЭС потребовала выполнения сложных и дорогостоящих работ. Сопоставляя угол наклона подстилающей поверхности (8°30') с минимальными значениями углов внутреннего трения породы (14°), Н. Н. Маслов (1955 г.) пришел к выводу, что этот случай является ярким примером проявления пластического течения масс грунта.

Примеров длительных, медленно протекающих деформаций глинистых грунтов в основаниях, естественных склонах и откосах земляных сооружений чрезвычайно много. Мы ограничимся приведенными выше примерами, поскольку они, на наш взгляд, дают полное представление о проявлении ползучести глинистых грунтов в натуре.

Аварии сооружений. При высоких уровнях напряжений, как было сказано выше, деформация течения переходит в стадию разрушения — ползучести с возрастающей скоростью, завершающейся истощением (потерей) прочности материала (грунта).

Инженерной практике известно много случаев различных аварий и крушений сооружений по причине потери прочности грунтов их оснований. Особенно много случаев аварий в результате разрушения откосов земляных сооружений (плотин, дамб, дорожных

насыпей и выемок) и естественных склонов вследствие возникновения оползневых явлений в глинистых грунтах. Аварии и крушения сооружений и склонов вообще, гидротехнических в особенности, причиняют огромный материальный ущерб и представляют большую опасность для населения.

Интереснейшим примером потери прочности глинистого основания является крушение силосного здания Трансконского зернового элеватора (Канада) емкостью 27 000 т, состоявшего из 65 цилиндрических конструкций диаметром 4,4 м, высотой 28 м, опирающихся на грунт посредством железобетонной распределительной плиты толщиной 0,61 м [16]. Вскоре после завершения строительства и первой равномерной засыпки зерном (25 000 т) 18 октября 1913 г. элеватор начал оседать, а затем отклонился в сторону. Наибольшая осадка элеватора составила 8,8 м, наименьшая — 1,5 м, а угол отклонения от вертикали $26^{\circ}53'$. Предварительные геологические исследования показали, что под поверхностным слоем чернозема (0,6 м) последовательно залегают красновато-серая (1,5—1,8 м), синяя (20 м) и белая (4—5 м) глины. Бурение показало, что глина, плотная у подошвы фундаментной плиты, на глубине 9—12 м является очень мягкой. Исследования показали также, что неравномерная осадка сооружения была обусловлена сопротивлением валунов, обнаруженных на его восточной стороне. В связи с неравномерной осадкой сооружения произошло выпирание глинистого грунта из-под фундаментной плиты с образованием вала высотой 1,5—1,8 м.

Случаи разрушения гидротехнических сооружений, в частности плотин, наблюдаются как в период строительства, так и в процессе их эксплуатации. По имеющимся данным, на сегодня в мире можно перечислить более 400 крупных аварий плотин, из которых $\frac{1}{3}$ произошла в результате неучета свойств грунтов оснований. Интересным является пример разрушения бетонной плотины Аустин (США, Пенсильвания), которое произошло 30 сентября 1911 г. Плотина (длина 168,5 м, высота 15,2 м, ширина гребня 0,75 м, ширина основания 9,15 м) была построена на толще чередующихся глинистых сланцев и песчаников без цементации. Строительство было начато 1 декабря 1909 г. Основные пути фильтрации воды были сосредоточены в трещиноватых песчаниках, по которым и был облегчен сдвиг смоченных глинистых сланцев вместе с плотиной. Несмотря на малые размеры плотины, в результате ее крушения погибло около 100 человек и был причинен большой материальный ущерб.

Ярким примером разрушения земляной плотины вследствие сползания низового откоса является одна из плотин в Армении, имеющего место после завершения строительства, — за несколько дней до начала заполнения водохранилища. Гребень плотины (высота 64 м, длина 500 м, заложение верхового откоса 1:3—1:4, низового откоса 1:2—1:3,5, объем около 4 млн. м³) на длине 200 м просел (с захватом ядра) до 4 м, на низовом откосе появились трещины и выпучивание грунта в пределах абсолютных отметок 1875—

1880 м над уровнем моря. В последующем, в течение нескольких дней, деформации откоса захватили длину 350 м с увеличением просадки до 8—13 м, появились признаки деформации верхового откоса, покрытого железобетонными плитами. Причиной всему было нарушение как проекта, так и технологии строительства. В процессе строительства галечно-гравелистый материал боковых призм плотины, предусмотренный проектом, был заменен делювиальным суглинком и пролювиальными отложениями с дресвой и галькой, а также с грубонакатанными обломками скальных пород без определения показателей оптимальной плотности — влажности опытной укаткой. Материал ядра плотины (средний и тяжелый суглинок) имел влажность, превышающую оптимальную на 30—48%, и вследствие этого нарушились заданные в проекте значения его плотности. Ядро возводилось с отставанием от строительства боковых призм на 25 м, что привело к повышению влажности грунта из-за накопления атмосферных осадков, обильных в этом районе. Результатом допущенных нарушений явилось несоответствие прочностных и других проектных показателей грунтового материала действительным, полученным при его укладке в ядре плотины.

Заслуживают особого внимания оползни на откосах железнодорожных выемок в лондонских глинах, описанные и исследованные А. В. Скемптоном в 1964 г. и часто приводимые в литературе в качестве примеров, иллюстрирующих снижение прочности глинистых грунтов во времени вследствие их ползучести [4]. Таким примером может служить разрушение в 1941 г. подпорной стенки в Кензал-Грин, построенной в 1912 г. Наблюдения за смещениями подпорной стенки в течение 12 лет до ее разрушения показали, что вначале она деформировалась со скоростью 0,6 см в год, а перед началом обрушения — 45,7 см в год. Сползание массива грунта (влажность 33%, предел текучести 83%, предел пластичности 30%) и обрушение подпорной стенки объяснялись снижением прочности лондонских глин за 29 лет на 40%. Другими примерами оползания откосов в лондонских глинах являются оползни в выемках. Нортхолт (1955 г.) и Садбери-Хилл (1949 г.), просуществовавших 19 и 49 лет соответственно. Их обрушение также объяснялось указанной выше причиной.

Заканчивая рассмотрение случаев аварий, крушений сооружений и оползневых явлений по причине исчерпания (нарушения) прочности глинистых грунтов, отметим только, что число оползней исчисляется тысячами.

Изложенное выше является достаточным основанием для того, чтобы к вопросам исследования деформационных и прочностных свойств грунтов вообще и особенно реологических свойств глинистых грунтов относиться с должным вниманием и серьезностью.

§ 4. ОСНОВНЫЕ НАПРАВЛЕНИЯ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЙ РЕОЛОГИИ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Начало научных поисков в области реологии глинистых грунтов совпало с выходом в свет известной книги К. Терцаги «Строй-

тельная механика грунтов» [30], в которой были впервые рассмотрены вопросы исследования их деформаций во времени как при одноосном сжатии грунтовых кубов, так и в условиях отсутствия бокового расширения (одномерного уплотнения). В первом из отмеченных случаев деформация грунта во времени протекала при постоянной влажности и поэтому получила название «упругого последействия» (см. выше), а во втором — при изменении (уменьшении) влажности вследствие его уплотнения и была названа консолидацией (см. гл. 3).

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

Экспериментальные исследования объемных деформаций водонасыщенных и водоненасыщенных глинистых грунтов вообще, в том числе деформаций одномерного уплотнения, 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 деформации скелета. Для получения достоверных данных о деформационных свойствах глинистых грунтов особое внимание уделяется выявлению влияния на эти свойства генетических их особенностей (состава, строения, структуры, состояния и т. д.) и учету большого количества внешних факторов и в первую очередь — изменения напряжений, влажности и температуры.

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).

Природа прочности, как и природа деформации объема глинистых грунтов, чрезвычайно сложна и поэтому ее исследование (с учетом многообразия факторов) является одним из основных в механике и реологии этих грунтов. Выполнено очень большое количество работ по исследованию кратковременной (начальной) и длительной прочности самых различных генетических типов водонасыщенных и водоненасыщенных глинистых грунтов природного и

нарушенного сложения при одноосном сжатии и растяжении, трехосном сжатии, кручении полых и сплошных образцов, а также одноплоскостного и многоплоскостного среза, скашивания и т. д.

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 деформаций при решении задач уплотнения, расчета смещения подпорных сооружений и грунтовых масс под действием сдвиговых усилий по предельным деформациям сдвига — по второму предельному состоянию. Деформации изменения формы глинистых грунтов являются наиболее сложными из всех других, рассматриваемых в реологии грунтов, что определяет сложность методики. Помимо всех других внешних факторов, влияющих на деформации уплотнения, здесь приобретают первостепенное значение величина, режим и длительность действия касательных напряжений, изменяемость состояния грунта под действием уплотняющих давлений, температуры, усадки, набухания и т. д. В этой связи очень сложны и соотношения, описывающие процессы деформаций ползучести при сдвиге.

Исследование релаксаций напряжений в глинистых грунтах относится к числу методов, позволяющих сократить сроки реологических исследований для определения параметров ползучести материалов, в частности глинистых грунтов, при любых видах деформации объема и формы. Из-за сложности выполнения этих экспериментов количество работ, посвященных релаксационным исследованиям глинистых грунтов, весьма ограничено. Исследование релаксаций 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 др.) уделяется большое внимание вопросам природы их формирования и изменяемости свойств под действием различных природных и внешних факторов [9, 10, 18]. 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». Н. Н. Маслов (1941 г.) 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 ползучесть глин при сдвиге характеризовал как медленную, но непрерывно нарастающую деформацию, а К. Терцаги и Р. Пек (1948 г.) — как деформацию, протекающую с постоянной скоростью. Аналогичное толкование термина

«ползучесть» можно найти у Н. А. Цытовича [37], Н. Н. Масло-ва [18], Е. И. Медкова и многих других. Поэтому не случайно, что до 1954 г. для описания ползучести глинистых грунтов пользова-лись моделями идеально вязкой жидкости Ньютона и упруговязко-пластического тела Бингама (см. гл. 2, § 2).

Из сказанного выше следует, что до недавнего времени боль-шинство специалистов под ползучестью глинистых грунтов подра-зумевали только деформацию, протекающую с постоянной ско-ростью — у с т а н о в и в ш у ю с я п о л з у ч е с т ь, т е ч е н и е. Такое толкование явления ползучести, очевидно, является далеко не пол-ным, соответствующим только одному из частных случаев длитель-ного деформирования. В самом деле, даже в случае деформации сдвига, обуславливающей формоизменение и разрушение материа-ла, наступлению стадии течения предшествует довольно длитель-ная стадия неустановившейся — затухающей ползучести (см. рис. 2), которой в общем процессе деформирования никак нельзя пре-небречь [20]. Кроме того, не при всех напряжениях наступает вто-рая стадия ползучести — стадия течения. Вместе с тем явление пол-зучести присуще не только деформациям сдвига, но и деформациям изменения объема, при которых ползучесть является только затухающей [20].

Поэтому очевидно, что ползучестью глинистого грунта можно называть протекающие во времени затухающие и незатухающие деформации объема и формы под действием внешней постоянной нагрузки и всех влияющих на этот процесс факторов [20].

Глава 2

НАПРЯЖЕНИЯ И ДЕФОРМАЦИИ. ТЕОРИИ ПОЛЗУЧЕСТИ

§ 1. ВВЕДЕНИЕ

Деформируемость является объективно существующим свой-ством всех реальных материалов — бетонов, металлов, грунтов, горных пород, пластмасс, древесины и т. д. Деформации, которые проявляются под действием внешних нагрузок в виде изменения размеров и формы твердого тела (макроэлемента, образца), бы-вают простыми и сложными. К числу простых деформаций относят-ся сжатие, растяжение и кручение. Если тело одновременно под-вергается двум и более видам деформаций, то такая деформация называется сложной. В соответствии с этим тело может на-ходиться в простом и сложном напряженном состоянии.

Сжатие (растяжение). При сжатии (растяжении) образцы ма-териала испытываются на испытательных машинах-прессах. Чтобы избежать влияния торцевых ограничений или захватов пресса на результаты опытов, деформацию измеряют в середине образца, на некоторой базе l_0 (рис. 4). Отношение малой абсолютной де-

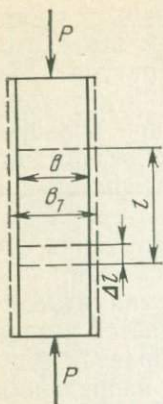


Рис. 4. Схема деформации стержня при одноосном сжатии

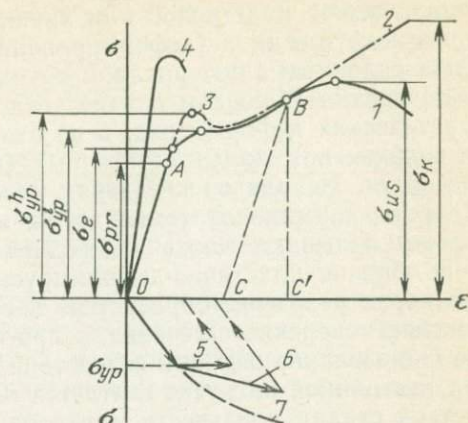


Рис. 5. Диаграммы растяжения пластически деформируемого тела для условных (1) и истинных (2) напряжений с «зубом текучести» (3), хрупкого деформирования (4), идеального упругопластического деформирования с линейным (6) и нелинейным (7) упрочнением. σ_{pr} — предел пропорциональности; σ_e — предел упругости;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

формации Δl_0 к начальной длине базы l_0 называется мерой или относительной деформацией:

$$\varepsilon = \Delta l_0 / l_0, \quad (2.1)$$

а отношение внешней нагрузки P к площади поперечного сечения образца F — нормальным напряжением:

$$\sigma = P/F, \quad (2.2)$$

Если деформации конечны, т.е. соизмеримы с единицей, то для определения их меры рассматривается отношение малого приращения Δl к текущей длине элемента (базы) l (см. рис. 4), а полная деформация ε^* будет определяться как сумма деформаций отдельных элементов:

$$\varepsilon^* = \int_{l_0}^{l_f} \frac{dl}{l} = \ln \frac{l_f}{l_0}, \quad (2.3)$$

где l_0 — начальная, l_f — конечная длина базы.

Понятие о логарифмическом удлинении ε^* материалов введено в науку В. Рентгеном и впервые применено Г. Генки в 1926 г. и поэтому называется мерой Генки [27].

В зависимости от скорости приложения нагрузки и температуры твердые тела подвергаются пластичному или хрупкому деформиро-

ванию и разрушению, находятся в пластичном или хрупком состояниях, имеют пластичное или хрупкое поведение. Чем выше скорость нагружения (деформирования) и ниже температура, тем выше склонность материала к хрупкому поведению — к хрупкому разрушению. В первом случае тела разрушаются 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 нагрузке считается основной причиной проявления третьей стадии ползучести металлов (см. рис. 2), протекающей с возрастающей скоростью.

Из диаграммы растяжения I (рис. 5) для условных напряжений, отнесенных к первоначальной площади поперечного сечения образца F , 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}^I , материал начинает течь, т.е. деформироваться без увеличения нагрузки. Течение материала на диаграмме растяжения изображается отрезком кривой, параллельной оси абсцисс.

Последующее увеличение нагрузки приводит к некоторому увеличению сопротивляемости материала. Предельное значение сопротивляемости материала растяжению (сжатию) принято называть временным сопротивлением σ_{us} . Напряжение, соответствующее σ_{pr} , называется пределом пропорциональности, σ_{yp} — пределом текучести, σ_e — пределом упругости материала. Предел упругости практически равен пределу пропорциональности.

При учете уменьшения поперечного сечения образца в процессе деформирования вместо кривой I (см. рис. 5) будем иметь диаграмму истинных напряжений 2 с максимальной ординатой, равной сопротивляемости разрушению σ_k . Следует отметить, что на указанной диаграмме обнаруживается также «зуб текучести», поэтому вводятся понятия верхнего σ_{yp}^h и нижнего σ_{yp}^l пределов текучести. Это явление М. Рейнер [27] объясняет внутренними реологическими свойствами материала, в частности: переходом от силы, равной статическому трению (трению покоя), к силе трения движения, необходимой для обеспечения равномерного растяжения.

В пределах упругости диаграмма растяжения (см. рис. 5) 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. 5). 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 упругопластичного 5, упругопластичного тела с линейным 6 или нелинейным 7 упрочнением (см. рис. 5) или единой кривой $\epsilon = \epsilon(\sigma)$ (см. § 3).

В пределах пропорциональности OA (см. рис. 5) зависимость ϵ — σ выражается законом Гука:

$$\sigma = E\epsilon, \quad (2.4)$$

где E — модуль упругости (Юнга), который имеет размерность напряжения (КПа, МПа).

Растяжение и сжатие образца из реального материала сопровождается изменением его поперечных размеров — поперечной деформацией. Если абсолютная поперечная деформация образца равна Δb , а относительная поперечная деформация $\epsilon_1 = \Delta b/b$ (b — поперечный размер образца), то

$$\mu = \epsilon_1/\epsilon \quad (2.5)$$

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 пропорциональности) определить относительную объемную деформацию образца по выражению:

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

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

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 A , которая аккумулируется в виде потенциальной энергии U . В пределах пропорциональности (см. рис. 5), 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

$$u = \frac{1}{2} \sigma \varepsilon. \quad (2.7)$$

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

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_1 &= \frac{1}{E} [\sigma_1 - \mu (\sigma_2 + \sigma_3)]; \\ \varepsilon_2 &= \frac{1}{E} [\sigma_2 - \mu (\sigma_1 + \sigma_3)]; \\ \varepsilon_3 &= \frac{1}{E} [\sigma_3 - \mu (\sigma_1 + \sigma_2)]. \end{aligned} \right\} \quad (2.8)$$

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

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

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

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 вид

$$u = \frac{1}{2} (\sigma_1 \varepsilon_1 + \sigma_2 \varepsilon_2 + \sigma_3 \varepsilon_3). \quad (2.11)$$

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

$$u = \frac{1}{2E} [\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - 2\mu (\sigma_1 \sigma_2 + \sigma_1 \sigma_3 + \sigma_2 \sigma_3)]. \quad (2.12)$$

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 $\theta^* = 3\varepsilon^* = \ln(V/V_0)$.

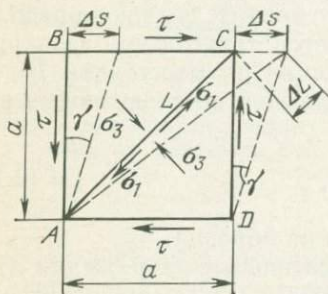
Чистый сдвиг. Напряжения, действующие только вдоль площадок, которые являются гранями элемента (рис. 6), приводят к сдвигу — деформации изменения формы (без изменения объема), называемой чистым сдвигом. Напряжения, действующие вдоль граней элементов, называются касательными и обозначаются буквой τ .

Отношение абсолютной деформации чистого сдвига Δs к высоте a сжимаемого элемента

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

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

Зависимость между касательными напряжениями τ и относительными деформациями чистого сдвига γ в пределах пропорцио-



6. Схема плоской деформации элемента при чистом сдвиге

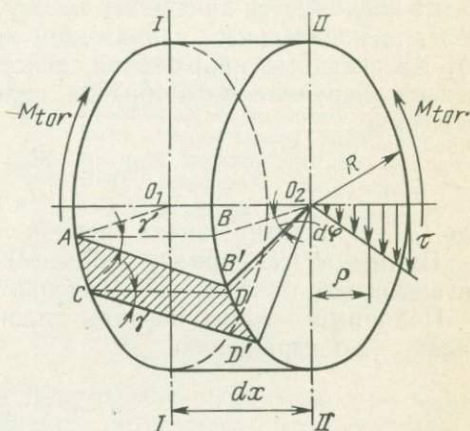


Рис. 7. Схема кручения элемента круглого поперечного сечения длиной dx , радиусом R на угол закручивания $d\varphi$, перекашивания (чистый сдвиг) прямоугольника $ABDC$ (выделенного на поверхности образца) на угол γ и треугольная эпюра распределения касательных напряжений (в пределах упругости) в поперечном сечении элемента

нальности (упругости) по аналогии с выражением (2.4) записывается в 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 (см. рис. 6), 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 зависимость:

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

Кручение. Под действием крутящих моментов M_{tor} (рис. 7) поперечные сечения I—I и II—II элемента длиной dx круглого за-

кручиваемого образца, оставаясь плоскими и параллельными, перемещаются друг относительно друга на величину угла закручивания $d\varphi$. При этом выделенный на поверхности элемента элементарный прямоугольник 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. 7). 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

$$I_p = \frac{\pi R^4}{2}, \quad (2.18)$$

а кольцевого сечения по выражению

$$I_p = \frac{1}{2} [\pi (R^4 - r^4)], \quad (2.19)$$

где r — внутренний радиус кольца.

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

$$\tau(R) = \frac{2 M_{tor}}{\pi R^4}; \quad (2.20)$$

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

При нелинейном кручении (рис. 8, кривая OC) касательные напряжения, действующие на поверхности образца, определяют из решения задачи кручения нелинейной теории упругости [22]:

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

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

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

Из (2.22) следует, что для определения касательного напряжения

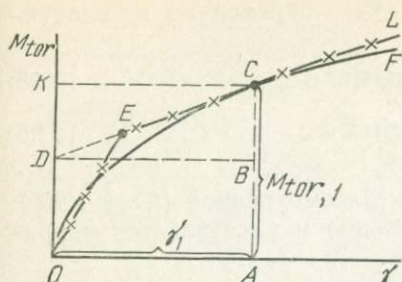


Рис. 8. Зависимость $M_{tor} - \gamma$, представленная в виде единой кривой OF и билинейной диаграммы OEC

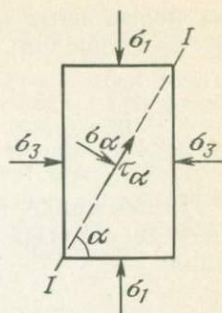


Рис. 9. Схема элементарного параллелепипеда, сжимаемого двумя главными нормальными напряжениями σ_1, σ_3 , и действующие на наклонной $I-I$ плоскости касательное τ_α и нормальное σ_α напряжения

$\tau(R)$ следует знать величину $\tau(r)$. Если $\tau(r)$, как первое приближение, определить по соотношению (2.20), то из (2.22) получим:

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

Для определения величины касательного напряжения по выражению (2.23) для данного значения крутящего момента $M_{tor,1}$ (см. рис. 8) можно воспользоваться следующим графическим построением [22]: 1) от точки K , соответствующей данному значению крутящего момента, провести параллельную 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 в точке D ; 3) от точки D провести параллельную оси абсцисс прямую DB , а от точки C — параллельную оси ординат прямую CA .

На рис. 8 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 отрезок BC ($BC = \gamma_1 dM_{tor}/d\gamma$).

Когда кривая зависимости $\gamma = \gamma(M_{tor})$ имеет вид ломаной линии OEL с двумя прямолинейными участками (см. рис. 8), то касательная к любой точке отрезка ECL совпадает с этой прямой, а тангенс угла $dM_{tor}/d\gamma = \text{const}$. 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 двустороннем сжатии. При двустороннем сжатии призматического элемента главными нормальными напряжениями σ_1 и σ_3 (рис. 9) на наклонных под углом α сечениях возникают нормальное σ_α и касательное τ_α напряжения. При суммарном действии двух глав-

ных нормальных напряжений σ_α и τ_α определяют из следующих соотношений:

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

$$\tau_\alpha = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \sin 2\alpha . \quad (2.26)$$

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

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

$$\tau_\beta = - \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \sin 2\alpha . \quad (2.28)$$

Из (2.25) и (2.27) следует, что

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

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:

$$\tau_{\max} = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) . \quad (2.31)$$

На той же площадке

$$\sigma_{\alpha=45^\circ} = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) . \quad (2.32)$$

Действующие на любой наклонной площадке нормальное σ_α и касательное τ_α напряжения могут быть определены также графическим методом, предложенным О. Мором. Для этого на оси σ системы координатных осей $\sigma - \tau$ (рис. 10) 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 под углом α , 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 продол-

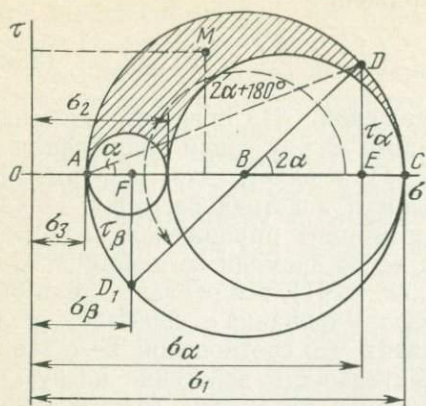


Рис. 10. Круги Мора для пространственного напряженного состояния элементарного параллелепипеда, на гранях которого действуют главные нормальные напряжения $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$, и определение графическим способом нормального σ_α и касательного τ_α напряжений, действующих на наклонных сечениях

жить 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 $\tau_\alpha = -\tau$.

При одноосном сжатии $\sigma_1 \neq 0, \sigma_2 = \sigma_3 = 0$, точка A круга Мора совпадает с началом координат 0 , а при чистом сдвиге с началом координат совпадает центр B круга Мора. В случае, когда на элемент действуют все три главные нормальные напряжения $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ (σ_1 — наибольшее, σ_2 — промежуточное, σ_3 — наименьшее главные нормальные напряжения), можно рассмотреть два случая определения нормальных и касательных напряжений: а) площадка параллельна (или проходит) одной из трех главных осей; б) 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 площадках, будут определяться из трех кругов Мора, построенных на величинах трех главных нормальных напряжений σ_1, σ_2 и σ_3 (см. рис. 10). Когда плоскость одновременно пересекает все три главные оси, доказано, что действующие на этой площадке нормальное и касательное напряжения определяются координатами точек заштрихованной на рис. 10 площадки.

Если известны величины действующих на взаимно перпендикулярных площадках нормальных $\sigma_\alpha, \sigma_\beta$ и касательных τ_α, τ_β напряжений, можно определить главные нормальные напряжения по соотношению

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

Направления их действия α и $\alpha + 90^\circ$ определяются из выражения

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

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

Ползучесть и релаксация напряжений. Из приведенных выше графиков и выражений, связывающих между собой напряжения и деформации, например (2.4) и (2.14), следует, что деформация материала не зависит от длительности действия нагрузки. Иначе говоря, деформация, возникшая в момент приложения нагрузки, остается без изменения в течение всего времени ее действия. Однако, как было сказано выше (см. гл. 1, §1), все реальные тела обладают свойством длительного деформирования — свойством ползучести (см. рис. 1 и 2). Это означает, что соотношение ε — σ зависит от скорости приложения и длительности действия нагрузки. Например, если подвергнуть испытанию на сжатие (растяжение) несколько образцов-близнецов при различных скоростях нагружения, то получим целое семейство кривых ε — σ .

Ползучесть (см. гл. 1, § 1) является одним из основных свойств реальных тел и проявляется во всех видах деформирования вообще, объема и формы в частности. Причем, если деформация формы у всех материалов выражена достаточно четко, то деформация объемного сжатия у одних материалов весьма существенна, а у других пренебрежимо мала. По данным А. Надаи (1954 г.), при давлении 100 МПа уменьшение объема стали не превышает 0,06% и поэтому им можно пренебречь. Этого, конечно, нельзя сказать о пористых материалах и в первую очередь о глинистых грунтах, объем пор которых доходит до 50% и более от общего объема. Деформации объема и формы пористых материалов протекают одновременно и оказывают друг на друга существенное влияние.

Деформации объемной ползучести реальных тел всегда являются затухающими, а изменения формы протекают во всех трех стадиях, рассмотренных выше (см. рис. 2). Свойства ползучести материалов характеризуются семействами кривых ползучести (см. рис. 2), которые для данного состояния (объемной массы, влажности, температуры и т. д.) определяются испытанием серии образцов-близнецов под действием различных по величине постоянных напряжений.

Релаксация (уменьшение) напряжения при постоянной деформации (см. рис. 3) обусловлена перераспределением во времени упругих ε_e и ползучих ε_t деформаций. Полную деформацию ε_0 можно представить (в пределах пропорциональности) в виде суммы [17]

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_e + \varepsilon_t = \text{const}, \quad (2.36)$$

с учетом (2.4) получим выражение

$$\frac{\sigma_0}{E} = \frac{\sigma}{E} + \varepsilon_t = \text{const}, \quad (2.37)$$

из которых следует, что по мере увеличения ε_t должно иметь мес-

то уменьшение σ . Когда деформация ползучести достигает начальной величины деформации, имеет место полная разгрузка материала. При $t=0$ $\epsilon_t=0$.

Как было сказано выше, важнейшей характеристикой материала является время релаксации t_r , равное времени, необходимому для расслабления напряжения в $e=2,718$ раза (e — основание натурального логарифма), когда $\sigma=\sigma_0 \cdot 0,368$ (см. рис. 3). Для воды $t_r=10^{-11}$ с, для стекла $t_r=100$ лет. Если длительность действия постоянной нагрузки меньше времени релаксации ($t < t_r$), материал ведет себя как твердое неползучее тело, в противном случае у материала проявляются свойства вязкой жидкости (текучести).

По аналогии с изложенным выше для получения семейства кривых релаксации напряжений, серии образцов-близнецов испытывают при различных начальных значениях постоянной деформации.

§ 2. ПОНЯТИЕ О РЕОЛОГИЧЕСКИХ МОДЕЛЯХ И УРАВНЕНИЯХ СОСТОЯНИЯ

Все реальные тела, как было сказано в гл. 1, § 1, 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. 11), определяемая уравнениями (2.4) и (2.14), вязкость ньютоновской идеально вязкой среды определяется линейной зависимостью между напряжениями σ и скоростями течения (вязкого деформирования) $\dot{\epsilon}$:

$$\sigma = \eta \frac{d \epsilon_v}{dt} = \eta \dot{\epsilon}_v, \quad (2.38)$$

где ϵ_v — относительная вязкая деформация; t — время; η — коэффициент вязкости (эффективная вязкость по П. А. Ребиндеру, 1958 г.).

Зависимости $\sigma-\epsilon_v$ и $\sigma-\dot{\epsilon}_v$ смогут быть не только линейными, но и нелинейными (см. рис. 11). В последнем случае деформирование тела соответственно называется нелинейно-упругим и нелинейно-вязким.

Деформация во времени реального тела 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 и, служащими для сравнения и изучения свойств указанных тел.

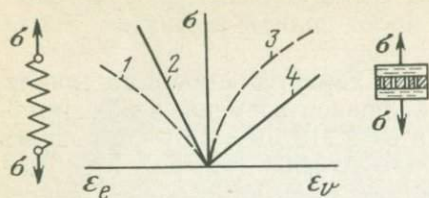


Рис. 11. Реологические кривые нелинейного (1) и линейного (2) гукова тела (моделируется упругой пружиной), нелинейной (3) и линейной (4) идеально вязкой ньютоновской жидкости (моделируется вязким элементом)

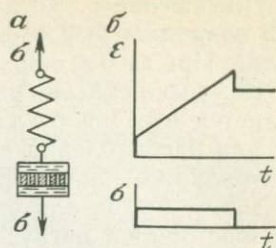


Рис. 12. Реологическая модель (а) и реологическое поведение максвеллова тела (б) при нагружении и последующей разгрузке

В реологических моделях гукова идеально упругая среда моделируется упругой пружиной (см. рис. 11), а идеально вязкая ньютоновская жидкость — вязким элементом. Последний представляет собой цилиндр с просверленным поршнем, содержащим вязкую жидкость. Идеальное жесткопластическое тело Сен-Венана моделируется сухим кулоновским трением, возникающим на шероховатой поверхности при перемещении по ней груза под действием горизонтального усилия, равного 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 (см. гл. 1, § 1), которое содержит напряжение, деформацию и их производные во времени:

$$\Phi \left(\sigma, \varepsilon, \frac{d\sigma}{dt}, \frac{d\varepsilon}{dt}, \dots \right). \quad (2.39)$$

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

К числу простейших реологических моделей относятся модели Максвелла, Кельвина — Фохта, Пойтинга — Томсона, Гогенемзера — Прагера, Шведова — Бингама и др.

Реологическая модель максвеллова тела состоит из двух последовательно соединенных элементов — упругой пружины и вязкого элемента (рис. 12). В момент приложения постоянной нагрузки максвеллово тело деформируется упруго мгновенно, а затем, если нагрузка продолжает 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 :

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_v. \quad (2.40)$$

Используя выражение (2.40) и исключив из соотношений (2.4) и (2.38) деформации ε_e и ε_v , получим известное уравнение состояния упруговязкого максвеллова тела:

$$\frac{d\sigma}{dt} = E \frac{d\varepsilon_e}{dt} - \frac{\sigma}{t_r} = E \frac{d\varepsilon_e}{dt} - \frac{\sigma}{\eta} E, \quad (2.41)$$

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

При постоянной нагрузке $\sigma = \text{const}$ деформация максвеллова тела определяется по следующему соотношению:

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

или

$$\dot{\varepsilon} = \frac{1}{E} \dot{\sigma} + \frac{1}{\eta} \sigma, \quad (2.42)$$

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

Деформация максвеллова тела протекает с постоянной скоростью (см. рис. 12), равной $v = \sigma/\eta$. При постоянной деформации $\varepsilon = \text{const}$ релаксация напряжений в максвелловом теле происходит по экспоненциальному закону

$$\sigma = \sigma_0 \exp(-t/t_r). \quad (2.43)$$

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

Тело Шведова—Бингама (рис. 13) является идеальным упруговязкопластическим телом, которое оказывает сопротивление упругим деформациям элементом гокува тела, пластическому течению посредством элемента тела Сен-Венана, а вязкому течению — вязким элементом ньютоновской жидкости. Кривая зависимости $\sigma - \dot{\varepsilon}_v$ тела Бингама (рис. 13, а) приведена на рис. 13, б. Уравнения состояния этого тела записываются в следующем виде:

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= E \varepsilon_e \text{ при } \sigma < \sigma_{yp}; \\ \sigma &= \sigma_{yp} + \eta \frac{d\varepsilon_v}{dt} = \sigma_{yp} + \eta_p \dot{\varepsilon}_v \text{ при } \sigma > \sigma_{yp}, \end{aligned} \right\} \quad (2.44)$$

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

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

Модель тела Шведова (см. рис. 13, в) несколько сложнее мо-

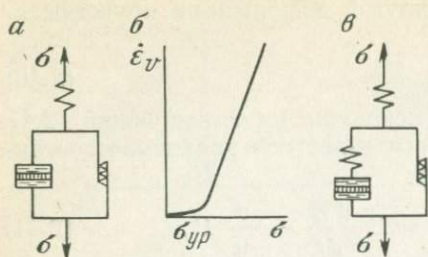


Рис. 13. Реологическая модель (а), реологическая кривая (б) тела Бингама и реологическая модель тела Шведова (в). σ_{yp} — предел текучести (предельное напряжение сдвига). Треугольниками обозначен элемент Сен-Венана

дели Бингама. Уравнение состояния тела Шведова записывается в следующем виде:

$$\dot{\epsilon}_v = \frac{\sigma - \sigma_{yp}}{\eta_p} + \frac{\dot{\sigma}}{E}, \quad (2.45)$$

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

При $\sigma = \text{const}$ из (2.45) получается (2.44).

Поскольку (2.44) является частным случаем выражения (2.45), то тело, которое подчиняется закону деформирования (2.44) принято называть телом Шведова — Бингама. Частным случаем этого тела является идеально вязкая жидкость Ньютона.

Закон релаксации напряжений в теле Шведова — Бингама имеет следующий вид:

$$\sigma = \sigma_{yp} + (\sigma - \sigma_{yp}) \exp(-t/t_r). \quad (2.46)$$

При равенстве нулю предела текучести ($\sigma_{yp} = 0$), соотношения (2.45) и (2.46) Ф. Н. Шведова соответственно совпадают с уравнениями (2.42) и (2.43) Максвелла. Согласно соотношению (2.46) 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:

$$\alpha_0 \epsilon + \alpha_1 \frac{d\epsilon}{dt} + \dots + \alpha_m \frac{d^m \epsilon}{dt^m} = b_0 \sigma + b_1 \frac{d\sigma}{dt} + \dots + b_n \frac{d^n \sigma}{dt^n}. \quad (2.47)$$

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

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

Для получения уравнения состояний более сложных тел в настоящее время созданы многочисленные реологические модели, которые приводят к очень сложным дифференциальным уравнениям. Н. В. Михайлов и П. А. Ребиндер еще в 1955 г. указывали, что

применение все более сложных моделей является бессмысленным, так как они уводят все дальше от молекулярного механизма деформации реальных тел. Отмечая большое увеличение некоторых специалистов реологическими моделями, Ю. Н. Работнов (1966 г.) справедливо пишет, что «всякая модель такого рода является лишь аналогией, но не средством объяснения явления». С подобными мнениями о создании новых, все более сложных, реологических моделей и о реологических моделях вообще нельзя не согласиться.

Теория Л. Больцмана использует опыт ряда авторов, а также принимает существование линейной связи между напряжениями и деформациями. В 1874 г. Л. Больцман предложил теорию, описывающую наследственные деформации ползучести с помощью интегральных уравнений с переменным верхним пределом. Эта теория 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 так же 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 единичной нагрузки, приложенной в момент времени $t=0$, и суммируя приращения деформаций (вызванные приращениями напряжений) на основе закона наложения, получим уравнение состояния упругоползучего материала в виде следующего интегрального уравнения:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E} + \int_0^t K(t-\vartheta) \sigma(\vartheta) d\vartheta, \quad (2.48)$$

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

Выражение (2.48) 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 (2.48), не инвариантно относительно начала отсчета времени. В связи с изложенным выше эта теория обычно называется теорией ползучести Больцмана — Вольтерра.

Из решения (2.48) относительно σ получается:

$$\sigma(t) = E \varepsilon_0 - \int_0^t R(t-\vartheta) \varepsilon(\vartheta) d\vartheta. \quad (2.49)$$

В уравнениях (2.48) и (2.49) 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 деформации $\varepsilon_0 = \text{const}$ уравнения (2.48) и (2.49) переписуются в следующем виде:

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

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

Из уравнений следует, что в процессе деформирования наблюдается изменение свойств материала. Действительно, из (2.51) имеем:

$$\sigma(t) = \varepsilon_0 \left[E - \int_0^t R(t-\vartheta) d\vartheta \right] = E(t) \varepsilon_0. \quad (2.52)$$

Дифференцируя уравнение (2.50) и (2.51) по t и принимая, что $\sigma_0 = 1$ и $\varepsilon_0 = 1$, получим:

$$\left. \begin{aligned} K(t-\vartheta) &= \frac{d\varepsilon}{dt}; \\ R(t-\vartheta) &= -\frac{d\sigma}{dt}, \end{aligned} \right\} \quad (2.53)$$

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 определяются испытанием образцов при постоянном напряжении $\sigma_0 = 1$ и постоянной деформации $\varepsilon_0 = 1$.

Уравнения (2.48) и (2.49) обобщают все уравнения состояния, заданные в дифференциальной форме. В зависимости от вида функций ползучести $K(t-\vartheta)$ и релаксации напряжения $R(t-\vartheta)$ из указанных соотношений можно получить законы деформирования ньютоновского, максвеллова тела, тела Кельвина — Фохта, Гогенемзера — Прагера и т. д. При $(t-\vartheta) = 0$ уравнение (2.48) переходит в закон Гука.

В своих исследованиях Л. Больцман функцию ползучести представил как

$$K(t-\vartheta) = \frac{d}{dt} A(t-\vartheta) = \frac{A}{t-\vartheta}, \quad (2.54)$$

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

§ 3. ТЕОРИИ ПОЛЗУЧЕСТИ

Основной задачей теорий ползучести является определение изменений напряжений и деформаций в заданном 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, нет единой теории.

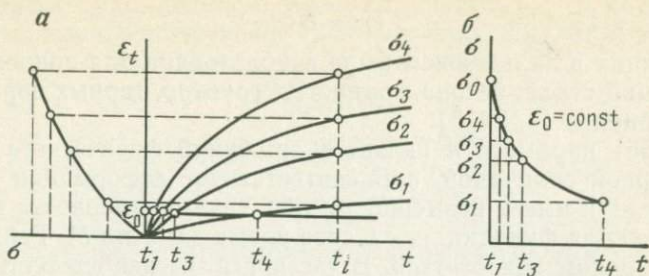


Рис. 14. Семейство кривых ползучести, кривая ε_t — σ для момента времени t_i (а) и графическое построение кривой релаксации напряжения для $\varepsilon_0 = \text{const}$ (б)

Основой для создания теорий ползучести служат семейства экспериментальных кривых ползучести и релаксаций напряжений. Однако, поскольку эксперименты по определению релаксаций напряжений немногочисленны и сложны, в основу теории обычно кладут кривые ползучести, определяемые испытанием образцов-близнецов на простое сжатие, растяжение и кручение под действием различных по величине постоянных напряжений (рис. 14, а). Грунты испытывают также на одномерное уплотнение, трехосное сжатие, скашивание и кручение совместно с уплотнением образцов под действием нормальных напряжений.

Ниже рассматриваются основные физические соотношения ряда теорий ползучести применительно к случаю простейшего вида деформации — одноосного сжатия (растяжения). Эти соотношения могут быть использованы и для описания других простых и сложных видов деформаций объема и формы материалов во времени вообще, глинистых грунтов в частности, которые будут обстоятельно рассмотрены в следующих разделах книги. Все рассмотренные в этом параграфе уравнения состояния относятся к некоторому постоянному температурно-влажностному режиму испытания материалов, поэтому не содержат параметров, учитывающих влияние факторов температуры и влажности на их реологические свойства.

Основные физические соотношения

Зависимость напряжения — деформация ползучести. Ползучесть ε_t твердых тел может подчиняться как линейному, так и нелинейному закону. В последнем случае, как было отмечено выше (см. § 2.1), зависимость напряжение — деформация ползучести представляется как диаграммами идеального упругопластического тела Прандтля, упругопластического тела с линейным или нелинейным упрочнением (см. рис. 5), так и единой кривой $\varepsilon_t = \varepsilon_t(\sigma)$ (см. рис. 14а).

Единая экспериментальная кривая ε_t — σ аппроксимируется различными эмпирическими соотношениями. Наиболее простой из них является предложенная в 1729 г. Бюфингером [27], независимо от него Ц. Бахом в 1888 г. и известная под именем последнего степенная функция:

$$\varepsilon_t = B \sigma^n. \quad (2.55)$$

Эта функция в дальнейшем была использована для аппроксимаций деформаций стали, бетона, глинистых грунтов, горных пород и других материалов [1, 20, 5].

В (2.55) параметр n является лишенной физического смысла безразмерной величиной, а B соответствует деформации материала при $\sigma=1$ и имеет размерность, обратную размерности напряжений. Степенная функция, как в свое время заметил М. Рейнер [27], обладает рядом недостатков. В частности, из нее следует, что когда $n > 0$ и $\varepsilon_t \rightarrow 0$, модуль деформации для некоторого фиксированного значения деформации

$$E (\varepsilon_t = \text{const}) = B^{-\frac{1}{n}} \varepsilon_t^{\frac{1}{n} - 1} = B_1 \varepsilon_t^{-n_1} \rightarrow \infty, \quad (2.56)$$

т. е. при отсутствии нагрузки тело является абсолютно жестким, а при неограниченном возрастании деформации $E \neq 0$. Имеется также противоречие в размерности величины B , называемое М. Рейнером [27] «возражением размерности».

«Возражение размерности» можно легко устранить, если напряжение σ представить в виде безразмерной величины — относительного напряжения σ/σ_{us} (σ_{us} — временное сопротивление материала), как это было сделано самим М. Рейнером при определении степенной связи между вязкостью и проводимостью стекла и А. Надаи для описания ползучести стали $\sigma = \sigma^* (\dot{\varepsilon}/\dot{\varepsilon}^*)^x$, где σ^* и $\dot{\varepsilon}^*$ — константы материала, имеющие размерности напряжения и скорости деформации. Другие недостатки соотношения (2.55) могут быть устранены различными приемами, приводящими к его значительному усложнению.

Несмотря на сказанное выше, при решении прикладных задач в большинстве случаев отдается предпочтение выражению (2.55) из-за его исключительной простоты. При этом, разумеется, указываются границы его применимости.

Для аппроксимации экспериментальных кривых $\varepsilon_t - \sigma$, начальные участки которых близки к линейной зависимости, часто применяют функцию вида

$$\varepsilon_t = \alpha \sigma + \beta \sigma^n, \quad (2.57)$$

где α , β и n — определяемые из опыта параметры.

В этом выражении, как и в (2.55), имеется противоречие в размерностях α и β , которые можно легко устранить указанным выше приемом. В (2.57) β для ряда материалов существенно меньше единицы, поэтому при малых напряжениях вторым членом пренебрегают. Тогда (2.57) принимает вид закона Гука.

Соотношение (2.57) использовано П. И. Васильевым в 1951 г. для аппроксимации кривых $\varepsilon_t - \sigma$ бетона, Н. Х. Арутюняном при решении задач нелинейной теории наследственной ползучести бетона (см. ниже), С. Р. Месчаном [20, 22] для описания деформации глинистых грунтов.

Аппроксимацию экспериментальных кривых $\varepsilon_t - \sigma$ осуществляют также гиперболическими (2.58), экспоненциальными (2.59), дробно-линейными (2.60) и другими функциями:

$$\varepsilon_t = a \operatorname{sh} \sigma; \quad (2.58)$$

$$\varepsilon_t = d [1 - \exp(-\eta \sigma)]; \quad (2.59)$$

$$\varepsilon_t = \frac{\sigma \sigma_{yp}}{E_0 (\sigma_{up} - \sigma)}, \quad (2.60)$$

где a, d, η, E_0 и σ_{up} — параметры, определяемые из опыта.

Функция вида (2.58) была применена А. Надаи, а (2.59) — К. Зодербергом в 1936 г. для аппроксимации кривых $\varepsilon_t - \sigma$ стали при ее ползучести в условиях растяжения. Соотношение (2.59) использовано автором книги в 1957 г. и С. С. Григорьяном в 1960 г. для аппроксимации объемных деформаций глинистых грунтов при одномерном уплотнении. Дробно-линейная зависимость (2.60) предложена С. П. Тимошенко в 1931 г. и применена С. С. Вяловым для выражения зависимости $\varepsilon - \sigma$ мерзлых и немерзлых грунтов.

Из (2.60) следует, что при $\sigma \rightarrow 0$ $E = \sigma/\varepsilon_t \rightarrow E_0$, а при $\sigma = \sigma_{yp}$ $E \rightarrow 0$, т. е. параметры E_0 и σ_{up} имеют определенный физический смысл. E_0 является начальным модулем, а σ_{yp} — пределом текучести, соответствующим неограниченному возрастанию деформации $\varepsilon \rightarrow \infty$. Примечательным является то, что (2.60) содержит константы E_0 и σ_{yp} , при помощи которых кривую $\varepsilon_t - \sigma$ можно аппроксимировать вплоть до разрушения материала, т. е. до наступления текучести.

Зависимость деформация ползучести — время. Экспериментальные кривые ползучести (см. рис. 14а) могут характеризовать затухающую или незатухающую во времени деформацию (см. рис. 2). Кривые затухающей ползучести аппроксимируют экспоненциальной зависимостью вида

$$\varepsilon_t = C_0 [1 - \exp(-\Delta_0 t^{\chi_0})], \quad (2.61)$$

где C_0, Δ_0 и χ_0 — параметры, определяемые из опыта, t — время.

Выражение (2.61) предложено Ф. Кольраушем в 1863 г. для описания ползучести стекловолокна. В дальнейшем оно получило широкое применение в теории ползучести бетона [1], глинистых грунтов [20, 22] и других материалов с учетом их специфических особенностей.

Для аппроксимации кривых незатухающей ползучести стали (К. Зодерберг), бетона (Штрауб), скальных пород (Ж. С. Ержанов) и глинистых грунтов (М. Н. Гольдштейн и С. С. Бабицкая, С. Р. Месчан) широко применяется степенная зависимость

$$\varepsilon_t = A t^m, \quad (2.62)$$

где A и m — параметры, определяемые из опыта.

Соотношение (2.62) предсказывает непрерывное возрастание деформации 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 функции Г. И. Покровского (2.63) и К. Бюиссмана (2.64):

$$\varepsilon_t = L (\lambda t + 1); \quad (2.63)$$

$$\varepsilon_t = a + b \lg t, \quad (2.64)$$

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

Логарифмические функции, как и степенная зависимость (2.62), предсказывают постепенное, непрерывное снижение скорости ползучести ($\dot{\varepsilon} \rightarrow 0$) при стремлении деформации к бесконечности, но с меньшей интенсивностью, чем по степенному закону. Отметим также, что выражение (2.64) менее строгое, чем (2.63). Из (2.63) следует, что при $t=0$ $\varepsilon_t=0$, тогда как по (2.64) $\varepsilon_t=-\infty$. Следовательно, (2.64) пригодно только для описания ползучести при $t \geq 1$, а параметр a представляет собой деформацию ползучести к моменту времени $t=1$.

Кривые незатухающей ползучести (рис. 15), исключая третью стадию — стадию ускоряющейся деформации (см. рис. 2), наступление которой для глинистых грунтов не представляет интереса с точки зрения определения деформаций, следуя методу Эндрайде,

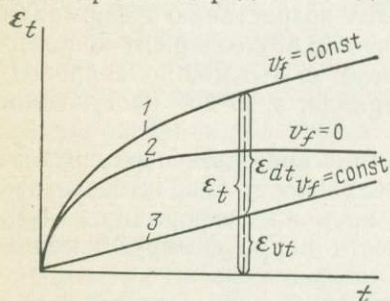


Рис. 15. Кривая ползучести ε_t-t (1) и ее представление (по Эндрайде) в виде кривых затухающей ползучести (2) и течения (3). v_f — конечная (стабилизированная) скорость ползучести

можно представить в виде двух кривых. Одна из них характеризует затухающую ε_{dt} , а другая незатухающую (установившуюся) ползучесть ε_{vt} — деформацию течения с постоянной скоростью. Тогда суммарная деформация ползучести

$$\varepsilon_t = \varepsilon_{dt} + \varepsilon_{vt}. \quad (2.65)$$

Затухающая ползучесть ε_{dt} аппроксимируется соотношением вида (2.61), а течение ε_{vt} — выражением вида

$$\varepsilon_{vt} = v_e t, \quad (2.66)$$

где v_e — скорость относительной деформации вязкого течения.

Выражение (2.65) с учетом (2.61) и (2.66) запишется в виде

$$\varepsilon_t = C_0 [1 - \exp(-\Delta_0 t^{\lambda_0})] + v_e t. \quad (2.67)$$

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

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

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 (меру ползучести) $\sigma=1$, то указанный множитель будет некоторой функцией напряжения $F(\sigma)$ [1, 5, 22], определяемой по результатам аппроксимации изохронных кривых $\varepsilon_t - \sigma$ (см. рис. 14, а) выражениями (2.55) — (2.60) и удовлетворяющей условию $F(\sigma=1)=1$.

Из взаимоподобия кривых ползучести следует взаимоподобие кривых $\varepsilon_t - \sigma$ (см. рис. 14), построенных для различных моментов времени t_i . Это значит, что для различных значений моментов времени t_i будем иметь одну функцию напряжений $F(\sigma)$. Очевидно, что при отсутствии подобия между кривыми ползучести $F(\sigma)$ зависит от фактора времени t . Поэтому в этом случае выражения (2.55) — (2.60) должны быть определены для различных моментов времени t_i , а соотношение $\varepsilon_t - \sigma$ записано следующим образом:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_t(\sigma, t). \quad (2.68)$$

Теория старения

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

$$\Phi_1(\sigma, \varepsilon, t) = 0, \quad (2.69)$$

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

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_e + \varepsilon_t = \frac{\sigma}{E} + \varepsilon_t(\sigma, t), \quad (2.70)$$

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

В случае подобия кривых ползучести

$$\varepsilon_t(\sigma, t) = C(t) F(\sigma), \quad (2.71)$$

где $C(t)$ — только функция времени, характеризующая ползучесть материала при единичном напряжении (мера ползучести); $F(\sigma)$ — функция напряжения, характеризующая линейную или нелинейную деформацию ползучести. При линейной ползучести $F(\sigma) = \sigma$.

Функция напряжения определяется из следующего соотношения

$$F(\sigma) = \frac{\varepsilon_t(\sigma)}{\varepsilon_t(\sigma=1)}, \quad (2.72)$$

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

Выражение (2.70) с учетом (2.71) записывается в виде

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma}{E} + C(t) F(\sigma) = \frac{\sigma}{E} + C(t) \sigma^n, \quad (2.73)$$

где $F(\sigma)$ определена из соотношения (2.72) с учетом (2.55):

$$F(\sigma) = \frac{B \cdot \sigma^n}{B} = \sigma^n. \quad (2.74)$$

Мера ползучести $C(t)$ может быть представлена выражениями видов (2.61) — (2.65), определяемыми аппроксимацией опытных кривых, полученных при $\sigma=1$.

В формулировке (2.73) уравнение релаксации напряжений по теории старения записывается в следующем виде:

$$\sigma + C(t) \sigma^n E = \sigma_0 = \text{const}. \quad (2.75)$$

Чтобы построить кривую релаксации напряжений, следует задать несколько значений σ , по этим значениям из (2.75) определить функцию $C(t)$, а по ее кривой (полученной из опыта при $\sigma=1$) — соответствующие им значения времени t . Для построения семейства кривых релаксаций 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 [17]. Для построения кривой релаксаций напряжений при начальной постоянной деформации $\varepsilon_0 = \text{const}$ ($\sigma_0 = \varepsilon_0 E$) следует на графике семейства кривых ползучести (см. рис. 14, а) провести (на расстоянии ε_0 от начала координат) параллельную 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 релаксации напряжений (см. рис. 14, б).

В основное уравнение (2.73) теории старения время входит в явном виде. Это значительно облегчает решение прикладных задач, но приводит к неинвариантности (2.73) 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 нагрузок, т. е. от наследственности деформаций ползучести.

Проверка применимости теории старения для описания процесса ползучести материала, как и всякой другой теории, сводится к сопоставлению кривых ползучести (рис. 16), определенных из опыта при переменной во времени ступенчато-возрастающей нагрузке (сплошные линии) и построенных (штрихпунктир) по уравнению теории, составленному на основании аппроксимации экспериментальных кривых, полученных испытанием образцов-близне-

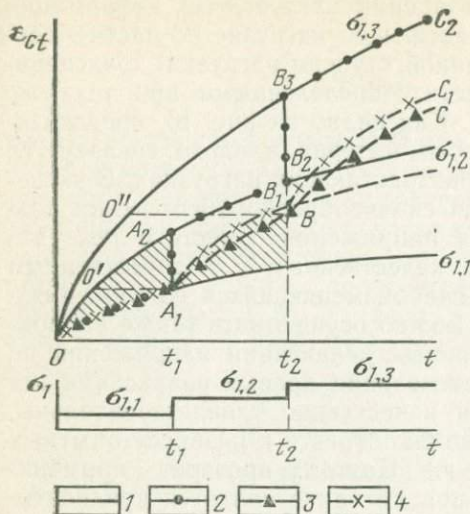
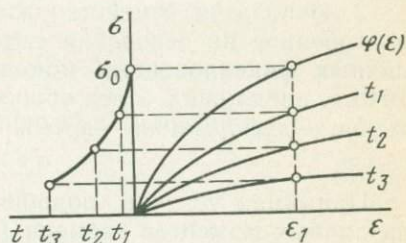


Рис. 17. Семейство кривых $\sigma-\varepsilon$ для различной длительности действия постоянных напряжений и кривая $\sigma-t$ для фиксированной деформации $\sigma_1 = \text{const}$

Рис. 16. 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



цов под действием постоянных напряжений $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ и т. д. (см. рис. 16).

При линейной и нелинейной ползучести длительные деформации ε_t по теории старения определяют соответственно из следующих соотношений:

$$\varepsilon_t = C(t_1) \sigma_1 + C(t_2 - t_1) \sigma_2 + \dots + C(t_k - t_{k-1}) \sigma_k; \quad (2.76)$$

$$\varepsilon_t = C(t_1) \sigma_1^n + C(t_2 - t_1) \sigma_2^n + \dots + C(t_k - t_{k-1}) \sigma_k^n. \quad (2.77)$$

Уравнения (2.76) и (2.77) предсказывают, что в пределах первой ступени напряжения σ_1 (см. рис. 16) деформация ползучести протекает по отрезку OA_1 кривой $\sigma_1 = \text{const}$. При увеличении напряжения (в момент времени t_1) до σ_2 происходит скачкообразное изменение деформации на величину $A_1 A_2$ в тот же момент времени и дальнейшее ее возрастание по отрезку экспериментальной кривой $A_2 B_2$ при $\sigma_2 = \text{const}$. Точно так же при увеличении напряжения до σ_3 в момент времени t_2 имеют место скачкообразное изменение деформации на величину $B_2 B_3$ в тот же момент времени и дальнейшее ее развитие по отрезку $B_3 C_2$ экспериментальной кривой при $\sigma_3 = \text{const}$.

Таким образом, из теории старения следует, что деформация ползучести при ступенчато-возрастающей нагрузке по частям совпадает (в пределах действия данной ступени нагрузки) с экспериментальными кривыми ползучести, определенными при тех же значениях постоянных нагрузок. Как видно на рис. 16, предсказание теории о процессе ползучести материала плохо согласуется с экспериментом при ступенчато-возрастающих нагрузках. 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 слабоизменяющихся напряжениях.

Проверку теории ползучести можно осуществить также аппроксимацией экспериментальных кривых релаксаций напряжений по кривым ползучести. Однако предсказания кривых релаксации напряжений различными теориями качественно удовлетворительны, а количественное расхождение можно отнести к разбросу опытных данных (Ю. Н. Работнов, 1966 г.). Поэтому проверка применимости теории по изложенной выше методике является предпочтительней в силу контрастности полученных результатов.

2. Используя семейство изохронных кривых $\varepsilon - \sigma$ (рис. 17), построенное 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

$$\sigma = \varphi(\varepsilon, t). \quad (2.78)$$

Принимая условие подобия кривых $\varepsilon - \sigma$ (см. рис. 17) для различных моментов времени (включая $t \cong 0$), Ю. Н. Работнов выражение (2.78) представил в виде произведения двух функций:

$$\sigma = \varphi(\varepsilon) \vartheta(t)$$

или

$$\varphi(\varepsilon) = \sigma \vartheta_1(t), \quad (2.79)$$

где $\vartheta(t)$ — некоторая функция времени; $\varphi(\varepsilon)$ — некоторая функция только деформации.

При $t \cong 0$ $\vartheta(t \cong 0) = 1$, тогда из (2.79) будем иметь выражение

$$\sigma = \varphi(\varepsilon) = A \varepsilon^\alpha, \quad (2.80)$$

характеризующее закономерность нелинейного сжатия (растяжения) стали в момент времени $t \cong 0$, т. е. неподчинение деформаций закону Гука.

Для определения функции времени $\vartheta(t)$ используется аппроксимация кривой $\sigma - t$, построенной для фиксированного значения деформации ε_1 (см. рис. 17), выражением

$$\sigma(t) = \frac{\sigma_0}{1 + \lambda t^\beta}, \quad (2.81)$$

где σ_0 — напряжение при $t \cong 0$; λ и β — параметры, определяемые из опыта.

Функция времени на основании (2.81) записана следующим образом:

$$\vartheta(t) = \frac{1}{1 + \lambda t^\beta}, \quad (2.82)$$

удовлетворяющая условию $\vartheta(t=0) = 1$.

Если кривые $\varepsilon - \sigma$ взаимонеподобны, Ю. Н. Работнов рекомендует 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 (1960 г.). Эта теория устанавливает зависимость между скоростью ползучести, напряжением и временем:

$$\dot{\varepsilon}_t = \dot{\varepsilon}_t(\sigma, t). \quad (2.83)$$

В случае подобия кривых ползучести из (2.83) следует:

$$\dot{\varepsilon}_t = F(\sigma) B_1(t), \quad (2.84)$$

где

$$B_1(t) = \frac{d}{dt} C(t). \quad (2.85)$$

Если иметь в виду, что скорость упругой деформации

$$\dot{\varepsilon}_e = \frac{1}{E} \cdot \frac{d\sigma}{dt}, \quad (2.86)$$

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

$$\dot{\varepsilon} = \frac{1}{E} \frac{d\sigma}{dt} + B_1(t) \sigma^n, \quad (2.87)$$

обобщающее уравнение Максвелла (2.41) на случай переменной вязкости, которая моделируется увеличением густоты вязкой жидкости в соответствии с множителем $B_1(t)$.

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 (2.87), получим уравнение релаксации напряжений:

$$\frac{d\sigma}{dt} + \sigma^n B_1(t) E = 0, \quad (2.88)$$

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

$$\sigma(t) = \sigma_0 [1 + (n-1) E \sigma_0^{n-1} C(t)]^{-\frac{1}{n-1}}, \quad (2.89)$$

т. е. с ростом времени напряжение в материале снижается.

Если первый член правой части (2.87) приравнять к нулю, т. е. пренебречь скоростью упругих деформаций, а $B_1(t)$ заменить пре-

дельным значением скорости деформации ползучести B_1 , будем иметь выражение

$$\dot{\epsilon}_t = B_1 \sigma^n \quad (2.90)$$

называемое уравнением теории постоянной скорости (течения) в формулировке Л. М. Качанова (1960 г.). Выражение (2.90) устанавливает нелинейную зависимость между скоростями течения и напряжением. В этой теории истинная кривая ползучести заменяется прямой течения ϵ_{vt} проходящей через начало координат (см. рис. 15), что в ряде случаев вполне допустимо.

Рассмотрение релаксации напряжений в теории течения не имеет смысла.

Теория упрочнения

Теория упрочнения сформулирована в работах П. Людвиг, А. Надаи, К. Дейвенпорта и развита в трудах Ю. Н. Работнова и его учеников. Эта теория устанавливает постоянную зависимость между скоростью ползучести $\dot{\epsilon}_t$, напряжением σ и величиной деформаций ползучести ϵ_t , накопленной материалом до данного момента времени,

$$\Phi_2(\sigma, \dot{\epsilon}_t, \epsilon_t) = 0. \quad (2.91)$$

Выражение (2.91) можно записать также в виде

$$\dot{\epsilon}_t = \frac{f_1(\sigma)}{f_2(\epsilon_t)}, \quad (2.92)$$

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). 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 (см. рис. 14 а), увеличение σ приведет к возрастанию скорости ползучести.

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

$$f_1(\sigma) = k \sigma^b; \quad (2.93)$$

$$f_2(\epsilon_t) = \epsilon_t^a, \quad (2.94)$$

основное уравнение теории упрочнения запишется в следующем виде:

$$\dot{\varepsilon}_t = \frac{\chi \sigma^\beta}{\varepsilon_t^\alpha} \quad (2.95)$$

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

$$\varepsilon_t^\alpha d\varepsilon_t = \chi \sigma^\beta dt. \quad (2.96)$$

Принимая, что при $t=0$ $\varepsilon_t=0$, из (2.96) получим уравнение семейства кривых ползучести для постоянных напряжений

$$\varepsilon_t = [(1 + \alpha) \chi]^{1/(1+\alpha)} \sigma^{1/(1+\alpha)} t^{1/(1+\alpha)} = \left[\frac{\chi}{m} \right]^m \sigma^\beta m t^m, \quad (2.97)$$

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

По теории упрочнения полная деформация стержня определяется из следующего выражения:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_e + \varepsilon_t = \frac{\sigma}{E} + \left[\frac{\chi}{m} \right]^m \sigma^\beta m t^m, \quad (2.98)$$

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

Степенной вариант теории упрочнения (2.95) хорошо описывает начальные участки кривых ползучести в стадии затухающих деформаций. Для описания деформации по теории упрочнения Ю. Н. Работновым (1966 г.) функция $f_1(\sigma)$ представлена экспоненциальной зависимостью

$$f_1(\sigma) = k \exp(\sigma/A), \quad (2.99)$$

а закон упрочнения (2.95) в виде

$$\dot{\varepsilon}_t \varepsilon_t^\alpha = k \exp(\sigma/A), \quad (2.100)$$

где k , α и A — определяемые из опыта параметры.

Уравнение кривых ползучести при постоянном напряжении имеет следующий вид:

$$\varepsilon_t = \varepsilon - \frac{\sigma}{E} = \left(\frac{k}{m} \right)^m \exp\left(\frac{\sigma}{A} \right) t^m, \quad (2.101)$$

где ε — общая (полная) деформация; σ/E — упруго-мгновенная деформация; $m=1/(1+\alpha)$.

Для определения кривых релаксации напряжений, как и ранее, когда элемент при $t=0$ получает постоянную деформацию $\varepsilon_0 = \sigma_0/E = \text{const}$, согласно (2.37) и (2.100) будем иметь

$$\sigma_t = \sigma_0/E - \sigma/E. \quad (2.102)$$

Тогда, выражение (2.96) с учетом (2.102) примет вид

$$-[\sigma_0 - \sigma]^\alpha \frac{d\sigma}{\sigma^\beta} = \chi E^{\alpha+1} dt, \quad (2.103)$$

из интегрирования которого с учетом начального условия $t=0$, $\sigma = \sigma_0$, можно получить уравнение семейства кривых релаксации напряжений в неявном виде:

$$t = \frac{1}{z E^{\alpha+1}} \int_{\sigma}^{\sigma_0} (\sigma_0 - \sigma)^{\alpha} \frac{d\sigma}{\sigma^{\beta}}. \quad (2.104)$$

Кривая релаксации напряжений может быть построена и графическим методом, предложенным К. Дейвенпортом, основанном на использовании густого семейства кривых ползучести, который подробно изложен в монографии Ю. Н. Работнова (1966 г.).

Проверку нелинейной теории упрочнения с учетом (2.97) и (2.101) выполняют соответственно построением кривой ползучести при ступенчатом росте напряжений по следующим соотношениям:

$$\varepsilon_t = \left[\frac{z t_1}{m} \sigma_1^{\beta} + \frac{z (t_2 - t_1)}{m} \sigma_2^{\beta} + \dots + \frac{z (t_k - t_{k-1})}{m} \sigma_k^{\beta} \right]^m; \quad (2.105)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_t = & \left[\frac{k t_1}{m} \exp \frac{\sigma_1}{A} + \frac{k (t_2 - t_1)}{m} \exp \frac{\sigma_2}{A} + \dots + \right. \\ & \left. + \frac{k (t_k - t_{k-1})}{m} \exp \frac{\sigma_k}{A} \right]^m. \end{aligned} \quad (2.106)$$

Выражения (2.105) и (2.106) предсказывают, что, как и в теории старения, в пределах первой ступени напряжения σ_1 (см. рис. 16) 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 параллельно кривой $O'B_2$.

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

Теория пластической наследственности

Ю. Н. Работнов в 1948 г. теорию упругой наследственности Больцмана — Вольтерра (см. § 2.2) распространил на пластические деформации — на область нелинейной ползучести. При построении своей теории автор исходил из условия подобия изохронных кривых $\varepsilon - \sigma$ (см. рис. 17).

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

$$\varphi(\varepsilon) = \sigma(t) + \int_0^t K(t-\vartheta) \sigma(\vartheta) d\vartheta, \quad (2.107)$$

где $\varphi(\varepsilon)$ — функция деформации вида (2.80).

При постоянном напряжении $\sigma = \sigma_0 = \text{const}$ (2.107) принимает вид

$$\varphi(\varepsilon) = \sigma_0 \left[1 + \int_0^t K(t-\vartheta) d\vartheta \right] = \sigma_0 [1 + \Gamma(t)], \quad (2.108)$$

где

$$\Gamma(t) = \int_0^t K(t-\vartheta) d\vartheta. \quad (2.109)$$

Для $t=0$ $\Gamma(t)=0$, тогда из (2.108) получается выражение (2.80) кривой $\varepsilon-\sigma$ для этого момента времени (см. рис. 17). Из (2.108) следует также, что между $\varphi(\varepsilon)$ и $\Gamma(t)$ имеется линейная зависимость, поэтому кривые $\varphi(\varepsilon)$ могут быть получены из кривой $\varepsilon-\sigma$ для $t \cong 0$ простым линейным преобразованием.

Ю. Н. Работнов для $\varphi(\varepsilon)$ применил выражение (2.80), а для $K(t-\vartheta)$ соотношение

$$K(t-\vartheta) = A_1 (t-\vartheta)^{-\alpha}, \quad (2.110)$$

определяемое из (2.53) с учетом выражения меры ползучести (2.62).

Учитывая (2.80) и (2.110), уравнение (2.108) записывается следующим образом:

$$A \varepsilon^\alpha = \left[1 + \frac{A_1}{1-\alpha} t^{1-\alpha} \right] \sigma_0. \quad (2.111)$$

Из решения (2.107) относительно σ получается выражение релаксации напряжений

$$\sigma(t) = \varphi(\varepsilon) - \int_0^t R(t-\vartheta) \varphi(\varepsilon) d\vartheta, \quad (2.112)$$

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

Теория упруго-ползучего тела

Теория упруго-ползучего тела (наследственной ползучести стареющего материала — бетона) является результатом применения линейной теории Больцмана — Вольтерра (см. выше) к стареющему материалу и ее дальнейшим развитием на случай нелинейной ползучести.

В основу линейного варианта теории Г. Н. Масловым (1940 г.) 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 напря-

жений; 5) наличие одинаковой зависимости от времени всех видов единичной деформации; 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 $\sigma=1$ (рис. 18) определяется из следующего соотношения:

$$\delta(t, \vartheta) = \varepsilon_0(\vartheta) + \varepsilon_t(t, \vartheta) = \frac{1}{E_0(\vartheta)} + C(t, \vartheta), \quad (2.113)$$

где $\varepsilon_0(\vartheta)$ — упруго-мгновенная 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 увеличения возраста бетона эти функции уменьшаются.

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

$$\varepsilon(t) = \delta(t, \vartheta_0) \sigma(\vartheta_0). \quad (2.114)$$

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

$$\varepsilon(t) = \sigma(\vartheta_0) \delta(t, \vartheta_0) + \sum_{i=1}^n \Delta_i \sigma(\vartheta_i) \delta(t, \vartheta_i), \quad (2.115)$$

где ϑ_i — моменты приложения ступеней нагрузки (напряжения).

При непрерывном нарастании напряжения σ уравнение (2.115) записывается в следующей интегральной форме:

$$\varepsilon(t) = \sigma(\vartheta_0) \delta(t, \vartheta_0) + \int_{\vartheta_0}^t \frac{d\sigma(\vartheta)}{d\vartheta} \delta(t, \vartheta) d\vartheta, \quad (2.116)$$

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

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E_0(t)} - \int_{\vartheta_0}^t \sigma(\vartheta) \frac{\partial \delta(t, \vartheta)}{\partial \vartheta} d\vartheta. \quad (2.117)$$

Выражение (2.117) представляет собой интегральное уравнение В. Вольтерра второго рода с верхним переменным пределом относительно $\sigma(t)$ с ядром $K(t, \vartheta) = \partial \delta(t, \vartheta) / \partial \vartheta \leq 0$, которое для нестареющего материала совпадает с уравнением Л. Болцмана (2.48).

Для выражения $\delta(t, \vartheta)$ Г. Н. Масловым рассмотрены случаи деформации бетона: 1) при учете гипотезы Гленвиля (1930 г.) о взаимной параллельности кривых ползучести, определенных в различных возрастах бетона, т. е. независимости $\partial \delta(t, \vartheta) / \partial \vartheta$ от

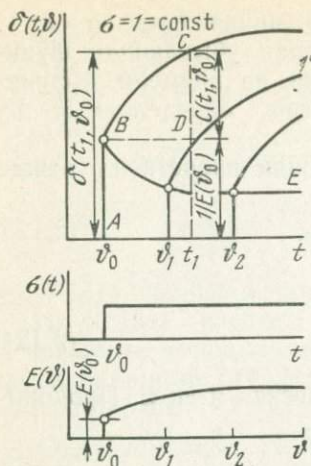


Рис. 18. Кривые длительного деформирования $\delta(t, \vartheta)$ стареющего материала, определенные в возрастах $\vartheta_1, \vartheta_2, \dots$ под действием единичного напряжения $\sigma = 1 = \text{const}$, и изменимость модуля мгновенной деформации $E(\vartheta)$ во времени. AB — мгновенная деформация; CD — деформация ползучести при $t = t_1$ для возраста материала ϑ_0 ; BE — кривая изменемости мгновенной деформации в зависимости от возраста материала

координаты ϑ ; 2) при постоянном модуле мгновенной деформации E_0 и ползучести старого (нестареющего) бетона. В первом случае (2.113) записано в виде

$$\delta(t, \vartheta) = \frac{1}{E_0(\vartheta)} + C(t) - C(\vartheta), \quad (2.118)$$

а во втором случае:

$$\delta(t, \vartheta) = \frac{1}{E_0} + \frac{1}{C_0} [1 - \exp[-\Delta(t - \vartheta)]]. \quad (2.119)$$

где C_0 и Δ — параметры, определяемые из опыта.

Из выражения (2.118) — основного уравнения теории старения бетона, развитой 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 нагружения $\vartheta_0 = 0$, поэтому t_1, t_2, \dots означают продолжительность действия нагрузки.

Для случая стареющего во времени бетона, когда мгновенные и ползучие деформации зависят от его возраста, соотношение (2.119) Н. Х. Арутюняном [1] представлено в следующем виде:

$$\delta(t, \vartheta) = \frac{1}{E_0(\vartheta)} + C(t, \vartheta), \quad (2.120)$$

где

$$C(t, \vartheta) = \varphi(\vartheta) \{1 - \exp[-\Delta(t - \vartheta)]\}, \quad (2.121)$$

$$E_0(\vartheta) = E_f [1 - \beta_0 \exp(-\sigma_0 \vartheta)], \quad (2.122)$$

где $E_0(\vartheta)$ — модуль мгновенной деформации, зависящий от возраста бетона (см. рис. 18); $1/E_0(\vartheta)$ — мгновенная деформа-

ция в момент 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

$$\varphi(\vartheta) = C_0 + \sum_{k=1}^m \frac{A_k}{\vartheta^k}, \quad (2.123)$$

а в частном случае

$$\varphi(\vartheta) = C_0 + \frac{A_1}{\vartheta}. \quad (2.124)$$

Эту функцию К. С. Карапетян, С. Р. Месчан и И. Е. Прокопович [20] записали в виде

$$\varphi(\vartheta) = C_0 + \frac{A_0}{B_0 + \vartheta^n}. \quad (2.125)$$

Предложено много других вариантов для функций старения и меры ползучести.

Из (2.121) следует, что при $t \rightarrow \infty$ мера ползучести получает свое предельное значение $\varphi(\vartheta)$, которое принято называть предельной мерой ползучести [1].

Решение интегрального уравнения (2.117) относительно $\sigma(t)$ записывается в виде [1],

$$[\sigma(t) = \varepsilon(t) E_0(t) + \int_{\vartheta_0}^t E_0(\vartheta) \varepsilon(\vartheta) R(t, \vartheta) d\vartheta, \quad (2.126)$$

где $R(t, \vartheta)$ — резольвента ядра $K(t, \vartheta)E_0(t)$, представляющая меру релаксации данного материала. Первый член правой части выражения (2.126) характеризует упруго-мгновенное напряжение при мгновенном изменении деформации, а второй член — изменение напряжения во времени при непрерывном изменении деформаций.

Выражение нелинейной ползучести $\varepsilon(t)$ нестаряющегося бетона при постоянном напряжении П. И. Васильев в 1951 г. представил в виде соотношения теории старения (2.73)

$$\varepsilon(t) = \sigma/E_0 + C(t - \vartheta_0) F(\sigma), \quad (2.127)$$

при ступенчатом возрастании напряжения

$$\begin{aligned} \varepsilon(t) = & \sigma(\vartheta_0)/E_0 + F(\sigma_0) C(t - \vartheta_0) + \\ & + \sum_{i=1}^n [F(\sigma_i) - F(\sigma_{i-1})] \delta(t - \vartheta_i), \end{aligned} \quad (2.128)$$

а в случае монотонного возрастания напряжений

$$\begin{aligned} \varepsilon(t) = & \sigma(\vartheta_0)/E_0 + F(\sigma_0) C(t - \vartheta_0) + \\ & + \int_{\sigma_0}^{\sigma_{\max}} F'(\sigma) \delta(t - \vartheta) d\sigma, \end{aligned} \quad (2.129)$$

При переходе к переменной ϑ вместо (2.129) будем иметь

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(\vartheta_0)}{E_0} + F(\sigma_0) C(t - \vartheta_0) + \int_0^t F'(\sigma) \delta(t - \vartheta) \frac{d\sigma}{d\vartheta} d\vartheta. \quad (2.130)$$

или, выполняя интегрирование по частям,

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E_0} - \int_0^t F(\sigma) \frac{\partial C(t - \vartheta)}{\partial \vartheta} d\vartheta, \quad (2.131)$$

где $F(\sigma)$ — функция напряжения, определяемая из (2.72).

Из (2.131) следует, что в отличие от (2.107) (см. рис. 17) мгновенные деформации подчиняются линейному закону, т. е. изохронные кривые для всего интервала времени $0 \leq t \leq \infty$ не являются подобными.

Одновременно с П. И. Васильевым, но независимо от него, аналогичное уравнение теории нелинейной наследственной ползучести нестареющего материала получено М. И. Розовским.

Н. Х. Арутюнян [1] выражения (2.127) и (2.131) обобщил на случай стареющего бетона и соответственно представил в виде

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(\vartheta_0)}{E_0(\vartheta_0)} + C(t, \vartheta_0) F[\sigma(\vartheta_0)]; \quad (2.132)$$

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E_0(t)} - \int_{\vartheta_0}^t \sigma(\vartheta) \frac{\partial}{\partial \vartheta} \left[\frac{1}{E_0(\vartheta)} \right] d\vartheta - \int_{\vartheta_0}^t F[\sigma(\vartheta)] \frac{\partial C(t, \vartheta)}{\partial \vartheta} d\vartheta, \quad (2.133)$$

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

Соотношение (2.133) является основным уравнением нелинейной теории упруго-ползучего тела.

Для выражения деформаций чистого сдвига во времени $\gamma(t)$ при линейной и нелинейной ползучести применяют соотношения, аналогичные (2.113), (2.117), (2.132) и (2.133). 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 между мгновенными модулями чистого сжатия и сдвига существует следующее соотношение [1]:

$$G_0(t) = \frac{E_0(t)}{2[1 + \mu_1(t)]}, \quad (2.134)$$

где μ_1 — коэффициент поперечной упруго-мгновенной деформации.

Для определения релаксации касательных напряжений используется выражение, аналогичное (2.126).

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

$$C(t, \vartheta) = \frac{\omega(t, \vartheta)}{2(1 + \mu)} = \frac{G_0}{E_0} \omega(t, \vartheta) = K_0 \omega(t, \vartheta), \quad (2.135)$$

а коэффициенты поперечного расширения элемента для мгновенной μ_1 и ползучей μ_2 деформаций одинаковы:

$$\mu_1(\vartheta) = \mu_2(t, \vartheta) = \mu, \quad (2.136)$$

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

Совпадение решений теорий ползучести и упругости было отмечено Г. Н. Масловым в 1940 г. Единственным для этого условием, как писал Г. Н. Маслов, является пропорциональность напряжений в упругой задаче и модуля упругости E_0 .

Применимость теории деформаций ползучести при ступенчато-возрастающем напряжении стареющего материала определяют соответственно на основании (2.115) и (2.128) следующими соотношениями линейной и нелинейной теорий:

$$\begin{aligned} \varepsilon_t = C(t - \vartheta_0) \sigma_1(\vartheta_0) + C(t - \vartheta_1) \Delta_1 \sigma(\vartheta_1) + \\ + \dots + C(t - \vartheta_k) \Delta_k \sigma(\vartheta_k); \end{aligned} \quad (2.137)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_t = C(t - \vartheta_0) F[\sigma_1(\vartheta_0)] + C(t - \vartheta_1) \Delta_1 F[\sigma(\vartheta_1)] + \\ + \dots + C(t - \vartheta_k) \Delta_k F[\sigma(\vartheta_k)], \end{aligned} \quad (2.138)$$

где

$$\Delta_k F[\sigma(\vartheta_k)] = \{ F[\sigma_k(\vartheta_k)] - F[\sigma_{k-1}(\vartheta_{k-1})] \}. \quad (2.139)$$

Выражения (2.137) и (2.138) показывают, что в пределах первой ступени напряжения σ_1 (см. рис. 16) деформации ползучести протекают по отрезку OA_1 экспериментальной кривой, определенной при этом напряжении.

Для построения кривой от действия второй ступени напряжения $(\sigma_2 - \sigma_1)$ 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 $\sigma_2 - \sigma_1$ (см. рис. 16). 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.

§ 4. СЛОЖНЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ И ДЕФОРМАЦИИ В ОКРЕСТНОСТЯХ ТОЧКИ ТВЕРДОЙ ДЕФОРМИРУЕМОЙ СРЕДЫ

Большинство из реальных твердых тел, в том числе и грунты, обычно находятся в условиях сложного (пространственного) напряженного состояния и подвергаются сложному деформированию. Для определения деформационных и прочностных свойств этих тел

в указанных условиях следует исследовать их напряжения и деформации в окрестностях точки среды — в мысленно выделенном элементарном (бесконечно малом) параллелепипеде, а затем полученные результаты распространить на макроэлементы.

Тензор напряжений и тензор деформаций. Напряженное и деформированное состояния в произвольно выбранной точке среды в общем случае определяют сочетаниями двух тензоров, называемых соответственно тензором напряжений T_σ и тензором деформаций T_ϵ ,

$$T_\sigma = \begin{vmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{vmatrix}; \quad T_\epsilon = \begin{vmatrix} \epsilon_x & \frac{1}{2} \gamma_{yx} & \frac{1}{2} \gamma_{xz} \\ \frac{1}{2} \gamma_{yx} & \epsilon_y & \frac{1}{2} \gamma_{yz} \\ \frac{1}{2} \gamma_{zx} & \frac{1}{2} \gamma_{zy} & \epsilon_z \end{vmatrix}, \quad (2.140)$$

характеризуемых девятью компонентами нормального σ и касательного напряжений τ и девятью компонентами относительных линейных удлинений (укорочений) ϵ и деформации сдвига γ [2, 24].

Из условия равенства нулю суммы моментов сил, действующих на гранях элементарного параллелепипеда (рис. 19), относительно

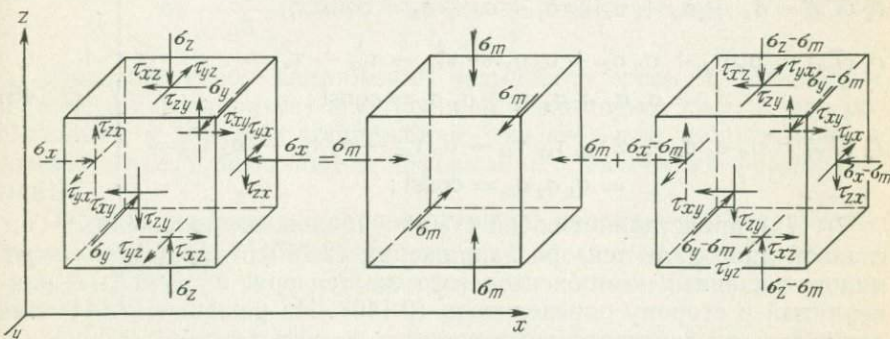


Рис. 19. Обозначения компонентов тензора напряжений T_σ , действующих на гранях элементарного параллелепипеда, и представление T_σ в виде суммы шарового тензора T_σ^0 и девiatorа D_σ напряжений

осей координат x, y, z легко установить, что действующие на двух взаимно перпендикулярных площадках составляющие касательного напряжения равны (закон парности касательных напряжений) (см. § 2.1):

$$\tau_{xy} = \tau_{yx}; \quad \tau_{zx} = \tau_{xz}; \quad \tau_{zy} = \tau_{yz}, \quad (2.141)$$

Следовательно, число неизвестных тензора напряжений равно шести. Точно также, поскольку компоненты относительной деформации сдвига попарно равны друг другу,

$$\gamma_{yx} = \gamma_{xy}; \quad \gamma_{zx} = \gamma_{xz}; \quad \gamma_{zy} = \gamma_{yz}, \quad (2.142)$$

число неизвестных тензора деформаций T_ϵ равно шести.

Первые буквы индексов касательных напряжений показывают направление действия, а вторые — направление нормали к той площадке, на которой они действуют.

В механике грунтов положительными нормальными напряжениями считаются сжимающие напряжения. За положительное направление касательного напряжения принято считать положительное направление осей координат, если направление сжимающего напряжения по той же площадке совпадает с положительным направлением координатной оси, параллельно которой оно действует.

Если известны все компоненты тензора напряжения T_σ , главные нормальные напряжения σ можно определить из решения следующего кубического уравнения:

$$\begin{vmatrix} (\sigma_x - \sigma) & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & (\sigma_y - \sigma) & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & (\sigma_z - \sigma) \end{vmatrix} = 0, \quad (2.143)$$

или

$$\sigma^3 - \sigma^2 I_1(T_\sigma) + \sigma I_2(T_\sigma) + I_3(T_\sigma) = 0, \quad (2.144)$$

где

$$\left. \begin{aligned} I_1(T_\sigma) &= \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \text{const}; \\ I_2(T_\sigma) &= \sigma_x \sigma_y + \sigma_y \sigma_z + \sigma_z \sigma_x - \tau_{xy}^2 - \tau_{yz}^2 - \tau_{zx}^2 = \\ &= \sigma_1 \sigma_2 + \sigma_2 \sigma_3 + \sigma_3 \sigma_1 = \text{const}; \\ I_3(T_\sigma) &= \sigma_x \sigma_y \sigma_z + 2 \tau_{xy} \tau_{yz} \tau_{zx} - \sigma_x \tau_{yz}^2 - \sigma_y \tau_{zx}^2 - \sigma_z \tau_{xy}^2 = \\ &= \sigma_1 \sigma_2 \sigma_3 = \text{const}; \end{aligned} \right\} \quad (2.145)$$

$I_1(T_\sigma)$ представляет собой сумму членов, расположенных по главной диагонали тензора напряжений (2.140); $I_2(T_\sigma)$ — сумму миноров главных компонентов того же тензора, а $I_3(T_\sigma)$ — развернутый в сторону определитель (2.140). Из решения (2.144) получаются три действительных корня σ_1 , σ_2 и σ_3 ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$).

Напряжения в данной точке не должны зависеть от выбора системы координат, т. е. должны быть инвариантными по отношению преобразования координат. Это значит, что и коэффициенты кубического уравнения не должны зависеть от выбора координатных осей. Поэтому $I_1(T_\sigma)$, $I_2(T_\sigma)$, $I_3(T_\sigma)$ называются инвариантами тензора напряжений.

Когда три взаимно перпендикулярные грани элементарного параллелепипеда являются главными, т. е. на них действуют только главные нормальные напряжения σ_1 , σ_2 , σ_3 ($\tau_{xy} = \tau_{yz} = \tau_{zx} = 0$), то на площадках, которые составляют 45° с их направлениями, действуют наибольшие касательные напряжения (2.31), равные полуразности главных нормальных напряжений:

$$\tau_{12} = \pm 1/2(\sigma_1 - \sigma_2); \quad \tau_{23} = \pm 1/2(\sigma_2 - \sigma_3) \quad \text{и} \quad \tau_{31} = \pm 1/2(\sigma_3 - \sigma_1).$$

Максимальное значение наибольшего касательного напряжения равно τ_{31} (2.31).

На площадках действия наибольших касательных напряжений действуют также нормальные напряжения, которые равны полу-сумме главных нормальных напряжений (2.32).

Если известны компоненты тензора деформации (2.140) T_{ϵ} , то по аналогии с изложенным выше можно из кубического уравнения вида (2.144) определить главные деформации $\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$, а также величины наибольших сдвигов: $\gamma_{12} = (\epsilon_1 - \epsilon_2)$, $\gamma_{23} = (\epsilon_2 - \epsilon_3)$ и $\gamma_{31} = (\epsilon_3 - \epsilon_1)$.

Шаровой тензор и девиатор напряжений. Тензор напряжений (2.140) обычно [2] представляют в виде суммы шарового тензора напряжений T_{σ}^0 и девиатора напряжений D_{σ} (см. рис. 19):

$$T_{\sigma} = T_{\sigma}^0 + D_{\sigma}, \quad (2.146)$$

где

$$T_{\sigma}^0 = \begin{vmatrix} \sigma_m & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_m & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_m \end{vmatrix}; \quad D_{\sigma} = \begin{vmatrix} (\sigma_x - \sigma_m) & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & (\sigma_y - \sigma_m) & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & (\sigma_z - \sigma_m) \end{vmatrix}, \quad (2.147)$$

σ_m — среднее нормальное напряжение;

$$\sigma_m = \frac{1}{3} (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) = \frac{1}{3} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3). \quad (2.148)$$

Шаровой тензор напряжений называется средним давлением в точке и характеризует всестороннее равномерное сжатие или растяжение, а девиатор напряжений — касательные напряжения в данной точке, приводящие к деформации изменения формы элемента.

Первый инвариант шарового тензора напряжений совпадает с первым инвариантом тензора напряжений (2.145): $I_1(T_{\sigma}^0) = 3\sigma_m = I_1(T_{\sigma})$. Второй и третий инварианты шарового тензора напряжений равны нулю.

Первый, второй и третий инварианты девиатора напряжений соответственно равны:

$$\left. \begin{aligned} I_1(D_{\sigma}) &= (\sigma_x - \sigma_m) + (\sigma_y - \sigma_m) + (\sigma_z - \sigma_m) = 0; \\ I_2(D_{\sigma}) &= (\sigma_x - \sigma_m)(\sigma_y - \sigma_m) + (\sigma_y - \sigma_m)(\sigma_z - \sigma_m) + \\ &\quad + (\sigma_z - \sigma_m)(\sigma_x - \sigma_m) - \tau_{xy}^2 - \tau_{yz}^2 - \tau_{zx}^2 = \\ &= \frac{1}{6} [(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)]; \\ I_3(D_{\sigma}) &= \begin{vmatrix} (\sigma_x - \sigma_m) & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & (\sigma_y - \sigma_m) & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & (\sigma_z - \sigma_m) \end{vmatrix}. \end{aligned} \right\} \quad (2.149)$$

Для решения прикладных задач широко применяется величина $\tau_i = \sqrt{I_2(D_{\sigma})}$, называемая интенсивностью касательных напряжений:

$$\tau_i = \sqrt{3/2} \tau_{oct} = \sqrt{1/6 [(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2] + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2}, \quad (2.150)$$

где τ_{oct} — октаэдрическое касательное напряжение.

При чистом сдвиге $\tau_{xy} = \tau$; $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = \tau_{xz} = \tau_{yz} = 0$; $\tau_i = \tau$.

Когда основой для исследований служат опыты на сжатие и растяжение, вместо (2.150) удобно использовать выражение интенсивности напряжений

$$\sigma_i = \sqrt{3 I_2 (D\sigma)} = \frac{3}{\sqrt{2}} \tau_{oct} = \sqrt{3} \tau_i = \frac{\sqrt{2}}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)}. \quad (2.151)$$

При простом сжатии (растяжении) $\sigma_x = \sigma_1$; $\sigma_y = \sigma_z = \tau_{xy} = \tau_{yz} = \tau_{zx} = 0$, тогда $\sigma_i = \sigma_1$.

Отметим, что τ_{oct} есть касательное напряжение, действующее на октаэдрической площадке, т. е. на площадке, равнонаклоненной к главным осям:

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)}. \quad (2.152)$$

Октаэдрическое касательное напряжение по величине мало отличается от наибольшего касательного напряжения, действующего в рассматриваемой точке:

$$0,941 \tau_{max} > \tau_{oct} > 0,816 \tau_{max}, \quad (2.153)$$

а октаэдрическое нормальное напряжение равно среднему нормальному напряжению:

$$\sigma_{oct} = \frac{1}{3} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = \sigma_m. \quad (2.154)$$

Шаровой тензор и девиатор деформаций. Тензор деформаций T_ε (2.140), как и тензор напряжений, можно представить суммой шарового тензора T_ε^0 и девиатора деформаций D_ε [2]:

$$T_\varepsilon = T_\varepsilon^0 + D_\varepsilon, \quad (2.155)$$

где

$$T_\varepsilon^0 = \begin{vmatrix} \varepsilon_m & 0 & 0 \\ 0 & \varepsilon_m & 0 \\ 0 & 0 & \varepsilon_m \end{vmatrix}; \quad D_\varepsilon = \begin{vmatrix} (\varepsilon_x - \varepsilon_m) & \frac{1}{2} \gamma_{xy} & \frac{1}{2} \gamma_{xz} \\ \frac{1}{2} \gamma_{yx} & (\varepsilon_y - \varepsilon_m) & \frac{1}{2} \gamma_{yz} \\ \frac{1}{2} \gamma_{zx} & \frac{1}{2} \gamma_{zy} & (\varepsilon_z - \varepsilon_m) \end{vmatrix}; \quad (2.156)$$

ε_m — средняя деформация;

$$\varepsilon_m = \frac{1}{3} (\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z) = \frac{1}{3} (\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3). \quad (2.157)$$

Шаровой тензор деформаций характеризует среднее всестороннее равномерное сжатие или растяжение, а девиатор деформаций — изменение формы элемента в окрестностях рассматриваемой точки (см. рис. 6).

Первый инвариант шарового тензора деформаций $I_1(T_\epsilon^0)$ определяется выражением

$$I_1(T_\epsilon^0) = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z = 3\epsilon_m, \quad (2.158)$$

т. е. равен деформации объема элементарного параллелепипеда. Второй и третий инварианты шарового тензора деформации равны нулю.

Первый, второй и третий инварианты девиатора деформации соответственно равны:

$$\left. \begin{aligned} I_1(D_\epsilon) &= (\epsilon_x - \epsilon_m) + (\epsilon_y - \epsilon_m) + (\epsilon_z - \epsilon_m) = 0; \\ I_2(D_\epsilon) &= (\epsilon_x - \epsilon_m)(\epsilon_y - \epsilon_m) + (\epsilon_y - \epsilon_m)(\epsilon_z - \epsilon_m) + \\ &+ (\epsilon_z - \epsilon_m)(\epsilon_x - \epsilon_m) - \frac{1}{4}\gamma_{xy}^2 - \frac{1}{4}\gamma_{yz}^2 - \frac{1}{4}\gamma_{zx}^2 = \\ &= \frac{1}{6} \left[(\epsilon_x - \epsilon_y)^2 + (\epsilon_y - \epsilon_z)^2 + (\epsilon_z - \epsilon_x)^2 + \frac{3}{2}(\gamma_{xy}^2 + \gamma_{yz}^2 + \gamma_{zx}^2) \right]; \\ I_3(D_\epsilon) &= (\epsilon_x - \epsilon_m)(\epsilon_y - \epsilon_m)(\epsilon_z - \epsilon_m). \end{aligned} \right\} \quad (2.159)$$

Для решения прикладных задач, по аналогии с интенсивностью касательных напряжений, используется понятие интенсивности деформации сдвига: $\gamma_i = 2\sqrt{I_2(D_\epsilon)}$:

$$\begin{aligned} \gamma_i &= \sqrt{3/2} \gamma_{oct} = \\ &= \sqrt{2/3} \sqrt{(\epsilon_x - \epsilon_y)^2 + (\epsilon_y - \epsilon_z)^2 + (\epsilon_z - \epsilon_x)^2 + 3/2(\gamma_{xy}^2 + \gamma_{yz}^2 + \gamma_{zx}^2)}, \quad (2.160) \end{aligned}$$

где γ_{oct} — октаэдрическая деформация сдвига.

При чистом сдвиге $\gamma_{xy} = \gamma$; $\epsilon_x = \epsilon_y = \epsilon_z = \gamma_{yz} = \gamma_{zx} = 0$, тогда $\gamma_i = \gamma$.

Если основой исследований служат опыты на сжатие (растяжение), удобно вместо (2.160) пользоваться выражением интенсивности деформации ϵ_i :

$$\begin{aligned} \epsilon_i &= \frac{2}{\sqrt{3}} \sqrt{I_2(D_\epsilon)} = \frac{\sqrt{3}}{3} \gamma_i = \frac{1}{\sqrt{2}} \gamma_{oct} = \\ &= \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(\epsilon_x - \epsilon_y)^2 + (\epsilon_y - \epsilon_z)^2 + (\epsilon_z - \epsilon_x)^2 + \frac{3}{2}(\gamma_{xy}^2 + \gamma_{yz}^2 + \gamma_{zx}^2)}. \quad (2.161) \end{aligned}$$

При одноосном сжатии (растяжении) $\epsilon_x = \epsilon_1$; $\epsilon_y = \epsilon_z = -\mu\epsilon_1$; $\gamma_{xy} = \gamma_{yz} = \gamma_{zx} = 0$ и $\mu = 0,5$ имеем, что $\epsilon_i = \epsilon_1$. Из этого следует, что при отсутствии объемных деформаций ($\mu = 0,5$) интенсивность деформации равна деформации одноосного сжатия (растяжения).

Октаэдрическая деформация сдвига определяется из соотношения

$$\gamma_{oct} = \frac{2}{3} \sqrt{(\epsilon_x - \epsilon_y)^2 + (\epsilon_y - \epsilon_z)^2 + (\epsilon_z - \epsilon_x)^2 + \frac{3}{2}(\gamma_{xy}^2 + \gamma_{yz}^2 + \gamma_{zx}^2)}, \quad (2.162)$$

а деформация по направлению нормали к октаэдрической площадке

$$\varepsilon_{oct} = \frac{1}{3} (\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z) = \frac{1}{3} (\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3) = \varepsilon_m. \quad (2.163)$$

Характеристики напряженного и деформированного состояний элементарного параллелепипеда. Из изложенного выше следует, что напряженное и деформированное состояния элементарного параллелепипеда зависят от трех главных нормальных напряжений $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ и трех главных деформаций $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$. Чтобы среднее нормальное напряжение σ_2 выразить через величины обоих крайних главных нормальных напряжений σ_1 и σ_3 :

$$\sigma_2 = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) + \nu_\sigma \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3), \quad (2.164)$$

В. Лоде [24] ввел безразмерный параметр ν_σ .

Из (2.164) следует, что

$$\nu_\sigma = \frac{\sigma_2 - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}}{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}} = 2 \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} - 1. \quad (2.165)$$

В зависимости от вида напряженного состояния элемента параметр ν_σ изменяется в пределах $-1 \leq \nu_\sigma \leq +1$. В частности, при $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ $\nu_\sigma = -1$; при $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$ $\nu_\sigma = +1$, а при чистом сдвиге (кручении) $\sigma_1 = -\sigma_3$, $\nu_\sigma = 0$.

Точно так же в качестве характеристики деформированного состояния элемента используется параметр Лоде:

$$\nu_\varepsilon = 2 \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_3}{\varepsilon_1 - \varepsilon_3} - 1, \quad (2.166)$$

который изменяется в пределах $-1 \leq \nu_\varepsilon \leq +1$.

При подобии напряженного и деформированного состояний элементарного параллелепипеда

$$\nu_\sigma = \nu_\varepsilon. \quad (2.167)$$

Уравнения связи между напряжениями и другими деформациями. Когда на гранях элементарного параллелепипеда действуют как нормальные, так и касательные напряжения (см. рис. 19), выражения (2.8) и (2.14) могут быть представлены следующим образом:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= 2G \left[\varepsilon_x + \frac{3}{1-2\mu} \varepsilon_m \right]; & \tau_{xy} &= G \gamma_{xy}; \\ \sigma_y &= 2G \left[\varepsilon_y + \frac{3}{1-2\mu} \varepsilon_m \right]; & \tau_{yz} &= G \gamma_{yz}; \\ \sigma_z &= 2G \left[\varepsilon_z + \frac{3}{1-2\mu} \varepsilon_m \right]; & \tau_{zx} &= G \gamma_{zx}. \end{aligned} \right\} \quad (2.168)$$

Складывая правые и левые части трех первых уравнений (2.168) и деля на три, будем с учетом (2.16) иметь

$$\varepsilon_m = \frac{1-2\mu}{E} \sigma_m = \frac{\sigma_m}{E_\theta}, \quad (2.169)$$

где $E_\theta = E/(1-2\mu)$ — модуль упругости для объемных деформаций.

Поскольку объемная деформация $\theta = 3\varepsilon_m$, из (2.169) легко получить соотношение для ее определения:

$$\theta = 3 \sigma_m / E_\theta. \quad (2.170)$$

Если от левых и правых частей первых трех уравнений (2.168) отнять определенные из (2.169) σ_m и использовать соотношение (2.16), вместо (2.168) будем иметь:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x - \sigma_m &= 2G(\varepsilon_x - \varepsilon_m); & \tau_{xy} &= 2G \frac{1}{2} \gamma_{xy}; \\ \sigma_y - \sigma_m &= 2G(\varepsilon_y - \varepsilon_m); & \tau_{yz} &= 2G \frac{1}{2} \gamma_{yz}; \\ \sigma_z - \sigma_m &= 2G(\varepsilon_z - \varepsilon_m); & \tau_{zx} &= 2G \frac{1}{2} \gamma_{zx}, \end{aligned} \right\} \quad (2.171)$$

которые могут быть записаны следующим образом:

$$D_\sigma = 2GD_\varepsilon. \quad (2.172)$$

Для определения деформации изменения формы в условиях сложного напряженно-деформированного состояния можно выражение (2.14) отнести к октаэдрическим площадкам. Тогда вместо (2.14) будем иметь

$$\tau_{oct} = G \gamma_{oct}, \quad (2.173)$$

Используя выражения (2.152) и (2.162), а также имея в виду (2.150) и (2.160), соотношение (2.173) можно представить в следующем виде:

$$\tau_i = G \gamma_i. \quad (2.174)$$

Если обозначить

$$\gamma_{oct} = \sqrt{2} \varepsilon_i; \quad \tau_{oct} = \frac{\sqrt{2}}{3} \sigma_i \quad (2.175)$$

и учесть (2.16), уравнение (2.173) примет вид закона Гука (2.4):

$$\sigma_i = E \varepsilon_i. \quad (2.176)$$

Выражения (2.171) (2.172), (2.174) и (2.176) характеризуют деформации формоизменения (сдвига) элементарного параллелепипеда при сложном напряженно-деформированном состоянии. Эти соотношения, а также (2.169) и (2.170) справедливы только в пределах линейного деформирования.

Уравнения связи между напряжениями и деформациями за пределом упругости (пропорциональности) реальных тел пред-

ставляются физическими уравнениями двух групп теорий пластичности: пластического течения и деформационной теории. В основу теории пластического течения положены уравнения, связывающие напряжения и скорости деформаций, а деформационной теории — напряжения и пластические деформации. К последней относится и теория малых упругопластических деформаций, которая при простом и активном нагружении достаточно точно описывает свойства твердых тел как до, так и за пределом упругости [2] и имеет широкое применение при решении практических задач. Ниже мы рассмотрим основные положения определения физических соотношений этой теории. Подробные изложения деформационной теории пластичности, теории пластического течения и нелинейной упругости можно найти в известных монографиях А. А. Ильюшина, В. В. Новожилова, В. В. Соколовского, Н. Гудера и Ф. Г. Ходжа, А. Надаи, Г. Каудерера и др.

Отметим, что, по А. А. Ильюшину, нагружение считается простым, когда компоненты напряжений возрастают одновременно и пропорционально одному общему параметру, а активным — если в рассматриваемой точке тела обобщенные напряжения σ_i , τ_i при нагружении возрастают.

В основу теорий нелинейной упругости (при нагружении и разгрузке) и малых упругопластических деформаций (при активном и простом нагружении) положены следующие основные физические законы.

1. Закон упругого (линейного) деформирования объема (2.169), справедливый во всем диапазоне нагружения — вплоть до разрушения тела.

2. Закон пропорциональности между девиатором напряжений D_σ (2.147) и девиатором деформаций D_ϵ (2.156):

$$D_\sigma = 2G' D_\epsilon = 2 \frac{\tau_i}{\gamma_i} D_\epsilon = \frac{2}{3} \frac{\sigma_i}{\epsilon_i} D_\epsilon = \psi D_\epsilon, \quad (2.177)$$

из которого следует условие подобия напряженного и деформированного состояния тела (2.167), где $G' = \tau_{oct}/\gamma_{oct} = \tau_i/\gamma_i = \sigma_i/3\epsilon_i$ — переменный секущий модуль деформаций сдвига, зависящий от деформаций сдвига, ψ — некоторая, определяемая из опыта, скалярная функция компонентов напряжений и деформаций, называемая **модулем пластичности**.

Соотношение (2.177), которое является уравнением Генки, записанным в девиаторной форме, можно представить в виде шести уравнений:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x - \sigma_m &= \psi (\epsilon_x - \epsilon_m), & \tau_{xy} &= \psi \gamma_{xy}, \\ \sigma_y - \sigma_m &= \psi (\epsilon_y - \epsilon_m), & \tau_{yz} &= \psi \gamma_{yz}, \\ \sigma_z - \sigma_m &= \psi (\epsilon_z - \epsilon_m), & \tau_{zx} &= \psi \gamma_{zx}. \end{aligned} \right\} \quad (2.178)$$

3. Закон связи между обобщенными напряжениями и деформациями:

$$\sigma_i = \sigma_i(\epsilon_i) \quad \text{или} \quad \tau_i = \tau_i(\gamma_i), \quad (2.179)$$

который для каждого материала определяют из опыта, преимущественно из испытания образцов на одноосное сжатие и растяжение. Зависимость (2.178) не связана с видами напряженного состояния.

Рассмотренные выше деформации объема и формы элементарного параллелепипеда являются независимыми друг от друга величинами, что противоречит истинному поведению реальных тел под действием внешних нагрузок. Не является справедливым, во всяком случае для глинистых грунтов, и закон упругого деформирования объема.

Деформации объема и формы реальных тел взаимосвязаны. Объемные деформации реальных тел приводят к изменению их плотности — существенному изменению их физических и механических свойств. Деформации изменения формы также становятся причиной проявления дополнительных объемных деформаций (явление дилатансии), впервые обнаруженных Рейнольдсом. Поэтому все соотношения деформаций изменения формы должны содержать параметр среднего нормального напряжения ϵ_m , определяющий изменение объема тела, а соотношения деформаций объема — интенсивность напряжений, обуславливающую изменение объема тела в процессе сдвига.

Учитывая изложенное выше, уравнения деформаций объема θ и формы $\epsilon_i, \gamma_i, D_\epsilon$ определяют из следующих, записанных в неявном виде, соотношений:

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_m &= \epsilon_m(\sigma_m, \tau_i); \\ \epsilon_m &= \epsilon_m(\sigma_m, \sigma_i); \end{aligned} \right\} \quad (2.180)$$

$$\left. \begin{aligned} \gamma_i &= \gamma_i(\tau_i, \sigma_m); \\ \epsilon_i &= \epsilon_i(\sigma_i, \sigma_m); \\ D_\epsilon &= D_\epsilon(D_\sigma, \sigma_m). \end{aligned} \right\} \quad (2.181)$$

В случае необходимости рассмотрения вопросов ползучести в условиях сложного напряженно-деформированного состояния с учетом температуры и изменения влажности в соотношения (2.180) и (2.181) должны быть введены параметры времени t , температуры T и влажности w , а в случае необходимости учета условий напряженно-деформированного состояния — параметры Лоде ν_σ и ν_ϵ .

Глава 3

ОДНОМЕРНОЕ УПЛОТНЕНИЕ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

§ 1. ВВЕДЕНИЕ

Сжимаемость (деформация объема) является одной из основных особенностей глинистых грунтов, которая играет исключительно важную роль в формировании их прочностных и деформационных свойств во времени под действием уплотняющих напряжений 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 уплотнением, вызванным сближением и лучшей упаковкой минеральных частиц и агрегатов. Поскольку сжимаемость минеральных частиц очень мала — в десятки тысяч раз меньше изменения пористости (Н. М. Герсеванов, 1937) — и не оказывает заметного влияния на сжимаемость грунта в целом, ею обычно пренебрегают [37]. 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 скелет — вода) необходимо отжатие поровой воды, требующее определенного времени. Однако, когда поры грунта содержат некоторое количество свободного или защемленного 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 и легкого сжатия газообразной фазы.

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. 20, а), а в случае сложного деформирования — в двух или трех направлениях. Простое деформирование называется одномерным или уплотнением (сжатием) в условиях отсутствия бокового расширения под действием сплошной равномерно распределенной нагрузки p . 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 [37].

Одномерное уплотнение грунта в лабораторных условиях моделируется сжатием образца (с соотношением диаметра к высоте более трех) в жестком рабочем кольце прибора (см. рис. 20, б), называемом компрессионным одометром или прибором одномерного уплотнения, а само испытание — компрессионной. Компрессионные испытания, которые введены в лабораторную практику К. Терцаги, являются одним из самых простых и безупречных экспериментов механики грунтов, результаты которых в соответствующих условиях находят непосредственное применение для расчета осадок сооружений. В силу изложенного выше, компрессионные испытания имеют исключительно широкое применение в лабораторной прак-

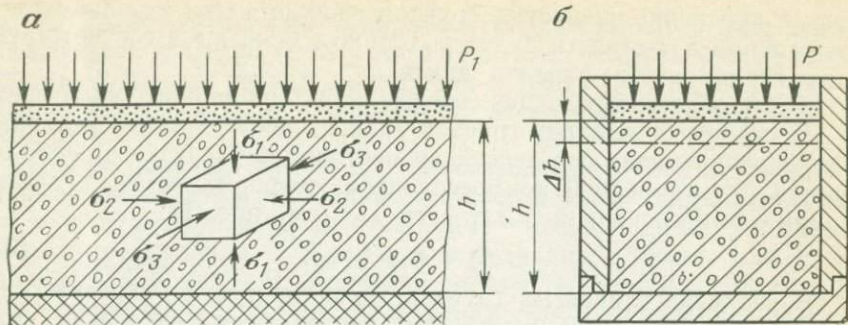


Рис. 20. Схема напряженного состояния элементарного грунтового куба под действием сплошной равномерно распределенной нагрузки p_1 (а) и моделирование одномерного уплотнения слоя грунта в компрессионном приборе (б). $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ — главные нормальные напряжения

тике, а их результаты служат основой для получения характеристик сжимаемости грунтов — закономерностей их уплотнения с учетом практически всех природных и внешних факторов. Этими испытаниями определяют также коэффициенты фильтрации грунта, бокового давления (см. гл. 6) и Пуассона в пределах линейных деформаций (см. § 3) в различных состояниях его плотности ρ .

Одномерное уплотнение, как и уплотнение глинистых грунтов вообще, является длительно протекающим процессом, завершающимся полной стабилизацией деформаций. Эти деформации представляют большой теоретический и практический интерес, а их определение является одной 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 гранулометрический составы, влажность, плотность, структурная прочность, характер связей между частицами и агрегатами, водопроницаемость, просадочность и набухаемость при дополнительном увлажнении, усадка при высыхании и т. д. и их изменчивость во времени под действием внешних факторов — величины, скорости, способа приложения и длительности действия нагрузок, температуры, увлажнения, высыхания, выветривания и т. д. Вопросы влияния ряда факторов на реологи-

ческое поведение глинистых грунтов вообще и при их одномерном уплотнении в частности будут подробно изложены в соответствующих главах этого раздела книги.

Длительно протекающая деформация одномерного уплотнения $\varepsilon_c(t)$ скелета глинистых грунтов (как и всех других реальных тел), возникающая под действием постоянной нагрузки σ_1 , складывается из мгновенной компрессионной деформации ε_{c0} и деформации компрессионной ползучести ε_{ct} (см. рис. 1):

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{c,0} + \varepsilon_{ct}. \quad (3.1)$$

В реологии глинистых грунтов закономерности мгновенных и ползучих деформаций, как обычно, исследуются отдельно (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 [30] в целях расчета деформации (осадок) сооружений. Используя результаты компрессионных испытаний водонасыщенных глинистых грунтов и методику термодинамической аналогии, он впервые сформулировал и решил одномерную задачу их уплотнения в виде слоя конечной толщины (см. § 5), положив тем самым начало разработке теории уплотнения, получившей в дальнейшем название классической, или фильтрационного уплотнения (консолидации). Теория К. Терцаги, которая была разработана для прогноза длительных осадок сооружений, была названа фильтрационной потому, что причиной длительного деформирования слоя водонасыщенного глинистого грунта считался только фактор отжатия — фильтрации поровой воды под действием внешней нагрузки, а скелет рассматривался как линейно-деформируемое тело, обладающее свойством мгновенного деформирования.

В дальнейшем теория фильтрационного уплотнения была развита трудами советских и зарубежных ученых Н. М. Герсеванова, В. А. Флорина, Д. Е. Польшина, С. А. Роза, Ю. К. Зарецкого, Л. В. Горелика, Л. Рендулика, Н. Карилло, М. Био, Т. Менделя и многих других. Были рассмотрены и решены одно-, двух- и трехмерные задачи уплотнения с учетом различных факторов — условий загрузки, наличия газа в поровой воде, изменяемости коэффициентов пористости, фильтрации и т. д.

В начале 30-х годов Г. И. Покровский, К. Бюссман, Г. Грей, а еще позже Н. Я. Денисов [10] и др. 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 начала термодинамики (принцип Больцмана) и получил логарифмическое выражение (2.63), близкое к эмпирической формуле Д. Е. Польшина. К. Бюссман, на основании длительных опытов

(до 500 дней), предложил эмпирическую зависимость в виде логарифмической функции (2.64), устанавливающую связь между величиной сжатия слоя грунта и временем. В 1948—1953 гг. были опубликованы работы [20], посвященные уточнению формулы К. Бюссмана.

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. (см. § 6). Работа Д. Тейлора и В. Мерчанта положила начало развитию нового направления теории уплотнения — теории вторичной консолидации (уплотнения). Деформация скелета в этой теории считалась вторичной потому, что она является продолжением первичной — фильтрационной консолидации.

Оригинальную методику для инженерного решения рассматриваемой проблемы предложил Н. Н. Маслов [18]. Для определения длительной деформации слоя глинистого грунта он использовал показатель консолидации (см. § 5) теории фильтрационного уплотнения в качестве коэффициента масштабного фактора для перехода от лабораторных опытов к натуре.

Основанием дальнейшего наиболее существенного развития теории уплотнения явились опубликованные в 1953 г. работы В. А. Флорина [35], которые положили начало новому направлению — теории уплотнения пористой ползучей водонасыщенной земляной среды (см. § 7). В ней принято условие совместного действия (с самого начала уплотнения) факторов фильтрации и ползучести скелета, протекающих в соответствии с линейной теорией наследственной ползучести стареющих материалов (см. гл. 2, § 3). Справедливость такого подхода к рассматриваемому вопросу в дальнейшем была подтверждена многими экспериментальными исследованиями (см. гл. 4).

Труды В. А. Флорина послужили основой для выполнения экспериментальных исследований по проверке главных 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. Месчян, В. М. Павилонский, Я. Л. Коган, В. П. Сипидин и др.), определению закономерностей ползучести скелета (С. Р. Месчян, 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 не учитываемых, но реально существующих факторов (А. Л. Гольдин, Ю. К. Зарецкий, З. Г. Тер-Мартиросян 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, В. Г. Гмошинский, Ж. С. Ержанов, А. Л. Гольдин и др.). Во всех этих ра-

ботах ползучесть скелета глинистых грунтов описывается линейными или нелинейными уравнениями теорий наследственной ползучести твердых тел (см. гл. 2, § 3).

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 и нелинейные реологические модели для деформации скелета, а также интегральные уравнения Больцмана—Вольтерра теории наследственной ползучести [1,35] (см. § 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 — деформации формоизменения и деформации объема. Это позволяет теорию легко распространить на случаи плоской и пространственной задач уплотнения, для решения которых используются уравнения равновесия и совместности Бельтрами — Митчела и основное уравнение трехмерной консолидации, справедливое для любых свойств скелета. Используя эту расчетную модель, В. А. Флорин в 1948 г. [35] 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. М. Био в 1941 г. дал общую постановку и основные системы уравнений теории уплотнения и ряд решений.

Расчетная модель объемных сил Флорина — Био получила в 1957—1958 гг. развитие в работах Тан Тьенг-ки, который впервые использовал реологическую модель максвеллова тела (см. гл. 2, § 2) для описания деформации вторичного уплотнения, Т. Менделя и др. Эта расчетная модель получила новое толкование в работах Ю. К. Зарецкого (1967 г.), который рассмотрел задачи уплотнения двух- и трехфазных грунтов с учетом ползучести скелета, сжимаемости поровой жидкости и изменчивости суммарного поля напряжений в грунте и т. д. Решения, полученные по этой расчетной модели для задач одномерного уплотнения, совпадают (при соответствующих исходных предпосылках) с аналогичными решениями теорий К. Терцаги и В. А. Флорина.

§ 2. ПРИБОРЫ ОДНОМЕРНОГО УПЛОТНЕНИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Первый прибор одномерного уплотнения грунтов ($d=35$ см, $h=5$ см, $d/h=5$) был изготовлен во Франции Фронтаром в 1910 г. [6]. Одномерные уплотнения 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, $h=1,3$ см, $d/h=6,15$). В дальнейшем было сконструировано и изготовлено много различных, но принципиально не отличающихся друг от друга приборов одномерного уплотнения.

В основе конструкций всех приборов одномерного уплотнения, которые будем называть 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 (дырчатыми) дисками, один из которых служит основанием, а второй — поршнем, передающим на образец внешнюю нагрузку. Используются также более сложные системы дренирования.

Основным и общим недостатком практически всех компрессионных приборов является невозможность полного устранения сил трения, возникающих между образцом и стенками 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 как 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 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 как с усложнением загрузочной системы, так и 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 $h=2$ см, диаметром $d=7$ см ($d/h=3,5$). Для выполнения специальных 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 ра-

бочем кольце двумя поршнями и использовать рабочие кольца специальной конструкции. Все эти мероприятия существенно улучшают условия испытания образцов, но в месте 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. § 3).

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 лабораторной практике применяются малые компрессионные приборы Н. Н. Маслова [19, 22, 26] ($F=38,48 \text{ см}^2$, $d=7 \text{ см}$, $h=2 \text{ см}$), ЦНИИС ($F=40 \text{ см}^2$, $d=7,14 \text{ см}$, $h=2 \text{ см}$), Г. И. Тер-Степаняна ($F=38,48 \text{ см}^2$, $d=7 \text{ см}$, $h=2 \text{ см}$) и др. Наибольшее применение имеют выпускаемые промышленностью приборы Гидропроекта ($F=60 \text{ см}^2$, $d=8,74 \text{ см}$, $h=2,5 \text{ см}$). 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.

Малый компрессионно-фильтрационный прибор модели М-2 (рис. 21) предназначен для определения компрессионных и фильтрационных свойств образцов грунта диаметром 7 см ($F=38,48 \text{ см}^2$) и высотой 1 и 2 см ($d/h=7$ и $3,5$) при наибольшей $\sigma_1=1,0 \text{ МПа}$.

Прибор состоит из днища 1 , в котором помещены нижний дырчатый 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. гл. 4, § 3). Внешняя нагрузка воспринимается стальным шариком 10 и через стальную подушку 11 , шток 6 , дырчатый поршень-фильтр 14 передается на образец грунта, помещенный в кольцо 15 . Образец арретируется винтом 12 . Деформация образца измеряется мессурой-индикатором часового типа 9 с ценой деления $0,01$; $0,02$ и $0,001 \text{ мм}$. Мессура крепится 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

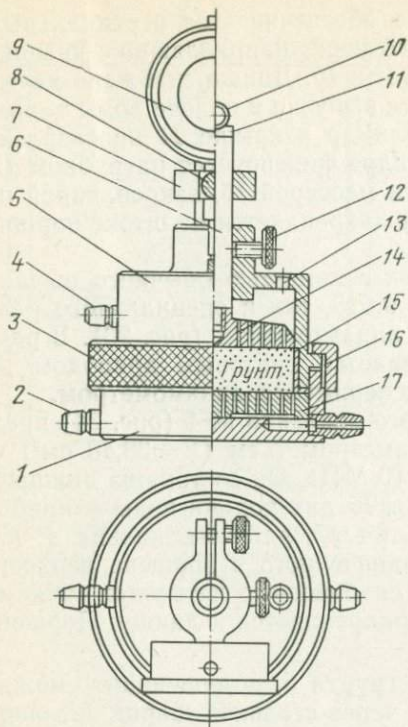


Рис. 21. Малый компрессионно-фильтрационный прибор М-2

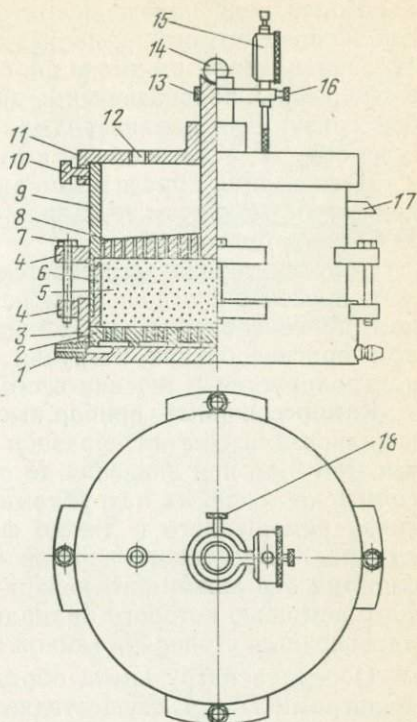


Рис. 22. Большой компрессионно-фильтрационный прибор М-3

отверстие 13, которое при необходимости можно закрывать пробкой.

При испытании образца грунта в условиях сохранения природной влажности для предотвращения его высыхания патрубков и отверстие в крышке цилиндра закрывают пробками, а штуцеры перекрывают при помощи резиновых трубок и зажимов. Для испытания образцов в условиях одностороннего сжатия поровой воды (снизу вверх) нижний дырчатый диск заменяют сплошным.

Загрузку образца осуществляют рычажным прессом с соотношением плеч 1:9,615, расположенным сверху прибора.

Большой компрессионно-фильтрационный прибор М-3 (рис. 22) предназначен для испытания образцов диаметром 21 см ($F = 346,4 \text{ см}^2$) 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 дырчатым поршнем-фильтром 8.

Горизонтальное положение штампа обеспечивается вертикальным положением его штока, проходящего через направляющие 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 крыше 11 просверлено отверстие 12. Уровень воды в цилиндре фиксируется патрубком 17.

Деформация образца замеряется 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 печ 1:9,615, так и специального рамного приспособления, снабженного динамометром (рис. 23). В рамном приспособлении нагрузка создается винтовым приводом и контролируется в течение всего эксперимента динамометром.

Компрессионный прибор высокого давления М-4 (рис. 24) предназначен для сжатия образцов диаметром 7 см ($F=38,48 \text{ см}^2$) 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 3, снабженного четырьмя ручками 15, с помощью которого цилиндр прикрепляется 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 фильтр 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 [22].

Загрузка образцов в рассматриваемом приборе при малых давлениях (до 1,0 МПа) осуществляется с помощью обычных рычажных прессов, а при больших нагрузках рамными приспособлениями, снабженными силовой пружиной [20, 22] или винтовым приводом и динамометром (см. рис. 23). На первом из указанных выше рамных приспособлений нагрузки создаются прессами и поддерживаются в течение всего опыта упругостью силовой пружины.

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 прибор для замера порового давления (см. гл. 4, § 3) присоединяется к днищу прибора вместо одного из штуцеров, а второй штуцер заменяется пробкой.

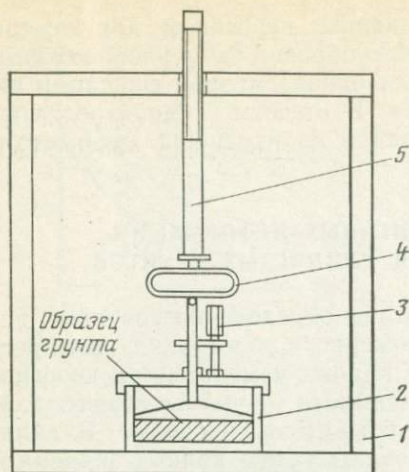


Рис. 23. Схема рамной установки для загрузки образца в компрессионном приборе винтовым приводом:

1 — рама; 2 — компрессионный прибор; 3 — мессура; 4 — динамометр; 5 — винтовой привод (загрузочный винт)

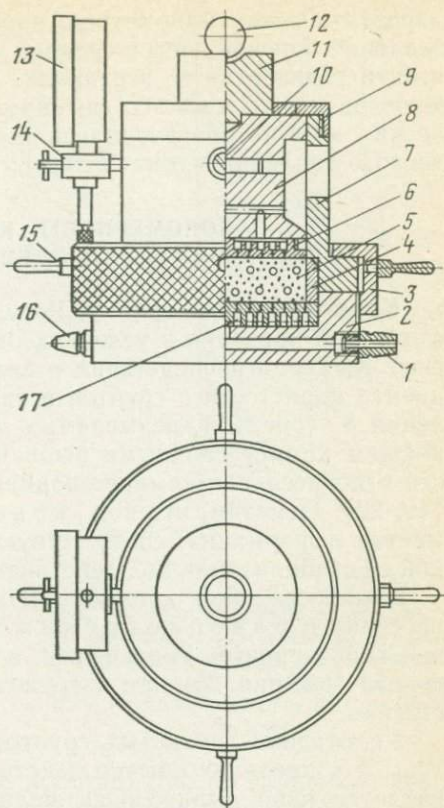


Рис. 24. Компрессионный прибор высокого давления М-4

В научно-исследовательских лабораториях, кроме указанных и описанных выше, используются также специальные приборы, предназначенные для проведения различных научных исследований. Они отличаются от обычных приборов в основном размерами и конструкцией рабочего кольца и условиями дренирования. Один из таких приборов М-3, предназначенный для исследования влияния масштабного фактора на процесс уплотнения водонасыщенных глинистых грунтов и проверки теории фильтрационной консолидации (см. § 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 [20] в 1956 г. создали большой компрессионный прибор диаметром 50 см. В этом приборе, который был оборудован гидроаэростатическим манометром (см. гл. 4, § 3), барометром, термометрами и фотокамерой, испытывались образцы толщиной от 14,0 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 гидро-

азростатических манометров, наполненные керосином, для замера давления поровой воды в средней части образца были расположены в пяти горизонтах по вертикали. Для одновременной фиксации их отсчетов использовалась фотокамера. В отсчеты гидроазростатических манометров вводились поправки на изменение барометрического давления и температуры.

§ 3. ЗАКОНОМЕРНОСТИ КОНЕЧНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ОДНОМЕРНОГО УПЛОТНЕНИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Компрессионные кривые. Результаты определения конечных деформаций образцов в условиях одномерного уплотнения (компресси) К. Терцаги представил в виде кривых изменяемости коэффициента пористости e грунтов в зависимости от уплотняющего давления δ_1 (рис. 25), называемых компрессионными. В дальнейшем компрессионными были названы также кривые зависимости относительная компрессионная деформация ε_c — напряжение σ_1 [19, 22]. Отметим, что под конечной деформацией понимается деформация, соответствующая моменту полной или условной ее стабилизации под действием данной нагрузки.

Компрессионные кривые имеют ветви уплотнения (компресси) и разуплотнения (декомпресси, набухания). Первая характеризует уменьшение, а вторая — возрастание пористости грунта (см. рис. 25) при нагружении и разгрузке образца соответственно.

Уплотнение глинистых грунтов зависит от состояния их структуры и в пределах обычно действующих давлений (0,1—1,0 МПа) является явно выраженным нелинейным и частично обратимым процессом. При всех равных условиях (влажность, пористость и т. д.) компрессионные кривые грунта природного и нарушенного сложений отличаются друг от друга. Величина упомянутого отличия зависит от степени его чувствительности (см. гл. 2, § 2). Деформация грунтов ненарушенного сложения, обладающих значительной структурной прочностью, практически начинается после некоторого напряжения $\sigma_{1, str}$, называемого пределом структурной прочности (см. рис. 25). Грунты, обладающие небольшой структурной прочностью, практически уплотняются при самых небольших нагрузках. Следовательно, при $\sigma_1 < \sigma_{1, str}$ сжимаемость грунта пренебрежимо мала.

Конечная пористость e_{fs} водонасыщенных глинистых грунтов, обладающих значительной структурной прочностью, после полной разгрузки может быть как меньше, так и больше ее начального значения e_0 (см. рис. 25). 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 же время у набухающих глинистых грунтов наблюдается значительное увеличение объема, иногда превышающее величину начального уплотнения ($e_{fs} > e_0$) вследствие впитывания большого

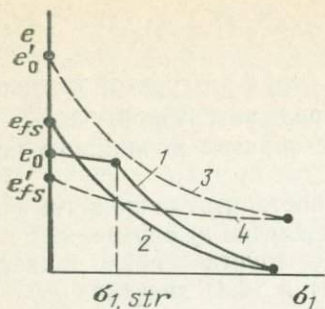


Рис. 25. Кривые компрессии и декомпрессии грунтов природного (1 и 2) и нарушенного (3 и 4) сложения, e_0 и e'_0 — начальные коэффициенты пористости; e_{fs} и e'_{fs} — конечные значения коэффициента пористости при декомпрессии; $\sigma_{1, str}$ — структурная прочность грунта при одномерном сжатии

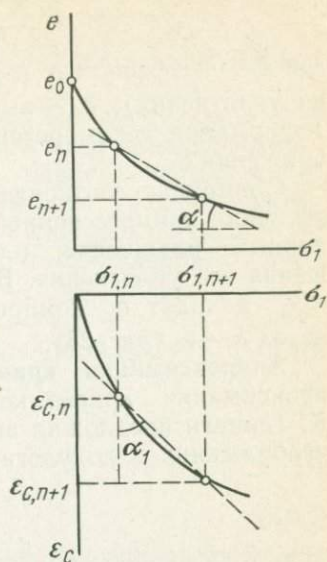


Рис. 26. Компресссионные кривые в координатах $e-\sigma_1$ и $\epsilon_c-\sigma_1$ и схемы определения коэффициента сжимаемости $m_c = \operatorname{tg} \alpha$ и модуля одномерного (компресссионного) сжатия $E_c = \operatorname{tg} \alpha_1$

количества воды в межчастичное пространство. В грунтах слабых и нарушенного сложения всегда наблюдаются значительные остаточные деформации (см. рис. 25). 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.

Для построения ветви уплотнения компресссионной кривой надо знать величину начального коэффициента пористости e_0 грунта и иметь определяемые из опыта данные о сжимаемости $\Delta h_{c, n}$ образца толщиной h (см. рис. 20, б) под действием различных по величине напряжения $\sigma_{1, n}$. Коэффициент пористости e_n грунта для некоторого его состояния, обусловленного действием данного нормального напряжения, 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 компресссионная деформация образца под действием данного напряжения $\sigma_{1, n}$.

При построении ветви набухания компресссионной 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, $\Delta h'_{c,n}$ — 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 определяют по данным влажности, плотности частиц грунта после завершения его уплотнения. Входящие в (3.2) и (3.3) значения $\epsilon_{c,n}$ и $\epsilon'_{c,n}$ находят по компрессионной кривой, построенной в координатах $\sigma_1 - \epsilon_c$ (рис. 26).

Аппроксимация кривых компрессии и декомпрессии. Для аппроксимации кривых компрессии и декомпрессии при $\sigma_1 > \sigma_{1,0}$ К. Терцаги предложил выражения (3.4) и (3.5), полученные от их изображения в полулогарифмической системе координат $e - \lg \sigma_1$:

$$e = e_0 - C_c \lg (\sigma_1 / \sigma_{1,0}); \quad (3.4)$$

$$e = e'_f + C_s \lg (\sigma_1 / \sigma_{1,0}), \quad (3.5)$$

где e_0 — коэффициент пористости грунта при бытовом давлении $\sigma_{1,0}$; e — коэффициент пористости при $\sigma_1 > \sigma_{1,0}$; 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 следует выражение (3.2) записать в виде

$$e_n = e_0 - \epsilon_c (\sigma_1) (1 + e_0), \quad (3.6)$$

где $\epsilon_c (\sigma_1)$ — определяемое из опыта выражение зависимости $\epsilon_c - \sigma_1$.

Если кривую компрессии $\epsilon_c = \epsilon_c (\sigma_1)$ (см. рис. 26) аппроксимировать степенной функцией вида (2.55), то из (3.6) можно получить [22] следующее выражение для кривой $e = e (\sigma_1)$ при $\sigma_1 > \sigma_{1,n}$ (см. рис. 26):

$$e = e_n - B (\sigma_1 - \sigma_{1,n})^n (1 + e_n). \quad (3.7)$$

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 (см. рис. 26). 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.

$$m_c = \operatorname{tg} \alpha = \frac{e_n - e_{n+1}}{\sigma_{1,n+1} - \sigma_{1,n}} = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma_1}, \quad (3.9)$$

и численно равен изменямости коэффициента пористости Δe при единичном приращении напряжения $\Delta \sigma_1 = 1$.

Коэффициент сжимаемости, по величине которого можно оценить степень уплотняемости грунтов, изменяется в довольно широких пределах. При $m_c \approx 0,01$ 1/МПа грунт оценивается как мало-сжимаемый, 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 (3.2) можно записать следующим образом:

$$e_{n+1} = e_n - \frac{\Delta \sigma_1}{E_c} (1 + e_n) = e_n - m_c \Delta \sigma_1, \quad (3.10)$$

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. 26).

Закон уплотнения. Для получения изменямости коэффициента пористости грунта при бесконечно малом приращении напряжения следует продифференцировать выражение (3.8). Тогда получим соотношение

$$de = -m_c d\sigma_1, \quad (3.13)$$

называемые законом уплотнения грунтов, имеющее широкое применение в механике грунтов для решения многих теоретических проблем.

Напряженное состояние и деформирование элемента (образца) грунта при компрессии. Из условия равновесия элементарного параллелепипеда, подвергавшегося одномерному сжатию (см. рис. 20, а), следует, что

$$\sigma_1 = p_1, \quad (3.14)$$

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-распределенная нагрузка.

При одномерном сжатии грунтовой элемент подвергается как деформации объема θ , так и изменению формы ε_i . Из (2.9) с учетом условия $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$ следует, что относительная объемная деформация сжатия, которая согласно (2.147) вызывается действием шарового тензора напряжений

$$T_\sigma^0 = 3\sigma_m = \sigma_1 (1 + 2\xi), \quad (3.16)$$

равна относительной компрессионной деформации ε_c :

$$\theta = \varepsilon_1 = \varepsilon_c. \quad (3.17)$$

Изменение формы элемента глинистого грунта при компрессии, которое вызывается действием интенсивности напряжений (2.151) при $\tau_{xy} = \tau_{yz} = \tau_{zx} = 0$, $\sigma_z = \sigma_1$, $\sigma_x = \sigma_2$, $\sigma_y = \sigma_3$,

$$\sigma_i = (1 - \xi) \sigma_1, \quad (3.18)$$

характеризуется величиной интенсивности деформаций

$$\varepsilon_i = \frac{2}{3} \varepsilon_1, \quad (3.19)$$

где ξ — коэффициент бокового давления;

$$\xi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{\sigma_2}{\rho_1}. \quad (3.20)$$

В пределах линейной зависимости между напряжениями σ_1 и компрессионными деформациями $\varepsilon_c = \varepsilon_1$ коэффициенты бокового давления ξ и Пуассона μ связаны следующими соотношениями:

$$\xi = \frac{\mu}{1 - \mu} \quad \text{или} \quad \mu = \frac{\xi}{1 + \xi}. \quad (3.21)$$

Принимая, что деформация одномерного сжатия является линейной, т. е. коэффициент сжимаемости m_c — величина постоянная, выражение (6.10) с учетом (6.16) принимает следующий вид:

$$e_n = e_0 - m_c \Delta \sigma_1 = e_0 - \frac{m_c}{1 + 2\xi} T_\sigma^0 = e_0 - \frac{m_c}{1 + 2\xi} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3), \quad (3.22)$$

откуда следует, что изменямость коэффициента пористости e_n в данной точке определяется величиной шарового тензора напряжений — суммой главных нормальных напряжений: $T_\sigma^0 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$. Это положение впервые установлено Н. М. Герсевановым и названо им принципом гидростатичности.

Зависимость между модулем общей деформации E и модулем общей компрессионной деформации E_c . Согласно (2.8) деформацию одномерного сжатия, с учетом (3.15) и (3.20), можно определить из выражения

$$\varepsilon_c = \varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E} \left(1 - 2 \frac{\mu^2}{1 - \mu} \right) = \frac{\sigma_1}{E} \beta, \quad (3.23)$$

откуда с учетом (3.12) следует, что:

$$E = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_c} \beta = E_c \beta, \quad (3.24)$$

где

$$\beta = \left(1 - 2 \frac{\mu^2}{1 - \mu} \right). \quad (3.25)$$

Из (3.23) легко получить выражение для определения абсолютной деформации (сжимаемости) слоя грунта высотой h (см. рис. 20,6):

$$S = \Delta h_c = \frac{\sigma_1 h}{E} \beta.$$

Согласно СНиП 11-15-74 $\beta = 0,8$.

Отметим, что E называется модулем общей деформации потому, что в деформациях уплотнения содержатся как упругие, так и остаточные (необратимые) составляющие.

§ 4. МЕТОДЫ ИСПЫТАНИЯ ОБРАЗЦОВ, ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТА СЖИМАЕМОСТИ И МОДУЛЯ ОБЩЕЙ КОМПРЕССИОННОЙ ДЕФОРМАЦИИ

Основные положения изготовления образцов. Глинистые грунты, отобранные из оснований проектируемых сооружений в виде монолитов размерами от $15 \times 15 \times 15$ см до $30 \times 30 \times 30$ см и кернов диаметрами $d = 7,7 \div 25$ см, испытывают при сохранении природного сложения. Если глинистый грунт должен служить материалом для возведения земляного сооружения, испытывают образцы нарушенного сложения с заданными значениями плотности и влажности.

Образцы глинистого грунта природного сложения вырезают из монолита (керна) протарированным рабочим кольцом компрессионного прибора при помощи ручного винтового пресса [22]. 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 $25 \times 25 \times 25$ см или цилиндра диаметром 25 см и высотой $15 \div 25$ см грунт с заданной влажностью уплотняют до заданной плотности. С этой целью 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 ω_0 помещенного в чашу грунта по ГОСТ 5180-75, 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 ω_1 , вычисляют по следующей формуле (ГОСТ 12248-78):

$$m_1 = \frac{m_0 (1 + \omega_1)}{1 + \omega_0}. \quad (3.26)$$

Если влажность грунта ω_0 в чаше меньше или больше заданной влажности ω_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 воду в грунт добавляют ручным или механическим пульверизатором. Как при подсушивании, так и при добавлении в грунт воды его тщательно перемешивают.

Массу грунта m (в 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 ($\pm 2^\circ\text{C}$) колебания температуры. Следует добиться того, чтобы горизонтальные поверхности образцов были исключительно гладкими и параллельными друг другу.

Перед закладкой образца в прибор его торцевые поверхности с одной или с двух сторон (в зависимости от схемы испытания — одностороннего или двустороннего отжатия поровой воды) покрывают кружками фильтровальной бумаги.

Одновременно с изготовлением образцов известными методами [15, 39] определяют начальную (природную) влажность w_0 (в долях от единицы), плотность частиц ρ_s , пределы пластичности грунта, а по методу режущего кольца, используя данные тарировки рабочего кольца прибора (табл. 1), — плотность ρ и вычисляют начальный коэффициент пористости e_0 (см. гл. 4, § 2).

Таблица 1

Журнал тарировки рабочих колец компрессионных приборов

Номер прибора	Масса кольца, г	Высота кольца, мм				Диаметр кольца, мм				Объем кольца, см^3
		измеренная			средняя	измеренный			средний	
		1	2	3		1	2	3		
1	101,11	20,0	20,0	20,0	20,0	69,9	69,9	70,0	69,95	76,84
1	98,11	19,9	19,9	19,8	19,8	69,9	69,9	69,9	69,9	76,16

Зная величину плотности, определяют бытовое (природное) давление $\sigma_{1,0}$. Для получения 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 определяют по формуле А. Гейма

$$\sigma_{1,0}(h) = 10^{-6} \rho g h, \text{ МПа,} \quad (3.28)$$

где ρ — плотность образца, кг/м³; h — глубина отбора монолита (керн), м; 10^{-6} — переходной коэффициент.

Когда в однородном основании на глубине h_0 от поверхности земли залегает грунтовая вода, 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. Разорену, обусловлены: 1) деформацией прибора и фильтровальной бумаги; 2) нарушением природной структуры грунта при вырезке образца из монолита (керн); 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 исправлен, при вырезке между образцом и рабочим кольцом не образуются зазоры и опыт выполняется с большой тщательностью; общая погрешность λ деформации уплотнения (без учета трения образца о рабочее кольцо) складывается из следующих погрешностей:

$$\lambda = \lambda_1 + \lambda_2 + \lambda_3, \quad (3.29)$$

где λ_1 — деформация прибора и фильтровальной бумаги; λ_2 — дополнительная деформация за счет неровностей торцевых поверхностей образца; λ_3 — дополнительная деформация за счет частичного нарушения природной структуры грунта.

1. Для определения деформации прибора и фильтровальной бумаги λ_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 нагрузки прикладывают через интервалы времени, необходимые для полной стабилизации деформаций от действия предыдущей ступени. Результаты тарировки записывают в специальный журнал (табл. 2) или представляют в виде тарировочного графика [22] и учитывают при обработке экспериментальных данных (см. табл. 4).

Журнал тарировки деформации компрессионного прибора

Прибор модели М-2, № 24

Дата: 03.04.61 г.

Напряжение, МПа	Время приложения нагрузки		Длительность действия ступе- ни нагрузки, мин	Показания мессуры, мм		
	ч	мин		I тариров- ка	II тариров- ка	Среднее
0,025	9	15	0	0,000	0,000	0,000
			0,5	0,050	0,053	0,052
			1	0,051	0,055	0,053
			5	0,054	0,057	0,055
			15	0,058	0,061	0,059
			30	0,059	0,062	0,060
			60	0,060	0,063	0,062
			0	—	—	—
0,050	10	15	0,5	0,070	0,070	0,070

В случае испытания грунта на компрессионную ползучесть (см. гл. 6) определение деформации прибора и фильтровальной бумаги сводится к определению его ползучести под длительным действием постоянной нагрузки [22].

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. Масловым и Д. В. Шнитниковым, М. Н. Гольдштейном, И. И. Черкасовым, И. Шмертманом, А. Балла, И. Шмидбауером, Г. Мусом и М. Кани, С. Р. Масчаном, И. А. Агишевым, А. К. Ларионовым и др.), которые предложили различные методы ее определения и учета.

Макро- и микронеровности не зависят от толщины образца, поэтому их относительное влияние на деформации зависит от величины последней, а также вида и состояния (консистенции) грунта и величины внешней нагрузки. 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 нагрузки 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 образца.

Доказательством сказанному выше могут служить большое расхождение между кривыми ползучести совершенно идентичных

образцов-близнецов грунта нарушенного сложения текучей консистенции, полученных от действия первых ступеней нагрузки $\sigma_{1,1} = 0,025$ МПа (рис. 27), и существенное их сближение при действии следующей ступени нагрузки $\sigma_{1,2} = 0,2$ 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 нагрузки, мож-

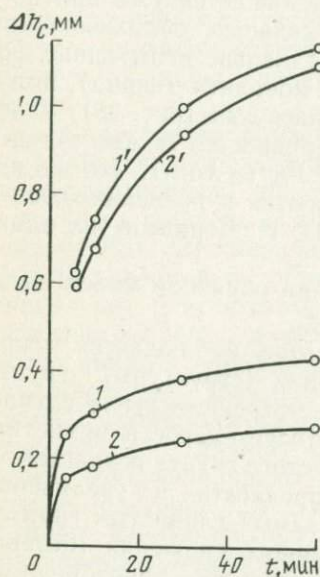
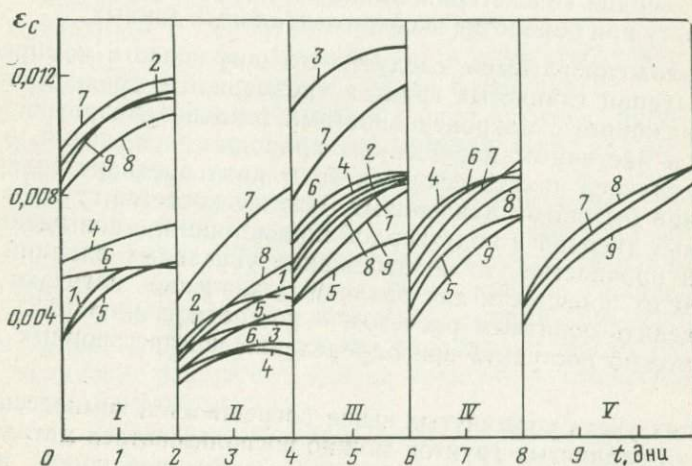


Рис. 27. Кривые Δh_c-t двух образцов-близнецов суглинка нарушенного сложения, полученные при последовательном приложении ступеней $\sigma_{1,1} = 0,025$ МПа (1 и 2) и $\sigma_{1,2} = 0,2$ МПа (1' и 2')

Рис. 28. Постепенное сближение кривых ϵ_c-t для 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



но объяснить только сглаживанием макронеровностей под действием первой ступени нагрузки [20, 22].

Макронеровности чрезмерно сжимаемых (слабых) глинистых грунтов удовлетворительно сглаживаются под действием небольших давлений, порядка 0,025—0,05 МПа [20]. В грунтах средней сжимаемости влияние этих неровностей исчезает при уплотнении образцов нагрузками 0,05—0,15 МПа, а в грунтах слабосжимаемых, твердой и полутвердой консистенции этого нельзя добиться и при нагрузках 0,8—1,0 МПа. Однако в последнем случае это влияние на деформацию образцов существенно уменьшается уже при $\sigma_1 = 0,2—0,3$ 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. 28). Условием практического сглаживания макронеровностей можно считать расхождение последних не более чем на 20% ($\pm 10\%$). Что же касается микронеровностей, которые изменяются в пределах 0,008—0,042 мм, то, как справедливо отмечает 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 структурой прочностью, то во избежание указанных влияний коэффициенты их пористости для различных значений нагрузки 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 объемной массы, предложенным Калунгом в 1954 г. на основании исследований М. Ван-Цельста, выполненных в 1948 г. Предполагая, что абсолютные значения глубины нарушения 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 дном [20, 32]. Величину нагрузки, передаваемой на образец, определяют по результатам тарировки рычажного пресса, а силу, воспринятую дном прибора, измеряют динамометром. Для измерения последней компрессионный прибор 5 (рис. 29) (без дна) 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 верхней плите подставки 2.

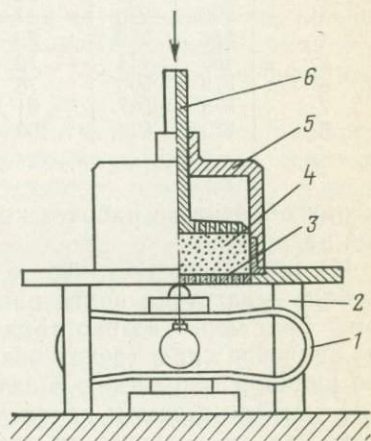


Рис. 29. Схема приспособления для определения бокового трения образца о рабочее кольцо компрессионного прибора

Результаты определения силы трения грунта о рабочее кольцо прибора заносят в тарировочный журнал (табл. 3) и учитывают при обработке опытных данных.

Автором книги установлено [22], 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 оправданно, 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. гл. 6, § 7) является изменчивость

Журнал определения сил трения образцов о рабочее кольцо прибора

Масса гирь на рычаге, кг	Грунт 2-57 (суглинок). Структура: нарушенная							
	P, H		Сила трения		P', H		Сила трения	
	P, H	P', H	H	%	P, H	P', H	H	%
	$d = 7\text{см}, h = 1\text{см}$				$d = 7\text{см}, h = 2\text{см}$			
1	87	83	4	4,6	86	88	—	—
2	194	159	35	17,8	184	165	19	10,3
3	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

трения образцов о рабочее кольцо по мере возрастания уплотняющей нагрузки.

Из табл. 3 следует, что в самом начале загрузки образцов внешняя нагрузка почти полностью воспринимается динаметром. По мере возрастания уплотняющей нагрузки абсолютное значение силы трения 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 увеличения 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, изменимость бокового трения образца обусловлена уплотнением грунта, а также характером изменимости избыточного давления в поровой воде во времени (см. § 7).

Принято считать [7], что влияние бокового трения сильно сжимаемых грунтов на их деформацию компенсируется суммой всех других неточностей и факторов, поэтому расхождение между рассчитанной по компрессионной кривой и наблюдаемой в натуре осадками может быть очень небольшим. 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 [40], общее боковое трение в конце первичной консолидации (см. § 5, 6) 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 [20] установили, что для стальных несмазанных колец диаметром $(4,7/16) \cdot 25,4$ мм и высотой $(1,1/2) \cdot 25,4$ мм трение на 25,4 мм высоты для глины нарушенного сложения из Мехико составляет 17% от приложенной нагрузки. В опытах К. Ло [20] боковое трение образца не превышает 10% от величины приложенной 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_h , который согласно «Руководству по проектированию оснований зданий и земляных сооружений» (М., Стройиздат, 1978) при коэффициенте пористости $1,05 \geq e \geq 0,45$ изменяется от двух до шести.

Чтобы подтвердить сказанное выше, отметим, что если компрессионный прибор и измерительные средства совершенно исправны, имеют достаточную точность и отсутствуют посторонние 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% [22, 34] 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 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; 4) уплотнение после предварительного водонасыщения под арретир — при отсутствии набухания [15, 22]. 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 поверхнос-

ти 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 фильтровальной 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 трубке — 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. гл. 4, § 3) и водопроницаемость грунта (коэффициент фильтрации) в различных состояниях его плотности — влажности.

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 незасолённый 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 (см. гл. 1, § 2) в условиях дополнительного замачивания. Когда грунт обладает свойством просадочности, по этой схеме определяют величину просадки, а когда грунт обладает свойством набухания, — зависимость набухания и давления набухания от величины начальной нагрузки.

Третья схема испытания применяется также для определения уплотнения набухающих грунтов после свободного набухания, а четвертая — давления свободного набухания и уплотнения под действием нагрузок, превосходящих это давление.

Порядок загрузки образцов. Загрузка образцов до заданной величины напряжения, которая должна превышать нагрузку по подошве фундамента проектируемого сооружения на величину массы грунта, мощностью в 1,5—2,0 раза превышающую ширину

фундамента (С. А. Роза, 1959 г.), осуществляется приложением ступенчато-возрастающих нагрузок. Величина ступени и интервал (скорость) приложения нагрузки зависят от физико-механических свойств грунта, его консистенции и назначения эксперимента. Отметим, что снижение скорости загрузки образцов лабораторный эксперимент приближает к условиям работы грунта в натуре и тем самым способствует повышению точности определения реальных характеристик его сжимаемости. Этому способствует также совпадение траекторий нагружения грунта в натуре и в лабораторных условиях.

В настоящее время нет единой методики нагружения образцов глинистых грунтов при компрессионных испытаниях. Применяются отличные друг от друга схемы нагружения, которые в основном отличаются выбором величины первой ступени нагрузки. Общим у многих из них является условие двукратного увеличения последующей ступени нагрузки по отношению к предыдущей с целью примерно одинакового уменьшения пористости грунта от действия каждой ступени и условие определения интервала его приложения.

М. Н. Гольдштейн (1952 г.) и Д. Тейлор (1954 г.) первую ступень 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 рекомендует величину этой ступени для слабых грунтов принимать равной 0,0125 МПа, для грунтов средней плотности 0,05 МПа, а плотных 0,1 МПа. В 1975 г. Н. С. Бирюков, В. Д. Казарновский и Ю. Л. Мотылев 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 продолжаются при двукратном увеличении последующей ступени нагрузки по отношению к предыдущей.

В. Д. Ломтадзе [15] придерживается другой схеме нагружения. Для слабых грунтов он применяет следующий порядок нагружения: 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; 0,6 МПа.

Для получения представления о характере изменчивости сжимаемости глинистого грунта в процессе его уплотнения рекомендуется [22] нагружение образцов осуществить в два этапа — до и после 0,3 МПа, равными для каждого этапа значениями ступеней нагрузки. На первом этапе нагружения рекомендуется сильносжимаемые глинистые грунты уплотнять ступенями 0,0125 МПа, среднесжимаемые — 0,025, а слабосжимаемые — 0,05 МПа. Во всех случаях на втором этапе ступени принимаются равными 0,1 МПа. При необходимости ступень нагрузки на первом этапе испытания можно снизить до 0,005 МПа или увеличить [20, 22].

Интервал приложения ступеней нагрузки при компрессионных испытаниях глинистых грунтов определяется условием стабилизации деформаций от действия предыдущей ступени. Последующая

ступень нагрузки прикладывается к образцу после условной стабилизации его деформаций, которая для образцов толщиной 2 см считается достигнутой, если ее скорость равна или менее:

для супесей	0,01 мм за 3 ч;
» суглинков и глин	0,01 мм за 12 ч.

Деформацию образцов замеряют мессурами-индикаторами часового типа с ценой деления 0,01; 0,002 или 0,001 мм сразу же после приложения ступени нагрузки ($t=0$), через 5, 10, 15, 30 мин, 1, 2, 3, 6 ч и каждые сутки до условной стабилизации. После завершения опыта прибор быстро разбирают, извлекают из него рабочее кольцо с образцом, определяют конечную влажность ω_f , а методом парафинирования (ГОСТ 5182—78) — конечную плотность ρ_f .

Данные о характеристиках физических свойств грунта до и после опыта, а также результаты испытания образца записывают в лабораторный журнал (табл. 4). Для построения кривой компрессии высотным методом по формуле (3.1) определяют коэффициенты пористости грунта для различных значений напряжения. Его конечное значение e_f сопоставляют с e'_f , определенным по прямому методу — по данным ρ_s , ρ_f и ω_f (см. табл. 4). Если их расхождение более 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 вычислять обратным методом — по соотношению (3.2).

Когда испытание образца выполнено по схеме 3, т. е. после полного водонасыщения, конечное значение коэффициента пористости грунта определяют также по выражению $e''_f = \omega_f \rho_s / \rho_w$ и сравнивают с e'_f . Их расхождение более чем на 5% говорит о неполном водонасыщении образца и нарушении условий опыта.

В примере, приведенном в табл. 4, разность между e_f и e'_f менее 5%. Следовательно, перерасчета коэффициентов пористости для различных σ_1 по соотношению (3.2) не требуется. Разность между $e'_f = 1,18$ и $e''_f = \omega_f \rho_s / \rho_w = 0,462 \times 2720 / 1000 = 1,25$ 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 (рекомпрессии) при его полной разгрузке и определением e_{fs} (см. рис. 25) по данным ω_{fs} , ρ_{fs} и ρ_s . Тогда e'_f можно определить по соотношению (3.1).

Определение коэффициента сжимаемости и модуля общей компрессионной деформации. По результатам обработки экспериментальных данных испытания образца (см. табл. 4) строят компрессионные кривые в координатах $\sigma_1—e_c$, $\sigma_1—e$ (рис. 30), вычисляют коэффициенты m_c по выражению (3.9) и модули общей компресси-

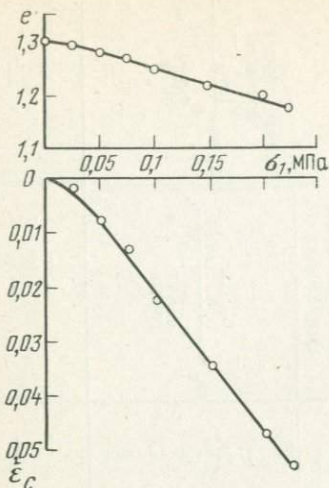


Рис. 30. Экспериментальные компрессионные кривые ленточной глины (см. табл. 4, опыт 1156) в координатах $e - \sigma_1$ и $\epsilon_c - \sigma_1$

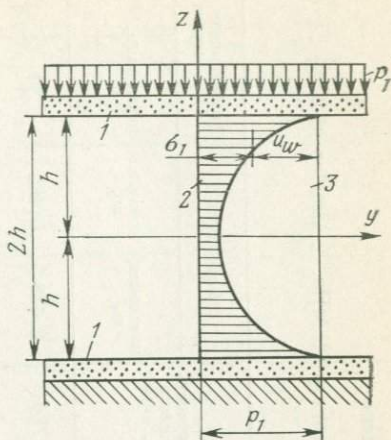


Рис. 31. Эпюры распределения внешней сплошной равномерно распределенной нагрузки p_1 между скелетом водонасыщенного грунта и поровой водой по глубине слоя $2h$ при одномерном уплотнении по теории фильтрационной консолидации: 1 — водопроницаемые (дренажные) слои; 2 и 3 — эпюры эффективного σ_1 и нейтрального u_w давлений

онной деформации E_c по закону Гука (3.12) для различных интервалов изменения напряжений (см. табл. 4).

При нелинейном законе компрессионной деформации кривую $\epsilon_c = \epsilon_c(\sigma_1)$ (см. рис. 30) можно аппроксимировать по одному из соотношений (2.55), (2.57) — (2.60), и, используя (3.6), деформацию ϵ_c выразить через измеряемость коэффициента пористости грунта. В приведенном в табл. 4 и на рис. 30 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.

§ 5. ТЕОРИЯ ФИЛЬТРАЦИОННОГО УПЛОТНЕНИЯ (КОНСОЛИДАЦИИ) К. ТЕРЦАГИ

В теории уплотнения слоя глинистого грунта под действием равномерно распределенной нагрузки p_1 (рис. 31), в основу которой положены определенные по компрессионной кривой (см. рис. 26) зависимость между нормальным напряжением и коэффициентом пористости (3.8) коэффициент фильтрации k , принимается (К. Терцаги, 1943 г.).

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 $\rho_0 = \frac{m_{гр}}{V}$	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 λ_1 , мм	Деформация образца Δh_c , мм	Относительная деформация $\epsilon_c = \frac{\Delta h_c}{h}$	Коэффициент			Модуль общей деформации $E_c = \frac{\sigma_{1,n+1} - \sigma_{1,n}}{\epsilon_{c,n+1} - \epsilon_{c,n}}$, МПа		
	дата	ч, мин					пористости		сжимаемости			
							$e = e_0 - \epsilon_c(1 + e_0)$	$e = e_f + \frac{\Delta h'_c(1 + e_f)}{h_f}$			$m_c = \frac{e_n - en + 1}{\sigma_{1,n+1} - \sigma_{1,n}}$, 1/МПа	
0,025	09.05.	10,30	0,000	0,000	0,000	0,000	1,300	—	—	—		
	1965 г.	11,30	0,105	0,062	0,043	0,002	1,295	—	—	—		
0,050		11,30	—	—	—	—	—	—	—	—		
		12,30	0,259	0,095	0,164	0,008	1,282	—	—	—		
0,075		12,30	—	—	—	—	—	—	—	—		
	10.05.	10,30	0,368	0,110	0,258	0,013	1,270	—	—	—		
0,10	1965 г.	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	4,43	
		0,125		10,30	—	—	—	—	—	—	0,48	4,63
			20.05	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		10,30	—	—	—	—	—	—	0,48	4,17		
	10.06	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	—	—	—		

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 (см. рис. 31) оттока отжатой из слоя грунта поровой воды (наличие дренажа у нижней и верхней поверхностей слоя);

5) применимость закона ламинарной фильтрации Дарси (3.31) о прямой пропорциональности скорости движения v свободной воды по порам грунта к разности напоров $H_1 - H_2$ и обратной пропорциональности к длине пути фильтрации l :

$$v = k \frac{H_1 - H_2}{l} = ki, \quad (3.31)$$

где i — градиент напора (гидравлический уклон);

6) неизменяемость в процессе уплотнения грунта коэффициента фильтрации $k = \text{const}$ и среднего значения коэффициента пористости e_m .

В теории 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 поровой воды, а длительность ее деформирования зависит только от скорости фильтрации. Тогда в любой момент времени t , на любой глубине z слоя (см. рис. 31) внешняя нагрузка складывается из эффективного давления σ_1 , возникающего в скелете грунта, и избыточного давления в поровой воде u_w , называемого нейтральным давлением

$$p_1 = \sigma_1 + u_w. \quad (3.32)$$

По мере возрастания эффективного давления имеет место постепенное уплотнение скелета грунта, а гидростатическое нейтральное давление не участвует в этом процессе.

При принятых условиях дифференциальное уравнение уплотнения слоя водонасыщенного глинистого грунта, вследствие фильтрации поровой воды под действием внешней нагрузки, 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 (3.32), 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 начальным и граничным условиям (3.37)

$$\begin{aligned} &\text{при } t = 0 \quad \text{и } 0 \leq z \leq h, \quad u_w = p; \\ &\text{при } 0 \leq t \leq \infty \quad \text{и } z = 0, \quad \partial u_w / \partial z = 0; \\ &\text{при } 0 \leq t \leq \infty \quad \text{и } z = h, \quad u_w = 0; \\ &\text{при } t = \infty \quad \text{и } 0 \leq z \leq h, \quad u_w = 0 \end{aligned} \quad (3.37)$$

определяется выражением избыточного давления в поровой воде слоя грунта толщиной $2h$ (см. рис. 31):

$$u_w = \frac{4}{\pi} p_1 \sum_{i=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{i} \exp\left(-\frac{C_v i^2 \pi^2}{4 h^2} t\right) \sin \frac{i \pi z}{2 h}. \quad (3.38)$$

Учитывая, что согласно (3.2) уменьшение толщины слоя грунта на величину $dS = \Delta h_c$ под действием эффективного давления $\sigma_1 = p_1 - u_w$ с учетом (3.8) примет вид

$$dS = \Delta h_c = \frac{e_0 - e}{(1 + e_0)} dz = \frac{m_c (p_1 - u_w)}{1 + e_0} dz, \quad (3.39)$$

осадку слоя h , залегающего на водонепроницаемом основании, во времени $S(t)$ определяем по соотношению

$$S(t) = \int_0^h \frac{m_c (p_1 - u_w)}{1 + e_0} dz = \frac{m_c}{1 + e_0} \left(p_1 h - \int_0^h u_w dz \right), \quad (3.40)$$

а учитывая (3.38), из (3.40) получим

$$S(t) = \frac{m_c p_1 h}{1 + e_0} \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{i=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{i^2} \exp\left(-\frac{C_v i^2 \pi^2 t}{4 h^2}\right) \right]. \quad (3.41)$$

При $t = \infty$ $u_w = 0$ $p = \sigma_1$ и поэтому выражение (3.41) совпадает с соотношением конечной осадки слоя (3.39).

Из (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 [10, 20, 35] выявляет очевидную неточность и недостаточную строгость ее основных исходных положений. Теория фильтрационного уплотнения игнорирует свойство ползучести скелета, которое (наряду с фактором фильтрации) оказывает решающее влияние на весь процесс деформации грунта во времени (Г. И. Покровский, К. Бюиссман, Г. Грей, Д. Тейлор и В. Мерчант, 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 глинистого грунта различной высоты (1 и 4 см) позволил Г. И. Покровскому в 1938 г. показать, что длительности протекания их деформаций мало отличаются друг от друга — высота образца практически не влияет на продолжительность уплотнения. Этот экспериментальный факт, который в дальнейшем получил подтверждение в работах многих ученых (см. гл. 4, § 3—5), находится в полном противоречии с приведенными выше положениями теории.

Несоответствие теории эксперименту было показано также в работе Д. Тейлора и В. Мерчанта (1940 г.) путем сопоставления экспериментальных и теоретических кривых деформация — время. Ими было установлено, что начиная с некоторого значения коэффициента пористости наблюдается возрастающее расхождение между указанными кривыми.

Из всего вышеизложенного следует, что длительность уплотнения слоя водонасыщенного глинистого грунта (ползучесть в целом) обусловлена двумя основными факторами: фильтрацией поровой воды и структурными и структурно-адсорбционными деформациями (по Н. Я. Денисову), названными Д. Тейлором и В. Мерчантом вторичной консолидацией, а В. А. Флориным — ползучестью скелета. Выражаясь словами Н. Н. Маслова (1955 г.), «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) и б) сопротивляемости деформации уплотнения породы за счет внутренних водно-коллоидальных связей (фактор вязкости). Под фактором вязкости понимается то сопротивление, которое препятствует перемещению частиц в породе».

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 нагрузки 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 начальной структуры грунта эта нагрузка в момент приложения

будет воспринята поровой водой частично или полностью. В первом случае скорость передачи нагрузки на поровую воду будет зависеть от скорости разрушения структуры грунта [20].

Эксперименты показывают, что в отличие от схемы Д. Тейлора и В. Мерчанта [40], факторы фильтрации и ползучести скелета водонасыщенного глинистого грунта действуют совместно с самого начала процесса его уплотнения (см. гл. 4, § 4). При этом протекающая во времени деформация уплотнения выражается некоторой интегральной кривой, названной автором книги кривой ползучести грунта в целом (см. гл. 1, § 2).

Резюмируя изложенное, можно 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 (кроме других факторов) является обязательным.

§ 6. ТЕОРИЯ ВТОРИЧНОЙ КОНСОЛИДАЦИИ

Первая попытка уточнения теории фильтрационной консолидации принадлежит Д. Тейлору и В. Мерчанту [40], которые уплотнение водонасыщенного глинистого грунта представили в виде двух процессов — первичной (фильтрационной) и вторичной (нефильтрационной) консолидаций. 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. 32 приведены компрессионные кривые, где ohd — соответствует первичной, odb — конечной консолидации при $t = \infty$. Если при нагрузке σ_1 первичной консолидации соответствует отрезок fh , то hc представляет собой вторичную консолидацию к некоторому моменту времени t .

Предполагаем, 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. 32 следует, что

$$(cd) = (fd) - (fc) = m_c (\sigma_1 - \sigma_{1,1}) + (e_1 - e). \quad (3.46)$$

Выражение (3.45) 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:

$$e = e_1 - m_c (\sigma_1 - \sigma_{1,1}) + (m_c - m'_c) (\sigma_1 - \sigma_{1,1}) e^{-a_s t} \quad (3.48)$$

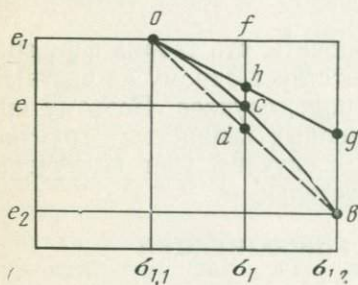


Рис. 32. Компрессионные кривые первичной (*ohg*) и конечной (*odb*) компрессии (уплотнения) при $t = \infty$. *fh* — первичная компрессия; *hc* — вторичная компрессия к моменту времени t ; *hd* — конечная вторичная компрессия ($t = \infty$) под действием σ_1

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:

$$\begin{aligned} \frac{\partial^2 \sigma_1}{\partial z^2} \left[\frac{k_m (1 + e)}{\gamma_w} \right] = & - \frac{\partial e}{\partial t} = a_s [m_c (\sigma_1 - \sigma_{1,1}) - (e - e_1)] + \\ & + [m_c - (m_c - m'_c) e^{-a_s t}] \frac{\partial \sigma_1}{\partial t}. \end{aligned} \quad (3.50)$$

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 г. [40].

Л. Шукле [40] показал, что вторичная консолидация согласно (3.47) протекает в соответствии с реологической моделью нерелаксирующего тела Кельвина — Фойхта;

$$\sigma_1 = E \epsilon_1 + \eta \frac{d \epsilon_1}{dt}. \quad (3.51)$$

Действительно, из (3.47) легко получить следующее соотношение вида (3.51):

$$\Delta \sigma_1 = - \frac{e - e_1}{m_c} - \frac{1}{a_s m_c} \frac{\partial e_s}{\partial t}, \quad (3.52)$$

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. [40] 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:

$$\frac{de}{d(\sigma_g + \sigma_b)} = -m_c, \quad (3.54)$$

$$\sigma_v = -\bar{\eta} \frac{de}{dt}. \quad (3.55)$$

Знак минус в (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 записать следующим образом:

$$du_w = -d\sigma_1 = -d(\sigma_g + \sigma_b) - d\sigma_v, \quad (3.56)$$

тогда выражение (3.33) можно представить в виде

$$\frac{\partial e}{\partial t} = -\frac{(1+e_m)}{\gamma_w} k \left[\frac{\partial^2 (\sigma_g + \sigma_b)}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 \sigma_v}{\partial z^2} \right] \quad (3.57)$$

или, учитывая (3.54) и (3.55), получим

$$\frac{\partial e}{\partial t} - C_v \frac{\partial^2 e}{\partial z^2} - C_v m_c \bar{\eta} \frac{\partial^3 e}{\partial z^2 \partial t} = 0, \quad (3.58)$$

где

$$C_v = \frac{k(1+e_m)}{\gamma_w m_c}. \quad (3.59)$$

Соотношение (3.58) является основным дифференциальным уравнением теории «В» Д. Тейлора [40].

§ 7. ТЕОРИЯ ОДНОМЕРНОГО УПЛОТНЕНИЯ ПОРИСТОЙ ПОЛЗУЧЕЙ ВОДОНАСЫЩЕННОЙ ГЛИНИСТОЙ ГРУНТОВОЙ МАССЫ

Уравнения состояния одномерного уплотнения скелета глинистых грунтов во времени. 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 — ползучестью скелета, при пренебрежимо малом влиянии фактора фильтрации. Очевидно, что в первом случае решение задач уплотнения относится к области теории фильтрационной консолидации (см. § 5), во втором — теории ползучести твердого деформируемого пористого тела (см. гл. 2, § 3), 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. [35]. В последнем случае решение задачи уплотнения сводится к решению смешанной задачи теорий ползучести и фильтрации.

Для решения задач уплотнения водонасыщенных глинистых грунтов необходимо знать кроме фильтрационных свойств закономерности ползучести их скелета. С этой целью могут быть использованы рассмотренные в гл. 2, § 3 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 [22].

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 [1,20].

Согласно теории старения (2.73) уравнение (3.6) одномерного уплотнения скелета глинистого грунта при нелинейной ползучести можно представить в следующем виде:

$$e_0 - e = [\sigma_1/E_{c,0} + C_c(t) \sigma_1^n] (1 + e_0) = \sigma_1 m_{c,0} + C_e(t) \sigma_1^n, \quad (3.60)$$

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; $E_{c,0}$ — модуль компрессионной сжимаемости скелета; e_0 — начальный коэффициент пористости грунта.

Соотношение (3.60) при теории упрочнения (2.98) записывается в таком виде:

$$e_0 - e = m_{c,0} \sigma_1 + \left\{ [x(\alpha + 1)]^{\frac{1}{\alpha+1}} \sigma^{\frac{\beta}{\alpha+1}} t^{\frac{1}{\alpha+1}} \right\} (1 + e_0). \quad (3.61)$$

Уравнения линейной (2.116) и нелинейной (2.132) теорий упругоползучего тела при одномерном уплотнении скелета глинистых

грунтов соответственно записываются в виде соотношений (3.62) и (3.63):

$$e(\vartheta_0) - e(t) = \sigma_1(\vartheta_0) \delta(t, \vartheta) + \int_{\vartheta_0}^t \frac{\partial \sigma_1(\vartheta)}{\partial \vartheta} \delta_e(t, \vartheta) d\vartheta, \quad (3.62)$$

$$e(\vartheta_0) - e(t) = \sigma_1(\vartheta_0) m_{c,0}(\vartheta_0) + F[\sigma_1(\vartheta_0)] C_e(t, \vartheta_0) + \int_{\vartheta_0}^t m_{c,0}(\vartheta) \frac{\partial \sigma_1(\vartheta)}{\partial \vartheta} d\vartheta + \int_{\vartheta_0}^t C_e(t, \vartheta) \frac{\partial F[\sigma_1(\vartheta)]}{\partial \vartheta} d\vartheta \quad (3.63)$$

или

$$e(\vartheta_0) - e(t) = \sigma_1(t) m_{c,0}(t) - \int_{\vartheta_0}^t \sigma_1(\vartheta) \frac{\partial}{\partial \vartheta} \delta_e(t, \vartheta) d\vartheta; \quad (3.64)$$

$$e(\vartheta_0) - e(t) = \sigma_1(t) m_{c,0}(t) - \int_{\vartheta_0}^t \sigma_1(\vartheta) \frac{\partial}{\partial \vartheta} m_{c,0}(\vartheta) d\vartheta - \int_{\vartheta_0}^t F[\sigma_1(\vartheta)] \frac{\partial C_e(t, \vartheta)}{\partial \vartheta} d\vartheta, \quad (3.65)$$

где σ_1 — эффективное напряжение; δ_e — изменяемость коэффициента пористости во времени при $\sigma_1 = 1$, т. е.

$$\delta_e = \delta_c (1 + e_0) = [1/E_{c,0}(\vartheta) + C_c(t, \vartheta)] (1 + e_0) \quad (3.66)$$

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 (§ 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. [35] рассмотрел задачу одномерного уплотнения водонасыщенной земляной среды в наиболее общем виде — с учетом следующих, ранее 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; 4) влияния молекулярно-связанной

воды в отношении перехода ее части в свободное состояние; 5) начального градиента напора i_0 , лишь при превышении которого могут возникнуть перемещения воды в порах грунта; 6) изменяемости коэффициента фильтрации; 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 свободного падения; ρ_w — плотность воды; e_m — среднее значение коэффициента пористости.

Дифференциальное уравнение одномерного фильтрационного уплотнения земляной массы В. А. Флориным представлено в следующем виде:

$$\begin{aligned} \frac{\partial e}{\partial t} + e_m \left(\frac{1}{K_w} - \frac{1}{K_s} \right) \frac{\partial u_w}{\partial t} = \\ = (1 + e_m) \frac{\partial}{\partial z} k \left(1 + \frac{1}{g \rho_w} \frac{\partial u_w}{\partial z} - i_0 \right), \end{aligned} \quad (3.69)$$

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 $g \rho_w = \gamma_w = \text{const}$, $k_m = \text{const}$ (k_m — средний 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. гл. 2, § 3), модуль мгновенной компрессионной деформации является величиной постоянной $E_{c,0}(\theta) = E_{c,0} = 1 + e_m/m_{c,0} = \text{const}$ и материал не обладает старением $\varphi(\theta) = \text{const}$ (2.120). В соответствии с изложенным выражение полной относительной деформации скелета с учетом (2.120) записано в виде

$$\delta_e(t, \theta) = m_{c,0} + \sum_{i=1}^n m_{c,i} [1 - \exp[-\Delta(t - \theta)]], \quad (3.71)$$

а соотношение (3.62) с учетом сжимаемости минеральных частиц грунта

$$e - e_0 = \frac{u_w - u_{w,0}}{K_s} - \sigma_1(\theta_0) \delta_e(t_1, \theta_0) - \int_{\theta_0}^t \frac{\partial \sigma_1}{\partial \theta} \delta_e(t, \theta) d\theta, \quad (3.72)$$

где $u_w - u_{w,0}$ — приращение давления 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):

$$e = e_0 - \sigma_{1,t=\infty} \left(m_{c,0} + \sum_{i=1}^n m_{c,i} \right) = e_0 - m_c \sigma_{1,t=\infty}. \quad (3.73)$$

Уравнение (3.70) с учетом (3.72) при $K_s = \infty$ можно представить в виде

$$\begin{aligned} \frac{\partial e}{\partial t} &= \frac{\partial}{\partial t} \left[-\sigma_1(\vartheta_0) \delta_e(t, \vartheta_0) - \int_{\vartheta_0}^t \frac{\partial \sigma_1}{\partial \vartheta} \delta_e(t, \vartheta) d\vartheta \right] = \\ &= \frac{(1+e_m)}{\gamma_w} k_m \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2}, \end{aligned} \quad (3.74)$$

а если учесть (3.71), то после несложных преобразований получим:

$$\begin{aligned} -m_{c,0} \frac{\partial \sigma_1}{\partial t} - \sigma_1(t) \sum_1^n m_{c,i} \Delta_i + \sum_1^n m_{c,i} \Delta_i^2 \int_{\vartheta_0}^t \sigma_1(\vartheta) \times \\ \times \exp[-\Delta_i(t-\vartheta)] d\vartheta = \frac{(1+e_m)}{\gamma_w} k_m \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2}. \end{aligned} \quad (3.75)$$

Если в (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:

$$\begin{aligned} m_{c,0} \frac{\partial^2 u_w}{\partial t^2} + \Delta (m_{c,0} + m_{c,1}) \frac{\partial u_w}{\partial t} = \\ = \frac{(1+e_m)}{\gamma_w} k_m \left(\Delta \frac{\partial^2 u_w}{\partial t^2} + \frac{\partial^3 u_w}{\partial z^2 \partial t} \right). \end{aligned} \quad (3.77)$$

В. А. Флориным [35] 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 отношения $k/\Delta m_{c,1}$. Когда это отношение равно бесконечности, избыточные давления в поровой воде равны нулю, а при равенстве нулю внешние нагрузки полностью передаются на поровую воду (кривая 1 на рис. 33). При промежуточных его значениях внешняя нагрузка воспринимается как поровой водой, так и скелетом грунта (см. кривую 2 на рис. 33). Полученные для напорных функций выражения при $\Delta = \infty$ тождественно совпадают с решением теории фильтрационной консолидации (3.38).

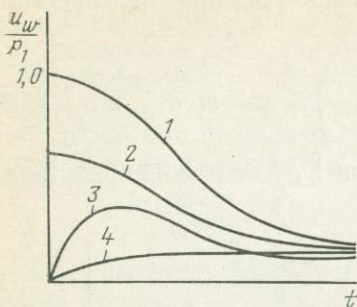


Рис. 33. Схематическое изображение опытных и теоретических кривых изменяемости во времени относительного избыточного давления в поровой воде u_w/p_1 :

1 — при уплотнении водонасыщенного грунта под действием $p_1 \gg \sigma_{1, str}$ 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 рассмотрены также задачи одномерного уплотнения водонасыщенных глинистых грунтов с учетом старения и нелинейной ползучести скелета согласно соотношению (3.63) нелинейной теории упруго-ползучего тела [1].

В. А. Флорин считал, что учет сжимаемости минеральных частиц и газосодержащей 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 [35], поскольку она оказывает весьма существенное влияние на перераспределение внешней нагрузки между скелетом и поровой водой. Эти и другие вопросы одномерного уплотнения водонасыщенных глинистых грунтов подробно рассмотрены в известной монографии В. А. Флорина [35].

В начале 60-х годов за рубежом появились новые работы, посвященные теории вторичной консолидации.

На V международном конгрессе по механике грунтов и фундаментостроению (Париж, 1961 г.) Тан Тьенг-ки [40] доложил решение задачи консолидации глин при совместном учете первичных и вторичных временных эффектов исходя из представления их скелета в виде максвеллова тела (см. гл. 2, § 2). Б. Хансен рассмотрел вопрос о совместном течении первичной и вторичной консолидаций, протекающих по логарифмическому закону, Л. Аплан предложил приближенное уравнение (без экспериментального подтверждения), позволяющее по кривой консолидации водонасыщенного грунта судить о поведении не полностью насыщенного водой грунта во времени. Г. А. Леонардс и П. А. Гиролт изучили влияние ступени нагрузки, 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 нагрузки к предыдущему ее значению.

Р. Гибсон и К. Ло в 1961 г. [40] 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-деформи-

руемой упруговязкой среды Гогенемзера — Прагера, представляющей собой последовательное соединение гуковой пружины с моделью Кельвина — Фохта. 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 (2.48) с экспоненциальным ядром, которое является частным случаем основного физического уравнения теории упруго-ползучего тела (2.116), ранее примененного для той же цели В. А. Флориным и автором книги в 1954 г. [20]. В целях уточнения этой теории К. Ло в 1961 г. [40] предложил обобщенную модель ползучести скелета глинистого грунта, представляющую собой последовательно соединенные через упругожесткий элемент модели линейного упруговязкого тела и тела Кельвина — Фохта.

Г. Уолс в 1962 г. [20] исследовал уплотнение ила ($I_p=0,75$; $\omega_L=1,33\div 1,38$; $\omega_0=1,0\div 1,35$) в кольцевых компрессионных приборах с жесткими стенками (высота образца 3,8 см, площадь 100 см²) при различных отношениях приращения давления к начальному с целью изучения первичной и вторичной консолидации. Он предложил реологическую модель, объединяющую процессы первичной и вторичной консолидации. Его выводы полностью совпадают с полученными ранее выводами С. А. Роза, С. Р. Месчяна (см. гл. 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 глинистых грунтов зарубежные ученые (в отличие от упомянутых в § 1 работ советских ученых) широко пользуются как простыми, так и сложными составленными ими реологическими моделями. Входящие в эти модели расчетные параметры определяют из эксперимента.

Очевидно, что в рассматриваемом случае наиболее рациональным является феноменологический подход к определению реологических процессов (см. гл. 1, § 1), который, следуя В. А. Флорину, положили в основу экспериментальных и теоретических исследований многие советские ученые.

В заключение отметим, что с подробностями рассмотренных выше теорий, а также с результатами решений более сложных задач можно познакомиться в монографиях К. Терцаги, Н. М. Герсеванова, В. А. Флорина и др., в трудах международных и региональных конгрессов, конференций и симпозиумов по механике грунтов и фундаментостроению, реологии грунтов, а также в многочисленных журнальных статьях. Что же касается работ по экспериментальной реологии одномерного уплотнения скелета глинистых грунтов, основной задачей которой является исследование закономерностей конечных (см. § 4), мгновенных и ползучих деформаций, то они будут (по мере возможности) рассмотрены в следующих главах второго раздела книги.

МЕТОДЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПОЛЗУЧЕСТИ СКЕЛЕТА ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ И ПРОВЕРКА ТЕОРИИ ОДНОМЕРНОГО УПЛОТНЕНИЯ

§ 1. ВВЕДЕНИЕ

Проверка применимости теорий уплотнения (см. гл. 3, § 5—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 нагрузок, построенных по полученным из решений задач соотношениям и данным замера этого давления различными методами (см § 3). Согласно изложенному выше (см. гл. 3, § 5), 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 внешней нагрузке $u_w = p_1$. В том случае, когда деформация грунта во времени обусловлена только ползучестью скелета, $n = 0$, поэтому и $u_w = 0$ при любом значении 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 [18], 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 $0 \leq n \leq 2$ [18, 20].

Следовательно, по величине показателя консолидации n можно судить о применимости теории фильтрационной консолидации к данному грунту, а по его изменяемости в процессе уплотнения получить представление о характере перераспределения внешней нагрузки между скелетом и поровой водой и изменяемости избыточного давления в ней 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 [20].

Метод проверки теории фильтрационной консолидации по величине n , определяемой испытанием образцов различной высоты, отличается предельной простотой и большой надежностью получаемых результатов в силу исключительного 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 нагрузки и характера ее перераспределения между скелетом и поровой водой автор книги широко пользовался показателем n . При этом для определения ползучести скелета, необходимость которого вытекает из условия раздельного рассмотрения влияния факторов фильтрации и ползучести скелета на процесс уплотнения грунта, в теории В. А. Флорина (см. гл. 3, § 7) использовано условие независимости длительности уплотнения и относительных деформаций одномерного сжатия от высоты образца.

§ 2. МЕТОДИКА ИСПЫТАНИЯ ОБРАЗЦОВ РАЗЛИЧНОЙ ВЫСОТЫ

Определение показателя уплотнения n по соотношению (4. 2) осуществляется по результатам испытания образцов-близнецов различной высоты под действием постоянной нагрузки. Как было сказано в (см. гл. 3, § 5), для этой цели Г. И. Покровский использовал результаты испытания образцов высотой 1 и 4 см, А. Г. Соколов [20] — 2; 3; 5 и 7 см при диаметре 7 см в условиях двустороннего движения отжимаемой из образцов поровой воды. Автор книги [20, 22] испытывал образцы высотой 1; 2 и 6 см при двух различных значениях диаметра — 7 и 21 см в условиях одностороннего движения отжимаемой из образца поровой воды (снизу вверх). Образцы испытывались на приборах М-2 и М-3.

Важнейшим методическим вопросом, возникающим при испытании образцов различной высоты, является учет влияния их бокового трения о рабочие кольца приборов на результаты опытов (см. гл. 3, § 4). Экспериментами установлено, что при одинаковой высоте ($h = 6$ см), но при различных диаметрах образцов ($d = 7$ и 21 см) кривые деформации — время существенно отличаются друг от друга (рис. 34). Например, для суглинка 2—57 (табл. 5) нарушенного сложения деформации образца диаметром 21 см на 30% больше деформаций 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. Причиной отмеченного выше уменьшения деформации образца является возрастание удельного сопротивления трению (отношения силы трения к уплотняющей нагрузке) по мере уменьшения диаметра образца.

Для получения представления о влиянии начального состояния грунта на деформацию образцов различной высоты на рис. 35 приведены результаты рассмотренных опытов для каждой ступени нагрузки в отдельности. Из рисунка видно, что максимальное отклонение деформаций образцов различных диаметров имеет место в начале загрузки — при текучей консистенции грунта

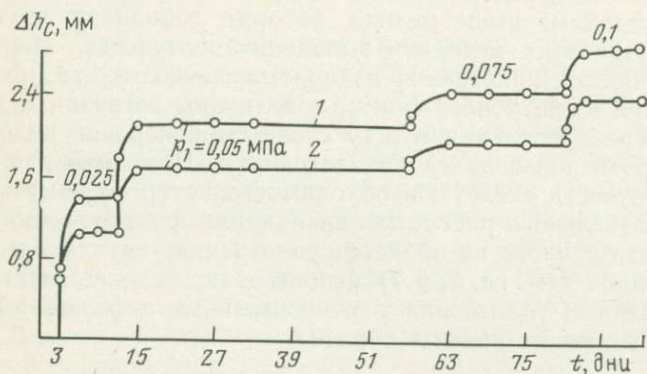


Рис. 34. Кривые $\Delta h_c - t$ геометрически неподобных образцов-близнецов суглинка 2—57, определенные при давлении, возрастающем ступенями $p_1 = 0,025$ МПа:

1 — $d = 21$ см, $h = 6$ см; 2 — $d = 7$ см, $h = 6$ см

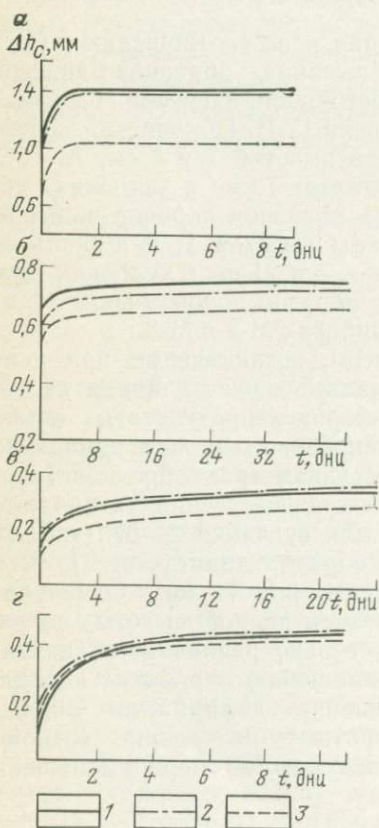


Рис. 35. Кривые $\Delta h_c - t$ геометрически неподобных образцов-близнецов суглинка 2—57 на разных ступенях p_1 (в МПа):

$a - 0-0,0125$; $б - 0,0125-0,0375$; $в - 0,0375-0,0625$; $г - 0,0625-0,0875$ МПа. 1 — $d = 21$ см, $h = 6$ см; 2 — $d = 7$ см, $h = 2$ см; 3 — $d = 7$ см, $h = 6$ см

Показатели физических свойств грунтов

Номер опыта	Размеры образца, см		Число образцов	ρ_s , кг м ³	ρ , кг м ³	w_0	Пределы пластичности		
	h	d					w_L	w_P	J_P
Суглинок 2—57									
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
Глина 4—57									
162—164	6	21	3	2700	1740	0,408	0,412	0,232	0,180
165—167	2	7	3	2700	1800	0,408	0,412	0,232	0,180
168—170	1	7	3	2700	1810	0,408	0,412	0,232	0,180
171—173	2	7	3*	2700	1790	0,408	0,412	0,232	0,180
Глина диатомитовая 5—57									
132—134	6	21	3	2590	1560	0,569	0,581	0,3223	0,2587
135—137	2	7	3	2590	1610	0,569	0,581	0,3223	0,2587
138—140	1	7	3	2590	1660	0,569	0,581	0,3223	0,2587
141—143	2	7	3*	2590	1620	0,569	0,581	0,3223	0,2587
Часовьярская глина 6—57									
84—85	6	21	2	2650	1590	0,5725	0,5907	0,212	0,3787
88—89	2	7	2	2650	1600	0,5725	0,5907	0,212	0,3787
Новошвейцарская глина 7—57									
180—182	6	21	3	2630	1540	0,6145	0,6437	0,3045	0,3392
183—185	2	7	3	2630	1580	0,6145	0,6437	0,3045	0,3392
186—188	1	7	3	2630	1590	0,6145	0,6437	0,3045	0,3392
189—191	2	7	3*	2630	1580	0,6145	0,6437	0,3045	0,3392

* Образцы испытаны при двустороннем движении отжимаемой воды.

(см. табл. 5), однако по мере уплотнения его отмеченное расхождение постепенно уменьшается и уже на четвертой ступени нагрузки достигает пренебрежимо малой величины. Это в основном можно объяснить уменьшением коэффициента бокового давления грунта по мере его уплотнения.

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 небольшой промежуток времени после момента нагружения практически совпадают (см. рис. 35) из-за их уплотнения при равных значениях удельного бокового трения. Следовательно, при исследовании влияния высоты образца на деформа-

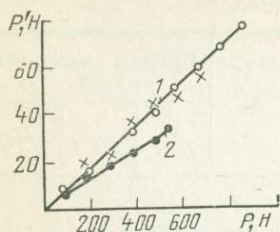


Рис. 36. Графики определения сил бокового трения образцов-близнецов суглинка 2—57 рабочих кольца приборов раз-
мерами:
1 — $d=7$ см, $h=1$ и 2 см; 2 — $d=$
 $=7$ см, $h=6$ см

(рис. 36). 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.

Данные, приведенные в табл. 6, показывают, что изменимость избыточного бокового сопротивления уплотнению суглинка имеет экстремальный характер, хотя его абсолютное значение все время возрастает. 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 часовъярской глины (см. табл. 6) практически не зависит от вели-

ционные свойства глинистых грунтов следует испытать геометрически подобные образцы.

В этой связи интересны данные (табл. 6) 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. 5).

Из приведенной таблицы видно, что избыточное боковое сопротивление образца суглинка высотой 6 см доходит до 32,5%. Это означает, что его уплотнение происходит под меньшей нагрузкой, чем уплотнение образца высотой 2 см

Таблица 6

Результаты определения избыточного бокового сопротивления образцов

Q, кг	P, h	$P', Н$		$P'', Н$		$P', Н$		$P'', Н$	
		$h=2$ см $d=7$ см	$h=6$ см $d=7$ см	$-P'', Н$	$-P'', \%$	$h=2$ см $d=7$ см	$h=6$ см $d=7$ см	$-P'', Н$	$-P'', \%$
Суглинок									
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	—	—
Глина часовъярская									

Примечание. Q — масса гирь на поддоне рычага; P — нагрузка, приложенная к образцу; P' — нагрузка, воспринятая образцом; $P' - P''$ — избыточное боковое сопротивление.

чины внешней нагрузки. 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.

§ 3. МЕТОДЫ И ПРИБОРЫ ИЗМЕРЕНИЯ ИЗБЫТОЧНОГО ДАВЛЕНИЯ В ПОРОВОЙ ВОДЕ

Для проверки теорий уплотнения (см. гл. 3, § 5—7) и исследования закономерностей ползучести скелета деформаций объема вообще, одномерного уплотнения в частности, а также определения прочности и длительной прочности (см. гл. 9, 12) водонасыщенных глинистых грунтов представляет большой интерес избыточное давление в поровой воде. Возникающее под действием уплотняющих нагрузок избыточное давление в поровой воде указанных грунтов является переменной во времени величиной, установление закономерностей изменяемости 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 [24, 29].

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 (в игле) воды; 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 [24, 29]:

- 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 [24]. 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 вы-

тесненная из пор грунта вода нарушает равновесие заполняющей капиллярную трубку воды или ртути, перемещая их в сторону манометра. Противодействием, создаваемым 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 ма-

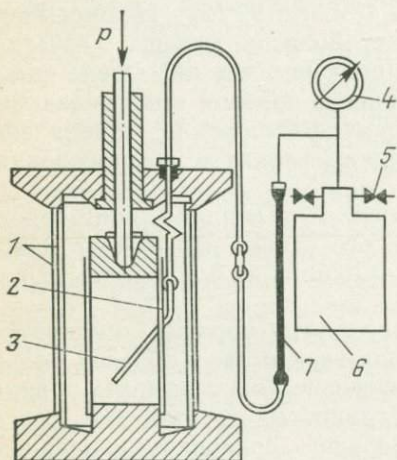
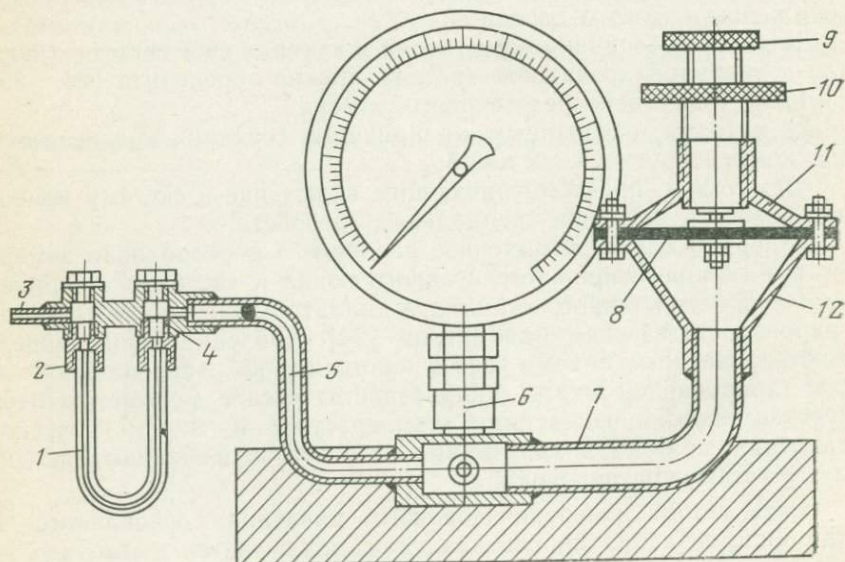


Рис. 37. Схема прибора для измерения избыточного давления в поровой воде u_w водонасыщенного глинистого грунта с пневматической компенсацией:

1 — цилиндр; 2 — резиновая оболочка; 3 — игла; 4 — манометр; 5 — регулировочный кран; 6 — баллон со сжатым воздухом; 7 — капилляр

Рис. 38. Схема прибора (компенсационного типа) для измерения избыточного давления в поровой воде глинистого грунта конструкции Ничипоревича — Мигина



нометра. В лабораторной практике для указанной цели чаще всего используется вода.

Схема устройства для уравнивания порового давления сжатым воздухом, предложенная Л. Бьеррумом [24, 29], приведена на рис. 37. Здесь давление в поровой воде уравнивается давлением сжатого в баллоне воздуха, замеряемого 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. 38. Конструкция прибора разработана А. А. Ничипоровичем и С. И. Мигиным, усовершенствована В. М. Павилонским [24]. 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 вставляется 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, лишней 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.

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 г.). Принцип определения избыточного давления в поровой воде использован также в приборах конструкции ДИИТ [7], З. Г. Тер-Мартirosяна [24] и др.

Методы создания противодействия массой столба ртути и расширения масла при нагреве в лабораторной практике не получили широкого применения ввиду 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 существенных недостатков. Эти методы измерения порового давления подробно изложены в книге А. Бишопа и Д. Хенкеля.

§ 4. ВЛИЯНИЕ ВЫСОТЫ ОБРАЗЦА НА УПЛОТНЕНИЕ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ И МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПОЛЗУЧЕСТИ ИХ СКЕЛЕТА

Автором книги в 1958—1959 гг. [20, 22] был выполнен большой цикл экспериментальных исследований по определению влияния высоты образца на уплотнение ряда достаточно различных по составу и свойствам глинистых грунтов нарушенного сложения текучей консистенции (см. табл. 5.). 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. гл. 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. гл. 3, § 4), это не оказало заметное влияние 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. 39 показаны начальные участки кривых ползучести суглинки (см. табл. 5), полученных от действия четырех последовательно приложенных ступеней нагрузки.

Рассмотрение результатов опытов показывает, 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 или располагаются параллельно друг 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 скоростей уплотнения грунтов. В то же время кривые уплотнения образцов высотой 1 и 2 см при одностороннем и двустороннем отжатии поровой воды практически совпадают в виду равенства длин путей их фильтрации. И поскольку отмеченное выше расхождение между кривыми уплотнения образцов различной толщины связано с масштабным эффектом (обусловленным фактором фильтрации), период времени, в течение которого наблюдается влияние этого эффекта на процесс уплотнения, принято называть (преимущественно в зарубежной литературе) «периодом фильтрационной консолидации» [22, 35, 40].

Условие независимости деформации от высоты образца считается достигнутым [20, 22], если: 1) кривые уплотнения после периода «фильтрационного уплотнения» t^1 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. Очевидно, что, начиная с момента сливания или параллельного расположения кривых уплотнения образцов различной высоты, про-

цесс отжатия из грунта поровой воды можно считать практически законченным. 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 или ползучести скелета [7, 20, 40] или просто вторым периодом уплотнения t^I [20, 22].

На рис. 35 и 39 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. 5) высотой 1 и 2 см длительность t^I при первой ступени нагрузки 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 нагрузки к другой. Например, если t^I на первой ступени нагрузки для этого же грунта ($h=1$ и 2 см) равна 4 ч, а на второй ступени $t^I=2\div 3$ ч, то на третьей и четвертой ступенях она едва достигает 30 мин. Такая же картина наблюдается при испытании других грунтов. Очевидно, что уменьшение t^I связано с увеличением плотности 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 выжимания из них поровой воды, в табл. 7 приведены некоторые значения показателя n , вычисленные по кривым уплотнения, определенным при испытании образцов высотой 2 и 6 см при одном, произвольно взятом значении деформации.

Анализ данных табл. 7 показывает, что в зависимости от свойств испытанных грунтов показатель n на первых двух ступенях

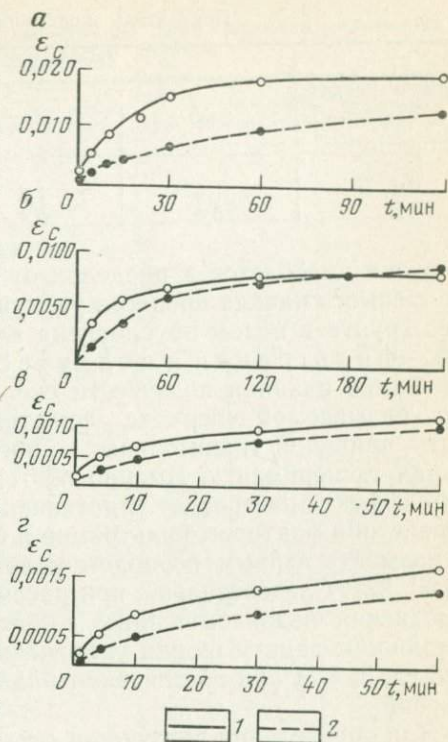


Рис. 39. Начальные участки кривых ϵ_c-t образцов суглинка 2—57 разных размеров на различных ступенях ρ_1 (в МПа):

$a-0-0,0125$; $б-0,0125-0,375$; $в-0,375-0,625$; $г-0,625-0,0875$ МПа; 1— $d=7$ см, $h=2$ см; 2— $d=21$ см, $h=6$ см

Показатель консолидации грунтов

Степень напря- жения	Показатель консолидации для грунта			
	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

нагрузки колеблется в пределах 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. 8). 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 является периодом совместного действия факторов фильтрации и ползучести скелета и его следует называть первым периодом уплотнения (объемной ползучести) t^I [20, 22]. Следовательно, при рассмотрении вопросов длительного уплотнения водонасыщенных глинистых грунтов следует решить смешанную задачу теории уплотнения в постановке В. А. Флорина (см. гл. 3, § 7) при обеспечении надлежащих начальных и краевых условий.

Для определения ползучести скелета, т. е. выделения ползучести скелета из общего процесса деформирования, следует стремиться к предельно возможному уменьшению первого периода уплотнения. 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 грунта при его вырезке из монолита.

Из табл. 8 видно, что t^I предварительно неуплотненных образцов глинистых грунтов нарушенного сложения толщиной 2 см для первых ступеней нагрузки, равных (за исключением грунта 2—57) 0,025 МПа, колеблется в пределах от 1 до 4 ч, а деформации составляют $\epsilon_c^I = 13,3—89\%$ 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 иметь: $t^I = 0,25 \div 2$ ч; $\epsilon_c^I = 22,0 \div 48,1\%$. 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 соответственно уменьшатся в четыре и два раза. Имея в виду, что первый период уплотнения в значительной степени обусловлен ползучестью скелета

Продолжительность и величина деформации двух периодов уплотнения образцов различных грунтов

Степень напря- жения	$\Delta \sigma_1$, 10 МПа	Период наблюдения, ч	t^I , ч, при высоте образца (см)		ϵ_c^I , %, при вы- соте образца (см)		ϵ_c^{II} , %, при вы- соте образца (см)	
			2	6	2	6	2	6
Суглинок 2—57								
I	0,125	216	—	12	—	90,5	—	9,5
II	0,25	1056	—	4	—	72,8	—	27,2
III	0,25	576	—	0,5	—	15	—	85
IV	0,25	264	—	0,5	—	14	—	86
Глина 4—57								
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
Диатомитовая глина 5—57								
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
Часовъярская глина 6—57								
I	0,25	576	—	288	—	96,2	—	3,8
II	0,25	696	—	192	—	92,3	—	7,7
Новошвейцарская глина 7—57								
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

($n_m \leq 1$), доля влияния фактора фильтрации будет пренебрежимо малой. Поэтому с достаточным основанием можно считать, что с самого начала испытания образцов высотой 2 см, предварительно уплотненных бытовым давлением $\sigma_{1,0} = 0,05$ МПа, практически уплотнение полностью обусловлено ползучестью скелета грунтов.

Очевидно, что если в указанных выше наиболее неблагоприятных для эксперимента условиях ползучести скелета глинистых грунтов можно определить испытанием образцов высотой 2 см при двустороннем отжатии поровой воды, то ползучесть скелета всех

их других разновидностей (независимо от сложения, состояния влажности и плотности) можно определить испытанием образцов таких же размеров при тех же условиях дренирования. Более того, когда степень влажности малосжимаемых и среднесжимаемых глинистых грунтов $S_r \leq 0,95$, а сильносжимаемых $S_r \leq 0,8$, то при определении ползучести скелета в пределах обычно действующих нагрузок (0,3—0,5 МПа) высоту испытываемого образца можно не ограничивать. В этом случае деформация ползучести скелета тождественно равна ползучести образца в целом.

Вопросы влияния высоты образца на одномерное уплотнение водонасыщенных глинистых грунтов изучались также А. Г. Соколовым в 1958 г., Е. И. Медковым в 1960 г., Н. Н. Масловым и Ле Ба Лыонгом в 1972 г. В работе А. Г. Соколова [20] рассмотрены результаты испытания тяжелой супеси, диатомитовой и бентонитовой глин. Результаты опытов и сделанные по ним А. Г. Соколовым выводы полностью совпадают с выводами автора книги и тем самым подтверждают их правильность. В этой работе опыты выполнены без соблюдения условия геометрического подобия образцов различной высоты и не приведены данные о величине и изменчивости показателя консолидации грунтов в процессе уплотнения.

Е. И. Медковым в 1960 г. проведено много серий испытаний образцов различной высоты пластичных и сыпучих грунтов. В каждой серии опытов испытаны по три образца диаметром 5,5 см при высоте 2,75; 5,5 и 11,0 см, а по полученным результатам определены показатели консолидации n и произведена проверка справедливости соотношения (3.42) для этих грунтов. По значениям n , вычисленным для двух ступеней нагрузки для образцов, испытанных при одностороннем дренаже и величине степени уплотнения $U=90\%$, установлено (табл. 9), что $n \neq \text{const}$, а его предельное значение может быть и больше двух.

Таблица 9

Показатели консолидации n , полученные Е. И. Медковым

Наименование грунта и номер опыта	Степень давле- ния, МПа	Значение n при		
		h_2/h_1	h_3/h_1	h_3/h_2
10 Глина мягкопластичная, опыт	0,0—0,05	1,58	1,42	1,42
	0,05—0,1	0,64	1,50	2,03
Глина тугопластичная, опыт 12	0,0—0,28	2,25	2,50	2,75
	0,28—0,48	1,82	2,23	2,63

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 грун-

тов, не получал для n величину, большую двух. Надо полагать, что на полученные Е. И. Медковым результаты повлияло несоблюдение условия геометрического подобия образцов различной высоты и в связи с этим их избыточное боковое трение о резиновую оболочку стабилметра его конструкции. В его работах [20] не приводятся данные, позволяющие судить о величинах указанных погрешностей.

Н. Н. Маслов и Ле Ба Льюнг в 1972 г. исследовали изменимость показателя консолидации n образцов различной высоты ($h=4,2; 6,3; 8,3$ и $10,7$ см при $F=60$ см²) четырех глинистых грунтов нарушенного сложения текучепластичной консистенции в зависимости от влажности. Для определения n ими использованы данные о временах t_1, t_2 и т. д., достижения образцов высотой h_1, h_2 и т. д. 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 , по Н. Н. Маслову ($\alpha=1-B$, где B — показатель консистенции по СНиП 11-15-74). Эти данные еще раз подтвердили полученные ранее другими учеными результаты о зависимости показателей n и t^I водонасыщенных глинистых грунтов от изменчивости их состояния в процессе уплотнения и неточность полученных Е. И. Медковым значений для n .

Для определения продолжительности первого периода уплотнения t^I , деформаций фильтрационного уплотнения и ползучести скелета С. А. Роза и А. И. Котов в 1956 г. [20] замерили избыточные давления в поровой воде водонасыщенных глинистых грунтов нарушенного сложения гидроаэростатическими манометрами (см. гл. 4, § 3) при испытании образцов диаметром 50 см в условиях одностороннего дренирования (табл. 10).

Таблица 10

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	J_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—3·10 ⁻⁹	14,0
4	36	49	15	2670	0,22	0,17	0,05	7—20·10 ⁻⁹	20,4

Экспериментами установлено (табл. 11), что при последовательном нагружении образцов ступенями нагрузки порядка 0,05 МПа изменяется коэффициент передачи давления на поровую воду. Наибольшее значение этого коэффициента (около единицы) соответствует первой, а наименьшее — последней ступени нагрузки (0,2 для грунта 2; 0,42 — для грунта 4). Установлено также, что срабатывание избыточных напоров в порах образцов происходит мед-

леннее теоретического, а продолжительность «фильтрационного уплотнения» является функцией плотности грунта.

Таблица 11

Результаты испытания грунтов

Номер грунта	ρ_1 , МПа	Время			ϵ_c^{II} , %
		t , ч	t^I , ч	t^I , %	
2	0,56	71	9	80	4
	0,156	118	3	69	8
	0,256	194	2	55	22
	0,356	530	1	37	41
3	0,03	289	50	90	4
	0,056	214	20	84	10
	0,156	789	10	75	13
4	0,054	1058	8	80	7
	0,106	3500	—	4	42

Результаты, полученные С. А. Роза и А. И. Котовым ранее, полностью согласуются с данными автора книги и других исследователей, полученными путем испытания образцов различной высоты.

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 [22], при нарастании давлений ступенями, величины которых в разных опытах равны 0,187; 0,2; 0,379; 0,561 и 0,74 МПа (после предварительного уплотнения нагрузками 0,025÷0,1 МПа), время затухания избыточного давления в поровой воде образцов грунта нарушенного сложения при одностороннем дренировании изменяется в пределах 3—5 ч. Несколько большие значения t^I , по сравнению с данными автора книги, можно объяснить частичным или полным разрушением структуры испытанного грунта под действием достаточно больших нагрузок. Для определения t^I В. И. Сипидиным [22] использован метод фиксации момента времени резкого падения скорости деформации и избыточного давления в поровой воде.

К сказанному выше добавим, что при небольшой структурной прочности грунта его загрузку большими ступенями нагрузки способствует сокращению сроков затухания порового давления вследствие высокого значения последнего и лавинного разрушения структуры.

В заключение отметим, что Д. Тейлор и А. Казагранде предложили методы для определения коэффициентов фильтрации k и консолидации C_v (3.35) по результатам компрессионных испытаний 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 C_v и k в соотношение (3.41) вводится следующее обозначение:

$$T_v = \frac{C_v t}{h^2}. \quad (4.3)$$

Из (4.3) с учетом (3.35) получаются следующие формулы для определения C_v и k (Харр, 1971):

$$C_v = (T_v/t) h^2; \quad (4.4)$$

$$k = (C_v \gamma_w m_c)/(1 + e), \quad (4.5)$$

где T_v — коэффициент времени (безразмерный), определяемый по теоретической зависимости $U = U(T_v)$; h — половина толщины испытываемого грунта при двусторонней 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.

Как было показано выше, при испытании на компрессию стандартных образцов высотой 2 см в условиях двустороннего дренирования процесс длительного деформирования под действием нагрузок, 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 [20].

§ 5. ПОЛЗУЧЕСТЬ ОБРАЗЦОВ ПРИ СВЕРХНИЗКИХ НАГРУЗКАХ

Из практики гидротехнического строительства известно, что плотины из грунтовых материалов возводятся со скоростью 0,09—0,4 м/сут, что соответствует нарастанию внешнего давления от 0,002 до 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 низких и сверхнизких нагрузках представляет большой научный и практический интерес.

Вопрос о влиянии скорости загрузки на деформацию грунтов еще в 1936 г. рассмотрел К. Лангер, который показал, что чем

ниже темп загрузки, тем меньше деформация. К аналогичному выводу пришел и Н. Я. Денисов [10], 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 Е. Н. Котов установили, что при достаточно медленном нарастании нагрузки фильтрационное уплотнение не будет иметь значения, и осадка грунта будет в основном вызвана деформацией ползучести скелета. Исследование влияния темпов нарастания внешней нагрузки на величину порового давления при сравнительно высоких значениях выполнено В.М. Павилонским (см. § 4). В докладе Г. А. Леонардса и П. А. Гиrolта (Труды V международного конгресса по механике грунтов и фундаментостроению. Париж, 1961 г.) приведены результаты экспериментального исследования влияния величины ступени нагрузки и бокового трения образца о рабочее кольцо прибора на процессе одномерной консолидации. Установлено, что характер кривой деформации — логарифм времени зависит от отношения приращения нагрузки к предыдущей нагрузке и только при его больших значениях (для глин Мексико-Сити величина этого соотношения равна двум) рассеивание порового давления протекает по теории фильтрационной консолидации К. Терцаги.

Вопрос влияния способа загрузки на деформации ползучести глинистых грунтов в 1956—1959 гг. изучал и автор [20]. Им, в частности, установлено, что медленное ступенчатое нагружение 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 фактора на ползучесть водонасыщенных глинистых грунтов нарушенного сложения в состоянии пасты текучей и текучепластичной консистенций при сверхнизких значениях ступеней нагрузки, полученные автором совместно с Н. Г. Ахназаряном в 1962 г. [20].

Испытаны образцы суглинка ($w_0=0,345$; $S_r=0,97$), глины № 4—57 ($w_0=0,427$; $S_r=0,95$) и часовъярской глины ($w_0=0,63$; $S_r=0,98$). Для определения характера уплотнения грунтов (см. табл. 5) и факторов, обуславливающих этот процесс, как и ранее (см. § 1—3), использована методика сопоставления кривых ползучести геометрически подобных образцов высотой 2 и 6 см, полученных при одностороннем дренаже. Образцы испытаны на ползучесть под действием возрастающих ступенями (0,00025 и 0,005 МПа) давлений, после предварительного их уплотнения в течение 11—30 дней под давлениями 0,0125 и 0,025 МПа при трехкратном повторении опытов. Точность замера деформаций 0,002 мм.

На рис. 40 показаны кривые ползучести часовъярской глины для отдельных ступеней нагрузки, а также схема ее загрузки. На

этом рисунке для наглядности даны абсолютные значения деформаций, приведенные к высоте 2 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. Что же касается отдельных случаев, где кривые ползучести расходятся больше, чем точность измерения деформаций, то доказано, что оно является результатом 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. 40), то кривые, построенные по усредненным значениям трех образцов высотой 6 см, будут 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. гл. 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 выводом 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. 5), 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 $t^I=4$ ч, а во втором случае $t^I \cong 0$. При испытании глины 4—57 и часовъярской глины (после предварительного уплотнения давлениями $0,025$ МПа) под действием $0,025$ МПа t^I образцов ($h=6$ см) соответственно равны 24 и 192 ч (см. табл. 8), тогда как при $p_1=0,005$ и $0,0025$ МПа — $t^I \cong 0$.

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 [22] 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

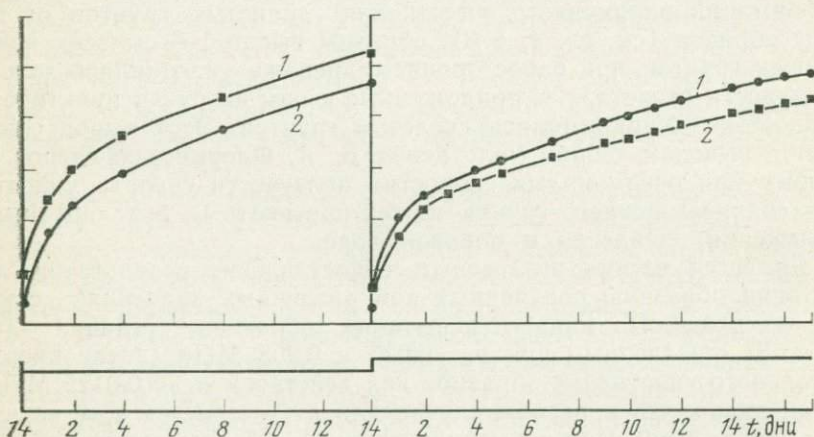
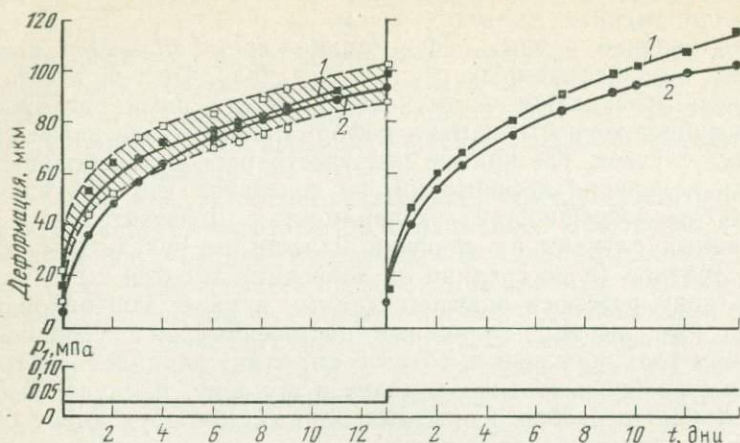


Рис. 40. Кривые общей ползучести геометрически подобных образцов часовъярской глины 6—57 нарушенного сложения на различных ступенях нагрузки: 1 — $d=7$ см, $h=2$ см; 2 — $d=21$ см, $h=6$ см

ступени нагрузки 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.

§ 6. ХАРАКТЕР ИЗМЕНЯЕМОСТИ ИЗБЫТОЧНОГО ДАВЛЕНИЯ В ПОРОВОЙ ВОДЕ И ПОКАЗАТЕЛЯ ОДНОМЕРНОЙ КОНСОЛИДАЦИИ

При уплотнении водонасыщенных глинистых грунтов в условиях одномерного уплотнения В. М. Павилонским в 1959 г. [22], Я. Л. Коганом [20] и в 1960 г. В. П. Сипидиным [22] был обнаружен экстремальный характер изменчивости во времени (см. рис. 33, кривая 3) избыточного давления в поровой воде. Аналогичные результаты в дальнейшем были получены Р. А. Спенсом и Т. Е. Глинном, Р. В. Витманом и др. [20]. Были высказаны и сомнения относительно этого явления [20]. Чтобы проверить справедливость экстремального характера изменчивости порового давления, автором книги использованы результаты испытания образцов различной высоты и построенные на их основе кривые изменчивости показателя консолидации n в зависимости от степени уплотнения первого периода деформирования U^* ($U^* = \varepsilon_{ct}/\varepsilon_c$, где ε_c — конечная деформация периода t^1).

На примерах испытания суглинка, диатомитового грунта и новошвейцарской глины (см. табл. 5) проследим за изменением показателя n с самого начала загрузки образцов высотой 2 и 6 см, результаты которых были рассмотрены в §4.

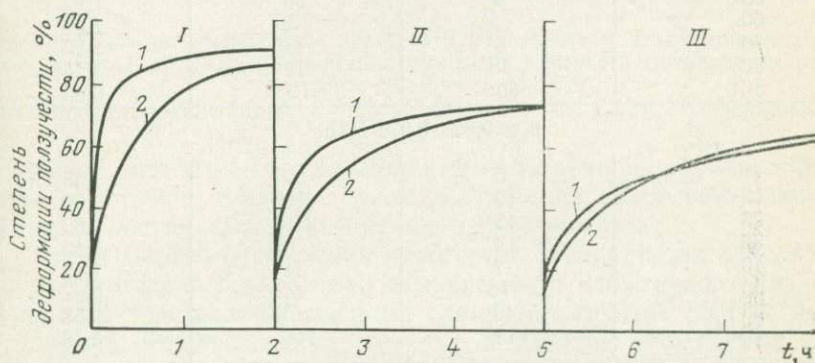


Рис. 41. Изменяемость степени деформации ползучести во времени геометрически подобных образцов водонасыщенного диатомитового грунта 5—57 на различных ступенях Δp_1 (в МПа):

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. 41 показаны кривые изменчивости во времени степени уплотнения, в табл. 12 приведены данные опытов и расчет показателя n для различных состояний диатомитового грунта, а на рис. 42 — кривые $n = n(U^*)$ трех указанных выше грунтов. Анализ данных, приведенных в табл. 12, а также графики на рис. 42 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 уплотнения грунтов наблюдается существенное уменьшение n , что свидетельствует об уменьшении доли влияния фактора фильтрации и возрастании роли ползучести скелета в первом периоде деформирования. Обращает на себя внимание и тот факт, что в ряде случаев в самом начале загрузки процесс уплотнения водонасыщенных грунтов протекает без заметного повышения давления в поровой воде ($n=0$).

Таблица 12

Показатели консолидации n диатомитового грунта

Степень уплотнения, %	Время деформирования при высоте образца		n
	2 см	6 см	
$p_1 = 0,025 \div 0,05$ МПа			
20	7"	25"	1,16
25	17"	75"	1,34
30	30"	150"	1,46
40	90"	600"	1,72
50	2'	16'	1,92
60	5'	26'	1,50
70	8'	42'	1,50
80	18'	72'	1,26
86	60'	120'	0,63
$p_1 = 0,05 \div 0,075$ МПа			
11	5"	30"	1,63
15	10"	90"	2,00
20	45"	250"	1,55
30	2,4'	12'	1,42
40	7'	24'	1,12
50	16'	44'	0,92
60	40'	76'	0,58
70	118'	146'	0,188
$p_1 = 0,075 \div 0,1$ МПа			
9	5"	5"	0,00
10	7"	20"	0,95
15	50"	165"	1,08
23	265"	600"	0,93
30	9'	19'	0,79
40	29'	40'	0,29
45	48'	55'	0,12
50	72'	76'	0,045
54	136'	136'	0,00

Экстремальный характер изменяемости избыточного давления в поровой воде u_w и вследствие этого показателя консолидации n всецело обусловлен отношением внешней нагрузки к величине структурной прочности грунта. Если бы ступени нагрузки были значительно выше структурной прочности испытанных грунтов,

повышение порового давления до максимума протекало бы практически мгновенно. Следовательно, в зависимости от указанного выше отношения и содержания газа в поровой воде уплотнение грунта может протекать с «мгновенным» повышением порового давления до максимума (см. рис. 33), 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

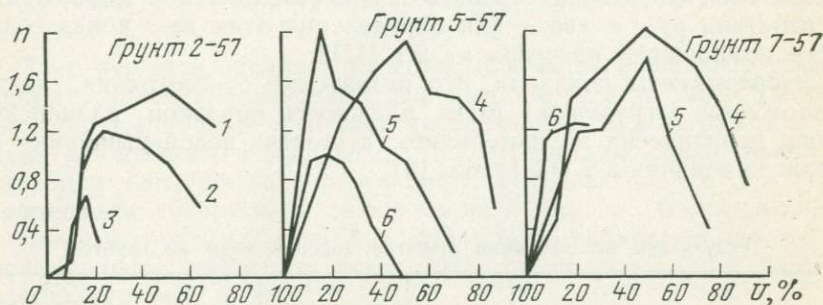


Рис. 42. Кривые изменчивости показателя уплотнения n в зависимости от степени уплотнения U трех различных грунтов нарушенного сложения на разных ступенях действия p_1 (в МПа):

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

закрытой системы — без возможности отжатия из грунта поровой воды — поровое давление после достижения некоторой величины остается постоянным в течение всего эксперимента.

Таким образом, сомнения некоторых специалистов относительно экстремального характера изменчивости избыточного давления в поровой воде водонасыщенных глинистых грунтов [20] не имеют основания. Результаты, изложенные в работах упомянутых выше авторов, не только не расходятся, во всяком случае качественно, с современными представлениями о природе уплотнения водонасыщенных глинистых грунтов [10], но еще раз показывают их справедливость. Погрешности в опытах В. П. Сипидина и др. безусловно, имелись, однако они не были настолько значительными, чтобы изменить качественную картину характера изменчивости порового 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 удаления поровой воды.

В связи с изложенным выше представляет определенный интерес исследование отжатия поровой воды и изменяемости степени водонасыщения из стандартных образцов разданской ($\rho_s = 2680$ кг/м³; $w_0 = 0,424$; $I_p = 0,18$) и часовьярской глин ($\rho_s = 2650$ кг/м³; $w_0 = 0,635$; $I_p = 0,379$), выполненное автором совместно с Э. М. Маркарян. Образцы в состоянии пасты текучей консистенции были подвергнуты предварительному уплотнению под действием $p_{1,0} = 0,1; 0,224; 0,4$ и $0,8$ МПа в течение 41—60 дней. Под действием указанных нагрузок образцы-близнецы уплотнены по четыре, 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 нагрузок на $0,1$ МПа.

Эксперименты показали, что независимо от состояния, после приложения нагрузки $0,1$ МПа, влажность образцов разданской глины практически не изменилась, а степень водонасыщения не достигла величины $S_r = 1$ (табл. 13).

Таблица 13

Результаты исследования отжатия поровой воды из грунтов

Грунт	$p_{1,0}$ 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	0,93	0,93
	0,4	0,305	0,308	0,915	0,903	0,88	0,92
	0,8	0,278	0,273	0,83	0,85	0,90	0,86
Глина часовьярская	0,1	0,485	0,433	1,39	1,18	0,92	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	0,86	0,95	0,99

Уплотнение высокопористой слабой часовьярской глины протекало 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 доказали возможность уплотнения газосодержащего водонасыщенного глинистого грунта без отжатия поровой воды. Очевидно, что в этом случае процесс уплотнения протекает без участия фактора фильтрации.

В смысле учета влияния заземленного в водонасыщенном глинистом грунте газа на процесс его уплотнения представляет особый интерес полученное В. А. Флориным [35] решение задачи одномерного уплотнения слоя рассматриваемого грунта без учета ползучести скелета. Дифференциальное уравнение уплотнения 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 в отличие от (3.77) частично передается на скелет, а частично на поровую воду. Установлено, что при трехпроцентном содержании защемленного 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 при $S_r = 1$ впервые теоретически был изучен в 1961 г. Н. Н. Веригиным при решении задачи одномерного фильтрационного уплотнения глинистого грунта без учета ползучести скелета. Уравнение (3.36) указанной теории решено при условии полной передачи внешней нагрузки к скелету грунта в момент ее приложения $u_w(z, t = 0) = 0$. Аналогичные результаты получены в 1965 г. Л. Барденом [40] 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 $\sum m_{c,i} = m_{c,1}$ 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 ее изменяемости во времени.

Поставленную В. А. Флориным задачу об одномерном уплотнении слоя водонасыщенного глинистого грунта при одновременном учете сжимаемости газосодержащей поровой воды и наследственной ползучести скелета (3.64) также решил в 1965 г. З. Г. Тер-Мартirosян [38]. Соотношение (3.69) в предположении $K_s = \infty$, $k = \text{const}$ 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

$$\begin{aligned} (m_{c,0} + e_m a_w) \frac{\partial^2 u_w}{\partial t^2} + \Delta (m_{c,0} + e_m a_w + m_{c,1}) \frac{\partial u_w}{\partial t} = \\ = \frac{k(1+e_m)}{\gamma_w} \left(\frac{\partial^3 u_w}{\partial z^2 \partial t} + \Delta \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2} \right); \end{aligned} \quad (4.11)$$

$$a_w = - \frac{1}{V_w} \frac{dV_w}{du_w} = \frac{1 - S_r}{p_a}, \quad (4.12)$$

где $a_w = 1/K_w$ — 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 изменяемости последнего во времени (рис. 43).

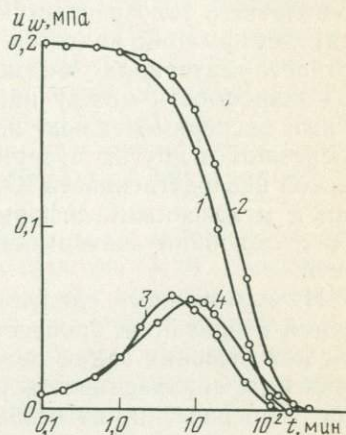
З. Г. Тер-Мартirosян выполнено сопоставление кривой изменяемости порового давления, замеренного при уплотнении образца ($h=4$ см) саратовской глины нарушенного сложения при $p_1 = 0,2$ МПа, и кривой, построенной по полученному из решения задачи выражению. На рис. 43 видны хорошая сходимость теории с 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 решениями одной и той же задачи, полученными В. А. Флориным (см. рис. 33) и З. Г. Тер-Мартirosяном, на основании изложенного выше можно объяснить большой величиной уплотняющей нагрузки, существенно превосходящей структурную прочность саратовской глины нарушенного сложения, со всеми вытекающими отсюда последствиями. Очевидно, что при небольших ступенях нагрузки величина вычисленного по получен-

ному соотношению давления в поровой воде в момент ее приложения была бы значительно меньше.

Ю. П. Смолиным 1974 г. решены задачи уплотнения водонасыщенных глинистых грунтов при равномерном востороннем и одномерном уплотнении с учетом ползучести скелета, сжимаемости поровой жидкости, структурной прочности, начального градиента

Рис. 43. Кривые изменяемости 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



напора и анизотропии. Им сопоставлены замеренные в опыте (при компрессии и гидростатическом сжатии) 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 решениям К. Терцаги и В. А. Флорина (см. гл. 3), в отличие от рассмотренного выше примера (см. рис. 43), значительно отличаются как друг от друга, так и от экспериментальной кривой.

Глава 5

ЗАКОНОМЕРНОСТИ МГНОВЕННЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ОДНОМЕРНОГО УПЛОТНЕНИЯ

§ 1. ВВЕДЕНИЕ

Деформация скелета глинистых грунтов во времени (см. гл. 3, § 1) разбивается на мгновенную и ползучую (3:1), которые при исследовании закономерностей их деформирования [20, 22] рас-

смаатриваются раздельно, хотя между собой тесно связаны и представляют отдельные этапы одного общего процесса.

Во многих теориях ползучести — старения, упрочнения упруго-ползучего тела (см. гл. 2, § 3) в числе основных предпосылок принимается условие линейной зависимости между напряжениями и мгновенными деформациями, т. е. считается, что в момент времени $t = 0$, когда деформации ползучести еще не успели проявиться, деформация тела подчиняется закону Гука (2.4). В теории упруго-ползучего тела считается также, что модуль мгновенной (упругой) деформации является переменной величиной, зависящей от возраста материала (бетона). Справедливость допущения 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 двойное значение. Оно, во-первых, необходимо для определения зависимости напряжение — мгновенная деформация, модуля мгновенных деформаций 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 самостоятельное значение. Они необходимы для решения задач, связанных с воздействиями на глинистые грунты динамических нагрузок.

Для определения зависимости между напряжениями и упругими деформациями К. Терцаги [30] 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 нагрузки. Сопоставляя кривые напряжение — деформация грунта и бетона, К. Терцаги установил идентичность всех их характерных особенностей. Вместе с тем в отличие от положения, принятого в то время Бахом, Шюле и др., согласно которому деформация бетона не 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 деформаций, представленную петлями гистерезиса, а вывод о постоянстве модуля упругости грунтов был сделан на основании «параллельности» друг другу этих петель.

В дальнейшем К. Терцаги несколько пересмотрел свою позицию в этом вопросе. Учитывая нелинейный характер зависимости напряжение — деформация, он совместно с Р. Пеком пришел к выводу, что в отличие от совершенно упругих тел деформация глинистого грунта не может быть выражена одним модулем упругости, а выражается начальным касательным E_i , секущим E_E и гистерезисным E_h модулями, которые равны тангенсам углов наклона соответствующих прямых к осям деформаций, показанным на рис. 44 пунктирными линиями.

Сравнивая модуль упругости E упругих тел с модулем пластических (общих) деформаций глинистых грунтов, Н. М. Герсеванов (1937 г.) 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 нагрузки. Для определения зависимости между напряжениями и деформациями глинистых грунтов Н. М. Герсеванов ввел понятие об абсолютном модуле деформации E_a , представляющем собой отношение бесконечно малого приращения напряжения к бесконечно малой относительной деформации, принимающего различные значения в различных точках кривой $\sigma_1 - \epsilon_c$. С целью определения E_a использовалась кривая напряжение — общая деформация, поэтому модуль общей деформации был назван пластическим. Наиболее важным положительным результатом этих исследований является введение понятия о переменном модуле деформаций, зависящем от состояния материала в момент приращения напряжения, а недостатком — пренебрежение фактором времени, оказывающим весьма существенное влияние на деформации глинистых грунтов.

Для определения упругих постоянных Д. Д. Баркан и Р. З. Ляндерс [20] упругие перемещения определяли путем многократных нагружений и разгрузок образцов при разных значениях уплотняющих нагрузок, а модуль упругости — как отношение напряжений к величине упругих перемещений, полученных по разности показаний мессур при нагрузке и последующей разгрузке грунта. Поскольку при нагружении и последующей разгрузке изменяются физические и механические свойства грунта за счет необратимых деформаций, то очевидно, что полученные из разных циклов нагружения — разгрузки упругие перемещения являются не сопоставимыми между собой [20]. Не менее существенным недостатком этого метода является пренебрежение фактором времени.

Кривая напряжение — общая деформация, которая является основой определения абсолютного модуля деформации, зависит от

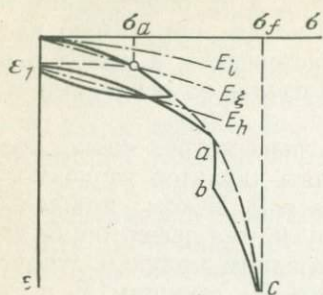


Рис. 44. Схема диаграммы ϵ — σ одноосного сжатия кубических образцов глинистого грунта, по К. Терцаги и Р. Пеку. E_i , E_ξ и E_h — прямые, характеризующие начальный, секущий и гистерезисный модули деформации

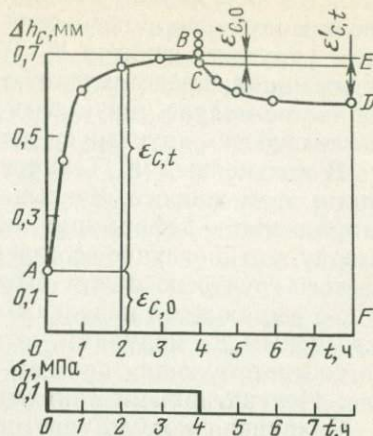


Рис. 45. Кривые реологического поведения глинистого грунта в условиях компрессии при мгновенном приложении и удалении через определенное время постоянной нагрузки. $\epsilon_{c,0}$ и $\epsilon_{c,t=2ч}$ — мгновенная и ползучая деформации от действия $\sigma_1 = 0,1$ МПа; $\epsilon_{c,0}$ и $\epsilon_{c,t=8ч}$ — мгновенная и ползучая обратимые деформации при полной разгрузке образца

скорости приложения ступенчато-возрастающей нагрузки, т. е. от длительности действия отдельных ступеней. В зависимости от скорости (интервала) приложения ступеней нагрузки глинистый грунт может иметь множество кривых σ_1 — ϵ_c [30], 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 σ_1 — ϵ_c от $t=0$ до $t=\infty$.

Кривая σ_1 — ϵ_c , определяемая в момент времени $t=0$, характеризует связь между напряжениями и мгновенными компрессионными деформациями. При линейной ее зависимости по наклону кривой σ_1 — $\epsilon_{c,0}$ к оси деформаций можно определить модуль мгновенной компрессионной деформации $E_{c,0}$ [20, 22] — показатель деформационных свойств грунта в момент времени $t=0$. Вместе с тем модуль мгновенной компрессионной деформации глинистых грунтов является величиной переменной, зависящей от изменяемости их состояния.

О влиянии уплотнения на деформационные свойства глинистого грунта можно получить представление по кривой его механического поведения при нагружении и последующей разгрузке (рис. 45) [20]. На рис. 45 видно, что влияние уплотнения грунта во време-

ни выражается существенным уменьшением мгновенной деформации $\varepsilon_{c,0}$ в момент разгрузки по сравнению с моментом загрузки $\varepsilon_{c,0}$. 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 3454 ($\rho_s = 2760$ 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 нагрузки по 0,025 МПа с фиксацией мгновенных деформаций в моменты их приложения [20].

Для определения влияния фактора времени на мгновенные деформации образцов одна их пара выдержана под действием первой ступени нагрузки в течение 6 сут, а вторая — 1 ч. Как показывают результаты опытов (табл. 14), увеличение длительности уплотнения от 1 ч до 6 сут стало причиной восьмикратного уменьшения мгновенных деформаций. Поскольку возрастание деформаций образцов в течение 6 сут, после часового уплотнения, является незначительным, то указанное изменение мгновенных деформаций в основном обусловлено структурным упрочнением их в результате проявления сцепления упрочнения. Следовательно, изменение деформационных свойств глинистых паст текучей консистенции происходит не только в результате уплотнения, но и тиксотропного упрочнения во времени, практически при отсутствии объемных деформаций.

Таблица 14

Таблица изменяемости мгновенных деформаций во времени

Номер опыта	Деформация образца (в мм) от первой ступени нагрузки при		$\Delta h_{c,0}$ (в мм) от второй ступени нагрузки
	$t=1$ 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 одной из основных их специфических особенностей, которая должна быть учтена при исследовании деформационных свойств вообще и мгновенных деформаций в частности.

§ 2. МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ ЗАКОНОМЕРНОСТЕЙ МГНОВЕННЫХ КОМПРЕССИОННЫХ ДЕФОРМАЦИЙ

Зависимость $\epsilon_{c,0} - \sigma_1$ глинистых грунтов определяется параллельным испытанием нескольких образцов-близнецов под действием постоянных нагрузок различной величины, приложенных «мгновенно» — за предельно короткое время, с фиксацией «мгновенных» деформаций [20]. Применение этой схемы испытания образцов обусловлено необходимостью исключения влияния истории загрузки на результаты опыта.

Методы изготовления, подготовки и схемы испытания образцов (за исключением количества и порядка загрузки) при определении мгновенных $\epsilon_{c,0}$ и ползучих ϵ_{ct} (см. гл. 6) деформаций глинистых грунтов не отличаются от определения конечных деформаций, подробно изложенных в гл. 3, § 4. Образцы-близнецы загружаются различными постоянными давлениями σ_1 , величины которых изменяются от 0,01 до 0,4 МПа. Выбор величины σ_1 зависит от состояния испытываемого грунта и нагрузки, передаваемой от сооружения его основанию. Результаты испытания каждого образца-близнеца записывают в отдельный лабораторный журнал (табл. 15). При обработке результатов испытаний учитывают данные тарировки деформации прибора (см. гл. 3, § 4). По опытным данным вычисляют относительные мгновенные компрессионные деформации $\epsilon_{c,0}$ и относительные деформации компрессионной ползучести ϵ_{ct} (см. гл. 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 методикам нагружения и последующей разгрузке образца К. Терцаги, Д. Д. Баркана, Р. З. Ляндреса и др. Она одновременно полностью согласуется как с истинным поведением глинистых грунтов под длительным действием «мгновенно» приложенных нагрузок, так и с принятым 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 [20], от нуля до своего конечного значения происходит с предельной скоростью, при которой она еще может рассматриваться как постепенно возрастающая. При этом под термином «начальное» напряженное состояние земляной среды принимается 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.

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 иногда даже невозможной. Поэтому в начальной стадии изучения рассматриваемого вопроса за мгновенную была принята деформация при $t = 30$ или 60 с после момента приложения нагрузки и названа «псевдомгновенной» [20]. Однако, поскольку применение этих деформаций в качестве мгновенных приводило к значительным погрешностям, автором книги были использованы пятисекундные деформации, названные «условно-мгновенными» [20].

Как видно на рис. 46, кривые напряжение — компрессионная деформация, построенные для $t = 5$ и 60 с на основании семейства кривых общая деформация — время суглинка 3248 нарушенного сложения (табл. 16), существенно отличаются друг от друга. При этом, если при $t = 5$ с эта зависимость с достаточной точностью выражается линейным законом, при $t = 60$ с она явно нелинейная.

Таблица 16

Основные показатели физических свойств испытанных грунтов

Номер грунта	ρ_s , кг/м ³	ρ_0 , кг/м ³	w	e	S_r	S_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	1580	0,615	1,68	0,990	0,91	0,339

В дальнейшем исходя из необходимости наибольшего приближения к истинным значениям мгновенных деформаций фиксировались не только условно-мгновенные, но и мгновенные деформации при $t \cong 0$. 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 давлениями порядка 0,025—0,05 МПа, даже слабых грунтов в виде пасты текучей консистенции, приводит к значительному снижению темпов развития деформации в начальные моменты времени после приложения нагрузки, что позволяет достаточно точно фиксировать мгновенные деформации. Это наглядно видно на кривой АВ изменяемости условно-мгновенных деформаций (рис. 47) при последовательном приложении равных ступеней

по 0,025 МПа через определенные интервалы времени. Этому способствует также уменьшение величины нагрузки [20].

В качестве примера на рис. 48 приведены результаты определения семейства кривых общая деформация — время глины 3363 нарушенного сложения (см. табл. 16) для различных постоянных напряжений и кривых напряжение — деформация для различных фиксированных моментов времени.

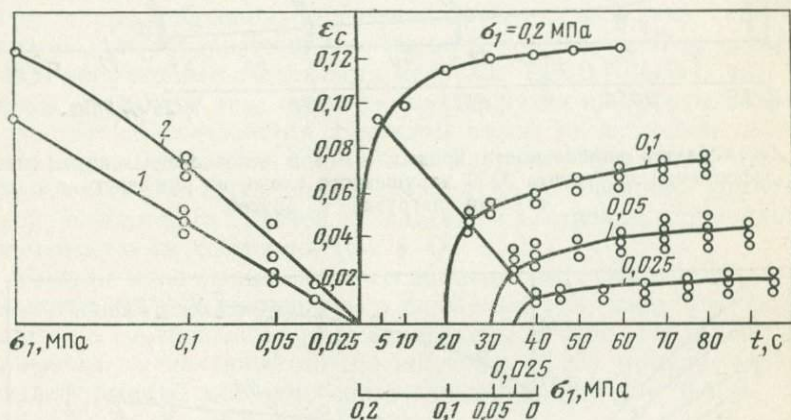


Рис. 46. Семейство кривых общей компрессионной ползучести ε_c-t и кривые $\sigma_1-\varepsilon_c$ при $t=5$ с (1) и $t=60$ с (2) после момента приложения нагрузок

На основании анализа большого экспериментального материала, полученного автором книги при испытании нескольких десятков различных глинистых грунтов нарушенного и природного сложения, установлено: 1) зависимость напряжение — мгновенная компрессионная деформация ($t \cong 0$) 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, сильно-сжимаемых 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 псевдо-мгновенными ($t = 30 \div 60$ -с) доходит до 100% и более; 4) отмеченное выше расхождение, которое обусловлено как ползучими свойствами грунтов к началу испытания, так и величиной нагрузки (см. рис. 48), по мере уплотнения постепенно снижается, даже исчезает. В частности, у очень плотных и прочных глинистых грунтов твердой и полутвердой консистенции мгновенные и условно-мгновенные деформации практически равны.

На основании изложенного можно заключить [20], что базой для изучения закономерностей мгновенного деформирования глинистых грунтов при одномерном сжатии должны служить кривые

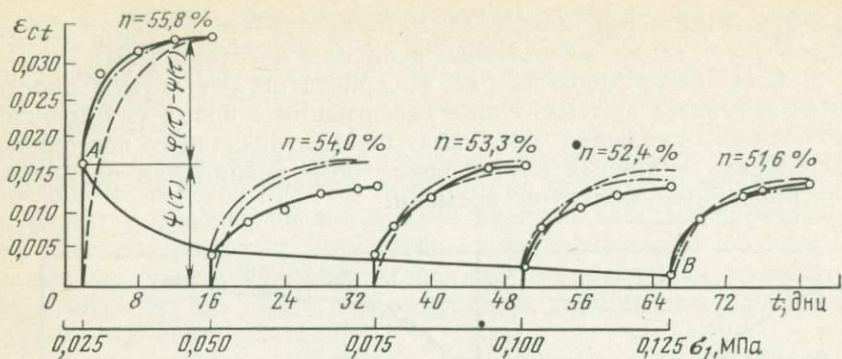


Рис. 47. Характер изменяемости кривых $\epsilon_{ct}-t$ и условно-мгновенных (минутных) деформаций AB грунта 3439 нарушенного сложения при переходе от одной степени нагрузки к другой

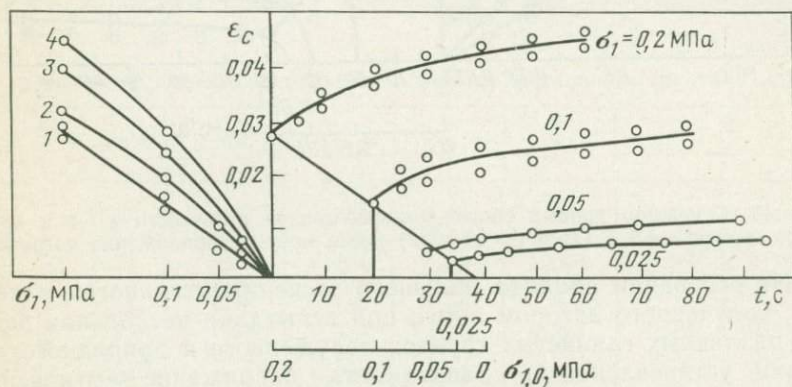


Рис. 48. Кривые $\sigma_1-\epsilon_c$ для различных моментов времени, построенные по семейству экспериментальных кривых ϵ_c-t :
1 - $t=0$; 2 - $t=5$; 3 - $t=30$; 4 - $t=60$ с

напряжение — мгновенная деформация, а показателем деформационных свойств в данном их состоянии при $t \cong 0$ — 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 $t \cong 0$.

Модуль мгновенной компрессионной деформации определяется по следующему соотношению:

$$E_{c,0} = \frac{\sigma_1 (h - \Delta h_{c,p})}{\Delta h_{c,0}} = \frac{\sigma_1}{\epsilon_{c,0}}, \quad (5.1)$$

где h — начальная высота образца; $\Delta h_{c,p}$ — деформация предварительного уплотнения; $\Delta h_{c,0}$ — абсолютная мгновенная деформация

ция; $\varepsilon_{c,0}$ — относительная мгновенная компрессионная деформация.

Мгновенные деформации, определяемые изложенным выше способом, содержат погрешности, вызванные суммированием с ними некоторой, правда, небольшой части деформации ползучести. Причем, чем выше величина нагрузки, тем ниже точность определения мгновенных деформаций. Это, разумеется, в основном относится к грунтам слабым, ползучие свойства которых ярко выражены даже при небольших значениях времени действия нагрузки. Поэтому при определении зависимости $\sigma_1 - \varepsilon_{c,0}$ следует ограничиваться небольшими значениями нагрузок (до 0,1 МПа), что полностью оправдано тем, что в натуре нагрузки на грунты возрастают достаточно медленно и в каждом новом их состоянии они воспринимают небольшую постоянную нагрузку. Очевидно, что при этом следует учесть изменяемость модуля мгновенной компрессионной деформации грунтов вследствие уплотнения, приводящего к изменению их состояния (см. § 4).

Модули мгновенных компрессионных деформаций $E_{c,0}$ ряда глинистых грунтов нарушенного сложения (см. табл. 16), определенные по соотношению (5.1), приведены в табл. 17. В ней также приведены вычисленные по соотношению (3.23) модули мгновенных деформаций для одноосного сжатия E_0 при $\mu = 0,4$.

Таблица 17

Модули мгновенных компрессионных деформаций
и одноосного сжатия грунтов

Модули	Номер грунта									
	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	
E_0 , МПа	3,4	4,0	3,9	4,0	4,2	6,6	27,8	13,0	7,8	
	—	—	—	—	—	—	9,9	—	—	
							12,9			

Анализ данных табл. 17 показывает, что модули мгновенных компрессионных деформаций грунтов нарушенного сложения в виде пасты текучей и текучепластичной консистенции получены 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, так и более точной фиксацией мгновенных деформаций при приложении относительно небольших давлений — 0,005; 0,0125 и 0,025 МПа.

Сопоставление приведенных в табл. 17 данных с результатами определения динамического модуля сдвига $G_0 = 2,0 \div 6,0$ МПа, полученными в 1957 г. Б. Ф. Рельтовым [20], 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, определяемой указанными методами.

Для определения модуля мгновенной деформации глинистых грунтов Ю. П. Смолиным 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%.

§ 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, остановимся на нем 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 уплотняющей нагрузки.

При рассмотрении примера, приведенного на рис. 45, было показано, что уплотнение грунта под действием внешней нагрузки оказывает весьма существенное влияние на реологические свойства, что выражается проявлением остаточных мгновенных и ползучих деформаций. Было сказано также, что, если исключить влияние факторов уплотнения и упрочнения грунта во времени, то как мгновенные, так и ползучие деформации будут полностью обратимыми. Проверка высказанного предположения автором книги осуществлена исследованием реологического поведения многих разновидностей глинистых грунтов под действием мгновенно приложенных и удаленных нагрузок через различные интервалы времени. Опыты проведены как при однократном, так и многократном — циклическом приложении и удалении нагрузок различной величины [20].

Графики испытания образцов-близнецов глины 4—57 (см. табл. 16), подвергнутых месячному предварительному уплотнению под $\sigma_{1,0} = 0,2$ МПа при приложении и удалении давления 0,05 МПа через $t = 10$ с; 60 с; 1 ч и 24 ч после момента загрузки

ния, приведены на рис. 49. На этих графиках видно, что при продолжительности действия нагрузки 10 с, как и во всех других аналогичных экспериментах, мгновенная деформация является обратной — упругой. Увеличение времени действия нагрузки 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

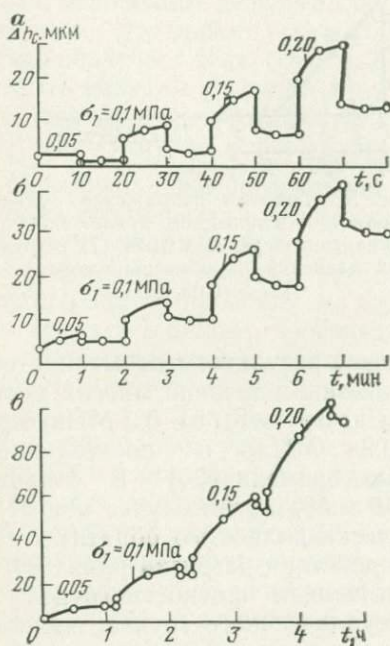
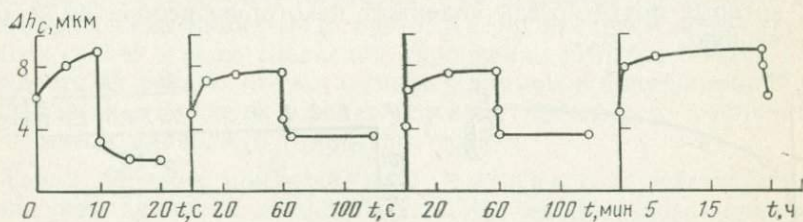


Рис. 49. Кривые влияния длительности действия уплотняющей нагрузки 0,05 МПа на обратимость мгновенных и ползучих деформаций образцов глины 4—57 нарушенного сложения, предварительно уплотненных под действием $\sigma_{1,0} = 0,2$ МПа при компрессии

Рис. 50. Реологическое поведение глины 4—57 при нагружении и последующей разгрузке через различные интервалы времени:
 $a - t = 10$ с; $б - t = 1$ мин; $в - t = 1$ ч

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 ползучести.

Пример [20] циклического приложения ступеней нагрузки на образцы грунта после их предварительного уплотнения под давле-

нием 0,7 МПа приведен на рис. 50. Здесь полностью повторяется рассмотренная выше картина деформирования. А именно, при $t = 10$ и 60 с мгновенные деформации практически полностью обратимы для всех значений ступеней давления: $\sigma_1 = 0,05; 0,1; 0,15$ и 0,2 МПа, а при $t = 1$ ч они вначале полностью необратимы, однако по мере накопления деформации 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.

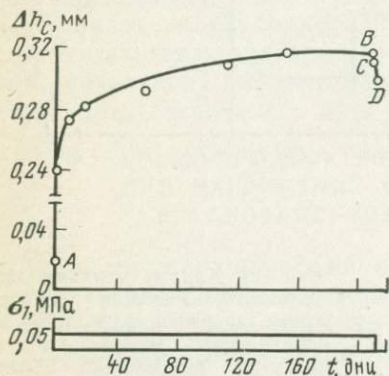


Рис. 51. Реологическое поведение глины 4—57 нарушенного сложения при нагружении и последующей разгрузке в случае большой длительности действия постоянного уплотняющего давления 0,05 МПа

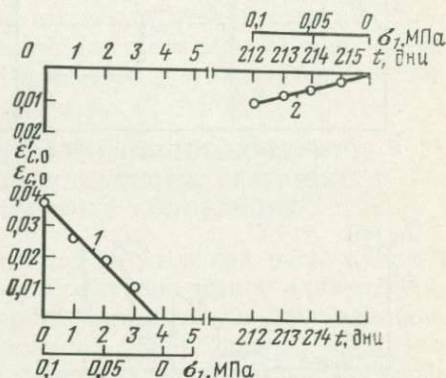


Рис. 52. Графики напряжения — деформация при мгновенном приложении (1) и удалении через 212 дней (2) постоянных давлений на образцы глины 4—57 ($\sigma_{1,0} = 0,05$ МПа)

Представляют определенный интерес результаты испытания образцов (которые вначале 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 ее снятии через различные интервалы времени [20]. В отличие от примеров, приведенных на рис. 49 и 50, в этом случае мгновенные и ползучие деформации практически полностью обратимы даже тогда, когда продолжительность действия нагрузки равна 24 ч. Это обусловлено значительным повышением прочности грунта и говорит о том, что деформация переуплотненного грунта полностью протекает за счет структурно-адсорбционных деформаций [10].

Пример, дающий определенное представление об изменчивости мгновенных деформаций при длительном воздействии уплотняющей нагрузки, приведен на рис. 51. Как видно на этом рисунке, испытание образцов в течение 210 дней настолько упрочнило грунт, что начальная мгновенная деформация уменьшилась во много раз в результате уплотнения и упрочнения во времени.

В отличие от старения бетона, которое характеризуется только процессом твердения цементного камня вследствие протекания внутренних физико-химических процессов, изменимость состояния глинистых грунтов может быть вызвана как уплотнением в результате структурно-адсорбционных и структурных деформаций во времени (ползучесть 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 нагрузки, то второй — со временем протекания физико-химических процессов в грунте, т. е. проявлением новых структурных связей в виде сцепления упрочнения [10] без изменения плотности. Очевидно, что «старение» в прямом его понимании обусловлено (кроме прочих равных условий) начальным состоянием плотности и влажности глинистого 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 полностью обратимыми — упругими. Это значит, что в соответствии с терминологией теории упруго-ползучего тела (см. гл. 3, § 3) мгновенные деформации могут быть названы упруго-мгновенными. Полученные результаты еще раз подтверждают то справедливое замечание Т. Алфрея [20], что «упругая деформация является мгновенной».

Мгновенная компрессионная деформация глинистых грунтов, которая проявляется в момент приложения нагрузки (в отличие от подобных деформаций других тел, обусловленных уменьшением и увеличением межзатомных расстояний), протекает в результате упругого деформирования их структурных элементов и структурного каркаса в целом, газосодержащей воды, свободного и защемленного в ультрапорах коллоидных оболочек газа (по данным В. М. Веселовского), а также изгиба глинистых частиц пластинчатой формы (по Тан Тьег-ки). Доля упруго-мгновенных деформаций в общем процессе уплотнения глинистых грунтов во времени невелика и в большинстве случаев едва достигает 10%. В тех случаях, когда внешняя нагрузка не в состоянии в момент приложения преодолеть структурную прочность грунта, как и в других твердых телах, упруго-мгновенная деформация может оставаться неизменной и после этого момента, в определенное время — до начала процесса ползучести скелета.

Если мгновенная компрессионная деформация является полностью обратимой — упругой, очевидно — модуль этой деформации является показателем упругих свойств глинистых грунтов при одномерном уплотнении. 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 гл. 5 § 2. Значения этих модулей

на один-два порядка выше модулей общих деформаций, определяемых по данным их общих (конечных) деформаций.

На рис. 52 показаны графики зависимостей напряжение — мгновенная деформация (показаны в нижних левых углах) и напряжение — обратимая мгновенная деформация (показана в верхнем правом углу) глины 4—57 (см. табл. 16), 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 дней. Экспериментами

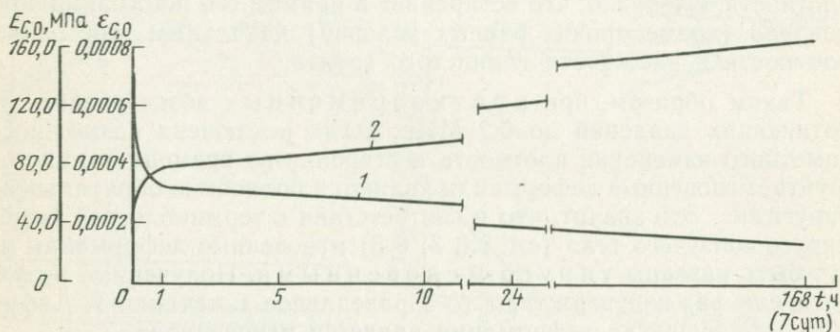


Рис. 53. Кривые изменения мгновенной компрессионной деформации $\epsilon_{с,0}$ (1) и ее модуля $E_{с,0}$ (2) во времени, определенные методом разгрузки одновременно нагруженных образцов-близнецов ($\sigma_1=0,025$ МПа) через различные интервалы времени

установлено [20], что изучаемые соотношения (независимо от состояния глинистых грунтов) с достаточной точностью подчиняются линейному закону. Это значит, что свойства упруго-мгновенного деформирования образцов-близнецов при практически равных длительностях действия различных нагрузок изменяются одинаково. В рассматриваемом примере возрастание начального упруго-мгновенного модуля компрессионной деформации примерно равно пяти.

Модуль обратимой мгновенной деформации, определяемый по экспериментальной кривой $\sigma_1 - \epsilon'_{с,0}$ (см. рис. 52), характеризует упругие свойства грунта в момент разгрузки при данном определенном его состоянии. Следовательно, для определения упругих характеристик глинистого грунта в некотором его состоянии можно применять не только методику загрузки образцов-близнецов (§ 2), но и методику их мгновенной разгрузки. Это вполне оправданно, поскольку при кратковременном действии нагрузки мгновенные и обратимые мгновенные деформации равны.

Об изменяемости во времени упруго-мгновенных деформаций глинистых грунтов и их модулей под действием постоянных нагрузок можно получить представление методом разгрузки их через разные промежутки времени. В примере, приведенном на рис. 53, образцы-близнецы диатомитовой глины 5—57 (см. табл. 16) по-

парно 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. 53, в результате семидневного уплотнения начальный модуль упруго-мгновенной компрессионной деформации грунта изменился в пределах от 31 до 165 МПа.

§ 4. ИЗМЕНЯЕМОСТЬ МОДУЛЯ УПРУГО-МГНОВЕННОЙ (УСЛОВНО-МГНОВЕННОЙ) КОМПРЕССИОННОЙ ДЕФОРМАЦИИ В ЗАВИСИМОСТИ ОТ СОСТОЯНИЯ ГРУНТА

Модуль мгновенной (условно-мгновенной) компрессионной деформации $E_{c,0}$ является переменной величиной, зависящей от состояния грунта — плотности, влажности и структурной прочности. Состояние грунта, в свою очередь, является функцией напряжения, времени его действия и температуры. Поэтому определение изменчивости $E_{c,0}$ сводится к определению зависимости напряжение — мгновенная (условно-мгновенная) деформация в различных состояниях грунта путем испытания нескольких серий образцов-близнецов, подвергнутых предварительному уплотнению под действием различных по величине давлений $\sigma_{1,0}$.

На рис. 54 приведены семейства кривых напряжение — относительная мгновенная деформация трех различных грунтов, определенные в четырех-пяти различных их состояниях. Образцы-близнецы нарушенного сложения (в виде пасты) грунтов (2—57 и 7—57) подвергнуты двухмесячному предварительному уплотнению, а глины 4—57 — в течение 3; 9; 16 и 104—208 дней под действием четырех различных уплотняющих нагрузок [20]. Значения модулей мгновенных компрессионных деформаций указанных грунтов приведены в табл. 18.

Таблица 18

Модули мгновенных компрессионных деформаций грунтов

$\sigma_{1,0}$, МПа	$E_{c,0}$, МПа для грунта		
	2—57	4—57	7—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	—	159,0
0,625	—	—	181,5

Эксперименты показывают, что при испытании образцов, приготовленных из пасты, изменчивость модуля $E_{c,0}$ в зависимости от уплотняющей нагрузки можно представить в виде кривой, показанной на рис. 55.

За изменчивостью модуля мгновенной компрессионной деформации глинистых грунтов в зависимости от их состояния, обуслов-

ленного величиной уплотняющей нагрузки, можно проследить не только их испытанием по изложенному выше методу, но и испытанием одного образца под действием ступенчато-возрастающей нагрузки. Если возрастание нагрузки на образец представить в виде графика, изображенного на рис. 55, в, то изменяемость мгновенных деформаций выразится кривой $\epsilon_{c,0} = \epsilon_{c,0}(\sigma_1)$, где $\epsilon_{c,0}$, $\epsilon_{c,0_1}$ — относительные мгновенные деформации, соответствующие различным ступеням нагрузки. Зная величину относительной мгновенной деформации, можно по соотношению (5.1) определить соответствующее ей значение модуля и построить кривую его изменяемости (см. рис. 55, б).

Характерная кривая изменяемости $\epsilon_{c,0}$ глинистого грунта нарушенного сложения 7—57 (см. табл. 16) приведена на рис. 56.

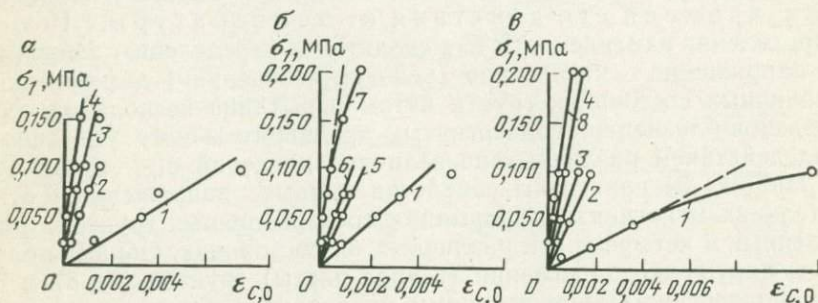


Рис. 54. Кривые $\sigma_1 - \epsilon_{c,0}$ различных начальных состояний образцов-близнецов: а — суглинка 2—57; б — глины диатомитовой 4—57; в — новосибирской глины 7—57. $\sigma_{1,0}$ — начальное уплотняющее давление (в МПа): 1 — 0,025; 2 — 0,125; 3 — 0,225; 4 — 0,425; 5 — 0,05; 6 — 0,075; 7 — 0,2; 8 — 0,625 МПа

Пример определения изменяемости $\epsilon_{c,0}$ и $E_{c,0}$ глинистого грунта 3454 нарушенного сложения в виде пасты текучей консистенции приведен на рис. 57.

Экспериментами установлено, что величина и характер изменяемости $\epsilon_{c,0}$ и $E_{c,0}$ зависят как от начального состояния грунта, так и от величины и интервала приложения ступени нагрузки. При всех равных условиях по мере увеличения интервала времени между моментами приложения ступеней нагрузки на глинистые грунты нарушенного сложения текучей и текучепластичной консистенции наблюдаются закономерное уменьшение мгновенных деформаций 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, конденсационно-кристаллической структурой (по П. А. Ребиндеру), для которых процесс структурного упрочнения (старения) практически закончен.

Для иллюстрации влияния начального состояния и величины ступени нагрузки на свойства мгновенного деформирования глинистых грунтов на рис. 58 и 59 показаны кривые изменяемости

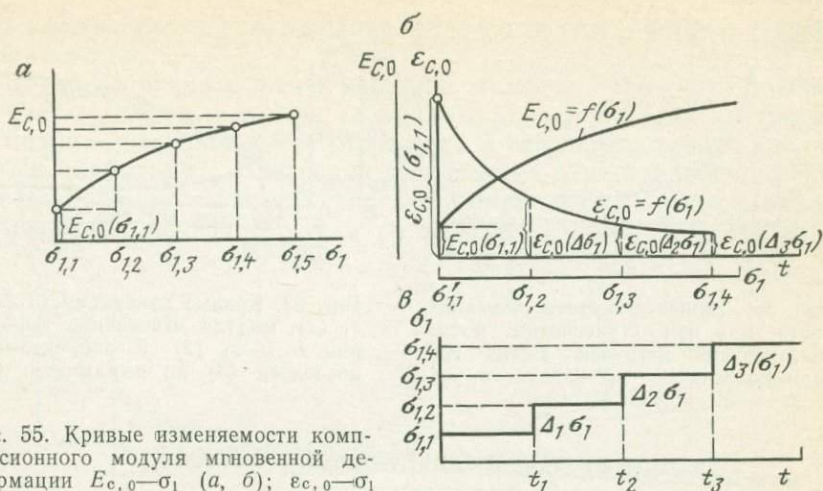


Рис. 55. Кривые изменяемости компрессионного модуля мгновенной деформации $E_{c,0}-\sigma_1$ (а, б); $\epsilon_{c,0}-\sigma_1$ (б) и кривая σ_1-t (в)

$\epsilon_{c,0}$ образцов диатомитовой глины 5—57 (см. табл. 16). В одном случае (см. рис. 58) грунтовую пасту предварительно уплотняли в течение 24 ч под давлением 0,025 МПа, а в другом (см. рис. 59) — в течение 25 сут под давлением 0,225 МПа. Ступени нагрузки приложены через каждые сутки.

Эксперименты показывают (см. рис. 56—58), что при испытании слабоуплотненных глинистых паст изменяемость мгновенных деформаций в зависимости от внешней нагрузки выражается затухающей кривой. При этом величина $\epsilon_{c,0}$ при переходе от одной ступени нагрузки к другой, постепенно уменьшаясь, стремится к некоторой постоянной величине. Иначе говоря, изменяемость $\epsilon_{c,0}$ указанных грунтов подчиняется одному общему закону.

Для аппроксимации кривой $E_{c,0}-\sigma_1$ слабоуплотненных глинистых грунтов можно использовать следующее выражение [22]:

$$E_{c,0}(\sigma_1) = E_{c,0}(\sigma_{1,1}) + \alpha_1 [1 - \exp(-\alpha_2 \Delta \sigma_1)], \quad (5.2)$$

где $E_{c,0}(\sigma_{1,1})$ — начальный компрессионный модуль мгновений деформации, определяемый в начальном состоянии от действия $\sigma_{1,1}$; α_1 и α_2 — эмпирические параметры; $\Delta \sigma_1 = (\sigma_1 - \sigma_{1,1})$ — приращение напряжения.

Когда известен закон изменяемости внешней нагрузки, его можно выразить через параметр времени t и соотношение (5.2) записать в следующем виде:

$$E_{c,0}(t) = E_{c,0}(t_0) + \alpha_1 [1 - \exp(-\alpha_2 t)]. \quad (5.3)$$

На рис. 57 штриховыми линиями показана аппроксимация экспериментальной кривой изменяемости модуля мгновенной компрессионной деформации по соотношениям видов (5.2) и (5.3):

$$E_{c,0}(\sigma_1) = 6,5 + 50 [1 - \exp(-1,21 \Delta \sigma_1)]; \quad (5.4)$$

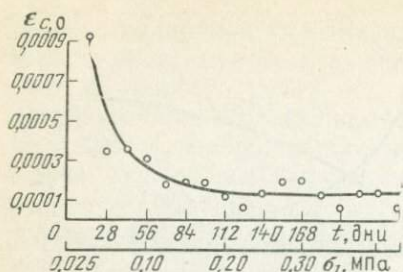


Рис. 56. Типичная кривая изменчивости $\varepsilon_{c,0}$ при ступенчатом росте уплотняющей нагрузки. Глина но-вошейцарская 7—57, $\sigma_1 = 0,025$ МПа

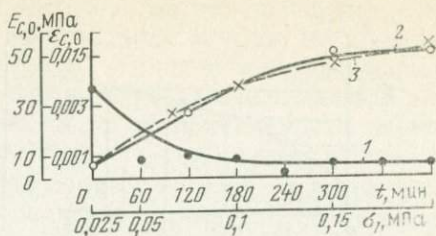


Рис. 57. Кривые изменчивости $\varepsilon_{c,0} - \sigma_1(t)$, модуля мгновенной деформации $E_{c,0} - \sigma_1$ (2) и аппроксимация последней (3) по выражению (5.4)

$$E_{c,0}(t) = 6,5 + 50 [1 - \exp(-0,00506 t)] . \quad (5.5)$$

Изменяемость компрессионного модуля мгновенной деформации при заданном режиме нагружения можно определить также по следующим соотношениям [20]:

$$E_{c,0}(t) = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_{c,0}(t)} ; \quad (5.6)$$

$$\varepsilon_{c,0}(t) = L_0 + \frac{K_0}{t^n + D_0} , \quad (5.7)$$

где σ_1 — величина степени нагрузки; $\varepsilon_{c,0}(t)$ — выражение, полученное из аппроксимации кривой изменчивости $\varepsilon_{c,0}$ во времени; L_0, K_0, D_0 и n — определяемые из опыта параметры.

На рис. 58 штриховыми линиями показаны кривые $\varepsilon_{c,0} - t$, построенные по соотношению (5.7). На том же рисунке сплошными линиями изображены кривые изменчивости во времени модуля мгновенной компрессионной деформации, построенные по соотношению (5.6) [20].

Теперь посмотрим, какова закономерность изменчивости $\varepsilon_{c,0}$ в случае испытания образцов, подвергнутых длительному предварительному уплотнению под действием сравнительно высоких давлений и обладающих ощутимой структурной прочностью [20]. Как видно на рис. 59, кривые $\varepsilon_{c,0} - t$ диатомитового грунта 5—57 заметно отличаются друг от друга. 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 уплотняющей нагрузки. Описанную картину деформирования глинистого грунта легко объяснить из изложенных ниже позиций изменчивости его структуры и прочности под действием внешней нагрузки.

Характер изменчивости деформации уплотнения глинистых грунтов при компрессии вообще, мгновенной в частности обусловлен

отношением внешней нагрузки к их структурной прочности.

Когда величина ступени нагрузки больше, чем структурная прочность грунта, в момент ее приложения происходит предельно возможное разрушение его структуры и вследствие этого наблюдается наибольшая мгновенная деформация. При приложении следующих равных ступеней нагрузки имеют место постепенное уплотнение и упрочнение грунта во времени и закономерное умень-

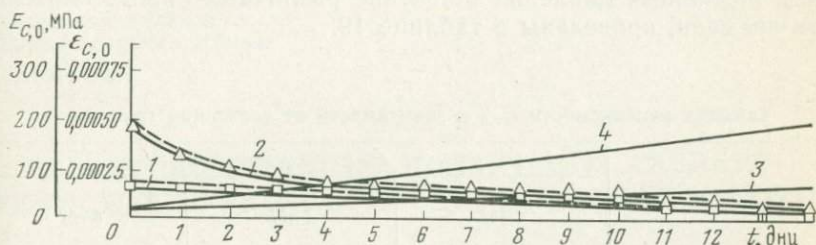


Рис. 58. Кривые изменчивости во времени $\epsilon_{c,0}$ (1, 2), их аппроксимация (штриховые линии) по выражению вида (5.7) и кривые изменчивости модуля мгновенной компрессионной деформации $E_{c,0}-t$ (3, 4), построенные по соотношению (5.6) при возрастании нагрузки ступенями:

1, 3 — 0,005 МПа; 2, 4 — 0,0125 МПа

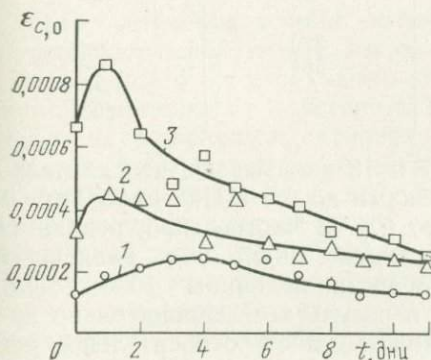


Рис. 59. Кривые изменчивости во времени $\epsilon_{c,0}$ длительно уплотненных образцов-близнецов диатомитовой глины 5—57 при возрастании нагрузки через каждые сутки ступенями:

1 — 0,025; 2 — 0,05; 3 — 0,075 МПа

шение мгновенных (и ползучих) деформаций до некоторого предельного значения (см. рис. 56—58). В случае же, когда величина ступени нагрузки меньше структурной прочности грунта 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 нагрузки, а под действием некоторой другой, равной структурной прочности. После разрушения начальной структуры грунта дальнейшее изменение мгновенных деформаций от действия нагрузки, возрастающей равными ступенями, происходит точно так, как в рассматриваемом выше случае.

После пикового значения изменчивость мгновенных деформаций не всегда протекает гладко, т. е. $\epsilon_{c,0}$ от последующей ступени

нагрузки часто меньше, чем от равной ее предыдущей (см. гл. 6, § 3). Однако совершенно ясно, что по мере возрастания внешней нагрузки 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 [20, 22] при испытании образцов нарушенного сложения после предварительного уплотнения под действием различных давлений в течение различных продолжительности времени, приведены в таблице 19.

Таблица 19

Таблица изменяемости $E_{c,0}$ в зависимости от состояния грунтов

$\sigma_{1,0}$, 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. 17 и 19 показывает, что длительное уплотнение грунтов под нагрузками до 0,9 МПа приводит к весьма существенному возрастанию $E_{c,0}$. В частности, в результате десятимесячного уплотнения суглинка 2—57 под давлением 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 нагрузками значения их $E_{c,0}$ 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 [10], их модули упругости (мгновенной деформации) $E_{c,0} = E_{c,e}$ должны быть примерно равны 3000 МПа.

Модули упругости, полученные Д. Д. Барканом [20, 22] при испытании грунтов в полевых условиях (табл. 20), значительно ниже полученных нами величин.

Как правильно отмечал Н. Я. Денисов (1951 г.), эти данные получены расчетом величины восстанавливающей деформации при разгрузке опытных штампов, которые являются следствием как упругого расширения частиц, так и влияния адсорбционных процессов. Поэтому они не могут рассматриваться как данные, характеризующие только упругие деформации.

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

Глава 6

ЗАКОНОМЕРНОСТИ ПОЛЗУЧЕСТИ СКЕЛЕТА
ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ПРИ ОДНОМЕРНОМ УПЛОТНЕНИИ

§ 1. ВВЕДЕНИЕ

Для построения теории ползучести какого-либо материала, обладающего свойством длительного деформирования, как известно (см. гл. 2, § 3), необходимо знать законы изменяемости ползучести во времени от действия единичной нагрузки, зависимости между напряжениями, мгновенными деформациями (см. гл. 5, § 2) и деформациями ползучести. Когда материал обладает способностью изменять свои свойства по различным причинам, помимо изложенного следует также знать законы изменяемости модуля мгновенной деформации (см. гл. 5, § 4) и ползучести в зависимости от изменяемости его состояния под действием различных факторов. Следовательно, чтобы построить теорию ползучести скелета глинистых грунтов для случая их одномерного уплотнения или же приспособить к ним разработанные для других материалов (бетона, металлов, пластмасс и др.) теории, 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. гл. 3, § 7). Эти исследования должны завершаться проверкой теорий ползучести — проверкой справедливости применимости их для описания процесса длительного деформирования скелета глинистых грунтов (см. гл. 2, § 3).

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. гл. 3, § 1), выполнены Г. И. Покровским и К. Бюиссманом. Они теоретическим и экспериментальным методами получили логарифмические соотношения (2.63) и (2.64) для прогноза длительной деформации слоя грунта под действием заданной равномерно распределенной постоянной нагрузки. Резуль-

таты первых экспериментальных исследований ползучести скелета глинистых грунтов при одномерном уплотнении в современном их понимании опубликованы автором книги в 1954 г. 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. гл. 3, § 7) положены наследственная теория ползучести стареющих и нестареющих материалов, теории старения и упрочнения (см. гл. 2, § 3), основные физические соотношения которых для случая одномерного уплотнения приведены в гл. 3, § 7.

Для определения характеристик ползучести (в дальнейшем под этим термином будем понимать ползучесть скелета) глини-

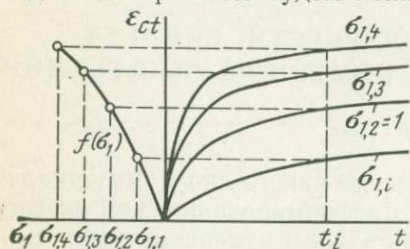


Рис. 60. Схема семейства кривых компрессионной ползучести и кривая зависимости $\epsilon_{ct} - \sigma$, $\sigma_{1,i}$ — постоянные уплотняющие напряжения; $C_c(t)$ — кривая меры ползучести одномерного уплотнения, определенная при единичной нагрузке $\sigma_1 = 1$

стых грунтов при одномерном уплотнении, как и мгновенных деформаций (см. гл. 5, § 2), обычно применяется классический метод параллельного испытания нескольких образцов-близнецов под действием постоянных и различных по величине нагрузок, заимствованный из областей исследования ползучести бетона, металлов и других материалов. Основой для получения указанных выше характеристик ползучести служат семейства экспериментальных кривых ползучести (рис. 60). В целях проверки применимости к глинистым грунтам теорий ползучести образцы-близнецы испытывают также под действием ступенчато-возрастающей нагрузки. 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).

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, § 2. Там же рассмотрены методы загрузки образцов, а также вопросы определения их физических свойств до и после опыта, поэтому они здесь не будут повторно изложены. Отметим только, что деформации образцов фиксируются в момент приложения нагрузки $t \approx 0$ для определения мгновенной деформации, а затем через 5, 10, 30 с, 1, 5, 15, 30 мин, 1, 2, 4, 6 ч и каждый день 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. 15).

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

$$\varepsilon_{ct} = \frac{\Delta h_{ct}}{h - \Delta h_{c,p}}, \quad (6.2)$$

где h — начальная высота образца; $\Delta h_{c,p}$ — полная абсолютная деформация предварительного уплотнения.

По полученным данным строят семейства кривых ползучести и кривые зависимости напряжения — относительная компрессионная деформация ползучести (см. рис. 60).

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 уплотняющей нагрузки.

§ 2. ВЛИЯНИЕ 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 изменчивости их состояния — плотности, влажности и структурной прочности.

Рассмотрим закономерности деформирования неуплотненной и неупрочненной во времени глинистых паст текучей консистенции. Это поможет иметь определенное представление о деформировании сравнительно новых грунтовых образований — весьма слабых коагуляционно-тиксотропных структур, по П. А. Ребиндеру (1958 г.). Это позволит также проследить за изменчивостью ползучих свойств глинистых грунтов в процессе их постепенного уплотнения и упрочнения во времени под действием нагрузок и выяснить некоторые вопросы природы длительного деформирования.

Типичное семейство экспериментальных кривых ползучести очень слабого грунта нарушенного сложения (тяжелый пылеватый суглинок 3371, табл. 16) при $e = 0,82$, $\omega_0 = 0,279$, а также кривая зависимости напряжение — относительная деформация, построенная для $t = 20$ сут (сплошные линии), приведены на рис. 61 [20]. 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 уплотнения очень слабых глинистых грунтов при компрессии достигается в течение нескольких десятков и сотен дней.

Природа изложенного выше поведения неуплотненных глинистых паст достаточно ясна. Она обусловлена лавинным разрушением слабого структурного каркаса и интенсивным его уплотнением сейчас же после приложения нагрузки, значительно превосходящей его прочность. Дальнейшее медленное уплотнение этих грунтов протекает вследствие длительных структурно-адсорбционных деформаций [10, 20]. При очень малых нагрузках, порядка 0,0005—0,0025 МПа, соизмеримых со структурной прочностью слабых грунтов, деформации протекают значительно медленнее, а кривые ползучести являются достаточно пологими (см. гл. 4, § 5). В по-

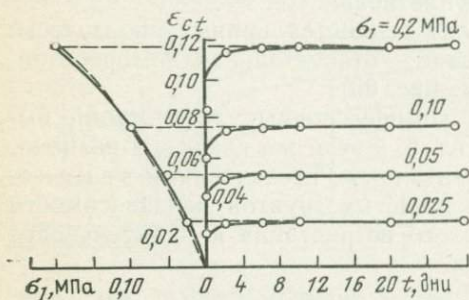


Рис. 61. Семейство экспериментальных кривых ползучести слабоуплотненной грунтовой пасты, кривая $\epsilon_{ct} - \sigma_1$ для данного фиксированного момента времени t и ее аппроксимация (штриховая линия) — по выражению (2.59)

следнем случае через сутки после момента приложения нагрузки величина ползучести едва достигает половины своей полной деформации.

Изложенное позволяет заключить, что, как и в случае мгновенных деформаций (см. гл. 5, § 4), характер развития ползучести слабых глинистых грунтов полностью зависит от отношения величины внешней нагрузки σ_1 к пределу их структурной прочности $\sigma_{1, str}$ — от коэффициента уровня загрузки Λ :

$$\Lambda = \frac{\sigma_1}{\sigma_{1, str}} \quad (6.3)$$

Ползучесть рассматриваемых грунтов, как правило, подчиняется одному общему нелинейному закону деформирования. В этом случае деформации растут медленнее, чем при линейной зависимости между ϵ_{ct} и σ_1 , т. е. с увеличением нагрузки имеет место постепенное упрочнение грунта (см. рис. 61). При небольших нагрузках (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 представляют определенный интерес приведенные на рис. 62 семейства экспериментальных кривых четырех различных начальных состояний глины 4—57 (см. табл. 16). Три первых состояния получены предварительным уплотнением образцов-близнецов под дей-

ствием $\sigma_{1,0} = 0,025; 0,05$ и $0,075$ МПа при общей продолжительности эксперимента около 15 мес. Четвертое состояние грунта получено разгрузкой (после опыта) всех образцов до предварительно уплотняющих значений нагрузок с последующим их догрузением до $0,3$ МПа, а после стабилизации деформаций—разгрузкой

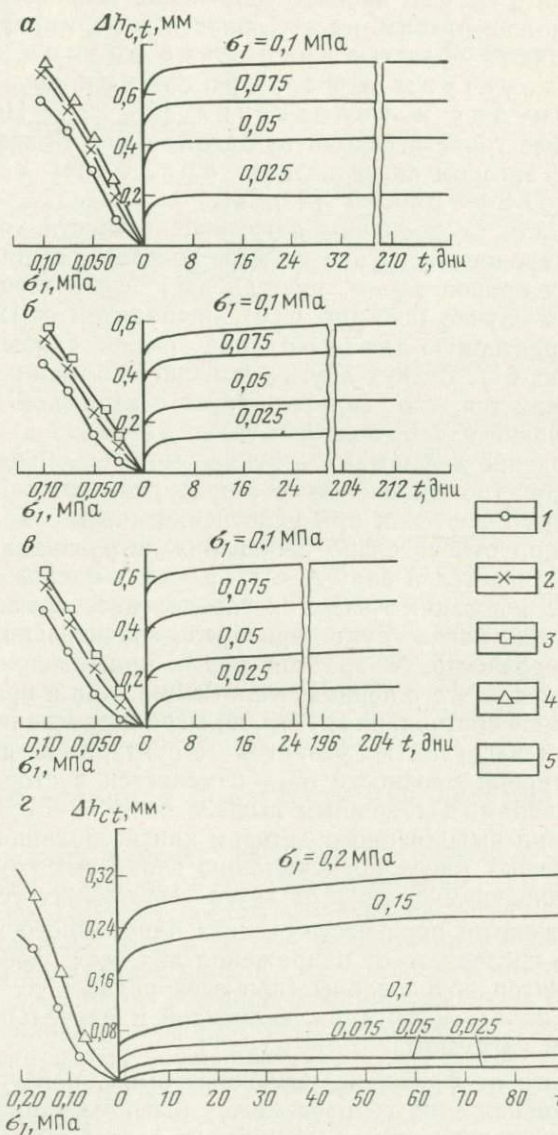


Рис. 62. Семейства кривых компрессионной ползучести четырех состояний глины 4—57 и кривые $\Delta h_{ct} - \sigma_1$ для различных моментов времени t :
 $a - \sigma_{1,0} = 0,025$; $б - \sigma_{1,0} = 0,05$; $в - \sigma_{1,0} = 0,075$; $г - \sigma_{1,0} = 0,2$ МПа. 1— $t = 1$ ч; 2— $t = 1$ день; 3— $t = 12$ дней; 4— $t = 100$ дней; 5—кривые компрессионной ползучести

до 0,2 МПа. Процесс подготовки образцов к испытанию в четвертом состоянии грунта продолжался более чем 3,5 мес. Компрессионная кривая, характеризующая изменение пористости грунта при переходе от одного состояния к другому, показана на рис. 63.

Сдвиг по характеру кривой $\epsilon_{ct} = \epsilon_{ct}(\sigma_1)$, имеющей S-образную форму (см. рис. 62), процесс уплотнения всех четырех состояний грунта можно разбить на две области деформирования. Первая из них является областью предельно возможного разрушения структуры и разупрочнения грунта, а вторая — упрочнения и уплотнения [20, 22]. Напряжение, соответствующее точке перехода из одной области деформирования в другую, автором книги названо пределом структурной прочности грунта [20, 22].

В зависимости от величины нагрузки, скорости разрушения структуры и упрочнения грунта по мере возрастания длительности испытания вид кривой $\epsilon_{ct} - \sigma_1$ претерпевает существенное изменение. В одном случае (см. рис. 62,а), начиная с $t = 12$ дней, она принимает характерную для уплотнения очень слабых грунтов форму (см. рис. 61). В двух других (см. рис. 62,б и в) она совершенно выпрямляется, что свидетельствует о взаимной компенсации разупрочнения и упрочнения грунта.

Такое поведение деформаций грунта можно объяснить тем, что при больших (по сравнению со структурной прочностью) нагрузках они протекают как при уплотнении очень слабых их разновидностей, при относительно небольших нагрузках вначале несколько задерживается в силу $\Lambda < 1$, а для полного развития структурных деформаций требуется определенное время. В четвертом состоянии, когда грунт приобрел значительно большую структурную прочность, S-образная форма кривой $\epsilon_{ct} - \sigma_1$ является характерной для всего периода уплотнения. Как и при трех рассмотренных выше состояниях грунта, по мере возрастания длительности действия нагрузки и развития структурных деформаций предел структурной прочности $\sigma_{1, str}$ изменяется в сторону уменьшения по причинам, изложенным выше.

На основании выполненного автором книги большого объема экспериментальных работ по испытанию глинистых грунтов в существенно отличающихся друг от друга состояниях установлено: — характер развития ползучести скелета одномерного уплотнения и зависимость последнего от напряжения для всех разновидностей глинистых грунтов обусловлены (при всех равных условиях) их состоянием к началу испытания, величиной и длительностью действия внешней нагрузки;

— 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;

— напряжение, при котором имеет место переход из одной области

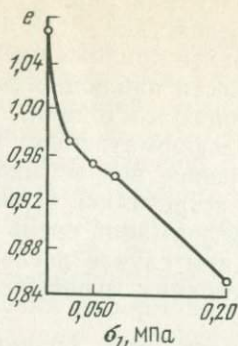


Рис. 63. Компрессионная кривая глины 4—57, построенная по данным определения пористости после предварительного уплотнения образцов нагрузками: $\sigma_{0,1} = 0,025; 0,05; 0,075$ и $0,2$ МПа

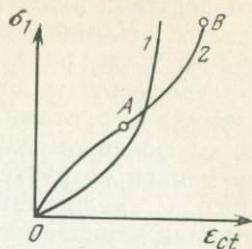


Рис. 64. Типичные кривые зависимости $\sigma_1 - \epsilon_{ct}$ глинистых грунтов, обладающих (1) и обладающих (2) сцеплением упрочнения. А — точка перехода от структурных деформаций к структурно-адсорбционным

деформирования в другую, называется пределом структурной прочности грунта;

— условия проявления структурных и структурно-адсорбционных деформаций скелета обусловлены величиной Λ (6.3). Когда $0 < \Lambda < 1$, в процессе деформации грунта обнаруживаются обе, характерные для одномерного уплотнения, деформации, а когда $\Lambda \geq 1$, 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. 64);

— форма кривой $\epsilon_{ct} - \sigma_1$ существенным образом зависит от длительности действия постоянных нагрузок. По мере возрастания t и развития во времени структурных деформаций наблюдается изменение предела структурной прочности в сторону уменьшения.

§ 3. КОМПРЕССИОННАЯ ПОЛЗУЧЕСТЬ ПРИ ПЕРЕМЕННОЙ НАГРУЗКЕ

В природных условиях нагрузки на грунты достигают своего наибольшего значения не сразу, а постепенно — по заранее известному закону. Поэтому исследование их деформационных свойств при переменной — возрастающей во времени равными ступенями нагрузке представляет большой практический интерес. Оно может быть использовано и для проверки применимости теорий ползучести к описанию процесса ползучести глинистых грунтов.

Экспериментами установлено [20], что в указанных выше условиях испытания слабых глинистых паст, когда длительность действия ступени нагрузки не превышает суток, переход от одной ступени к другой приводит (до достижения упруго-уплотненного состояния) к закономерному уменьшению ползучести. После достижения грунтом упруго-уплотненного состояния деформации ползу-

части от действия равных ступеней нагрузки или равны, или же наблюдается некоторое их возрастание вследствие наследственности деформаций — влияния ранее приложенных ступеней. Наследственность деформаций ползучести наблюдается также до достижения грунтами упруго-уплотненного состояния, однако решающим фактором изменяемости их деформативных свойств при переменной нагрузке является постепенное возрастание плотности [20]. С аналогичным явлением мы встречались также при рассмотрении изменяемости мгновенных деформаций очень слабых глинистых паст (см. гл. 5, § 4). В последнем случае после достижения грунтами упруго-уплотненного состояния мгновенные деформации стабилизируются.

Испытание очень слабых глинистых паст при сравнительно длительном действии (от трех до нескольких десятков дней) ступеней нагрузки приводит к двум характерным видам деформирования. При небольших ступенях нагрузки (менее 0,025 МПа) наблюдается нарушение отмеченной выше закономерности (рис. 65), т. е. хаотичность изменяемости ползучести. В этом случае ползучесть от данной ступени нагрузки не всегда меньше ползучести от действия предыдущей, равной ей, ступени. В то же время при испытании тех же образцов под действием относительно больших ступеней нагрузки (0,05 МПа) остается в силе, независимо от дли-

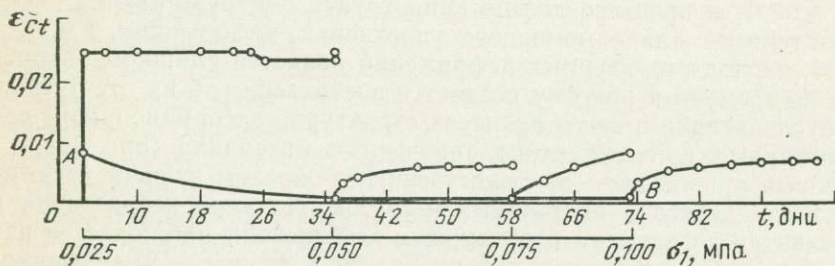


Рис. 65. Характер изменения кривых компрессионной ползучести грунта 3454 при переходе от одной к другой равной ступени нагрузки

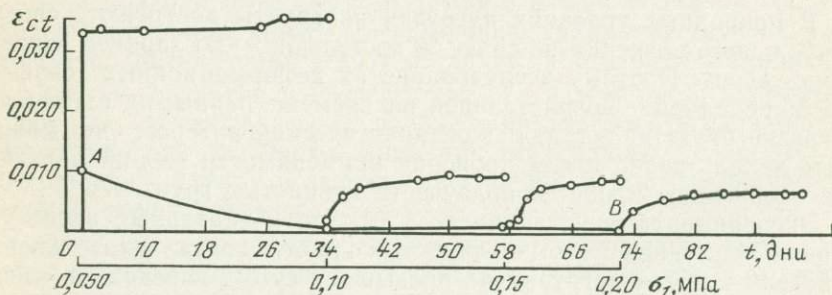


Рис. 66. Характер изменения кривых компрессионной ползучести грунта 3454 при переходе от одной к другой равной ступени нагрузки, когда в моменты ее приложения суммарные нагрузки превосходят структурную прочность грунта

тельности их действия, характерная для очень слабых глинистых паст закономерность деформирования (рис. 66).

Экспериментами установлено также, 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. 67) даже тогда, когда дополнительное уплотнение после $t=1$ ч пренебрежимо мало (не превышает 3%). Следовательно, существенное снижение мгновенных (см. гл. 5, § 1) и ползучих деформаций глинистых паст после длительного предварительного уплотнения в основном обусловлено их тиксотропным упрочнением — проявлением сцепления упрочнения [10]. В 1952 г. к аналогичному выводу пришла Т. Н. Пузыревская при испытании мела после 48-часовой выдержки под нагрузкой, тогда как предварительное его обжатие не привело к изменению пористости.

Таким образом, при длительном действии первой ступени нагрузки имеют место уплотнение и структурное упрочнение грунтовой пасты во времени. Когда вторая ступень нагрузки меньше структурной прочности грунта в момент ее приложения, наблюдается значительное снижение ползучести по сравнению с первой. При приложении следующей — третьей ступени и превышении суммарной нагрузкой величины $\sigma_{1,стр}$ имеет место частичное или полное разрушение ранее образованной структуры, что становится причиной существенного возрастания ползучести по сравнению с предыдущей ступенью нагрузки (см. рис. 65). Дальнейшее многократное повторение цикла упрочнения и разупрочнения, вследствие последовательного проявления и устранения сцепления упрочнения при загрузении грунта относительно небольшими ступенями нагрузки приводит к наблюдаемому в эксперименте хаотическому характеру изменчивости ползучести, имеющему тенденцию стабилизироваться при достижении им упругоуплотненного состояния.

В случае загрузки образцов большими ступенями нагрузки, 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. 66). С аналогичными явлениями мы встречались также при рассмотрении изменчивости мгновенных деформаций глинистых паст (см. гл. 5, § 4) при их испытании в отмеченных выше условиях.

Влияние упрочнения и разупрочнения глинистых паст в процессе ступенчатого роста внешней нагрузки на процесс деформирования наглядно видно на графиках семейств экспериментальных кривых ползучести, один из примеров которых приведен на рис. 68 [20]. Как видно на этом рисунке, при больших ступенях нагрузки

($\geq 0,05$ МПа) одному и тому же значению напряжения соответствуют одни и те же конечные деформации ползучести, т. е. ползучесть не зависит от режима загрузки образцов-близнецов. В то же время при загрузке образцов-близнецов относительно небольшими ступенями нагрузки (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 нагружении 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.

Изложенное выше явление хаотичности изменяемости ползучести вследствие периодического упрочнения и разупрочнения глини-

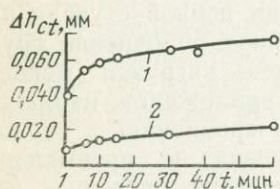
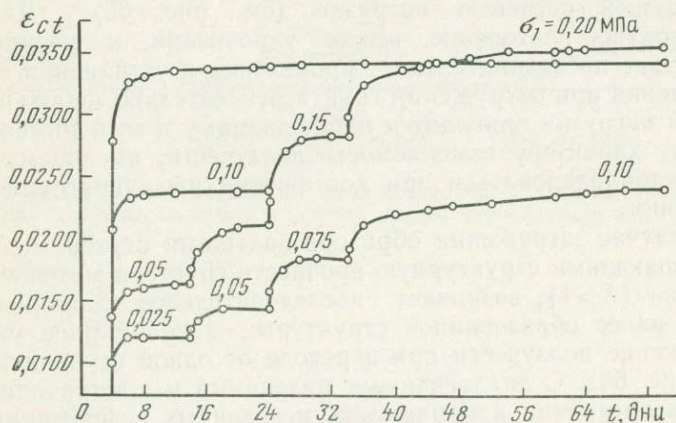


Рис. 67. Влияние длительности t_0 уплотнения ($\sigma_{1,0} = 0,025$ МПа) на компрессионную ползучесть суглинка 3454 нарушенного сложения:

1 — $t_0 = 1$ ч; 2 — $t_0 = 6$ дней

Рис. 68. Кривые компрессионной ползучести образцов-близнецов грунта 3363 нарушенного сложения при различных режимах приложения уплотняющей нагрузки



стых грунтов в процессе ступенчатого нагружения небольшими ступенями нагрузки, впервые описанное автором книги в 1956 г., Д. Тролопом и К. Чэном [20] названо «ступенчатой деформацией».

Д. Тролоп и К. Чэн испытывали на одноосное сжатие цилиндрические образцы ($d = 3,14$ см, $h = 8,9$ см) виксбургской глины ($\omega_P = 0,23$, $\omega_L = 0,37$) ступенями 0,1 от предполагаемой предель-

ной нагрузки 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 нагрузки 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 прилагаемого напряжения зернистой структурой, они дают 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 деформации.

Объяснение, данное рассматриваемому явлению Д. Тролопом и К. Чэном в 1960 г., совпадает с объяснением автора книги.

В рассмотренных выше случаях уплотнения глинистых паст первой ступени нагрузки всегда соответствовала наибольшая деформация ползучести. Совершенно по-другому протекает изменяемость ползучести глинистых грунтов, обладающих значительной структурной прочностью в начале испытания. В этом случае, как и в случае мгновенных деформаций (см. гл. 5, § 4), изменяемость ползучести при переходе от одной к другой (равной по величине) ступени нагрузки может иметь экстремальный характер вида, показанного на рис. 59 [20].

Заканчивая рассмотрение ползучести глинистых грунтов в случае одномерного уплотнения при переменной нагрузке, следует еще раз отметить, что ее изменяемость (как и мгновенных деформаций) в процессе ступенчатого роста внешней нагрузки всецело зависит от коэффициента Λ (6.3). 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 нагружения.

§ 4. АППРОКСИМАЦИЯ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ КРИВЫХ

Для получения не только качественного представления, но и количественных данных о ползучих свойствах глинистых грунтов надо располагать аналитическими выражениями длительного деформирования и зависимостями последних от нормального напряжения σ_1 , определяемыми 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 данных и представлении искомой зависимости в виде линейной функции

$$Y = a + bX. \quad (6.4)$$

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 способом наименьших квадратов. Графический метод определения параметров эмпирической функции является наиболее простым, но менее точным, чем способ наименьших квадратов.

Аппроксимация кривых ползучести

Аппроксимацию экспериментальных кривых ползучести, определенных испытанием образцов под действием постоянных нагрузок, осуществляют логарифмическими (2.63) и (2.64), степенной (2.62), экспоненциальной (2.61) и другими функциями, подробно рассмотренными выше (см. гл. 2, § 3). На примере аппроксимации результатов испытания суглинка 2—57 (см. табл. 16) нарушенного сложения в четырех его различных состояниях (рис. 69) 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 [20, 22].

Прежде чем приступить к аппроксимации семейства экспериментальных кривых ползучести одного состояния, т. е. при $\sigma_{1,0} = 0,225$ МПа (см. рис. 69, в), отметим, что в левых частях рис. 69 б, в и г кривые $\varepsilon_{ct} - \sigma_1$ (которые представляют собой часть кривой S-образной формы, показанной на рис. 64) изображены ломаными линиями с двумя прямыми участками с различными углами наклона к оси абсцисс. Отметим также, что по мере увеличения длительности t действия нагрузок разница в величинах этих углов постепенно уменьшается, а в отдельных случаях полностью исчезает по причинам, изложенным выше (см. § 2).

Логарифмические функции. Критерием пригодности логарифмических функций Г. И. Покровского (2.63) и К. Бюиссмана (2.64) для аппроксимации экспериментальных кривых ползучести служит их спрямление в полулогарифмической системе координат $\varepsilon_{ct} - lgt$. На рис. 70 видно, что, во-первых, логарифмические функции в целом пригодны для аппроксимации кривых ползучести одномерного

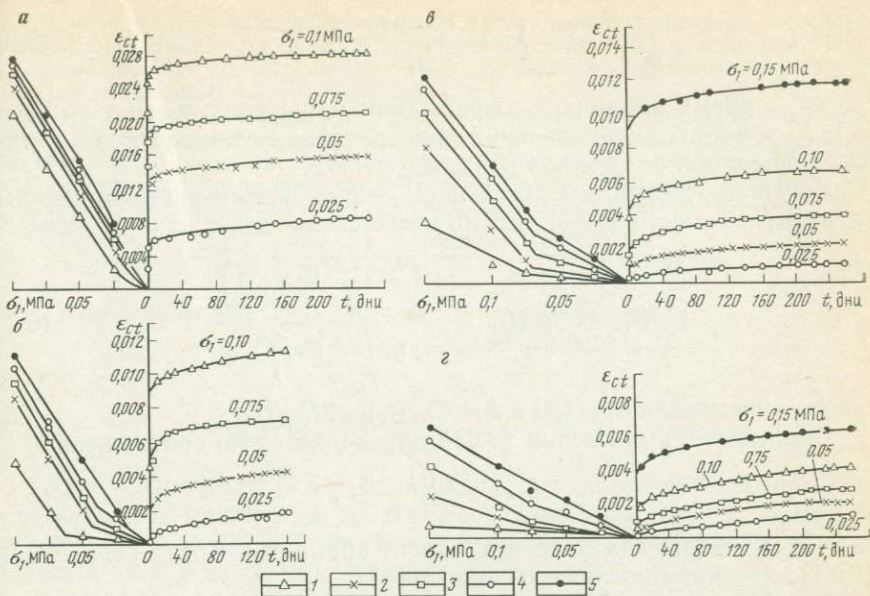


Рис. 69. Кривые ползучести грунта 2—57 при четырех его различных начальных состояниях и кривые $\epsilon_{ct}-\sigma_1$ для различных моментов времени:

$a-\sigma_{1,0}=0,025$ МПа; 1— $t=1$ ч; 2— $t=1$ день; 3— $t=10$ дней; 4— $t=262$ дня; 5— $t=159$ дней, $\delta-\sigma_{1,0}=0,125$ МПа; 1— $t=1$ ч; 2— $t=1$ день; 3— $t=10$ дней; 4— $t=86$ дней; 5— $t=159$ дней, $\beta-\sigma_{1,0}=0,225$ МПа; 1— $t=1$ ч; 2— $t=1$ день; 3— $t=10$ дней; 4— $t=98$ дней; 5— $t=260$ дней, $\gamma-\sigma_{1,0}=0,425$ МПа; 1— $t=1$ ч; 2— $t=1$ день; 3— $t=8$ дней; 4— $t=104$ дня; 5— $t=258$ дней

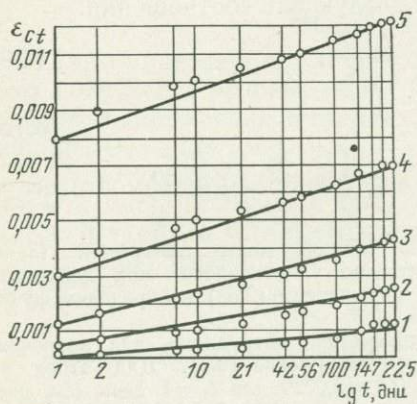


Рис. 70. Кривые компрессионной ползучести суглинка 2—57 в координатах $\epsilon_{ct}-\lg t$ ($\sigma_{1,0}=0,225$ МПа):

1— $\sigma_{1,0}=0,025$; 2— $\sigma_{1,0}=0,050$; 3— $\sigma_{1,0}=0,075$; 4— $\sigma_{1,0}=0,10$; 5— $\sigma_{1,0}=0,15$ МПа

уплотнения, во-вторых, кривые ползучести одного и того же состояния (семейства), полученные при различных значениях нагрузки, непараллельны друг другу. Следовательно, в числе основных закономерностей длительного деформирования глинистых грунтов при компрессии, упомянутых в § 2, следует отметить также не подобию кривых ползучести (см. гл. 2, § 3).

Входящие в выражение (2. 63) параметры L и λ определяют из следующих соотношений:

$$L = \frac{1}{\ln \left(\frac{t_2}{t_1} - 1 \right)} ; \quad (6.5)$$

$$\lambda = \frac{t_2 - 2t_1}{t_1^2}, \quad (6.6)$$

где t_1 — время единичной деформации меры ползучести $C_{c,1}(t_1) = 1$; t_2 — время, необходимое для возрастания единичной деформации меры ползучести в два раза: $C_{c,2}(t_2) = 2$.

Когда определение $C_{c,1} = 1$ и $C_{c,2} = 2$ по каким-либо причинам затруднено, вместо (2.63) 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 $t_2 - C_{c,2}(t_2) = 2C_{c,1}(t_1)$.

Параметр b выражения (2.64) 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 (2.63) и (2.64) для функции времени теории наследственной ползучести соответственно получим следующие соотношения:

$$K_c(t) = \frac{L}{\lambda t + 1}; \quad (6.9)$$

$$K_c(t) = \frac{A}{t}, \quad (6.10)$$

где $A = bM$; M — модуль перевода десятичных логарифмов в натуральные ($M = 0,4363$).

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. 69, в; рис. 70), выражением (2.63) 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. 69, в) и найдем необходимое для достижения $C_{c,2}(t_2) = 2 \cdot 0,0029 = 0,0058$ время $t_2 = 70$ 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:

$$K_c(t) = \frac{0,000685}{68t + 1},$$

где $L = 0,000685$; $\lambda = 68$.

Пример 2. Выполним аппроксимацию рассмотренной в примере 1 экспериментальной кривой меры ползучести по соотношению (2.64) и определим $K_c(t)$ по выражению (6.10). Для осуществления указанной аппроксимации следует определить входящие в (2.64) параметры a и b .

Как было сказано выше, при $t=1$ день $a=C_c(t=1)$. Это значит, что величину a можно определить непосредственно из эксперимента. В рассматриваемом случае $a=0,0029$ (см. рис. 70). Принимая длительность наблюдений $t=260$ дней, определим меру ползучести по данным опыта: $C_c(t=260)=0,0068$ (см. рис. 70). Далее, имея в виду, что $\lg 260=2,41497$, из (6.8) получим

$$b = \frac{C_c(t=260) - a}{\lg t} = \frac{0,0068 - 0,0029}{2,41497} = 0,0016.$$

Тогда соотношение (2.64) запишется в следующем виде:

$$C_c(t) = a + b \lg t = 0,0029 + 0,0016 \lg t,$$

а (6.9) в виде

$$K_c(t) = C'_c(t) = \frac{bM}{t} = \frac{0,0016 \cdot 0,4363}{t} = \frac{0,000698}{t}.$$

Выражение вида (2.64) применены для аппроксимации ползучести металлов Филлипсом, Ю. Н. Работновым, бетона — Я. В. Столяровым, гипса — П. А. Ребиндером, глинистых грунтов — А. М. Скибицким, С. Р. Месчаном и другими [20].

Степенная функция. Степенное соотношение (2.62) можно представить в виде линейного уравнения (6.4)

$$\lg C_c(t) = \lg A + m \lg t, \quad (6.11)$$

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. 71).

Параметр $\lg A$ выражения (6.11) равен отрезку, отсекаемому прямой меры ползучести $\lg C_c - \lg t$ ($\sigma_1=0,1$ МПа) на оси ординат (деформаций), а m — углу наклона этой прямой к оси абсцисс.

Из (2.62) следует, что

$$A = C_c(t=1), \quad (6.12)$$

тогда из (6.11) получим выражение для определения m :

$$m = \frac{\lg C_c(t) - \lg C_c(t=1)}{\lg t}, \quad (6.13)$$

где $\lg C_c(t=1)$ — логарифм меры ползучести при $t=1$; $\lg C_c(t)$ — логарифм меры ползучести для данного момента времени t .

Если соотношение меры ползучести представить выражением (2.62), функция времени будет иметь следующий вид:

$$K_c(t) = A_1 t^{-\alpha}, \quad (6.14)$$

где $A_1 = Am$; $-\alpha = m - 1$.

Пример 3. Выполним аппроксимацию экспериментальной кривой меры ползучести, рассмотренной в примерах 1 и 2 (рис. 69, е), степенной зависимостью (2.62) и определим функцию $K_c(t)$ по выражению (6.14).

Величину параметра A определяем из эксперимента согласно (6.12): $A=C_c$

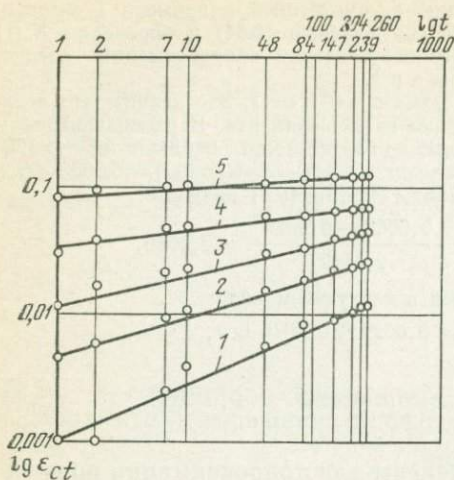


Рис. 71. Кривые компрессионной ползучести суглинка 2—57 в координатах $\lg \epsilon_{ct} - \lg t$ ($\sigma_{1,0} = 0,225$ МПа):
 1 — $\sigma_1 = 0,025$; 2 — $\sigma_1 = 0,050$; 3 — $\sigma_1 = 0,075$,
 4 — $\sigma_1 = 0,10$; 5 — $\sigma_1 = 0,015$ МПа

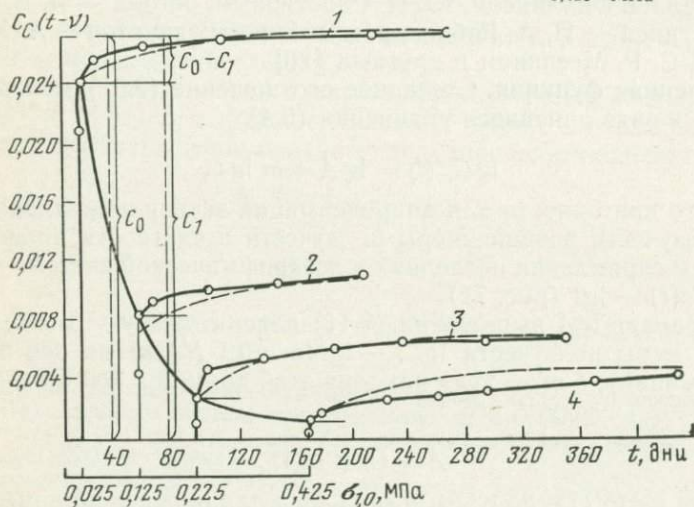


Рис. 72. Кривые меры ползучести четырех различных состояний суглинка 2—57 и их аппроксимация (штриховые линии) по выражению (6.21). Начальные уплотняющие напряжения $\sigma_{1,0}$ (в МПа):
 1 — 0,025; 2 — 0,125; 3 — 0,225; 4 — 0,425 МПа

($t=1$) = 0,0029. Тогда для $t=260$ дней и $C_c(t=260) = 0,0068$ из (6.13) получим величину m :

$$m = \frac{\lg 0,0068 - \lg 0,0029}{\lg 260} = 0,153,$$

Следовательно,

$$C_c(t) = A t^m = 0,0029 t^{0,153};$$

$$K_c(t) = A_1 t^{-\alpha} = 0,0029 \cdot 0,153 t^{0,153-1} = 0,000444 t^{-0,847}.$$

Кривые, показанные на рис. 71, подтверждают неподобие их и зависимость параметра m соотношения (2.62) от величины напряжения σ_1 [20, 22]. Данные, приведенные в табл. 21, показывают зависимость параметров меры ползучести A и m соотношения (6.11) от начального состояния грунта — величины предварительно уплотняющей нагрузки $\sigma_{1,0}$.

Параметры меры ползучести вида (2.62) при различных $\sigma_{1,0}$

$\sigma_{1,0}$, МПа	$A(B)$	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 (2.62) имеет широкое применение при аппроксимации кривых ползучести металлов (Ю. Н. Работнов и др.), горных пород (Ж. С. Ержанов и др.), глинистых грунтов при осевом сжатии (М. Н. Гольдштейн, С. С. Бабицкая и др.) и одномерном уплотнении (С. Р. Месчян и др.) [20].

Экспоненциальная функция Ф. Кольрауша (2.61) в форме записи меры ползучести Н. Х. Арутюняна (2.122)

$$C_c(t, \vartheta) = \varphi(\vartheta) \{ 1 - \exp[-\Delta(t - \vartheta)] \} \quad (6.15)$$

впервые применена для аппроксимации экспериментальных кривых ползучести одномерного уплотнения глинистых грунтов автором книги в 1954 г. [20].

Если в (6.15) параметр Δ представить в виде некоторой степенной функции вида

$$\Delta = \Delta_0 (t - \vartheta)^{-\kappa_0} \quad (6.16)$$

и принимать, что $\varphi(\vartheta) = C_0 = \text{const}$, получим соотношение (2.61), где $\kappa_0 = 1 - \kappa$. Из (2.61) для функции времени $K_c(t)$ получим следующее выражение:

$$K_c(t) = C_1 t^{\kappa_0 - 1} e^{-\Delta_0 t^{\kappa_0}}, \quad (6.17)$$

а если принять $\kappa_0 = 1$, будем иметь

$$K_c(t) = C_2 e^{-\Delta t}, \quad (6.18)$$

где

$$C_1 = C_0 \Delta_0 \kappa_0; \quad C_2 = C_0 \Delta_0.$$

Из соотношения (6.15) для функции времени $K_c(t)$ получим следующее выражение:

$$K_c(t, \vartheta) = \varphi'(\vartheta) \{ 1 - \exp[-\Delta(t - \vartheta)] \} + \Delta \varphi(\vartheta) \exp[-\Delta(t - \vartheta)]. \quad (6.19)$$

Применение функции Ф. Кольрауша (2.61) для аппроксимации экспериментальных кривых ползучести одномерного уплотнения приводит к очень хорошим результатам (см. § 5), а (6.15) достаточно хорошо подходит к глинистым грунтам, обладающим малой сжимаемостью, а также ко всем другим при небольших значениях уплотняющих нагрузок. Иначе говоря, эта функция хорошо аппрок-

симирует 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 она была представлена в следующем виде:

$$C_c(t, \vartheta) = \psi(\vartheta) + [\varphi(\vartheta_1) - \psi(\vartheta)] [1 - e^{-\Delta(t - \vartheta_1)}], \quad (6.20)$$

где $\psi(\vartheta)$ — мера ползучести для небольшого отрезка времени (от одной минуты до суток).

Если изменяемость $\psi(\vartheta)$ от нуля до своего наибольшего значения представить функцией вида (6.15), вместо (6.20) будем иметь [20, 22]

$$C_c(t, \vartheta) = \psi(\vartheta) [1 - e^{-\Delta_1(t - \vartheta)}] + [\varphi(\vartheta_1) - \psi(\vartheta)] [1 - e^{-\Delta_2(t - \vartheta_1)}], \quad (6.21)$$

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), предложено Р. Г. Ло в 1961 г. для аппроксимации экспериментальных кривых вторичной консолидации на основании анализа результатов собственных исследований.

Небезынтересно отметить, что некоторое несоответствие выражения (6.15) эксперименту обнаружено также при исследовании ползучести бетона. Для улучшения аппроксимации экспериментальных кривых ползучести бетона, К. С. Карапетяном [20] предложено следующее соотношение:

$$C(t, \vartheta) = \varphi(\vartheta) [1 - N(e^{-\Delta_1(t - \vartheta)} + e^{-\Delta_2(t - \vartheta)})], \quad (6.22)$$

где $N=0,5$; 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 (2.124). Этот подход использован А. И. Гольдиным при аппроксимации экспериментальных кривых ползучести одноосного сжатия цилиндрических образцов лангарского суглинка (материал ядра Нурекской плотины).

Изменяемость ползучих свойств глинистых грунтов (см. § 2, 3) связана с изменяемостью их состояния. Если за интегральный показатель состояния глинистого грунта принять величину и длительность действия природного (предварительно уплотняющего) давления $\sigma_{1,0}$, то вместо функции старения $\varphi(\vartheta)$ следует применять аналогичную ей функцию состояния $\varphi[\sigma_{1,0}(\vartheta)]$. Точно так же вместо

$\Psi(\theta)$ надо будет применять функцию $\psi[\sigma_{1,0}(\theta)]$ [20, 22]. Тогда вместо (6.21) будем иметь:

$$C_c [t - \theta, \sigma_{1,0}(\theta)] = \psi[\sigma_{1,0}(\theta)] [1 - e^{-\Delta_1(t-\theta)}] + \{ \varphi[\sigma_{1,0}(\theta_1)] - \psi[\sigma_{1,0}(\theta)] \} [1 - e^{-\Delta_2(t-\theta_1)}]. \quad (6.23)$$

По результатам аппроксимации экспериментальных кривых функций состояния автором книги получены следующие соотношения вида (5.7):

$$\left. \begin{aligned} \varphi[\sigma_{1,0}(\theta)] &= A_1 + \frac{A_2}{\sigma_{1,0}^n + A_3}; \\ \psi[\sigma_{1,0}(\theta)] &= B_1 + \frac{B_2}{\sigma_{1,0}^n + B_3}. \end{aligned} \right\} \quad (6.24)$$

Пример 4. Выполним аппроксимацию экспериментальных кривых меры ползучести ($\sigma_1=0,1$ МПа) четырех состояний суглинки 2—57 (см. рис. 69) соотношением (6.23) с учетом (6.24). На рис. 72 экспериментальные кривые меры ползучести показаны сплошными линиями. Сплошной линией показана также изменимость конечной кратковременной (суточной) ползучести в зависимости от $\sigma_{1,0}$.

Для возможности изображения как начальной уплотняющей нагрузки $\sigma_{1,0}$, длительности ее 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 каждом из них: A_1, A_2, A_3 и B_1, B_2, B_3 (при $n=2$), составленными относительно трех точек кривых изменемости суточных и конечных деформаций ползучести (см. рис. 72), получены следующие выражения для функций состояния:

$$\varphi[\sigma_{1,0}] = 0,00025 + \frac{0,0148}{(10 \sigma_{1,0})^2 + 0,5448};$$

$$\psi[\sigma_{1,0}] = 0,004 + \frac{0,0151725}{(10 \sigma_{1,0})^2 + 0,575}.$$

Величины $\varphi(\sigma_{1,0})$ и $\psi(\sigma_{1,0})$ для различных значений $\sigma_{1,0}$, определенные по полученным соотношениям, приведены в табл. 22.

Таблица 22

Значения функций состояния грунта 2—57 при различных $\sigma_{1,0}$

$\sigma_{1,0}$, МПа	$\varphi(\sigma_{1,0})$	$\psi(\sigma_{1,0})$
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 $\psi(\sigma_{1,0}=0,225 \text{ МПа})=0,0029$ (см. табл. 22) и принимая $\Delta_1=10,1$ день, для кратковременной ползучести получено следующее выражение

$$C_c(t - \theta \leq 1, \sigma_{1,0} = 0,225 \text{ МПа}) = 0,0029 [1 - e^{-10(t-\theta)}].$$

Когда $(t-\theta)=1$ день, $e^{-10,1} \approx 0$, а $C_c(t-\theta=1) = \psi(\sigma_{1,0}=0,225 \text{ МПа}) =$

$=0,0029$. Отсюда следует, что при $t=1$ день кратковременная ползучесть полностью стабилизируется.

6. Для определения параметра Δ_2 второй член правой части выражения (6.23), который характеризует длительную ползучесть грунта (при $t > 1$ день), записывается для некоторой $[t - (\theta + 1)]$ фиксированной длительности действия единичного напряжения ($\sigma_1 = 0,1$ МПа). Например, если в рассматриваемом нами примере принимать $t = 160$ дней, $\theta = 90$ дней (рис. 72), то $[t - (\theta + 1)] = 160 - (90 + 1) = 69$ дней.

Зная из опыта, что полная деформация грунта при $t - \theta = 160 - 90 = 70$ дней равна: $C_c(t - \theta = 70 \text{ дней}) = 0,0058$ (рис. 69, 72), при приведенных выше данных и данных табл. 22 выражение (6.23) запишем в следующем виде:

$$0,0058 = 0,0029 + (0,0068 - 0,0029) [1 - e^{-\Delta_2 \cdot 69}] \text{ или } 0,0029 = 0,0039 [1 - e^{-\Delta_2 \cdot 69}].$$

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:

$$C_c(t - \theta, \sigma_{1,0} = 0,225 \text{ МПа}) = 0,0029 [1 - e^{-10(t - \theta)}] + 0,0039 \{1 - e^{-0,0197[t - (\theta + 1)]}\}.$$

Из полученного соотношения следует, что

$$K_c(t - \theta, \sigma_{1,0} = 0,225 \text{ МПа}) = 0,029 e^{-10(t - \theta)} + 7,68 \cdot 10^{-5} e^{-0,0197[t - (\theta + 1)]}.$$

По полученному соотношению меры ползучести вида (6.23) осуществлена аппроксимация (с учетом данных табл. 22) экспериментальных кривых (на рис. 72 показана штриховыми линиями).

В табл. 23 для сравнения с экспериментом приведены вычисленные по соотношениям (2.62) — (2.64) и (6.21) значения меры ползучести рассмотренного в примерах 1—4 испытания суглинка при $\sigma_{1,0} = 0,225$ МПа, для различных моментов времени с учетом полученных в этих примерах параметров и функций.

Таблица 23

Таблица значений меры ползучести грунта 2—57 ($\sigma_{1,0} = 0,225$ МПа)

$t - \theta$, дни	$C_c(t - \theta)$ (опыт)	$C_c(t - \theta)$, вычисленные по формулам			
		(2.63)	(2.64)	(2.62)	(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

Кривые меры ползучести, построенные по данным табл. 23, приведены на рис. 73. Из этого рисунка видно, что, начиная с $(t-\theta) = 60$ дней, все рассмотренные выражения дают примерно равную точность аппроксимации экспериментальной кривой. Начальный участок этой кривой хуже всех описывает экспоненциальная, а лучше — логарифмическая функции.

Как видно из табл. 23, экспоненциальная функция не позволяет полученные 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 очень небольших нагрузок (по сравнению со структурной прочностью).

Аппроксимация семейств экспериментальных кривых ползучести

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. 60), кроме выражения меры

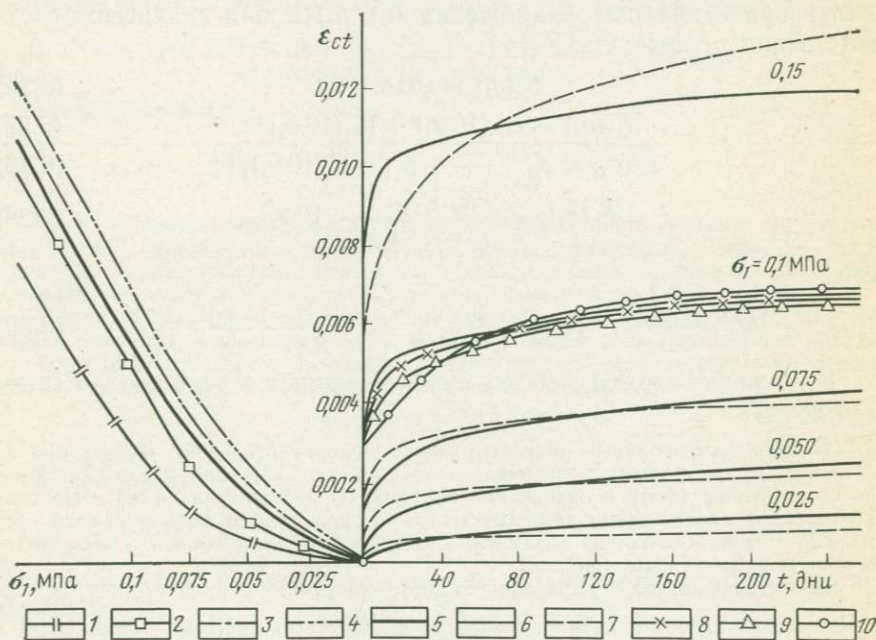


Рис. 73. Кривые ползучести $\epsilon_{ct}-t$, суглинка 2—57, зависимость $\epsilon_{ct}-\sigma_1$ и их аппроксимация ($\sigma_{1,0} = 0,225$ МПа):

$t-t=1$ 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)

ползучести надо располагать соотношением зависимости $\epsilon_{ct} - \sigma_1$. Это соотношение определяется для различных моментов времени, однако, когда кривые ползучести подобны (см. гл. 2, § 3), можно ограничиться определением только одного момента времени t_1 .

Экспериментальные кривые $\epsilon_{ct} - \sigma_1$, которые схематически изображены на рис. 64, могут быть аппроксимированы различными функциями. Для аппроксимации кривой 1 в реологии глинистых грунтов наиболее часто применяют степенные (2.55), (2.57) и экспоненциальную (2.59) функции (степенные функции пригодны только для аппроксимации этих кривых при конечных значениях напряжений). Кривую вида 2 рассматривают по частям — по участкам OA и AB . Для указанной аппроксимации С. С. Вялов [4] предложил дробно-линейную зависимость вида

$$\epsilon_{ct} = \frac{\sigma_1 \epsilon_{cl}}{N_0 \cdot \epsilon_{cl} + \sigma_1}, \quad (6.25)$$

где ϵ_{cl} — предельное значение деформации уплотнения, достигаемое при $\sigma_1 \rightarrow \infty$, когда материал приобретает предельную плотность.

При аппроксимации экспериментальных кривых $\epsilon_{ct} - \sigma_1$ соотношениями (2.55), (2.57), (2.59) и (6.25) функций напряжения $F(\sigma_1)$ при единичном напряжении 0,1 МПа они запишутся соответственно в виде:

$$F(\sigma_1) = (10 \sigma_1)^n; \quad (6.26)$$

$$F(\sigma_1) = \alpha_0 (10 \sigma_1) + \beta_0 (10 \sigma_1)^n; \quad (6.27)$$

$$F(\sigma_1) = d_0 \{ 1 - \exp[-b (10 \sigma_1)] \}; \quad (6.28)$$

$$F(\sigma_1) = \frac{N_0 \cdot \epsilon_{cl} + 1}{N_0 \cdot \epsilon_{cl} + 10 \sigma_1} 10 \sigma_1, \quad (6.29)$$

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 $F(\sigma_1 = 0,1) = 1$.

Пример 5. Выполним аппроксимацию экспериментальной кривой $\epsilon_{ct} - \sigma_1$ суглинка, рассмотренного в примерах 1—4 (см. рис. 73) при $\sigma_{1,0} = 0,225$ МПа по соотношению (2.55) и определим его функцию напряжения (6.26). Пригодность (2.55) для описания зависимости $\epsilon_{ct} - \sigma_1$ при данном фиксированном времени $t = 1$ день следует из спрямления экспериментальной кривой в координатной системе $\lg \epsilon_{ct} - \lg \sigma_1$ (рис. 74).

Прологарифмировав выражение (2.55), получим:

$$\lg \epsilon_{ct} = \lg B + n \lg (10 \sigma_1), \quad (6.31)$$

откуда следует, что $\lg B$ равен отрезку, отсекаемому прямой на оси деформации $\lg \epsilon_{ct}$, а n — является углом наклона прямой $\lg \epsilon_{ct} - \lg \sigma_1$ к оси абсцисс (см. рис. 74), 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.

Из испытания образцов при $\sigma_{1,0} = 0,225$ МПа знаем (см. рис. 73 и табл. 23), что при $\sigma_1 = 0,1$ МПа $C_c(t = 1) = 0,0029$, т. е. $B = 0,0029$. Принимая $\sigma_1 =$

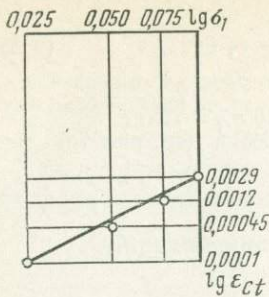


Рис. 74. Кривая $\sigma_1 - \epsilon_{ct}$ грунта 2—57 при $\sigma_{1,0} = 0,225$ МПа в координатах $\lg \sigma_1 - \lg \epsilon_{ct}$

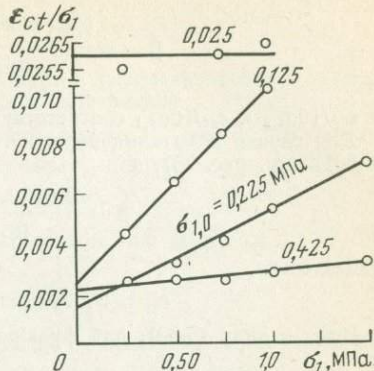


Рис. 75. Выворачивание экспериментальных кривых $\epsilon_{ct} - \sigma_1$ четырех состояний суглинка 2—57 в координатах $\epsilon_{ct}/\sigma_1 - \sigma_1$: $\sigma_{1,0}$ — предварительно уплотняющая нагрузка (в МПа)

$= 0,025$ 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:

$$\begin{aligned} \epsilon_{ct} &= B (10 \sigma_1)^n = 0,0029 (10 \sigma_1)^{2,429}; \\ F(\sigma_1) &= (10 \sigma_1)^{2,429}. \end{aligned} \quad (6.32)$$

Вычисленные по результатам испытания четырех семейств кривых ползучести (см. рис. 69) параметры B и n , входящие в (2.55), приведены в табл. 21. Как видно из этой таблицы, при $t=1$ день параметр B соотношения (2.55) и параметр A меры ползучести (2.62) тождественно равны: $A=B$.

Пример 6. Выполним аппроксимацию кривой $\epsilon_{ct} - \sigma_1$ рассмотренного в примере 5 семейства экспериментальных кривых ползучести по выражению (2.57).

Прежде всего следует проверить возможность описания экспериментальной кривой при параметре n , равном двум, т. е. по зависимости

$$\epsilon_{ct} = \alpha (10 \sigma_1) + \beta (10 \sigma_1)^2. \quad (6.33)$$

Для проверки пригодности (6.33) для описания кривой $\epsilon_{ct} - \sigma_1$ представим его в виде следующего линейного уравнения

$$\frac{\epsilon_{ct}}{10 \sigma_1} = \alpha + \beta \cdot 10 \sigma_1 \quad (6.34)$$

и рассмотрим условие спрямления экспериментальных данных в координатах $(\epsilon_{ct}/10\sigma_1) - \sigma_1$.

На рис. 75 показаны спрямленные в системе координат $\sigma_1 - (\epsilon_{ct}/10\sigma_1)$ экспериментальные кривые $\sigma_1 - \epsilon_{ct}$ для четырех состояний суглинка (см. рис. 69), построенные на основании усредненных кривых. Пример усредненной кривой $\sigma_1 - \epsilon_{ct}$ приведен на рис. 73 (штриховая линия) для $\sigma_{1,0} = 0,225$ МПа. Отметим, что для представления зависимости $\sigma_1 - \epsilon_{ct}$ в новой системе координат деформации делятся на соответствующие им напряжения.

Из выражения (6.34) видно, что α — отрезок, отсекаемый прямой $\epsilon_{ct}/10\sigma_1 - \sigma_1$ на оси $\epsilon_{ct}/10\sigma_1$ 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 $\sigma_{1,0}=0,225$ МПа (см. рис. 73) $\alpha = 0,0017$ (см. рис. 75), а

$$\beta = \frac{0,053 - 0,0017}{10 \cdot 0,1} = 0,0036,$$

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:

$$F(\sigma_1) = \frac{0,0017}{0,0053} (10 \sigma_1) + \frac{0,0036}{0,0053} (10 \sigma_1)^2 = 0,321 (10 \sigma_1) + 0,679 (10 \sigma_1)^2,$$

где $\alpha + \beta = 0,0053$.

Полученное выражение удовлетворяет условию $F(\sigma_1=0,1)=1$.

Аппроксимация семейства экспериментальных кривых ползучести суглинка при $\sigma_{1,0}=0,225$ МПа осуществлена (на рис. 73 показаны штриховыми линиями) по соотношению (2.71):

$$\varepsilon_{ct} = C_c(t) F(\sigma_1) = 0,0029 t^{0,153} [0,321 (10 \sigma_1) + 0,679 (10 \sigma_1)^2],$$

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 меры ползучести (2.62), 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 [20]. В случае учета неподобия экспериментальных кривых ползучести функция напряжения (6.27) записывается в следующем виде [20, 22].

$$F(\sigma_1, t) = \alpha_0(t) (10 \sigma_1) + \beta_0(t) (10 \sigma_1)^n, \quad (6.36)$$

где $\alpha_0(t)$ и $\beta_0(t)$ — функции, зависящие от длительности действия постоянной нагрузки.

В этом случае от длительности действия постоянной нагрузки 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. 61) вида (2.59) для $t=20$ дней.

В рассматриваемом примере входящие в (2.59) параметры d и b определены из решения двух уравнений с двумя неизвестными, составленными относительно двух, произвольно взятых, значений ε_{ct} . Для зависимости $\varepsilon_{ct}-\sigma_1$ получено следующее выражение вида (2.59):

$$\varepsilon_{ct}(\sigma_1) = d [1 - e^{-b(10 \sigma_1)}] = 0,19 [1 - e^{-0,5(10 \sigma_1)}].$$

Имея в виду, что при $\sigma_1=0,1$ МПа $\varepsilon_{ct}=0,0747$, функция напряжения (6.28) записывается в виде:

$$F(\sigma_1) = \frac{0,19}{0,0747} [1 - e^{-0,5(10\sigma_1)}] = 2,55 [1 - e^{-0,5(10\sigma_1)}].$$

Кривая $\varepsilon_{ct} - \sigma_1$, построенная по полученному в рассматриваемом примере выражению в левой части рис. 61 показана штриховой линией.

В заключение отметим, что в рассмотренных выше примерах 1—7 были приведены усредненные данные, полученные при двух-трехкратном испытании образцов-близнецов.

Определение параметров эмпирических формул методом наименьших квадратов

В рассмотренном выше графическом анализе результатов опытных данных и определения параметров эмпирических функций аппроксимирующая прямая (в данной системе координат) проводилась на глаз таким образом, чтобы она располагалась возможно ближе к нанесенным на графике точкам. 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 функции принять выражение (6.4), то мера ее отклонения S от всех экспериментальных данных определяется из условия:

$$S = \sum_{i=1}^n [Y_i - (a + b X_i)]^2 = \min, \quad (6.37)$$

где Y_i — определяемые из эксперимента опытные данные при данном X_i . Здесь предполагается, что отклонения, сумма квадратов которых должна быть минимальна, имеют место только по направлению оси y , т. е. измерения по оси x являются точными, а по оси y могут иметь различные значения [13].

Значения a и b искомой функции определяются из условия минимума S , для чего приравнивают к нулю частные производные (6.37) по a и b :

$$\frac{\partial S}{\partial a} = \frac{\partial}{\partial a} \left[\sum_{i=1}^n (Y_i - a - b X_i)^2 \right] = \sum_{i=1}^n [-2(Y_i - a - b X_i)] = 0; \quad (6.38)$$

$$\frac{\partial S}{\partial b} = \frac{\partial}{\partial b} \left[\sum_{i=1}^n (Y_i - a - b X_i)^2 \right] = \sum_{i=1}^n [-2 X_i (Y_i - a - b X_i)] = 0, \quad (6.39)$$

или

$$n a + b \sum_{i=1}^n X_i = \sum_{i=1}^n Y_i; \quad (6.40)$$

$$a \sum_{i=1}^n X_i + b \sum_{i=1}^n X_i^2 = \sum_{i=1}^n X_i Y_i, \quad (6.41)$$

где $\sum_{i=1}^n a_i = na$; n — число определений.

Входящие в выражение (6.4) параметры определяют из решения уравнений (6.40) и (6.41) по следующим выражениям:

$$a = \frac{\sum_{i=1}^n X_i^2 \sum_{i=1}^n Y_i - \sum_{i=1}^n X_i \sum_{i=1}^n X_i Y_i}{n \sum_{i=1}^n X_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n X_i \right)^2}; \quad (6.42)$$

$$b = \frac{n \sum_{i=1}^n X_i Y_i - \sum_{i=1}^n X_i \sum_{i=1}^n Y_i}{n \sum_{i=1}^n X_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n X_i \right)^2}; \quad (6.43)$$

Линейное уравнение вида (6.4) с коэффициентами, определенными по методу наименьших квадратов и выражающее в среднем зависимость между X и Y (в предположении возникновения ошибок только для Y), называется уравнением регрессии, а его графическое изображение — теоретической линией регрессии [13]. Мерой степени линейной зависимости между X и Y служит коэффициент корреляции r :

$$r = \sqrt{1 - \left(\frac{S_y}{\sigma_y} \right)^2}, \quad (6.44)$$

где σ_y — стандартное отклонение значений переменного Y ; S_y — стандартное отклонение оценки, т. е. квадратный корень из среднего арифметического квадратов отклонений наблюдаемых точек от прямой, полученной по методу наименьших квадратов:

$$S_y = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (Y_i - \hat{Y}_i)^2}. \quad (6.45)$$

Наиболее удобным для практического вычисления r является формула:

$$r = \frac{n \sum_{i=1}^n X_i Y_i - \sum_{i=1}^n X_i \sum_{i=1}^n Y_i}{\sqrt{\left[n \sum_{i=1}^n X_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n X_i \right)^2 \right] \left[n \sum_{i=1}^n Y_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n Y_i \right)^2 \right]}}. \quad (6.46)$$

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 X и Y , когда каждому значению X соответствует только одно значение Y . При $r > 0,8$ корреляция является сильной, а при $r < 0,8$ — слабой.

В силу того что, как правило, каждому фиксированному значению (в рассматриваемом случае продолжительности действия нагрузки) соответствуют несколько значений Y , полученных при многократном повторении опыта, следует установить доверительные пределы изменчивости коэффициентов уравнения регрессии вида (6.4) при заданной двусторонней доверительной вероятности α .

Таблица 24

Значения коэффициента t_α

Число степеней свободы K	Значения коэффициента t_α при односторонней 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

Истинные значения коэффициентов a и b регрессионного уравнения, расположенные в пределах двустороннего доверительного интервала, вычисляют по формулам:

$$\bar{a} = a \pm t_{\frac{\alpha}{2}, n-2} \sigma_a; \quad (6.47)$$

$$\bar{b} = b \pm t_{\frac{\alpha}{2}, n-2} \sigma_b, \quad (6.48)$$

где $t_{\alpha/2, n-2}$ — коэффициент (табл. 24), определяемый в зависимости двусторонней доверительной вероятности α для числа степени свободы $(n-2)$.

$$\sigma_a = \sigma_Y \sqrt{\frac{1}{\Delta} \sum_{i=1}^n X_i^2}; \quad (6.49)$$

$$\sigma_b = \sigma_Y \sqrt{\frac{n}{\Delta}}; \quad (6.50)$$

$$\sigma_Y = \sqrt{\frac{1}{n-2} \sum_{i=1}^n (Y_i - \hat{Y}_i)^2}, \quad (6.51)$$

где \hat{Y}_i — вычисленные по регрессионному уравнению вида (6.4) «истинные» значения Y ; σ_a , σ_b , σ_Y — средние квадратичные отклонения a , b и Y

$$\Delta = n \sum_{i=1}^n X_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n X_i \right)^2. \quad (6.52)$$

Пример 8. Определим коэффициенты уравнения регрессии вида (6.4) для меры ползучести суглинка, рассмотренного в примерах 1—4, при $\sigma_{t,0} = 0,225$ МПа (см. табл. 23) логарифмической функцией (2.64) и коэффициент корреляции.

Приняты следующие обозначения: $C_c(t-\theta) = Y$, $\lg(t-\theta) = X$. Все вычисления сведены в табл. 25. В ней приведены также значения меры ползучести $\hat{C}_c = (t-\theta)$, определенные по регрессионному уравнению (6.55), коэффициенты которого получены по методу наименьших квадратов.

Коэффициенты корреляции r с учетом данных табл. 25 вычисляются по формуле (6.46):

$$\begin{aligned} r &= \frac{7 \cdot 0,0649696 - 10,698274 \cdot 0,0382}{\sqrt{[7 \cdot 20,544738 - 10,698274^2] [7 \cdot 0,00021895 - 0,0382^2]}} = \\ &= \frac{0,0461132}{0,046327} = 0,9954. \end{aligned}$$

Используя данные табл. 25 определим «истинные» значения коэффициентов a и b при двусторонней доверительной вероятности $\alpha = 0,9$. Определим σ_a , σ_b и σ_Y по соотношениям (6.49)—(6.51):

$$\begin{aligned} \sigma_Y &= \sqrt{\frac{0,000000124}{5}} = 0,00015748; \\ \sigma_a &= 0,00015748 \sqrt{\frac{20,544738}{29,3601}} = 0,000131734; \\ \sigma_b &= 0,00015748 \sqrt{\frac{7}{29,3601}} = 0,0000768945. \end{aligned}$$

Тогда выражения (6.47) и (6.48) для коэффициентов a и b запишутся в таком виде:

$$\begin{aligned} a &= 0,003056 \pm t_{\alpha/2} 0,000131734 = 0,003056 \pm 2,01 \cdot 0,000131734 = \\ &= 0,003056 \pm 0,00026; \end{aligned} \quad (6.53)$$

$$b = 0,001571 \pm t_{\alpha/2} 0,0000768945 = 0,001571 \pm 0,000154, \quad (6.54)$$

где коэффициент $t_{\alpha/2}$ при числе свободы $n-2=7$ согласно табл. 24 равен $t_{\alpha/2} = 2,01$ ($\alpha = 0,9$).

Пример определения коэффициентов регрессионного уравнения (2.64) методом наименьших квадратов

n	$(t-\theta)$, дни	$y=C_c(t-\theta)$	y^2	$X=\lg(t-\theta)$	X^2	XY	$\hat{y}=\hat{C}_c(t-\theta)$	$y-\hat{y}$	$(y-\hat{y})^2$
1	1	0,0029	0,00000841	0,000	0,0	0,0	0,0029	0,0	0,00
2	10	0,0049	0,000024	1,000	1,0	0,0049	0,00463	0,00027	0,00000073
3	20	0,0052	0,000027	1,30103	1,692679	0,0067653	0,005099	0,000101	0,00000001
4	60	0,0057	0,00003249	1,778151	3,1618209	0,0101354	0,005849	0,000149	0,000000022
5	100	0,0061	0,00003721	2,0	4,0	0,0122	0,006198	0,000098	0,00000001
6	160	0,0066	0,00004356	2,20412	4,8581449	0,0145471	0,006518	0,000082	0,000000007
7	260	0,0068	0,00004624	2,414973	5,8320945	0,0164218	0,006849	0,000049	0,000000002
	Σ	0,0382	0,00021895	10,698274	20,544738	0,0649696	—	—	0,000000124

$$a = \frac{20,544738 \cdot 0,0382 - 10,698274 \cdot 0,0649696}{7 \cdot 20,544738 - 10,698274^2} = \frac{0,0897465}{29,3601} = 0,003056;$$

$$b = \frac{7 \cdot 0,0649696 - 10,698274 \cdot 0,0382}{29,3601} = \frac{0,0461132}{29,3601} = 0,001571.$$

$$C_c(t-\theta) = 0,003056 + 0,001571 \lg(t-\theta). \quad (6.55)$$

Полученные в примере 8 результаты свидетельствуют об очень хорошей, практически функциональной, корреляции, регрессионной кривой средних значений экспериментальных данных меры ползучести рассматриваемого грунта. Полученные по этому методу значения параметров a и b довольно близки к их величинам, полученным в примере 2.

В заключение отметим, что аналогичным образом можно определить коэффициенты регрессионного уравнения для других эмпирических функций как меры ползучести, так и зависимости напряжение — компрессионная деформация и функции напряжения.

§ 5. ОПИСАНИЕ ПРОЦЕССА ПОЛЗУЧЕСТИ ПРИ ПЕРЕМЕННОЙ ВО ВРЕМЕНИ НАГРУЗКЕ

Описание процесса ползучести глинистых грунтов под действием возрастающей во времени нагрузки является заключительным и наиболее важным как в смысле проверки существующих, так и уточнения и разработки новых теорий ползучести глинистых грунтов. Для осуществления указанной проверки обычно в целях упрощения задачи непрерывный рост нагрузки представляют в виде ступенчато возрастающей. Тогда процессы линейной и нелинейной ползучести глинистых грунтов будут описываться рассмотренными выше (см. гл. 2, § 3) соотношениями теорий старения (2.76 и 2.77), упрочнения (2.105 и 2.106) и наследственной ползучести стареющих материалов (2.144 и 2.145).

При описании процесса ползучести глинистых грунтов при переменной во времени нагрузке могут быть рассмотрены случаи длительного уплотнения нестареющей 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 — от тиксотропного

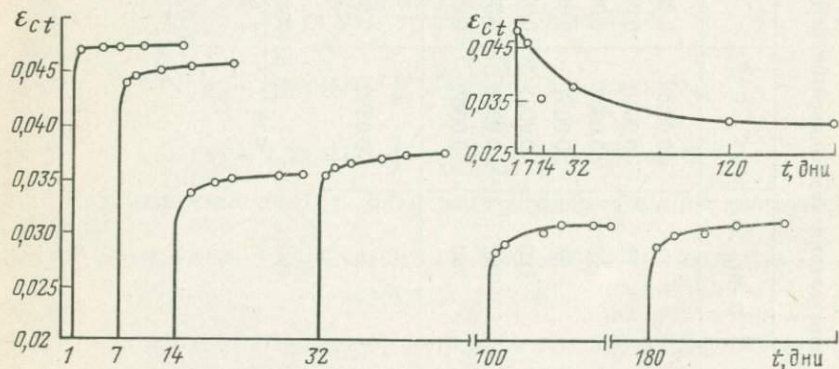


Рис. 76. Графики влияния старения (фактора времени) на деформацию компрессионной ползучести глины 4—57 нарушенного сложения

t — время выдерживания образца от момента изготовления до момента испытания

упрочнения и синерезиса вследствие проявления и развития сцепления упрочнения.

Со случаем уплотнения глинистых грунтов без заметного влияния старения (упрочнения во времени при отсутствии уплотняющих нагрузок) мы встречаемся при исследовании кратковременной ползучести [20] всех и длительной ползучести большинства разновидностей, формирование структуры которых можно считать практически законченным. Составляют исключение свежие глинистые образования в виде илов или паст текучей консистенции (рис. 76), а также свежееуплотненные грунтовые материалы оптимальной плотности-влажности нарушенного сложения, используемые при возведении ядер земляных плотин и других земляных сооружений.

Заметное изменение ползучих свойств глинистых грунтов вследствие старения завершается достаточно быстро (см. рис. 76). Поэтому, а также ввиду зависимости старения от изменчивости состояния (плотности и влажности) грунта самостоятельный учет этого фактора не представляет практического интереса для исследования ползучести. Наиболее общим при уплотнении глинистых грунтов является случай изменчивости их реологических свойств вообще, ползучести в частности при совместном действии уплотнения и старения, которые взаимно связаны и оказывают друг на друга существенное влияние [20].

Проверку применимости теории ползучести для описания процесса длительного деформирования глинистых грунтов при возрастающей во времени ступенями нагрузке можно осуществить двумя методами. При первом методе серию образцов-близнецов испытывают в данном начальном состоянии грунта под действием постоянных и возрастающих ступенями нагрузок (см. рис. 16). При применении второго метода в одном начальном состоянии грунта образцы испытывают под действием ступенчато возрастающей нагрузки, а под действием постоянных нагрузок различной величины — в нескольких (кроме начального) состояниях, полученных предварительным уплотнением серий образцов-близнецов различными нагрузками $\sigma_{1,0}$ (см. рис. 69). Длительность действия предварительно уплотняющих нагрузок зависит от графика возрастания давления на грунт при возведении реального сооружения.

Для осуществления проверки теорий старения, упрочнения и наследственной ползучести (без учета старения грунта во времени) по первому из указанных выше методов в правой части рис. 77 сплошными линиями показаны кривые ползучести глины неокома, полученные испытанием образцов-близнецов в начальном ее 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 возрастающей ступенями $0,05$ МПа нагрузках. В левой части того же рисунка показаны кривые деформация — напряжение ($\epsilon_{ct} - \sigma_1$) для трех значений длительности действия постоянных нагрузок — 1, 10 и 14 дней.

Кривая ползучести, построенная по выражению (2.77) теории

старения, в правой части рис. 77 показана сплошной линией с точками, по выражению (2.106) теории упрочнения — штриховой линией с треугольниками, а по соотношению (2.145) теории наследственной ползучести — штриховой линией с крестиками. Теоретические кривые ползучести построены графическим методом (см. рис. 16), подробно изложенным в гл. 2, § 3.

Сопоставление экспериментальной кривой, полученной при ступенчатом возрастании нагрузки, с кривыми, построенными по

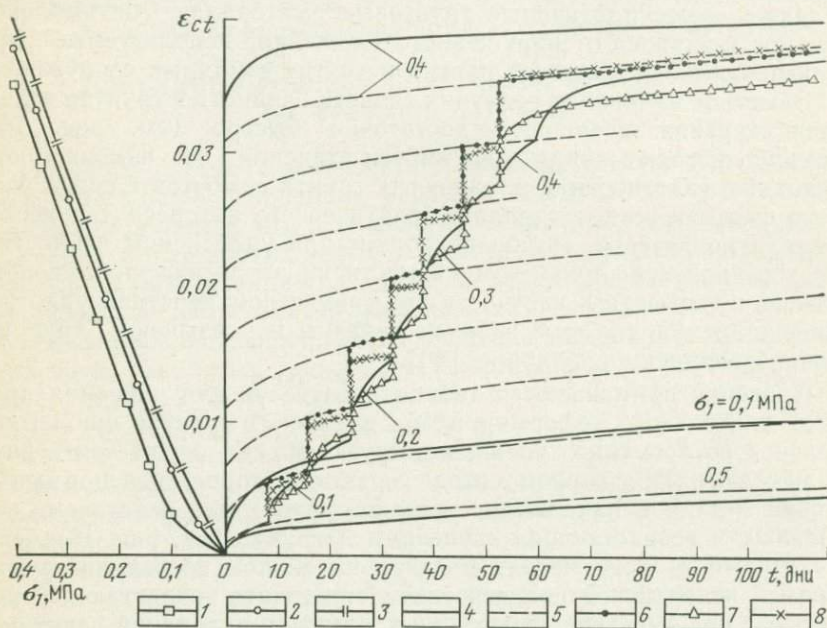


Рис. 77. Проверка теории ползучести. Глина неокома 8—61 (паста): $\sigma_{1,0} = 0,5 \text{ МПа}$; $\Delta\sigma_1 = 0,05 \text{ МПа}$. 1 — $t = 1$ день; 2 — $t = 10$ дней; 3 — $t = 114$ дней; 4 — экспериментальные кривые; 5 — кривые ползучести, построенные для различных промежуточных значений напряжения с учетом нелинейности деформации ползучести. Кривые, построенные по теориям: 6 — старения; 7 — упрочнения; 8 — наследственной ползучести

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 наследственности ползучести. В то же время полное игнорирование наследственностью ползучести теорией упрочнения приводит к занижению деформации. Очевидно, что к наилучшему описанию процесса ползучести привела бы комбинация теорий наследственной ползучести и упрочнения. Что же касается теории старения, то она плохо отражает характер развития ползучести грунта при перемен-

ной нагрузке. Однако, поскольку в природных условиях нагрузки на грунты растут значительно медленнее, чем в эксперименте, и по мере уменьшения ступени нагрузки 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 упруго-ползучего тела в частности, деформацию ползучести от действия возрастающей ступенями нагрузки следует вместо (2.144) определять из следующего выражения [20]:

$$\epsilon_{ct} = C_c [t - \vartheta_0, \sigma_{1,0}(\vartheta_0)] \sigma_1(\vartheta_0) + C_c [t - \vartheta_1, \sigma_{1,0}(\vartheta_1)] \Delta_1 \sigma_1(\vartheta_1) + \dots + C_c [t - \vartheta_i, \sigma_{1,0}(\vartheta_i)] \Delta_i \sigma_1(\vartheta_i), \quad (6.56)$$

где $C_c[t - \vartheta_i, \sigma_{1,0}(\vartheta_i)]$ — мера ползучести видов (2.120) и (6.21), зависящая от состояния грунта в момент приложения ϑ_i ступени нагрузки $\Delta_i \sigma_1$.

Состояние грунта, как было сказано выше (см. § 4), обусловлено величиной и длительностью действия предварительно уплотняющей (начальной) нагрузки $\sigma_{1,0}$.

Следует заметить, что в рассматриваемом случае для описания процесса ползучести можно применять выражение (6.56) линейной теории упруго-ползучего тела. Основанием тому 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 нагрузках, не превышающих предел пропорциональности зависимости $\epsilon_{tc} - \sigma_1$. Что же касается наблюдаемой 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 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 нагрузки.

Экспериментами установлено, что в пределах $\sigma_1 \leq 0,05$ МПа во всех состояниях грунта деформация ползучести подчиняется линейному закону [20]. Следовательно, (6.56) можно применить для описания процесса ползучести рассматриваемой глины при $\Delta_i \sigma_1 \leq 0,005$ МПа.

Семейство экспериментальных кривых меры ползучести ($\sigma_1 = 0,1$ МПа) всех четырех состояний грунта, которое на рис. 78 изображено сплошными линиями, аппроксимировано следующим выражением вида (6.23):

$$C_c [t - \vartheta, \sigma_{1,0}(\vartheta)] = \varphi [\sigma_{1,0}(\vartheta)] \left[1 - e^{-\Delta_0 (t - \vartheta)^{\alpha_0}} \right], \quad (6.57)$$

где $\varphi[\sigma_{1,0}(\vartheta)]$ — функция состояния вида (6.24), учитывающая изменение состояния грунта под действием начального напряжения $\sigma_{1,0}$.

На основании кривой изменяемости предельных значений меры ползучести четырех состояний грунта, не показанной на рисунке, получено следующее выражение для функции состояния:

$$\varphi[\sigma_{1,0}(\theta)] = 0,0096 + \frac{0,0208}{-0,272 + (10\sigma_{1,0})^{1,8}}$$

С целью определения параметров Δ_0 и χ_0 , входящих в (6.57), из аппроксимации экспериментальной кривой меры ползучести начального состояния грунта ($\sigma_{1,0}=0,1$ МПа) получены значения Δ выражения (6.15) для различных моментов времени и построена кривая $\Delta=f(t-\theta)$ (см. рис. 78, б), которая описана функцией вида (6.16):

$$\Delta = \Delta_0 (t - \theta)^{-\alpha} = 0,394 (t - \theta)^{-0,612}$$

Учитывая полученное для Δ выражение, соотношение меры ползучести (6.15) запишем в виде (6.57):

$$C_c [t - \theta, \sigma_{1,0}(\theta)] = \left[0,0096 + \frac{0,0208}{-0,272 + (10\sigma_{1,0})^{1,8}} \right] \times \{ 1 - \exp[-0,394 (t - \theta)^{0,388}] \}, \quad (6.58)$$

Очевидно, что если известен закон изменяемости $\sigma_{1,0}$ во времени, функцию состояния $\varphi[\sigma_{1,0}(\theta)]$ можно представить в виде одного из выражений (2.123) — (2.125) функции старения $\varphi(\theta)$.

Результаты аппроксимации кривых меры ползучести по выражению (6.58) на рис. 78 показаны штриховыми линиями.

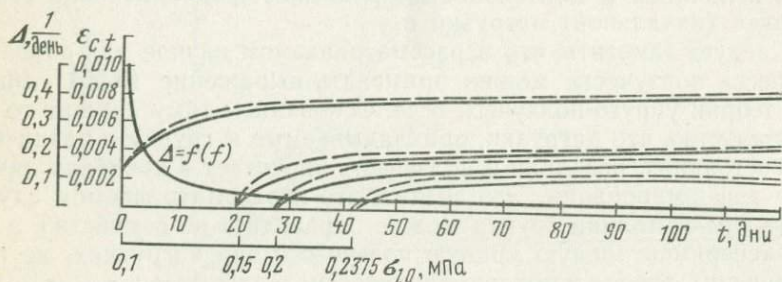


Рис. 78. Экспериментальные кривые (сплошные линии), определенные в четырех состояниях грунта 9—63 при $\sigma_{1,0}=0,025$ МПа, их аппроксимация (штриховые линии) по выражению (6.57) и кривая изменяемости во времени параметра $\Delta=f(t)$

На рис. 79 сплошными линиями показаны экспериментальные кривые ползучести грунта, полученные испытанием образцов-близнецов в начальном состоянии ($\delta_{1,0}=0,1$ МПа) при ступенчатом возрастании нагрузки. На том же рисунке штриховыми линиями показаны кривые, построенные по соотношению (6.50) линейной теории упруго ползучего тела (с учетом изменяемости состояния грунта в процессе уплотнения) и выражения меры ползучести (6.58).

Как видно на рис. 79, сходимость между экспериментом и кривой, построенной по соотношению (6.56), очень хорошая. Кривая, построенная по выражению (6.56), качественно отражает характер изменяемости 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 (2.61), полученной из условия переменности во времени параметра Δ_0 .

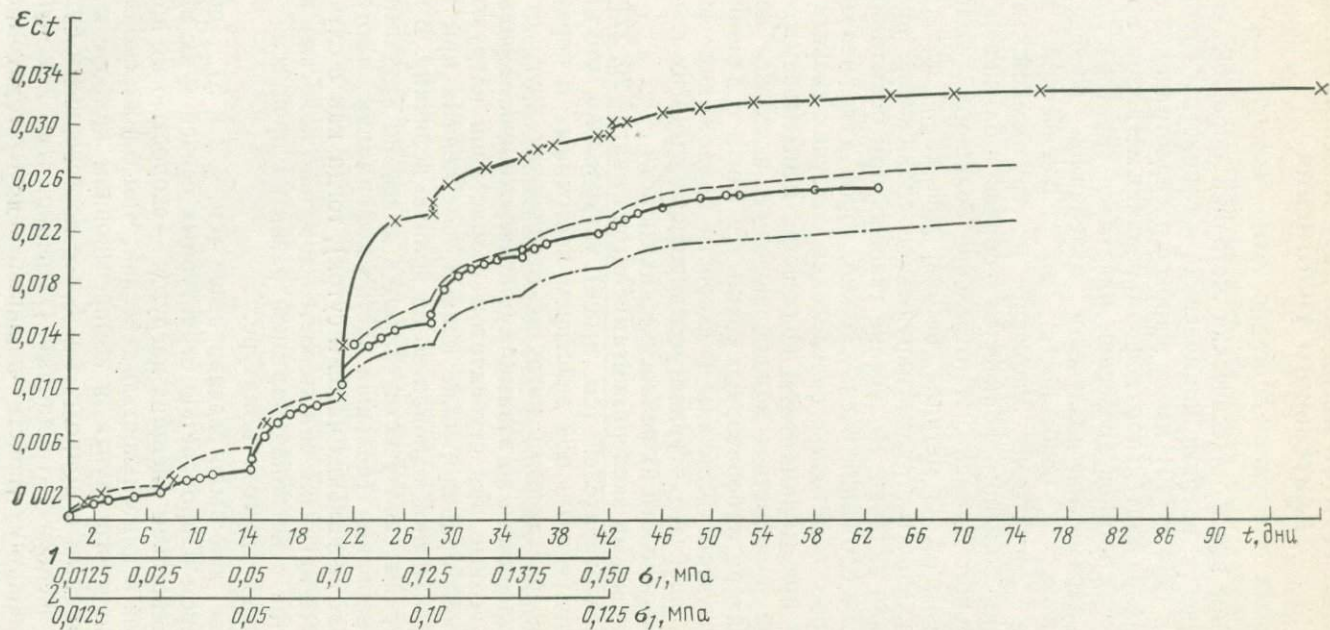


Рис. 79. Экспериментальные кривые компрессионной ползучести грунта 9—63 (сплошные линии), полученные при двух режимах ступенчатого роста нагрузки σ_1 и кривые (штриховые линии), построенные по выражению (6.56)

§ 6. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПАРАМЕТРОВ КОМПРЕССИОННОЙ ПОЛЗУЧЕСТИ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ МЕТОДАМИ ДВУХ И ОДНОЙ КРИВОЙ ДЛИТЕЛЬНОГО УПЛОТНЕНИЯ

Изложенная выше классическая методика определения параметров ползучести, впервые примененная к глинистым грунтам автором книги в 1954 г. [20], имеет широкое распространение в практике исследования длительного деформирования металлов при высоких температурах бетонов, древесины, пластмасс, грунтов и т. д. [1,5]. 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 металла, бетона, древесины, пластмасс и однородных глинистых грунтов нарушенного сложения не представляется сложной задачей. Получение таковых при испытании грунтов природного сложения очень сложно, порой даже невозможно. Поэтому вопрос о методике определения ползучих свойств глинистых грунтов при минимальном количестве испытываемых образцов-близнецов приобретает важное значение, а также вопрос о переносе в натуру лабораторных данных в связи с влиянием на характер ползучести величины и скорости приложения внешней нагрузки, большой структурной неоднородности многих глинистых грунтов и изменчивости их реологических свойств.

Многочисленными экспериментами автора книги [20, 22] и многих других исследователей (см. выше) установлено, что кривые ползучести, полученные под действием постоянных и переменных (ступенчато-возрастающих) нагрузок отличаются друг от друга как качественно, так и по взаимному расположению. Кривые ползучести, полученные при ступенчатом возрастании нагрузки, располагаются, как правило, ниже кривых, полученных при той же нагрузке, приложенной однократно 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 нагрузки они являются довольно пологими и больше согласуются с истинной картиной развития процесса ползучести глинистых грунтов в натуре.

Изложенное, как было сказано выше (см. § 2 и 3), обусловлено характером и прочностью структурных связей и их изменчивостью под действием внешних нагрузок — скоростью их приложения, величиной и длительностью действия. 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

нагрузках, возрастающих во времени желательны небольшими ступенями.

В связи с этим, а также исходя из необходимости уменьшения количества испытываемых образцов-близнецов достаточно однородных глинистых грунтов автором книги был разработан и внедрен в лабораторную практику простой метод определения параметров компрессионной ползучести [20], получивший название «метода испытания двух образцов». Этот метод широко используется в лабораторной практике [22, 33] для определения указанных выше свойств с учетом изменяемости температуры, влажности, вибрационных воздействий и т. д., а также стал основой для разработки ряда других приближенных методов [12].

Суть метода испытания двух образцов-близнецов (рис. 80) заключается в том, что один образец испытывается под действием некоторой постоянной, а второй — под действием ступенчато-возрастающей во времени нагрузки. Результаты испытания второго образца-близнеца используются для определения зависимости напряжения — деформация ползучести и функции напряжения $F(\sigma_1)$,

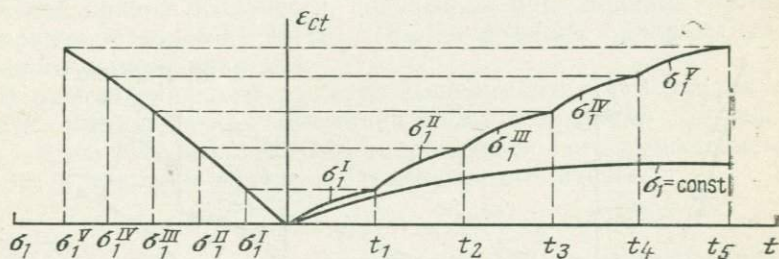


Рис. 80. Схема определения кривой $\epsilon_{ct}-\sigma_1$, функции напряжения $F(\sigma_1)$ и выражения меры ползучести $C_c(t)$ по методу двух кривых ползучести

а второго — для определения параметров меры ползучести $C_c(t)$ (см. § 4). Имея меру ползучести и функцию напряжения, предполагая существование подобия между кривыми ползучести, по соотношению (2.71) строят кривые ползучести для различных значений постоянного напряжения. Применимость метода проверяется описанием экспериментальной кривой ползучести, определенной при ступенчато-возрастающей нагрузке по теориям старения, упрочнения и наследственной ползучести, изложенным выше (см. § 5).

При испытании образца под действием ступенчато-возрастающей нагрузки наиболее важным является правильный выбор интервала приложения ступеней нагрузки. В случае испытания чрезмерно сжимаемых грунтов рекомендуется этот интервал принять равным 7—10 дням, для среднесжимаемых грунтов — 15 дням, а для малосжимаемых грунтов — 20—25 дням. Чем больше этот интервал, тем более точны результаты определения параметров ползучести. Длительность интервала приложения ступеней нагрузки зависит также от их величины. Чем меньше ступень нагрузки, тем больше должен быть интервал ее приложения. Например, при $\sigma_1 =$

$= 0,0125$ МПа этот интервал должен быть не менее трех недель. При больших ступенях нагрузки величину интервала приложения ступеней нагрузки можно уменьшить до одной недели. Иначе говоря, выбор интервала приложения ступеней нагрузки зависит от условия стабилизации деформаций ползучести, от действия этих ступеней.

Применение метода двух кривых 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 основным и рекомендуемым для лабораторной практики методом определения параметров компрессионной ползучести достаточно однородных глинистых грунтов природного и нарушенного сложения.

В качестве примера в правой части рис. 81 приведены кривые ползучести (сплошные линии), полученные испытанием двух пар образцов-близнецов шенгавитской четвертичной глины (г. Ереван) природного сложения и влажности ($\rho = 1770$ кг/м³; $\rho_s = 2640$ кг/м³; $\omega_0 = 0,341$; $e = 0,997$; $I_P = 0,293$; $I_L = 0,368$) под действием постоян-

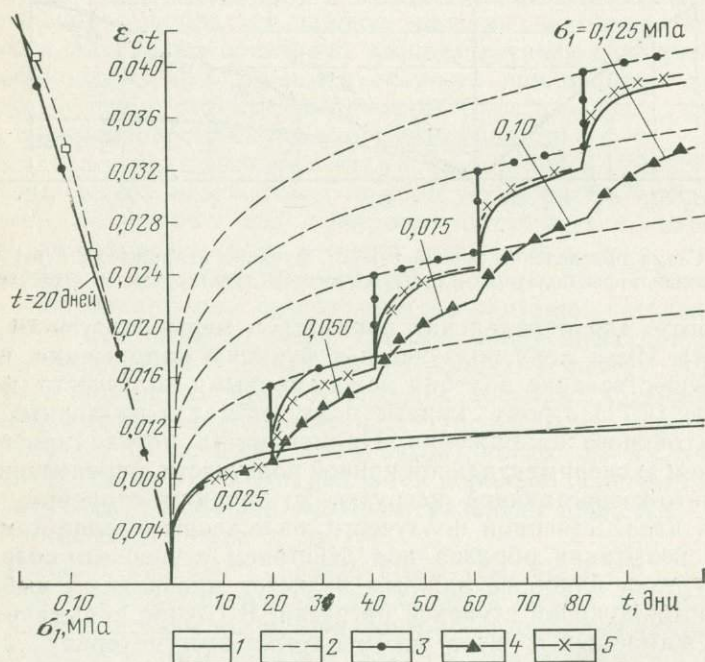


Рис. 81. Пример определения параметров компрессионной ползучести грунта 25—69 природного сложения при $\sigma_{1,0} = 0,1$ МПа, построения кривых $\epsilon_{st} - t$ для различных $\sigma_1 = \text{const}$ (штриховые линии) и проверка теории ползучести:

1 — экспериментальные кривые; 2 — кривые ползучести, построенные для различных промежуточных значений напряжений. Кривые, построенные по теориям: 3 — старения; 4 — упрочнения; 5 — наследственной ползучести

ной ($\sigma_1 = 0,025$ МПа) и возрастающей степенями (0,025 МПа) нагрузок, 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. 81) получены выражения для указанной зависимости в виде (2.55) $\varepsilon_{ct} = B(10\sigma_1)^n = 0,015 (10\sigma_1)^{0,75}$ и функции напряжения вида (6.26): $F(\sigma_1) = (10\sigma_1)^n = (10\sigma_1)^{0,75}$.

Когда экспериментальная кривая ползучести определена при испытании образца-близнеца под действием единичной нагрузки $\sigma_1 = 0,1$ МПа, выражение меры ползучести $C_c(t)$ определяется непосредственной ее аппроксимацией по методам, подробно изложенным в § 4. В случае, когда $\sigma_1 \neq 0,1$ МПа, меру ползучести следует определить из выражения (2.71) по следующему соотношению:

$$C_c(t) = \frac{\varepsilon_{ct} (\sigma_{1,i} = \text{const})}{F(\sigma_{1,i})}, \quad (6.59)$$

где $\varepsilon_{ct} (\sigma_{1,i} = \text{const})$ — 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 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 (2.62) и при этом получено степенное соотношение

$$\varepsilon_{ct} (\sigma_{1,i} = 0,025 \text{ МПа}) = A t^m = 0,0053 t^{0,182}.$$

Тогда уравнение меры ползучести (2.62), с учетом полученного выше выражения функции напряжения $F(\sigma_1)$, согласно (6.59) будет иметь следующий вид:

$$C_c(t) = \frac{A t^m}{(10 \sigma_1)^n} = \frac{0,0053 t^{0,182}}{(10 \cdot 0,025)^{0,75}} = 0,0015 t^{0,182}.$$

На основании соотношений меры ползучести $C_c(t)$ и функции напряжений $F(\sigma_1)$ уравнение деформации ползучести (2.71) для постоянных напряжений записывается в виде

$$\varepsilon_{ct} = C_c(t) F(\sigma_1) = 0,0015 t^{0,182} \sigma_1^{0,75}. \quad (6.60)$$

Кривые ползучести, построенные по соотношению (6.60) для различных постоянных напряжений, в правой части рис. 81 показаны штриховыми линиями.

Для доказательства применимости метода двух кривых выполнено описание процесса ползучести при ступенчато-возрастающей нагрузке по теориям старения (штрихпунктир), упрочнения (штриховые линии с кружочками) и наследственной ползучести (штриховые линии с галочками).

Как видно на рис. 81, 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. Скудность кривых, построенных по указанным выше теориям ползучести вокруг экспериментальной кривой, свидетельствует о правильности выбора интервала возрастания ступеней нагрузки и пригодности метода двух кривых ползучести для определения параметров компрессионной ползучести глинистого грунта.

В случае неправильного выбора интервала приложения ступеней нагрузки определение параметров ползучести по методу двух кривых приводит к неприемлемым результатам, что выражается очень большим расхождением между экспериментальной кривой и кривыми, построенными по различным теориям ползучести (рис. 82).

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 данной нагрузке выше кривой, полученной испытанием образца под действием большей нагрузки (рис. 83). Очевидно, что в этом случае нельзя воспользоваться также методом двух кривых — испытания двух образцов-близнецов, поскольку из монолита грунта невозможно получение таковых. В этом случае следует применять другой метод испытания образцов, позволяющий оценивать ползучие свойства монолита или керна грунта в целом.

Для оценки свойств и определения параметров компрессионной ползучести монолита (керна) неоднородного глинистого грунта в целом можно воспользоваться методом испытания серии образцов грунта под действием ступенчато-возрастающей нагрузки — методом одной кривой. В этом случае по усредненным значениям экспериментальных данных испытания образцов, вырезанных из одного монолита (керна) 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 одной из ступеней нагрузки — параметры меры ползучести по соотношению (6.59).

С целью получения оптимального количества образцов, необходимого для получения достоверных данных о ползучих свойствах глинистого грунта в целом, автор книги воспользовался методом сопоставления усредненной кривой ползучести, полученной от испытания 6—8 образцов, с кривой, определенной при испытании одного большого (геометрически подобного) образца, вырезанного из одного монолита (керна). Кром 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. гл. 3, § 4); б) оп-

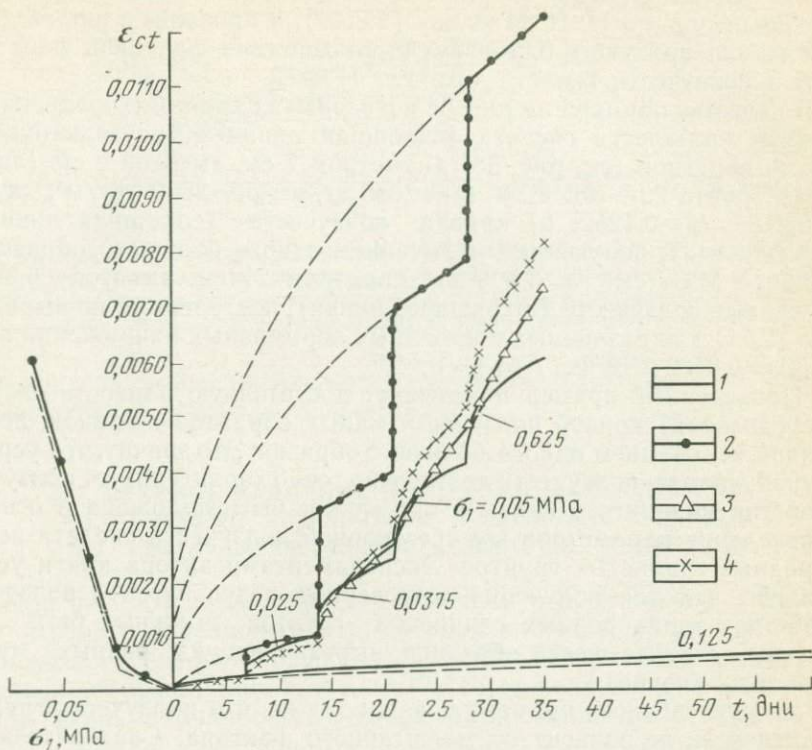


Рис. 82. Пример построения кривых ползучести ленточной глины 10—63 (штриховые линии) по параметрам, определенным по методу двух кривых, и проверка теории ползучести при неудачном выборе интервала приложения ступенной нагрузки ($\sigma_{1,0} = 0,0625$ МПа):

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

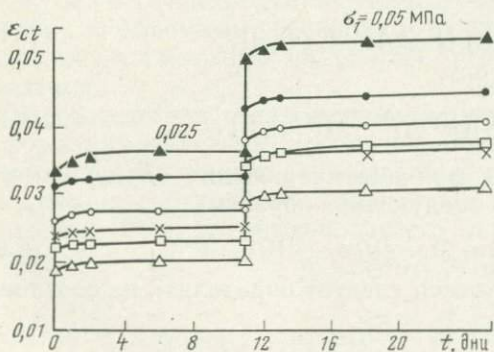


Рис. 83. Кривые компрессионной ползучести шести стандартных образцов, вырезанных из одного монолита сильно неоднородного грунта 22—79, при двух последовательно приложенных ступенях нагрузки

ределить показатель консолидации n для установления длительности деформирования слоев различной толщины с учетом масштабного фактора, по Н. Н. Маслову [18, 19], и проверить теорию консолидации при учете одновременного действия факторов фильтрации и ползучести скелета (см. гл. 4).

В качестве примера на рис. 84 показаны: а) единая (усредненная) кривая ползучести скелета (сплошная линия с треугольниками) шести образцов (см. рис. 83) диаметром 7 см, высотой 2 см глинистого грунта 22—79В ЕГУ ($\rho = 2030 \text{ кг/м}^3$; $\rho_s = 2580 \text{ кг/м}^3$; $\omega_0 = 0,2783$, $I_p = 0,1252$; б) кривая ползучести (сплошная линия с кружочками), полученная испытанием одного большого образца в приборе М-3 (см. гл. 3,) § 2) диаметром 21 см, высотой 6 см; в) кривые ползучести (штриховые линии), построенные по выражению (2.71) 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 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 (керна).

Из приведенного примера следует также, что ползучесть грунта практически 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 (2.71) записывается в следующем виде:

$$\varepsilon_{ct} = C_c(t) [F(\sigma_1) - F(\sigma_{1,0})], \quad (6.61)$$

или с учетом (2.62) и (2.26):

$$\varepsilon_{ct} = A t^m [(10 \sigma_1)^n - (10 \sigma_{1,0})^n]. \quad (6.62)$$

С той же целью выражение функции напряжения $F(\sigma_1)$ вместо (2.26) можно представить следующим образом:

$$F(10 \sigma_1 - 10 \sigma_{1,0}) = (10 \sigma_1 - 10 \sigma_{1,0})^{n_1}, \quad (6.63)$$

тогда уравнение меры ползучести следует определить из соотношения вида (6.59):

$$C_c^*(t) = \frac{\varepsilon_{ct}(\sigma_{1,i} = \text{const})}{F(10 \sigma_{1,i} - 10 \sigma_{1,0})}, \quad (6.64)$$

где $\varepsilon_{ct}(\sigma_{1,0} = \text{const})$ — аппроксимирующее экспериментальную кри-

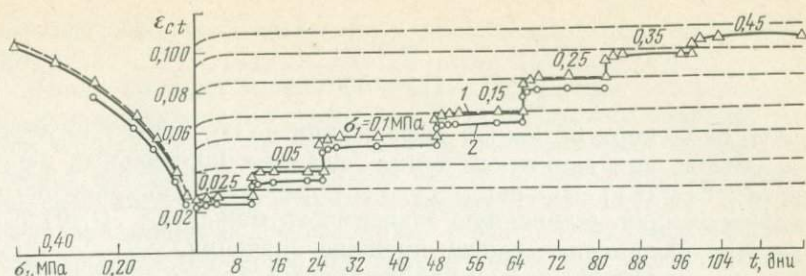


Рис. 84. Единая (усредненная) экспериментальная кривая компрессионной ползучести шести стандартных образцов (1) и одного большого образца (2) грунта 22—79, кривые ползучести, построенные по параметрам, определенным методом одной кривой (штриховые линии) и кривые зависимости $\epsilon_{ct} - \sigma_1$

вую 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.

§ 7. БОКОВОЕ ДАВЛЕНИЕ И ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОБЪЕМНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ПОЛЗУЧЕСТИ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ КОМПРЕССИОННЫХ ИСПЫТАНИЙ

При рассмотрении вопроса о конечной относительной деформации объема θ образцов 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): $T^0_\sigma = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma^0$ ($\sigma^0 = 3\sigma_m$ — сумма нормальных напряжений). Следовательно, для определения зависимости $\theta = \theta(T^0_\sigma) = \theta(\sigma^0)$ по результатам компрессионных испытаний образцов кроме заданной уплотняющей нагрузки σ_1 следует также знать величины двух других главных напряжений $\sigma_2 = \sigma_3$, равных эффективному боковому давлению грунта. Чтобы от компрессионных деформаций перейти к объемным, необходимо согласно (3.16) уплотняющую нагрузку σ_1 умножить на $(1 + 2\xi)$, где ξ — коэффициент бокового давления.

В соответствии с изложенным выше изменимость во времени деформации объема θ_t (объемная ползучесть) скелета глинистых грунтов в зависимости от действия σ^0 можно представить в виде следующих соотношений нелинейных теорий старения (2.71), упрочнения (2.97) и упруго-ползучего тела (2.133):

$$\theta_t = C^0(t) F(\sigma^0); \quad (6.65)$$

$$\theta_t = [(1 + \alpha_1) \alpha_1]^{-\frac{1}{1 + \alpha_1}} \sigma^0, \frac{\beta}{1 + \alpha_1} t^{\frac{1}{1 + \alpha_1}}; \quad (6.66)$$

$$\theta_t = C^0(t, \theta_0) F[\sigma^0(\theta_0)] + \int_{\theta_0}^t C^0(t, \theta) \frac{\partial F[\sigma^0(\theta)]}{\partial \theta} d\theta =$$

$$= - \int_{\theta_0}^t F[\sigma^0(\theta)] \frac{\partial C^0(t, \theta)}{\partial \theta} d\theta, \quad (6.67)$$

где $C^0(t, \theta)$ — мера объемной деформации ползучести, т. е. деформация объема при единичной сумме главных нормальных напряжений σ^0 ; $F[\sigma^0(\theta)]$ — функция суммы нормальных напряжений σ^0 , характеризующая нелинейную зависимость между $C^0(t, \theta)$ и σ^0 . Остальные обозначения имеют прежние значения.

Боковое давление $\sigma_2 = \sigma_3$ и коэффициент бокового давления (3.20) грунтов вообще, глинистых грунтов в частности впервые экспериментально определены К. Терцаги [30]. Для этой цели был использован компрессионный прибор большого диаметра. В исследуемый грунт, загружаемый 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 деформации 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 для глин получил коэффициент бокового давления порядка $\xi = 0,70 - 0,75$. Аналогичные 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. Н. Давиденковым, Н. В. Лалетиным, Е. И. Медковым, Ю. П. Смолиным, М. Н. Гольдштейном и др.

Обширные исследования по изучению бокового давления и его изменяемости в зависимости от величины уплотняющей нагрузки σ_1 и во времени, при постоянном значении последней, выполнены Е. И. Медковым в 1959—1962 гг. [20] на стабилометре типа «Б» собственной конструкции [22, 24].

Процесс уплотнения глинистых грунтов в условиях компрессии Е. И. Медков делил на три фазы сопротивления. 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 уплотняющей нагрузкой σ_1 и одномерным уплотнением ϵ_1 может быть как линейной, так и нелинейной в виде участка OA структурных деформаций S -образной кривой $\sigma_1 - \epsilon_1$ (см. рис. 64). 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. 64) при линейном или почти линейном законе измене-

мости общего бокового давления в зависимости от уплотняющей нагрузки.

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. гл. 6, § 2), автором книги так было названо напряжение, соответствующее границе перехода от структурных к структурно-адсорбционным деформациям (точка А на рис. 64).

Как показали эксперименты автора книги (см. § 2), поведение глинистых грунтов до достижения предела структурной прочности зависит от их состояния, величины и длительности действия уплотняющих нагрузок σ_1 . Причем упругими являются только мгновенные деформации, а деформации ползучести всегда содержат некоторую необратимую часть, даже при очень небольших нагрузках. 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.

На основании испытания водонасыщенных глинистых грунтов на ползучесть под действием различных по величине постоянных нагрузок Е. И. Медковым в 1960 г. были установлены следующие характерные случаи развития общего (тотального) бокового давления во времени (рис. 85):

1) боковое давление достигает своего наибольшего значения в момент приложения уплотняющей нагрузки 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 пункте 1;

3) боковое давление достигает своего наибольшего значения

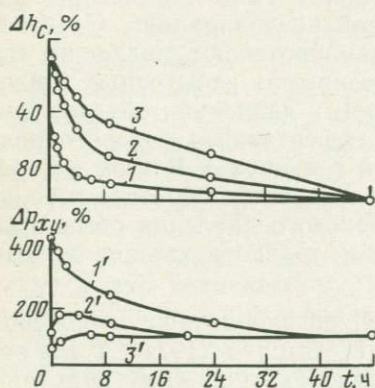


Рис. 85. Кривые изменения деформации одномерного уплотнения и бокового давления грунта во времени (по опытам Е. И. Медкова):

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.
 $\Delta h_c, \%$ — приращение осадки в %; $\Delta p_{xy}, \%$ — приращение бокового распора

постепенно и остается постоянным в течение всего времени действия p_1 .

Как видно на рис. 85, где показаны экспериментальные кривые изменчивости деформации уплотнения и общего бокового давления образцов аллювиальной мягкопластичной глины во времени ($h =$

= 5,5 см; $d = 5,0$ см) для трех ступеней давления (0,05—0,1; 0,30—0,35 и 0,45—0,50 МПа), при одной и той же величине ступени (0,05 МПа) наблюдаются все три описанные выше характерные случаи изменчивости $p_2 = p_3$ во времени. Нетрудно понять, что изменчивость характера развития во времени общего бокового давления обусловлена состоянием грунта к началу испытания. Очевидно, изменчивость общего бокового давления во времени зависит также от величины ступени нагрузки.

Кривые изменчивости общего бокового давления глинистых водонасыщенных грунтов, полученные Е. И. Медковым и другими исследователями, по виду полностью совпадают с кривыми изменчивости избыточного давления в поровой воде (см. рис. 33). Это вполне закономерно, поскольку общее боковое давление водонасыщенного грунта складывается из бокового давления скелета (эффективное боковое давление) и давления в поровой воде. Следовательно, характер изменчивости последнего должен найти отражение в изменчивости во времени общего бокового давления. Это значит, что природа изменчивости общего бокового давления водонасыщенных глинистых грунтов во времени (при возникновении избыточных напоров в поровой воде) идентична с природой развития во времени порового давления и обусловлена структурными и структурно-адсорбционными деформациями их скелета в зависимости от величины Λ (6.3) — отношения внешней уплотняющей нагрузки 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 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, изменчивость бокового давления обусловлена ползучестью скелета. Изменчивость эффективного бокового давления происходит по схеме, описанной в пункте 3. В этом случае, к которому относятся компрессионные испытания образцов небольшой толщины (см. гл. 6, § 2), пик бокового давления обычно не наблюдается, а если наблюдается, то только в течение первых двух-трех десятков минут.

В целях устранения погрешностей, обусловленных небольшой жесткостью «улитки» манометра, Ю. П. Смолин (1974 г.) 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 нагруз-

ках до 0,1883 МПа Ю. П. Смолиным получены коэффициенты эффективного бокового давления порядка $\xi = 0,635—0,80$.

С точки зрения выяснения природы изменяемости во времени общего и эффективного бокового давления в водонасыщенных и водоненасыщенных глинистых грунтах представляют большой интерес исследования Н. В. Орнатского, проведенные в 1958 г. на одометре квадратной формы собственной конструкции. Одометр (компрессионный прибор) был оборудован пятью мембранными динамометрами для одновременного замера реакции дна, боковых стенок и избыточного давления в поровой воде. В последнем

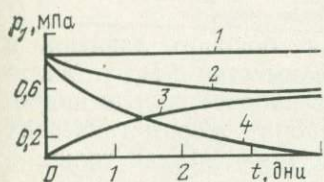


Рис. 86. Изменение бокового распора рыхлой и водонасыщенной бентонитовой глины при ее деформировании под давлением $\sigma_1 = 0,1$ МПа (по опытам Н. В. Орнатского):

1 — напряжение грунта (реакция дна одометра компрессионного прибора); 2 — боковой распор грунта; 3 — боковой распор от «эффективного давления»; 4 — нейтральное давление (давление в поровой воде)

случае два мембранных динамометра были отделены от образца грунта перфорированными пластинками, обеспечивающими свободный доступ поровой воды к их мембранам.

Экспериментами, в частности, установлено, что при уплотнении пасты бентонитовой глины (рис. 86) возникновение и изменяемость бокового распора протекает в соответствии со схемой, описанной в пункте 1, а бокового эффективного давления — по схеме 3. Эти результаты полностью согласуются с опытами, выполненными позже Е. И. Медковым и др. Они доказывают обусловленность спада и возникновения пика общего бокового давления характером изменяемости избыточного давления в поровой воде (см. гл. 4, § 4, рис. 33).

Н. В. Орнатский, а в дальнейшем и другие исследователи (Е. И. Медков, В. А. Мизюмский, А. В. Голли и Л. К. Тихомирова и др.) показали, что при уплотнении очень слабых водонасыщенных глинистых грунтов в текучем состоянии их общее боковое давление равно внешней уплотняющей нагрузке в момент ее приложения. При испытании плотных глинистых грунтов, обладающих ощутимой 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 очень слабого глинистого грунта (см. гл. 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 $\xi = 1$.

Наряду с стабилометрами типа «Б» для исследования бокового давления глинистых грунтов получили применение обычные компрессионные приборы, снабженные тензометрическими рабочи-

ми кольцами, которые использовали В. А. Мизюмский, С. Р. Месчан, Ю. П. Смолин, А. В. Голли и Л. К. Тихомирова и др.

В. А. Мизюмский в 1973 г. [21] опубликовал результаты определения общего бокового давления глинистых грунтов в «плавающем» тонкостенном цилиндрическом кольце (с соотношением размеров 1:1) толщиной 0,35 мм, изготовленном из алюминиевого сплава. Для замера общего бокового давления по наружной поверхности кольца были наклеены четыре проволочных датчика сопротивления, а вдоль образующей цилиндра еще один, компенсационный. В целях устранения трения кольцо смазывалось растительным маслом, а между образцом и кольцом помещалась тонкая резиновая оболочка.

Аналогичная методика для определения бокового давления в 1974 г. была использована автором книги совместно с Р. П. Малакьяном [21]. 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 пленки (полиэтиленовой) между кольцами и образцом практически полностью исключили трение по его боковой поверхности.

Тарирование тензометрических колец осуществлялось в тарировочном приборе (рис. 87). 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.

В приведенном ниже примере образцы-близнецы киевской глины природного сложения испытывали на компрессионную ползучесть после предварительного уплотнения под действием $\sigma_{1,0} = 0,25$ МПа. Испытания проводили с замером бокового давления, под действием постоянного (0,2 МПа) и возрастающего во времени ступенями (0,05 и 0,1 МПа) напряжений (рис. 88). Коэффициент бокового давления определялся из соотношения приращения бокового давления к приращению (ступени) уплотняющей нагрузки.

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. 89). Максимальное значение бокового давления ($\xi=0,82$), как и следовало ожидать, было зафиксировано при наибольшей уплотняющей нагрузке $p_1=0,2$ 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 внешней нагрузки p_1 коэффициент бокового давления снижается. Следовательно, коэффициент бокового давления зависит от величины уплотняющей нагрузки p_1 .

На рис. 89 видно, что коэффициент бокового давления грунта

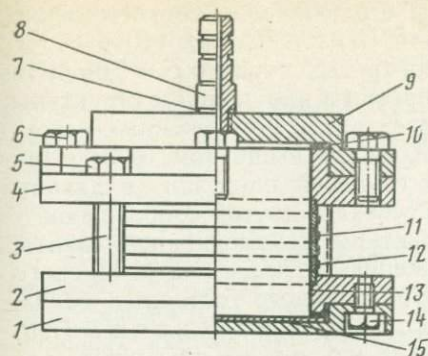


Рис. 87. Прибор для тарировки силовых (тензометрических) колец для измерения бокового давления глинистых грунтов:

1 — днище; 2 — нижнее зажимное кольцо; 3 — соединительный болт; 4 — верхнее зажимное 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

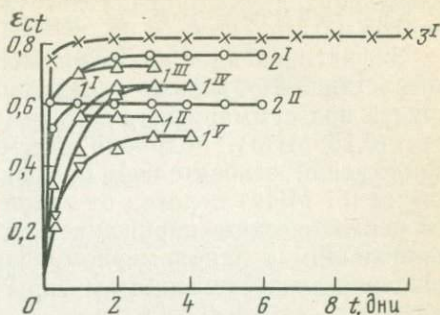


Рис. 89. Кривые изменчивости коэффициента бокового давления киевской глины 32—72 природного сложения во времени ($\sigma_{1,0}=0,25$ МПа):

$1^I - 1^V$ — 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

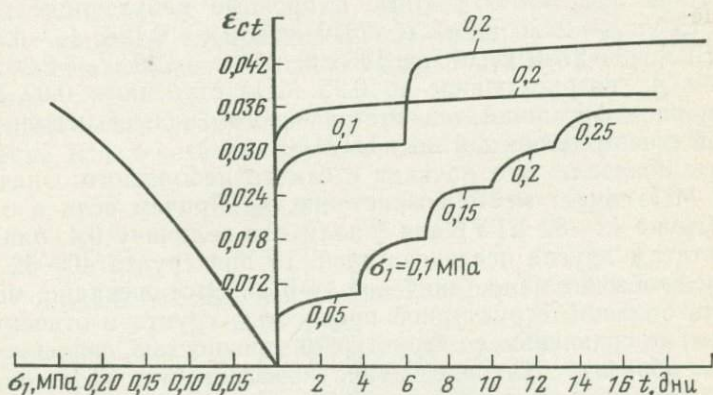


Рис. 88. Экспериментальные кривые компрессионной ползучести киевской глины 32—72 природного сложения при различных режимах приложения ступенчато-возрастающих нагрузок ($\sigma_{1,0}=0,25$ МПа)

изменяется также по мере ступенчатого возрастания уплотняющей нагрузки. Причем ξ зависит как от величины ступени уплотняющей нагрузки, так и скорости возрастания последней.

При последовательном приложении двух равных ступеней нагрузки 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 0,56 до 0,72, а при по-

следующих двух ступенях нагрузки его снижение соответственно до 0,65 и 0,5.

Зафиксированное при приложении третьей ступени $p_1 = 0,05$ МПа возрастание ξ объясняется скачкообразным нарушением структуры грунта под суммарным действием всех ранее приложенных нагрузок (0,15 МПа), подробно рассмотренном выше (см. § 3). При приложении относительно больших ступеней нагрузки (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 начальной постоянной нагрузки, но и от скорости ее возрастания.

Чтобы исключить необходимость укладки полиэтиленовой изоляционной пленки между образцом и набором тензометрических колец, было использовано сплошное латунное тензометрическое кольцо с толщиной стенки 0,3 мм диаметром 101 мм и высотой 30 мм при высоте образца 24 мм. Увеличение отношения диаметра образца к его высоте до 4,2 позволило существенно снизить величину бокового трения.

Испытаны две очень плотные и прочные набухающие глины (40—82 ЕГУ: $\rho_s = 2820$ кг/м³; $\rho = 2070$ кг/м³; $\omega = 0,188$; $I_p = 0,289$ и 42—82 ЕГУ: $\rho_s = 2750$ кг/м³; $\rho = 1960$ кг/м³; $\omega = 0,29$; $I_p = 0,26$) под действием p_1 , возрастающем до 0,25 МПа ступенями 0,02 МПа. Для замера деформаций тензометрического кольца использован цифровой тензометрический мост ЦТМ-3.

Опыты показали, что начиная с самого небольшого значения $p_1 = 0,02$ МПа имеет место возрастание p_2 . Причем если в одном случае (грунт 42—82 ЕГУ) для ξ получили величину 0,4, близкую к результатам других исследователей, то для грунта 40—82 ЕГУ получили необычно малое значение $\xi = 0,33$. Это, очевидно, можно объяснить большой структурной прочностью грунта и относительно малым, по сравнению со структурной прочностью, значением p_1 .

Таким образом, для определения коэффициента эффективного бокового давления, входящего в (3.16), можно пользоваться компрессионными приборами, снабженными тензометрическими рабочими кольцами. В случае испытания цилиндрических образцов в стабилометрах типа «Б» одновременно с боковым давлением должны быть замерены избыточные давления в поровой воде для вычисления эффективного давления и его коэффициента.

Обобщение экспериментальных данных, полученных различными методами, показывает, что упомянутый выше коэффициент изменяется в пределах $\xi = 0,5 \div 0,9$. Его среднее значение $\xi_m = 0,7$ 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.

**ПРЕДЕЛЬНЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ И РЕОЛОГИЧЕСКИЕ
УРАВНЕНИЯ
СОСТОЯНИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ
ПРИ ПРОСТОМ СДВИГЕ**

§ 1. ВВЕДЕНИЕ

Простейшим видом деформации формоизменения твердых тел является чистый сдвиг (см. рис. 6). Наиболее простым видом деформации грунтовой толщи в натуре под действием касательных напряжений (не превышающих прочность — сопротивление сдвигу грунта) является простой сдвиг (рис. 90) [20, 22]. Еще в 1933 г. этот вид деформации Г. И. Покровский назвал «скашиванием» и наиболее характерным для глинистого грунта, пока не появились катастрофические трещины и разрывы в них». Рассматривая характер и скорости деформирования глинистых грунтов в оползневых склонах, С. Шарп [20] различал два вида деформации сдвига: плоский, который соответствует случаю взаимного перемещения массивов грунта 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 г.), в этом случае «каждый элементарный слой», параллельный касательной силе, смещается по отношению к другой без нарушения сплошности грунта.

Исходя из условия скашивания элементарных слоев грунта основания под действием затухающих по глубине касательных на-

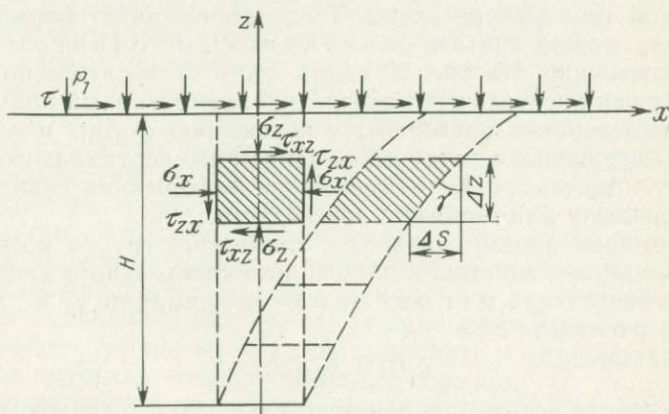


Рис. 90. Схемы распределения напряжений в элементарном грунтовом параллелепипеде под действием равномерно распределенных на поверхности земли нормальных p_1 и касательных τ напряжений и его скашивания при простом сдвиге. Δz — зона сдвига элементарного параллелепипеда; Δs , γ — абсолютная и относительная деформации простого сдвига

пряжений, определяемых из решения упругой задачи, Н. Н. Маслов в 1936 г. [18, 19] разработал метод определения горизонтальных смещений подпорных гидротехнических сооружений. Тогда же он впервые поднял вопрос о необходимости расчета подпорных сооружений на сдвиг по допускаемым деформациям, как это принято при определении их осадок.

Натурные наблюдения за смещением грунта по глубине толщи под действием касательных напряжений, проведенные в 1938—1957 гг. И. А. Клевцовым, Р. Петерсоном и др. [20], 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 закону, причем деформация элементарных слоев всегда происходит по схеме простого сдвига-скашивания.

В отличие от сложной деформации формоизменения (сдвига), когда на всех гранях элементарного прямоугольного параллелепипеда действуют все компоненты тензора напряжений (см. рис. 19), при простом сдвиге (см. рис. 90) на его гранях действуют нормальные напряжения $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ и две пары касательных напряжений τ_{xz} и $-\tau_{xz}$, а остальные компоненты последних равны нулю ($\tau_{yz} = \tau_{zy} = \tau_{yx} = \tau_{xy} = 0$). В рассматриваемом случае элементарный прямоугольный 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 $\sigma_z, \sigma_x = \sigma_y$, приводящих их в новое состояние, характеризующееся плотностью-влажностью и структурной прочностью при данной температуре среды. Тогда деформацию формоизменения грунта можно считать квазичистым сдвигом в данном его состоянии. На рис. 90 видно, что в этом случае под действием двух пар касательных напряжений элементарный прямоугольный параллелепипед подвергается искажению формы в плоскости рисунка (штриховые линии) скашиванием его вертикальных граней на угол $\gamma = \Delta s / \Delta z$, где Δs — абсолютная деформация сдвига; Δz — высота элемента или мощность зоны сдвига.

Деформация простого сдвига γ глинистого грунта во времени, возникающая под действием постоянного касательного напряжения τ , складывается из мгновенной деформации γ_0 и деформации ползучести γ_t :

$$\gamma(t) = \gamma_0 + \gamma_t, \quad (7.1)$$

закономерности которых в реологии глинистых грунтов, как и в случае одномерного уплотнения (см. гл. 5 и 6), исследуются раздельно.

В отличие от одномерного уплотнения (см. гл. 6), в зависимости от уровня касательного напряжения, деформация γ_t , как и при растяжении и сжатии материалов (см. рис. 15), 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 относительных напряжениях завершается исчерпыванием прочности грунта без нарушения или с нарушением его сплошности вследствие наступления стадии прогрессирующего разрушения — ползучести с возрастающей скоростью (см. рис. 2).

Для определения деформации простого сдвига глинистых грунтов в целях прогноза конечных и длительных смещений 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 времени возникновения и протекания ползучести с возрастающей скоростью (см. рис. 2, участок *BC* на кривой ползучести).

Исследования реологических свойств грунтов вообще, глинистых в особенности, в условиях простого сдвига имеют исключительно важное значение для 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 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 большое применение.

В опытах на простой сдвиг, как отметил 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. Между тем они имеют явное преимущество перед опытами на трехосное сжатие в отношении определенности напряженного состояния образца, возможности очень больших деформаций (приборы кручения полых и сплошных образцов), простоты и надежности замера деформаций и т. д. Именно поэтому многие исследователи [20, 24, 41] рекомендуют изучение реологических свойств глинистых грунтов выполнять на приборах кольцевого среза, кручения полых и сплошных образцов.

В этом разделе книги рассматриваются закономерности ползучести, кратковременного (начального) и длительного сопротивления сдвигу глинистых грунтов при простом сдвиге с учетом влияния величины, скорости приложения и длительности действия касательных напряжений, а также изменчивости их состояния под действием уплотняющих нагрузок.

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 и деформациям сдвига.

§ 2. ПРЕДЕЛЬНЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ СДВИГА. ПРОСТЕЙШИЕ РЕОЛОГИЧЕСКИЕ УРАВНЕНИЯ СОСТОЯНИЯ

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 с постоянной скоростью и от нее к ползучести с возрастающей скоростью, завершающейся исчерпыванием прочности материала. Определение указанных границ для глинистых грунтов представляет определенную трудность в силу изменчивости их реологических свойств в очень широком диапазоне — от свойств жидкообразных до твердообразных тел.

1. Н. В. Михайлов и П. А. Ребиндер [20] к жидкообразным относят истинно вязкие (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. 91.

В отличие от ньютоновской вязкой жидкости (см. рис. 11, на рис. 91, *a* реологическая кривая показана штрихами) структурированные жидкости характеризуются эффективной вязкостью, зависящей от уровня касательного напряжения. Они обладают двумя предельными напряжениями τ_r и τ_f , соответственно представляющими условные границы неразрушенной и разрушенной 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 тела равно нулю, а при $\tau > \tau_{yp}$ течение происходит с постоянной скоростью и постоянной пластической вязкостью. В этом случае реологическая кривая аппроксимируется уравнением вида (2.44).

2. К твердообразным относят упруго-хрупкие и упруго-пластичные (истинно пластичные) тела. Упруго-пластичные тела характеризуются истинным пределом текучести, совпадающим с пределом упругости τ_e (рис. 91, *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 $\tau < \tau_e$ в 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 (бингамовской) $\eta_i^* = \tau - \tau_{yp} / \dot{\gamma}_{v, \max}$ вязкостями, соответствующими практически не разрушенной 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 напряжения предельного разрушения структуры τ'_f , выше которого тело течет с наименьшей вязкостью η_f . Если пренебречь наименьшими скоростями течения (установившейся ползучести) в пределах $\tau_e < \tau \leq \tau_{yp}$, реологическое уравнение таких тел можно представить в виде соотношения (2.44).

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

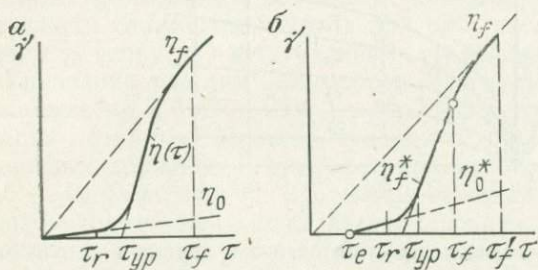


Рис. 91. Реологические кривые жидкообразных (а) и твердообразных (б) тел по П. Р. Ребиндеру

(течения) материалов в зависимости от уровня касательного напряжения для некоторого фиксированного постоянного градиента скорости деформирования. По ним невозможно судить о реальном реологическом поведении тела, 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. 92), полученному испытанием образцов-близнецов под действием различных по величине постоянных касательных напряжений (вплоть до величины предела прочности — сопоставления сдвига), и построенной на его основе реологической кривой, показанной в левой части рис. 92. Вид реологической кривой существенно зависит от продолжитель-

ности действия постоянных касательных напряжений. Это значит, что одно и то же тело в зависимости от t может быть отнесено к различным реологическим телам. Поэтому для составления реологического уравнения состояния реального тела следует учесть не только величину напряжения, но и продолжительность его действия, что, естественно, значительно усложняет решение задачи.

Для упрощения определения реологического уравнения состояния и предельных напряжений глинистого грунта является удобным раздельное рассмотрение деформаций затухающей ползучести и течения (см. гл. 2, § 3). В этом случае основой указанных определений будут служить реологические кривые, построенные для различных t участка течения AB кривых ползучести (см. рис. 92).

Рассматривая кривую скорость течения $\dot{\gamma}_{vt}$ — касательное напряжение τ , можно различать два предельных напряжения сдвига, характеризующих деформацию ползучести и прочность (сопротивление сдвигу) глинистого грунта [22]:

а) первое предельное напряжение сдвига $\tau_{lim}^{(1)}$, характеризующее начало возникновения течения грунта. Когда $\tau < \tau_{lim}^{(1)}$, стабилизированная скорость ползучести (течения) грунта равна нулю ($\dot{\gamma}_{vt}=0$), т. е. деформация ползучести является полностью затухающей;

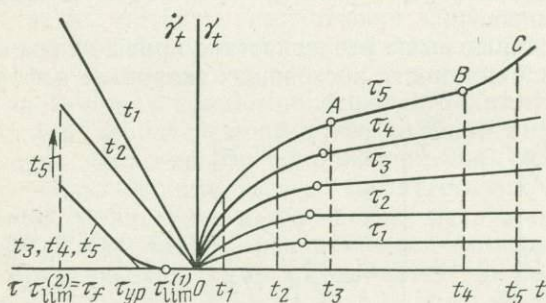


Рис. 92. Семейство кривых ползучести простого сдвига и кривые $\tau-\dot{\gamma}$ для различных моментов времени t . $\tau_{lim}^{(1)}$ — первое предельное напряжения; τ_{up} — предел текучести, предельное напряжение сдвига; $\tau_{lim}^{(2)} = \tau_f$ — второе предельное напряжение сдвига, равное сопротивлению грунта сдвигу τ_f

б) второе предельное напряжение сдвига $\tau_{lim}^{(2)}$, соответствующее условию возникновения третьей стадии BC деформирования грунта с возрастающей скоростью (см. рис. 92). При $\tau \geq \tau_{lim}^{(2)}$ 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 напряжение равно сопротивлению грунта сдвигу ($\tau_{lim}^{(2)} = \tau_f$).

Когда $\tau_{lim}^{(1)} < \tau < \tau_{lim}^{(2)}$, деформация ползучести протекает с постоянной скоростью (течением). Зависимость скорости течения от

величины касательных напряжений (см. рис. 92) в большинстве случаев спрямляется (ввиду небольшого расхождения между $\tau_{lim}^{(1)}$ и τ_{yp} , а также малых скоростей ползучести при $\tau < \tau_{yp}$) и аппроксимируется уравнением Шведова — Бингама вида (2.44):

$$\tau = \tau_{yp} + \eta_v \frac{d\gamma_{ct}}{dt} = \tau_{yp} + v_{v_v} \eta_v, \quad (7.3)$$

где $\tau_{yp} \cong \tau_{lim}^{(1)}$ — первое предельное напряжение сдвига (предел текучести), называемое также порогом ползучести, по Н. Н. Маслову; η_v — коэффициент вязкости (пропорциональности).

При $(\tau - \tau_{yp}) = 1$ $\eta_v = 1/v_{v_v}$; $v_{v_v} = d\gamma_{ct}/dt = \text{const}$ — конечная стабилизированная (постоянная) скорость (скорость течения). При $(\tau - \tau_{yp}) = 1$ $v_{v_v} = K_{v_v}$; K_{v_v} — постоянная скорость течения при $(\tau - \tau_{yp}) = 1$, входящая в соотношения линейной и нелинейной теории упруго-ползучего тела (см. ниже).

При испытании слабых глинистых грунтов на простой сдвиг после стадии затухающей ползучести OA (см. рис. 92) всегда наступает стадия течения. Это значит, что $\tau_{lim}^{(1)} = \tau_{yp} = 0$. Тогда выражение (7.3) можно записать в виде уравнения течения ньютоновской вязкой жидкости:

$$\tau = \eta_v \frac{d\gamma_{ct}}{dt} = \eta_v v_{v_v}. \quad (7.4)$$

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_{dt} деформаций.

Уравнение течения ньютоновской вязкой жидкости впервые было применено в 1937—1939 гг. М. Хворослевым для описания ползучести глинистых грунтов при сдвиге, полученном при кручении кольцевых образцов в приборах кольцевого среза (см. ниже), а в 1946 г. Р. Хефели и С. Шерманом. Последними для той же цели образцы грунта были испытаны в условиях одноосного и трехосного сжатия. Реологическая кривая скорость течения — напряжение (см. рис. 92) для мерзлых грунтов при их одноосном сжатии впервые получена в 1939 г. Н. А. Цытовичем.

В 1941 г. Н. Н. Маслов сформулировал условие пластичности (течения, установившейся ползучести) глинистых грунтов, основанное на предложенном им же разделении сопротивления их сдвигу на внутреннее трение, структурное сцепление и водно-коллоидальную природную связность (см. гл. 9, § 5). На основании указанного условия и соотношений (7.3) и (7.4) Н. Н. Маслов в 1958 г. решил задачу о скорости деформации слоя глинистого грунта по наклонной плоскости [18], а на основании натуральных наблюдений за оползневыми процессами определил пределы изменчивости коэффициентов их вязкости $1 \cdot 10^3$ — $4,4 \cdot 10^6$ МПа·с. Г. М. Шахунянц в 1953 г. описал пластические типы оползней «при которых частицы грунта как бы текут одна по отношению к другой, без образования поверх-

ности скольжения, с постепенным затуханием скорости течения в более глубоких слоях» — как течение вязкопластического тела. М. М. Берку в своей диссертационной работе, 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 вязкости при небольших градиентах скорости (до $2 \cdot 10^{-5}$ 1/с).

В числе исследований, посвященных упруговязкопластичным свойствам глинистых грунтов и их ползучести, необходимо особо отметить работы И. С. Геза и Тан Тьенг-ки, опубликованные в 1953 г. Они посвящены деформациям ползучести, полученным при кручении пустотелых цилиндрических образцов гончарной глины (продолжительностью до 118 ч). Ими установлены три стадии ползучести глины при кручении (сдвиге): а) внезапной (мгновенной) деформации; б) затухающей ползучести; в) течения. 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 прибора трехосного сжатия как с боковым, так и без бокового давления, была получена почти прямолинейная кривая течения. Для выражения зависимости напряжения — скорость течения было использовано реологическое уравнение бингамова тела и установлено, что в обоих случаях коэффициенты вязкости грунта почти одинаковы ($5,6 \cdot 10^7$ и $4,8 \times 10^7$ МПа·с).

В дальнейшем было выполнено много работ, посвященных исследованию упруговязкопластических свойств глинистых грунтов. Они будут отмечены 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 (7.4). В целях учета влияния перечисленных выше и других факторов на сдвиговую ползучесть глинистых грунтов используются физические уравнения теорий старения, упрочнения и наследственной ползучести (по С. С. Вялову, С. Р. Месчану, В. А. Мизюмскому, К. Ло, Ю. К. Зарецкому, А. Л. Гольдину и др.).

§ 3. ФОРМЫ ЗАПИСИ РЕОЛОГИЧЕСКОГО УРАВНЕНИЯ СОСТОЯНИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ДЛЯ ПРОСТОГО СДВИГА

Для записи реологического уравнения состояния глинистых грунтов для простого сдвига в одном их фиксированном начальном состоянии (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 рассмотренных выше (см. гл. 2, § 3). Соотношение (7.1) представляют, в частности, следующими уравнениями теорий:

старения (2.70)

$$\gamma(t) = \frac{\tau(t)}{G_0} + \omega(t) f[\tau(t)]; \quad (7.5)$$

упрочнения (2.98)

$$\gamma(t) = \frac{\tau}{G_0} + [(1 + \alpha) \times \tau^\beta t]^m; \quad (7.6)$$

пластической наследственности (2.107)

$$\varphi(\gamma) = \tau(t) + \int_{\vartheta_0}^t K_\gamma(t - \vartheta) \tau(\vartheta) d\vartheta; \quad (7.7)$$

упругоползучего тела вида (2.133)

$$\gamma(t) = \frac{\tau(t)}{G_0} - \int_{\vartheta_0}^t f[\tau(\vartheta)] \frac{\partial \omega(t - \vartheta)}{\partial \vartheta} d\vartheta, \quad (7.8)$$

где $\omega(t)$ — мера ползучести при простом сдвиге; $f(\tau)$ — функция касательного напряжения, удовлетворяющая условию $f(\tau=1)=1$; G_0 — модуль мгновенной деформации простого сдвига; $K_\gamma(t-\vartheta)$ — функция времени для деформации простого сдвига. 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 исходя из предположения о неизменяемости свойств глинистого грунта в процессе сдвига. Вопросы влияния изменяемости состояния глинистых грунтов под действием уплотняющих напряжений на их ползучесть при простом сдвиге будут подробно рассмотрены в гл. 11 настоящего раздела.

I. Когда исследуемый грунт обладает первым предельным напряжением сдвига $\tau_{yp} \neq 0$ (см. рис. 92), для описания процесса его деформирования при сдвиге исходят из соотношения (7.2). В этом случае при $\tau < \tau_{yp}$ деформация ползучести представляется одной кривой, а при $\tau_{yp} < \tau < \tau_f$ — кривыми затухающей ползучести и течения (см. рис. 15). Точно так же семейство кривых ползучести представляется соответственно одним или двумя семействами кривых затухающей ползучести и течения [22].

При $\tau < \tau_{yp}$ меру затухающей ползучести простого сдвига глинистого грунта $\omega_d(t-\vartheta)$ можно представить в виде следующих соотношений:

$$\omega_d(t - \vartheta) = C_0 [1 - e^{-\Delta_0 (t - \vartheta)^{\alpha_0}}]; \quad (7.9)$$

$$\begin{aligned} \omega_d(t - \vartheta) = & C_1 [1 - e^{-\Delta_1 (t - \vartheta)}] + \\ & + (C_0 - C_1) [1 - e^{-\Delta_2 [t - (\vartheta + 1)]}], \end{aligned} \quad (7.10)$$

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.

$$\omega_v(t - \vartheta) = K_{v_v}(t - \vartheta) = \frac{t - \vartheta}{\eta_v}, \quad (7.12)$$

где $C_0, C_1, \Delta_0, \Delta_1, \Delta_2, \kappa$ — параметры, определяемые из опыта; $K_{v_v}(t - \vartheta)$ — постоянная скорость относительной деформации течения при $\tau - \tau_{yp} = 1$; η_v — постоянный коэффициент вязкости при простом сдвиге ($\eta_v = 1/K_{v_v}$).

По данным многочисленных опытов (см. гл. 10), зависимость касательное напряжение — скорость течения с достаточной точностью можно выразить уравнением бингамова тела (7.3), а $\omega_d = \omega_d(\tau)$ как линейным, так нелинейным законами деформирования. Тогда деформация ползучести простого сдвига глинистого грунта для постоянного напряжения, изменяющегося в пределах $\tau_{yp} < \tau < \tau_f$, с учетом (7.11) будет определяться из следующих равноценных выражений:

$$\gamma_t = \omega_d(t - \vartheta) f[\tau(t)] + K_{v_v}(t - \vartheta)(\tau - \tau_{yp}); \quad (7.13)$$

$$\gamma_t = \omega_d(t - \vartheta) f[\tau(t)] + \frac{\tau - \tau_{yp}}{\eta_v}(t - \vartheta). \quad (7.14)$$

Когда грунт не обладает первым предельным напряжением сдвига ($\tau_{yp} = 0$), т. е. при любых значениях касательного напряжения, его ползучесть протекает в стадиях затухающей ползучести и течения (рис. 93), аппроксимацию кривой меры ползучести можно осуществить как с ее представлением в виде кривых $\omega_d - t$ и $\omega_v - t$, так и без него.

Раздельная аппроксимация кривых затухающей ползучести $\omega_d - t$ и течения $\omega_v - t$ 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. [20] как первое приближение была применена экспоненциальная функция (2.61) в форме записи (2.121), а в дальнейшем [22] — степенная зависимость вида

$$\omega(t - \vartheta) = A(t - \vartheta)^m, \quad (7.15)$$

из которой легко получить выражение переменной во времени скорости ползучести при единичном напряжении — функцию времени

$$K_v(t - \vartheta) = \frac{\partial \omega(t - \vartheta)}{\partial \vartheta} = A_1(t - \vartheta)^{-m_1}, \quad (7.16)$$

где $A_1 = Am$; $-m_1 = m - 1$.

Для аппроксимации кривой ползучести глинистого грунта в целом в 1961 г. А. М. Скибицким была использована логарифмическая функция (2.64).

II. При описании кривой ползучести при $\tau=1$ в целом для определения функции времени $K_v(t-\theta)$ можно воспользоваться также аппроксимацией кривой изменяемости скорости меры ползучести (см. рис. 93, б) следующим выражением:

$$\begin{aligned} K_v(t-\theta) &= K_{v_0} - (K_{v_0} - K_{v_f}) [1 - e^{-\Delta(t-\theta)}] = \\ &= K_{v_f} + (K_{v_0} - K_{v_f}) e^{-\Delta(t-\theta)}, \end{aligned} \quad (7.17)$$

где K_{v_0} — начальная скорость меры ползучести; K_{v_f} — конечная скорость меры ползучести ($K_{v_f} = K_{v_0}$); Δ — параметр.

Когда $\tau=1$ и, следовательно $V_v = K_v$, соотношение (7.4) с учетом (7.17) можно записать в следующем виде:

$$\tau = \eta(t-\theta) [K_{v_f} + (K_{v_0} - K_{v_f}) e^{-\Delta(t-\theta)}] = 1, \quad (7.18)$$

откуда легко получить выражение переменного во времени коэффициента вязкости:

$$\eta(t-\theta) = \frac{1}{K_{v_f} + (K_{v_0} - K_{v_f}) e^{-\Delta(t-\theta)}}, \quad (7.19)$$

или

$$\eta(t-\theta) = \eta_f + (\eta_0 - \eta_f) e^{-\Delta(t-\theta)}, \quad (7.20)$$

предложенное Б. Перзоцем в 1953 г., а Н. Н. Масловым в 1958 г. для аппроксимации кривой изменяемости коэффициента вязкости во времени полиизобутилена и глинистых грунтов соответственно. Для $\eta(t-\theta)$ кроме (7.20) предложено много других соотношений.

Выражение функции времени (7.17) можно, как обычно (см. гл. 2, § 2), получить дифференцированием по времени соотношения меры ползучести (7.11). Следовательно, исходным соотношением для выражений (7.17) и (7.20) является соотношение меры ползучести $\omega(t-\theta)$, получаемое из аппроксимации экспериментальной кривой при $\tau=1$. Соотношения (7.11), (7.17) и (7.20) характеризуют ползучесть глинистого грунта при простом сдвиге, когда вслед за стадией затухающей ползучести наступает стадия течения (см. рис. 93, а). Чтобы учесть как мгновенные, так и ползучие деформации (затухающие и незатуха-

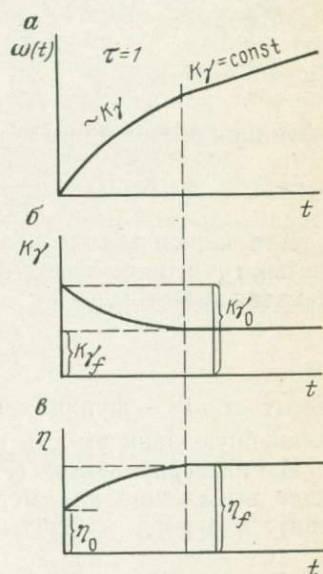


Рис. 93. Кривые меры ползучести простого сдвига (а), изменяемости скорости меры ползучести — функция ползучести K_v (б) и коэффициента вязкости η (в) во времени t

ющие), можно, в частности, соотношения теории старения (7.5) и упруго-ползучего тела (7.8) с учетом (7.11) соответственно представить следующим образом:

$$\gamma(t) = \frac{\tau(t)}{G_0} + \omega_d(t) f(\tau) + K_{\nu v} (\tau - \tau_{yp}) t, \quad (7.21)$$

$$\gamma(t) = \frac{\tau(t)}{G_0} - \int_{\vartheta_0}^t f[\tau(\vartheta)] \frac{\partial \omega_d(t-\vartheta)}{\partial \vartheta} d\vartheta + \int_{\vartheta_0}^t K_{\nu v} [\tau(\vartheta) - \tau_{yp}] d\vartheta, \quad (7.22)$$

или

$$\gamma(t) = \frac{\tau(t)}{G_0} + \omega_d(t) f(\tau) + \frac{\tau - \tau_{yp}}{\eta_v} t; \quad (7.23)$$

$$\gamma(t) = \frac{\tau(t)}{G_0} - \int_{\vartheta_0}^t f[\tau(\vartheta)] \frac{\partial \omega_d(t-\vartheta)}{\partial \vartheta} d\vartheta + \int_{\vartheta_0}^t \frac{\tau(\vartheta) - \tau_{yp}}{\eta_v} d\vartheta. \quad (7.24)$$

Когда семейство состоит из однотипных кривых затухающей ($\tau < \tau_{yp}$) или незатухающей ползучести $\tau_{yp} = 0$ (см. рис. 93,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).

Выражение $\dot{\gamma}_t = f(\tau)$ Н. Н. Масловым представлено в следующей форме:

$$\dot{\gamma}_t = \frac{\tau}{\eta(t)}, \quad (7.25)$$

а функция времени при $\tau = 1$:

$$K_{\gamma}(t) = \frac{1}{\eta(t)} = \frac{1}{\eta_f + (\eta_0 - \eta_f) e^{-\Delta t}}. \quad (7.26)$$

Для записи закона нелинейного пластично-вязкого течения глинистых грунтов вместо (7.25) С. С. Вялов в 1959 г. предложил другую зависимость:

$$\dot{\gamma}_{vt} = \frac{1}{\eta} (\tau - \tau_{yp})^n, \quad (7.27)$$

где $(\tau - \tau_{yp})^n$ — функция касательного напряжения, учитывающая нелинейную зависимость между $(\tau - \tau_{yp})$ и $\dot{\gamma}_{vt}$.

Из интегрирования (7.26) Н. Н. Масловым получено следующее выражение для меры ползучести глинистых грунтов при сдвиге:

$$\omega(t) = \frac{t}{\eta_f} + \frac{1}{\Delta \eta_f} \ln \frac{\eta_f + (\eta_0 - \eta_f) e^{-\Delta t}}{\eta_0}. \quad (7.28)$$

Выражения (7.25) и (7.27) не учитывают мгновенную деформацию сдвига и деформацию затухающей ползучести при $\tau < \tau_{yp}$.

III. В изучении ползучести глинистых грунтов Н. Н. Маслов

[18] выделяет феноменологическое и физико-механическое направления.

К физико-механическому направлению Н. Н. Маслов относит выражения (7.25), (7.26) и (7.28), в которых для описания изменчивости во времени скорости деформации ползучести и меры ползучести используется понятие переменной вязкости (7.20). Все остальные рассмотренные выше уравнения теории ползучести он относит к феноменологическому направлению. Однако анализ и сопоставление выражений этих «двух направлений» убеждают в несостоятельности такого их разделения [22].

Нетрудно видеть, что уравнения меры ползучести (7.11), (7.12) и (7.28) совершенно равноценны, поскольку совершенно равноценны различные по форме записи соотношения (7.17) и (7.26). При этом определение (7.20) является промежуточным и излишним звеном на пути установления меры ползучести и функции времени $K_v(t)$. Что же касается степенной зависимости (7.15) и ее функции времени (7.16), то они просты как по виду, так и по определению и очень хорошо аппроксимируют кривые ползучести и изменчивости скорости ползучести во времени глинистых грунтов при простом сдвиге. Они в то же время являются приближенными выражениями, поскольку не отражают объективного факта существования стадии течения глинистых грунтов с постоянной скоростью.

Все приведенные выше выражения основаны на аппроксимации экспериментальных кривых ползучести, поэтому являются феноменологическими зависимостями, а теории, которые базируются на этих выражениях, — феноменологическими теориями ползучести. Выражения, полученные по результатам аппроксимации 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.

Что же касается интегральных выражений (7.22) и (7.24), которые, по Н. Н. Маслову, «не раскрывают самой природы зависимости деформаций ползучести во времени», то они являются наиболее общими формами записи закона деформирования глинистых грунтов во времени. Из них, как частные случаи, вытекают выражения физико-механического направления.

Глава 8

ЛАБОРАТОРНЫЕ ПРИБОРЫ ДЛЯ ИСПЫТАНИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ В УСЛОВИЯХ ПРОСТОГО СДВИГА

§ 1. ВВЕДЕНИЕ

Получение достоверных данных о закономерностях сдвиговой ползучести и длительном сопротивлении глинистых грунтов сдвигу в очень многом зависит от приборов и методики экспериментирова-

ния. Именно поэтому в механике и реологии глинистых грунтов им уделяют 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 отображать 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 — скашивание. Поэтому, чтобы полученные из эксперимента результаты можно было перенести в природу и использовать их для прогноза длительных деформаций сдвига сооружений, испытания глинистых грунтов следует проводить по схеме скашивания (см. рис. 90). Необходимо также, чтобы можно было в опытах проследить за характером деформирования и разрушения грунта при предельных сдвигающих нагрузках. 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:

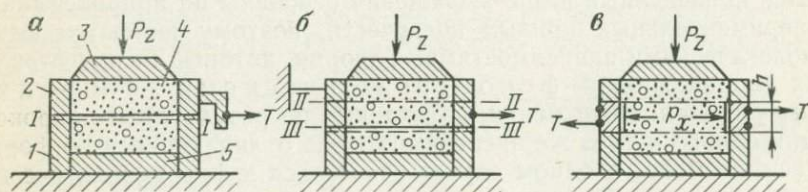


Рис. 94. Схемы приборов одноплоскостного (а), двухплоскостного (б) и цилиндрического (в) срезом

1) полной передаче касательных напряжений на образец; 2) отсутствии испарения влаги в течение всего опыта; 3) возможности замера деформаций уплотнения и сдвига в определенной зоне; 4) неограниченности деформации сдвига; 5) неизменяемости площади среза образца; 6) соблюдения условия парности касательных напряжений. Кроме того, прибор должен иметь простую конструкцию и быть удобным для выполнения опытов.

Имеются много приборов различных конструкций, позволяющих непосредственно или косвенными путями определить и исследовать закономерности деформирования глинистых грунтов при сдвиге и их сопротивлении сдвигу. Однако нет приборов, отвечающих всем предъявляемым к ним требованиям. Поэтому при проведении указанных испытаний следует применять приборы, которые в наибольшей степени удовлетворяют перечисленным выше условиям, а недостатки которых не оказывают существенного влияния на результаты эксперимента.

В лабораторной практике имеют большое применение выпускаемые промышленностью сдвиговые приборы одноплоскостного среза ГПП-30 и его модификации, а также приборы двухплоскостного среза.

Прибор одноплоскостного среза (рис. 94,а) состоит из подвижной верхней 2 и неподвижной нижней 1 обойм срезывателя, в которые помещается испытываемый образец грунта 4, верхнего 3 и нижнего 5 штампов. Уплотнение образца осуществляется нормальным напряжением σ_z , создаваемым усилием P_z приложенным к нему через верхний штамп-фильтр, а касательное напряжение — горизонтальным усилием T , приложенным через верхнюю обойму. Под действием горизонтального усилия верхняя обойма срезывателя перемещается по отношению к нижней неподвижной обойме и срезывает грунт по фиксированной поверхности I—I. Деформации уплотнения и сдвига фиксируются мессурами часового типа, а сопротивление образца сдвигу (при данном σ_z) определяется величиной предельного (срезающего) касательного напряжения, совпадающего со вторым предельным напряжением сдвига $\tau_f = \tau_{lim}^{(2)}$ (см. рис. 93).

Срезные приборы обладают рядом весьма существенных недостатков, которые ограничивают область их применения. К их числу относятся: 1) протекание деформаций в узкой зоне; 2) неравномерное распределение касательных напряжений в плоскости среза и переменность зоны сдвига вследствие передачи сдвигающих усилий на образец по его боковой и горизонтальным поверхностям и концентрации напряжений у его краев; 3) переменность площади среза.

По данным А. А. Ничипоровича (1948 г.), 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. Костериным [20, 24] установлено, что зона сдвига глинистых грунтов является переменной по сечению образца величиной, зависящей от величины уплотняющей нагрузки. Изменяемость площади среза образца в процессе сдвига может сильно исказить характер длительного деформирования и стать причиной проявления стадии прогрессирующего разрушения — течения с возрастающей скоростью и играть такую же роль, какую выполняет проявление шейки при испытании металлов на растяжение (по данным Я. Л. Коган и В. А. Иоселевича).

К недостаткам рассматриваемых приборов следует отнести также ограниченность деформаций сдвига, изменяемость зазора между обоймами во время сдвига, неполную передачу касательных напряжений на образец, его смятие 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.

От многих недостатков, указанных выше, свободны приборы кольцевого среза (рис. 95,а), в которых образец грунта сре-

зывается по кольцевой поверхности в результате кручения верхней кольцевой обоймы относительно неподвижной нижней обоймы. В этих приборах нормальное давление передается на образец через верхний кольцевой штамп. Через этот же штамп прикладывается к образцу крутящий момент. Образец срезается по фиксированной поверхности $I-I$ [24].

В лабораторных условиях приборы кольцевого среза впервые применены М. Хворослевым в 1937—1939 гг., Р. Хефели и С. Шерманом в 1946 г. В дальнейшем приборы аналогичной конструкции были созданы многими исследователями. Небезынтересно отметить, что определение прочностных свойств глинистых грунтов в полевых условиях методом кольцевого среза впервые осуществлено в СССР Г. И. Покровским в начале 30-х гг. [24, 3].

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. 94, в). В этом приборе срез грунта осуществляется в средней части наружной поверхности цилиндрического образца путем вращения среднего защитного кольца обоймы уплотнителя. Нормальное к поверхности среза образца напряжение, равное боковому давлению грунта, создается уплотняющей нагрузкой и вычисляется по соотношению (3.20). Преимуществом этого, как и всех других кольцевых приборов, является постоянство площади среза, а существенным недостатком — большая сложность определения бокового давления (см. гл. VI, § 7).

Основным общим недостатком всех срезных приборов без исключения является невозможность замера деформации сдвига в некоторой фиксированной зоне. Именно поэтому срезные при-

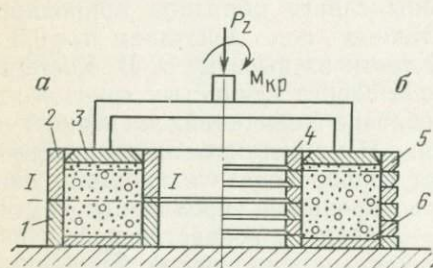


Рис. 95. Схема приборов кольцевого среза (а) и кручения кольцевого образца (б):

1 — нижняя обойма; 2 — верхняя обойма; 3 — кольцевой штамп; 4 и 5 — внутренние и наружные защитные кольца; 6 — нижний дырчатый кольцевой диск

боры совершенно непригодны для определения деформационных свойств глинистых грунтов при простом сдвиге — скашивании. Они используются только для определения сопротивления грунтов сдвигу [22, 24].

Для непосредственного исследования прочностных (сопротивления сдвигу) и деформационных свойств глинистых грунтов при простом сдвиге применяют приборы скашивания (рис. 96, а и б) и кручения (см. рис. 95, б). Приборы скашивания, в свою очередь, делятся на разновидности принудительного и свободного скашивания образцов.

Рассматриваемые свойства глинистых грунтов можно определить также косвенными методами испытания образцов — их одноосным и трехосным сжатием [29, 24].

Приборы принудительного скашивания образца представляют собой ящик (см. рис. 96,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 посередине (конструкции К. Роско и др.) стенок. Боковые стенки прибора делаются сплошными (по Ф. М. Шихиеву и др.) из двух

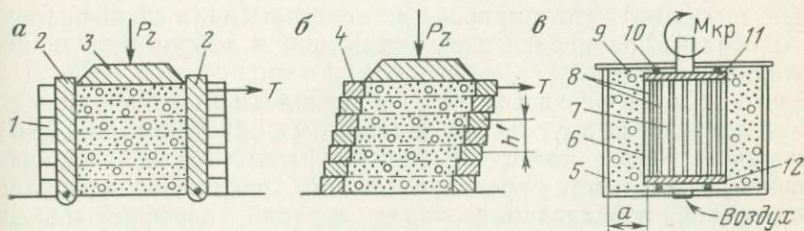


Рис. 96. Схемы приборов принудительного (а), свободного (б) и цилиндрического (в) сдвигов:

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

половинок (по К. Роско и др.) или из сложенных друг с другом металлических планок (по Г. М. Ломизе и др.) (рис. 96,а). Вращением вокруг нижних шарниров передняя и задняя стенки наклоняются в сторону действия горизонтального усилия. Помещенный в ящик (обойму) прибора образец грунта уплотняется вертикальной нагрузкой, приложенной к нему через верхний жесткий перфорированный штамп.

Удачное конструктивное решение найдено в приборе скашивания В. В. Радиной [28], 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 взаимным перемещением уложенных друг на друга защитных колец (см. рис. 96,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 г.), испытания на простой сдвиг девонских глин (отобранных из основания свирской гидроэлектростанции) размером 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.

В приборах принудительного скашивания не совсем ясно напряженное состояние образца ввиду передачи к нему горизонтального усилия 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. 93). Эти приборы могут быть использованы только для исследования небольших сдвиговых деформаций. В этом смысле несколько более удачен прибор К. Роско и др. [20], на котором после предельно возможного скашивания образца возникает зона (плоскость) среза и происходит разрушение грунта по фиксированной поверхности. К. Роско и его коллеги допускают, что в приборе их конструкции, в средней трети высоты образца, распределение напряжений и деформаций можно считать равномерным.

Приборы свободного скашивания образца состоят из сложенных друг на друга защитных колец (см. рис. 96,б). Помещенный внутри колец образец (покрытый тонкой резиновой оболочкой) подвергается предварительному уплотнению вертикальной нагрузкой, передаваемой через верхний перфорированный штамп. Касательные напряжения, создаваемые горизонтальными усилиями, передаются к торцевым поверхностям образца через верхний подвижной штамп, как в приборе одноплоскостного среза. Под действием касательных напряжений образец свободно скашивается — подвергается деформации простого сдвига. В процессе сдвига защитные кольца, окружающие образец, свободно перемещаются друг относительно друга.

Если в приборах принудительного скашивания деформации сдвига измеряют только для всей высоты образца h , то в приборах свободного скашивания эти деформации могут быть измерены и в его середине, на некоторой базе h' . Деформацию сдвига в этом случае определяют по разности горизонтальных смещений двух точек зоны сдвига.

Основными общими недостатками приборов свободного скашивания образцов рассмотренной конструкции являются ограниченность деформаций сдвига и несоблюдение условия парности касательных напряжений. Прибор такого типа впервые был предложен Г. И. Покровским в 1933 г. Для определения критической пористости грунтов аналогичный прибор был создан В. П. Вихаревым [28], а для исследования сдвиговой ползучести глинистых грунтов — С. Н. Сотниковым (под руководством Н. Н. Маслова) [22] на базе прибора одноплоскостного среза ГПП-30.

К числу приборов свободного скашивания следует отнести также прибор П. Д. Евдокимова, предложенный в 1956 г. и предназначенный для сдвига полого цилиндрического образца, помещенного между двумя соосными цилиндрами (см. рис. 96,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 рас-

стояние между двумя цилиндрами (толщина кольца). Для испытания образцов в различных состояниях они уплотняются различными давлениями, создаваемыми путем нагнетания воздуха или воды во внутренний цилиндр.

Для определения прочностных и деформационных свойств глинистых грунтов при чистом сдвиге подвергаются чистому кручению как полые (в опытах Геза 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 значений уплотняющей нагрузки. В первом из указанных случаев испытания образцов применяются приборы М. В. Малышева, Б. Н. Баршевского, Б. Боучека, А. Л. Гольдина и др. трехосного сжатия — кручения, а во втором — приборы одномерного уплотнения и кручения кольцевых и сплошных образцов [22, 24]. В последнем случае чаще всего испытывают плоские образцы в целях уменьшения их трения о боковые стенки обоймы прибора.

Приборы кручения кольцевых образцов (см. рис. 95,б) отличаются от приборов кольцевого среза (см. рис. 95,а) только тем, что окружающие боковые поверхности образца сплошные стенки нижней и верхней обойм заменены сложными друг с другом 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 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 определенными дополнительными работами и трудностями (см. гл. 6, § 7). 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 кольцевых образцов с соотношением $d/\delta \cong 10$ (δ — толщина стенки, d — диаметр образца). Однако, поскольку изготовление таковых из грунта природного сложения является непреодолимой задачей, эта методика применяется для испытания образцов нару-

шенного сложения в виде пасты текучей или текучепластичной консистенции.

Для определения параметров сдвиговой ползучести глинистых грунтов нарушенного и природного сложений часто применяют методику испытания толстостенных образцов наружным диаметром 10—15 см и $d/\delta=4$. Однако это не исключает сложность изготовления образцов, а вместе с тем усложняет характер распределения касательных напряжений по поперечному сечению и их определение. Для исключения одного из указанных недостатков, в частности сложности изготовления, переходят к испытанию сплошных образцов [24]. Определение распределения касательных напряжений по сечению закручиваемого образца (за пределами пропорциональности) в толстостенных полых цилиндрических и кольцевых образцах сложнее, чем в сплошных (см. гл. 2, § 1).

К числу недостатков испытания полых образцов относятся также значительное нарушение природного сложения грунта, сопротивление кручению резиновых оболочек (окружающих полый цилиндр) и трение грунта о набор защитных колец кольцевого образца при его уплотнении. В последнем случае возникает необходимость определения величины указанного трения специальными тарировками для их последующего учета при обработке опытных данных, что несколько усложняет проведение эксперимента. Отмеченные недостатки приборов кручения кольцевых образцов устраняются при переходе к испытанию сплошных образцов (см. § 4).

Из изложенного выше следует, что для определения реологических свойств глинистых грунтов при простом сдвиге могут быть использованы только приборы кручения и свободного скашивания образцов. Для определения сопротивления глинистых грунтов сдвигу могут быть применены также срезные приборы всех конструкций.

§ 2. ПРИБОРЫ ОДНОПЛОСКОСТНОГО СРЕЗА

Для определения сопротивления грунтов (песчаных и глинистых) сдвигу разработан Государственный стандарт (ГОСТ 12248—78), которым узаконено применение для этой цели приборов одноплоскостного среза (см. рис. 94,а). ГОСТ 12248—78 требует, чтобы верхняя обойма срезывателя 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 срезывателе разъемного кольца — обоймы с образцом грунта;
- б) центрированная передача и вертикальность нормальной нагрузки на штамп;
- в) возможность передачи нормальной и касательной нагрузок ступенями или в виде непрерывно возрастающей нагрузки (созда-

ваемой в случае касательной нагрузки в результате непрерывного перемещения каретки с постоянной скоростью);

г) подача и отвод воды из образца, а также сохранение природной или заданной влажности образца в процессе опыта;

д) возможность тарирования прибора — установления величин поправок на преодоление трения подвижной и неподвижной частей срезывателя;

е) измерение вертикальных (уплотнения и набухания) и горизонтальных деформаций образца с точностью 0,01 мм.

В нашей лабораторной практике кроме отмеченного выше прибора одноплоскостного среза модели ГПП-30 (диаметр образца 7,14 см, площадь поперечного сечения $F=40$ см², высота $h=3,5$ см) конструкции Н. Н. Маслова и Ю. Ю. Лурье [18] имеют широкое применение приборы ДИИТ [7], Гидропроекта (ВСВ-2), Фундаментпроекта (СПФ-2) и другие их модификации, удовлетворяющие всем предъявляемым к ним требованиям, а также приборы одноплоскостного среза кольцевых образцов (кольцевого среза) НИС Гидропроекта (автор Я. Л. Коган), подробно описанные автором книги [22, 24], и ДИИТ [7] (см. рис. 95,а).

При проектировании особо ответственных сооружений испытания на сдвиг глинистых грунтов природного и нарушенного сложения осуществляют также на специальных стендовых установках, предназначенных для испытания крупнообломочных грунтов. 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 [25]; 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 (1952 г.) и модернизированный вариант установки ВСЕГИНГЕО — БСП для испытания образцов диаметром 22 см, высотой до 13 см при максимальной нагрузке 1,0 МПа и предельной деформации 7 см [25].

Приборы одноплоскостного среза неоднократно и весьма подробно описаны в литературе [7, 22, 24], поэтому мы удовлетворимся изложенным выше.

§ 3. ПРИБОРЫ КРУЧЕНИЯ

Ниже рассматриваются приборы кручения кольцевых и сплошных плоских образцов, позволяющие исследовать прочностные и деформационные свойства глинистых грунтов природного и нарушенного сложений при простом сдвиге в разных их состояниях (под действием различных уплотняющих нагрузок), а также учитывать влияние самых различных факторов [22, 24]. Они позволяют также исследовать релаксацию касательных напряжений в глинистых грунтах [33]. Рассматриваемые приборы широко использованы автором книги [20, 22, 24] и многими другими специалистами при реологических исследованиях глинистых грунтов.

Прибор кручения кольцевых образцов НИС Гидропроекта. Для испытания образцов на простой сдвиг при кручении кольцевых образцов прибор одноплоскостного кольцевого среза НИС Гидропроекта (наружный диаметр образца 101 мм, внутренний — 50 мм, высота 24 мм), который схематически изображен на рис. 95,а, автором книги несколько переделан [20, 24]. Указанная переделка относится только к видоизменению головки срезывателя прибора (рис. 97) 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. рис. 95,б) толщиной от 1 до 3,5 мм, свободно перемещающихся относительно друг друга. Для уменьшения трения между защитными кольцами последние покрывают смазочным маслом. С той же целью можно между защитными кольцами оставить небольшой зазор, а также уменьшить площадь их соприкосновения. Для защиты образца от потери влаги защитные кольца покрывают толстым слоем тавота или технического вазелина, а к горизонтальным поверхностям подводят воду. Когда испытание ведется без предварительного водонасыщения образца — при сохранении начальной (природной) влажности, верхний и нижний кольцевые штампы изолируют.

Уплотняющая нагрузка, создаваемая секторным рычажным прессом, прикладывается к образцу через верхний перфорированный кольцевой штамп. Кручение образца осуществляется механизмом кручения, а деформации сдвига замеряют одним прогибометром Максимова марки № 6 (ПАО-6) конструкции ЛИСИ.

Небольшое конструктивное изменение, внесенное автором книги в прибор кольцевого среза, привело к существенному изменению напряженно-деформированного состояния испытываемого образца. Оно устранило вредное влияние трения закручиваемого образца о боковые стенки на деформацию сдвига (кручения), обеспечило полную передачу крутящих моментов на образец, свободное скашивание (кручение) последнего по всей высоте при полном соблюдении условия парности касательных напряжений и фиксацию деформации сдвига в строго определенной зоне.

Описанный прибор кручения кольцевых образцов стал прототипом для создания самого большого прибора такого типа Главным институтом горного дела

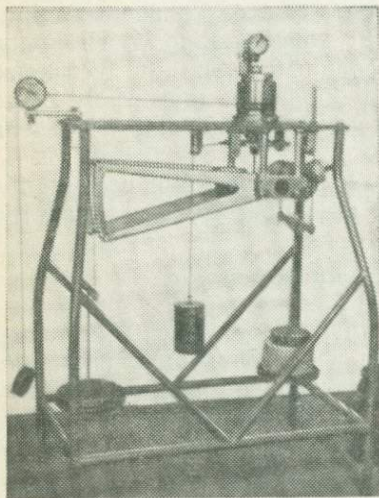


Рис. 97. Общий вид прибора кручения кольцевых образцов НИС Гидропроекта

ПНР в 1970 г. и прибора кручения плоских сплошных образцов автором книги [22, 24] (см. ниже). В 1973 г. [24] указанный выше конструктивный элемент защиты закручиваемого образца с набором колец был использован. И. Йошими и Х. Ох Ока, в 1976 г. Г. И. Тер-Степаняном при создании приборов кручения кольцевых образцов собственной конструкции.

Прибор Главного института горного дела ПНР (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 крутильных колебаний. Прибор Г. И. Тер-Степаняна в литературе не описан. Известно, что на нем можно испытывать толстостенные образцы внешним диаметром 12,5 см, внутренним диаметром 8,5 см, высотой 1,5 см.

Прибор модели М-5 конструкции С. Р. Месчяна [22, 24] (рис. 98) отличается от прибора кручения кольцевых образцов НИС Гидропроекта (см. рис. 95б и 97) тем, что на нем можно испытать сплошные плоские и неплоские образцы диаметром $d=101$ мм при высоте $h=1,5\div 4,0$ см и более. При испытании сплошных образцов существенно упрощается их изготовление, в несколько раз уменьшаются силы трения грунта о защитные кольца, возникающие при его предварительном уплотнении, существенно снижается степень нарушения природной структуры.

Как и в модернизированном автором книги приборе НИС Гидропроекта, в приборе М-5 образец грунта снаружи окружен набором защитных колец, которые препятствуют его боковому расширению при 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 реологических характеристик глинистых грунтов в любом их состоянии при простом (квазичистом) сдвиге под действием нормальных (уплотняющих) нагрузок до 2,5 МПа.

Прибор М-5 состоит из станины, двухъярусной замкнутой рамы, рабочего стакана, механизма кручения, винтового привода или рычажного пресса для создания вертикальных нагрузок и измерительных приборов для замера деформаций уплотнения и кручения (сдвига).

Станина состоит из четырех опорных ножей 1, рамы 3 и плиты 5, которая приводится в горизонтальное положение при помощи подъемных винтов, вмонтированных в опорных ножках. На станине прибора при помощи двух винтов 46 смонтирована двухъярусная замкнутая рама. Нижний ригель 45 рамы служит основанием для рабочего стакана, промежуточный — 14 является опорой меха-

низма кручения, а верхний ригель 16, в который вмонтирован винтовой привод 20 с маховиком 19, служит опорой как для рычажного пресса (см. ниже), так и динамометра 23. Строго параллельное расположение ригелей достигнуто при помощи вкладышей-трубок 15, 24 и 33, внутри которых проходят ввинченные в нижний ригель винты 18 и 21. Последние при помощи зажимных гаек 17 прочно соединяют все элементы рамы.

Рабочий стакан, в котором осуществляется предварительное уплотнение и закручивание образца грунта, состоит из нижней неподвижной обоймы-днища 37, в которую помещен неподвижный нижний рифленый перфорированный диск-фильтр 36. Неподвижность (в смысле кручения) днища и нижнего диска-фильтра обеспечивается двумя парами шпилек 55 и 56, которые входят в гнезда на дне нижней обоймы и фильтра. Для подачи воды в днище имеются диаметрально расположенные штуцеры 58. Образец

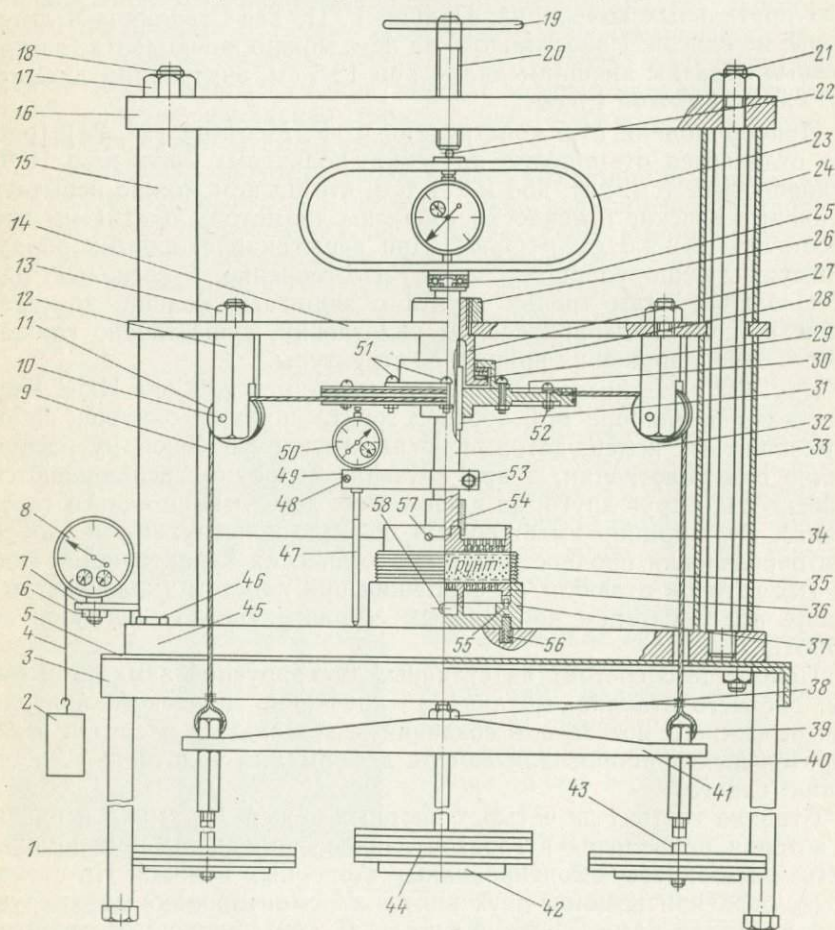


Рис. 98. Схема прибора кручения сплошных образцов М-5

грунта, окруженный защитными кольцами 35, помещают на нижнем фильтре 36. Уплотнение и закручивание образца осуществляется верхним штампом-фильтром 34.

Созданная винтовым приводом вертикальная уплотняющая нагрузка передается на верхний штамп и образец грунта через стальной шарик 22, динамометр 23, шарикоподшипник качения 25, шток-шпindel 32, входящий в направляющую 54 верхнего штампа. Нижний конец штока-шпинделя, который может свободно перемещаться по вертикали через направляющую 27, входит в прорез верхнего штампа 34.

Для создания вертикальной нагрузки вместо винтового привода используется также рычажный пресс (рис. 99), который монтируется на верхнем ригеле рамы 4 при помощи опорного винта 1. Рычаг 3 уравнивается противовесом 2. Созданная грузом 10 нагрузка передается на шток-шпindel 9 через стойку 5, стальной шарик 6, переходник 7 и шарикоподшипник 8.

Механизм кручения (см. рис. 98) состоит из диска 30 диаметром 20 см, подвешенного на направляющей штока-шпинделя при помощи соединительного кольца 28 через шарикоподшипник качения 29. Соединительное кольцо закреплено на диске 30 четырьмя болтами 51, а направляющая — на промежуточном ригеле 14 соединительной гайкой 26. Шток-шпindel проходит через отверстие в центре диска.

Крутящий момент создается парой тяг 9, помещенных в канавке диска и закрепленных на нем болтами 52. Тяги перекиннуты через ролики 11 кронштейнов 12 и закреплены на балочке 41 болтом 39. К последней подвешены грузовые поддоны 42 с грузом 44

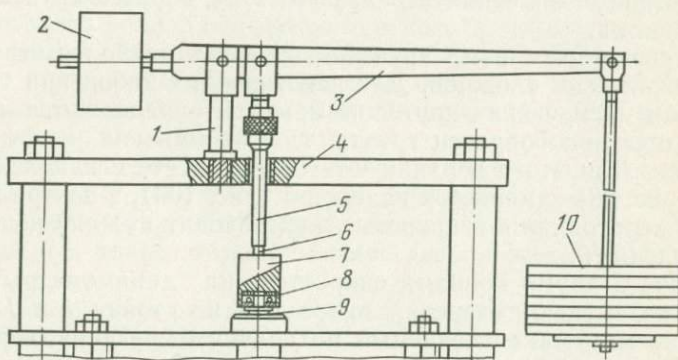


Рис. 99. Схема создания уплотняющей нагрузки на приборе М-5 при помощи рычажного пресса

при помощи тяг 43, гайки 38 и переходников 40. В центре роликов 11 просверлены отверстия, где помещены посаженные на пальцах 10 шарикоподшипники. Кронштейны 12 закреплены на ригеле рамы 14 гайками 13.

Созданный механизм кручения крутящий момент передается на шток-шпindel через шпонку 31, которая вместе с ним может

свободно перемещаться в канавке, выточенной на поверхности внутреннего отверстия диска кручения. Крутящий момент от шпонки штока-шпинделя передается верхнему штампу и образцу грунта через прорезь, выполненную в центре верхнего штампа.

Вертикальная деформация образца грунта замеряется одним индикатором часового типа (мессурой) 50, который закреплен на держателе 49 винтом 48. Держатель мессуры крепится на штоке-шпинделе винтом 53. Ножка индикатора 50 опирается на нижний ригель 45 рамы через удлинитель 47.

Деформация сдвига (кручения) замеряется одним прогибомером системы Максимова № 6 (ПАО-6) 8, закрепленным на нижнем ригеле 45 рамы при помощи кронштейна 7 и гайки 6. Деформация кручения образца (верхнего штампа) передается на прогибомер проволокой 4 диаметром 0,4 мм. Один конец проволоки закреплен на верхнем штампе винтом 57, а на другом конце подвешен груз 2 массой в 1 кг.

Тарировкой прибора можно определить:

1) истинную величину вертикальной нагрузки, передаваемой на образец от винтового привода (см. рис. 98) или рычажного пресса (см. рис. 99). 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 по методу, применяемому при компрессионных испытаниях грунтов (см. гл. 6, § 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 на месте их передачи на образец грунта, т. е. на нижнем конце штока-шпинделя. Для этого верхний штамп 34, вместе с направляющим 54 (см. рис. 98) заменяется планкой 3 (рис. 100), 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, создаваемый 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 шарикоподшипнике качения 25 (см. рис. 98). Величина этого трения зависит от вертикальной нагрузки. Поэтому тарировку механизма кручения следует проводить при различных значениях вертикальной нагрузки на шарикоподшипник.

Для тарировки механизма кручения с учетом величины верти-

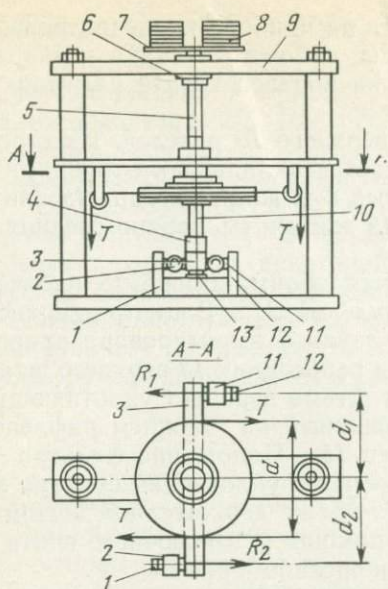


Рис. 100. Схема тарировки механизма кручения прибора М-5

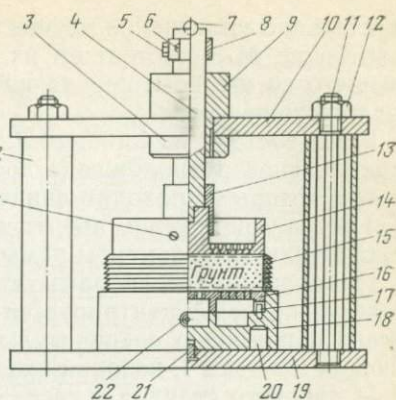


Рис. 101. Схема прибора предварительного уплотнения сплошных образцов М-6

кальной нагрузки расположение шарикоподшипника следует несколько изменить. Нижний рифленный диск (см. рис. 98) следует заменить гладким, а шарикоподшипник поместить между планкой и гладким диском (см. рис. 100). Это позволит отказаться от ручного винтового привода и рычажного пресса, осуществив загрузку при помощи специального загрузочного устройства с непосредственной передачей нагрузки на шток-шпиндель и через него на шарикоподшипник 13 (см. рис. 100). В случае создания вертикальной нагрузки винтовым приводом возникла бы необходимость включения в систему тарировки второго шарикоподшипника.

Загрузочное устройство (см. рис. 100) 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 или графиков. При этом количество тарировочных кривых механизма кручения каждого прибора равно числу вертикальных нагрузок.

Зная показания динамометров (значения 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. 101). В целях экономии времени на подготовку образцов к испытанию на кручение (на что зачастую уходит несколько месяцев) можно их пред-

варительное уплотнение осуществить на приборе предварительного уплотнения М-6, состоящем из рамы, рабочего стакана 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-днище 18 рабочего стакана, который центрируется шпилькой 21. В центре верхнего ригеля с помощью соединительной гайки 3 вмонтирована направляющая 9 штока 4, которая входит в переходник 13 верхнего штампа 14 рабочего стакана и через этот штамп передает уплотняющую нагрузку на образец грунта, помещенный на нижнем рифленом фильтре 16 внутри защитных колец 15. Положение 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.

Предварительное уплотнение образцов можно осуществить, как с сохранением природной влажности, так и под водой — после предварительного водонасыщения. В последнем случае образец насыщается водой через штуцер 22 и верхний перфорированный штамп 14. Для защиты образца от высыхания в процессе уплотнения защитные кольца покрывают тавотом или техническим вазелином.

Уплотняющая нагрузка, создаваемая расположенным над рамой рычажным прессом, передается на шток 4 через стальной шарик 7.

В заключение отметим, что прибор М-5 снабжен дополнительным рабочим стаканом и штампами, которые позволяют испытывать как кольцевые, так и сплошные образцы диаметром до 20 см.

Глава 9

КРАТКОВРЕМЕННОЕ (НАЧАЛЬНОЕ) СОПРОТИВЛЕНИЕ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ СДВИГУ

§ 1. ВВЕДЕНИЕ

Соппротивление 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.). Соппротивление сдвигу

глинистых грунтов равно второму предельному напряжению сдвига $\tau_f = \tau_{lim}^{(2)}$ (см. гл. 7, § 2), т. е. тому минимальному значению касательного напряжения, при котором наступает третья стадия ползучести *BC* (см. рис. 92), протекающая с возрастающей скоростью.

Для оценки прочностных свойств грунтов при сдвиге применяют теорию прочности Ш. Кулона [22, 24], которая хорошо согласуется с экспериментом. Согласно этой теории прочность грунта на некоторой произвольно выбранной плоскости массива определяется величиной эффективного нормального напряжения, действующего на этой плоскости, и его сопротивлением сдвигу на той же плоскости. В соответствии с этим условие прочности грунта записывается в следующем виде:

$$\tau_f = \sigma_z \operatorname{tg} \varphi = \sigma_z f, \quad (9.1)$$

где σ_z — нормальное напряжение; φ — эмпирический параметр, который принято называть углом внутреннего трения.

Выражение (9.1) является законом сухого кулоновского трения (сопротивления сдвигу) несвязных (песчаных) грунтов. Сопротивление глинистых грунтов сдвигу определяется выражением

$$\tau_f = \sigma_z \operatorname{tg} \varphi + c = \sigma_z f + c, \quad (9.2)$$

где c — параметр, равный сопротивлению грунта сдвигу при $\sigma_z = 0$, называемый сцеплением; f — коэффициент трения.

Для определения входящих в (9.1) и (9.2) параметров φ и c испытывают на сдвиг несколько образцов-близнецов при различных значениях постоянной уплотняющей нагрузки. Испытания проводятся как в режиме контроля деформаций сдвига γ , так и в режиме контроля касательных напряжений τ . Испытывают образцы-близнецы природного или нарушенного сложения как при сохранении природной влажности, так и при различных режимах увлажнения. Методы вырезки образцов из монолитов (кernов) природного сложения или изготовления таковых нарушенного сложения с заданными значениями плотности и влажности обычные. Они подробно изложены в гл. 3 (§ 4).

Испытание образцов в режиме контроля деформаций сдвига γ (управляемого напряжения) выполняется приложением ступенчато-возрастающих касательных напряжений, а результаты опытов представляют в виде кривых $\tau - \Delta s$ или $\tau - \gamma$ (рис. 102).

В каждом состоянии грунта, обусловленном величиной и продолжительностью действия постоянной эффективной нагрузки σ_z , при некотором предельном уровне касательного напряжения, равном предельному сопротивлению сдвига τ_f , образец деформируется без увеличения последнего. Деформация грунта при указанном уровне касательного напряжения, как было сказано выше, завершается исчерпыванием прочности грунта с нарушением или без нарушения его сплошности. Причем чем больше эффективная уп-

лотняющая нагрузка σ_z , тем больше сопротивление грунта сдвигу (см. рис. 102).

По определенным из опыта значениям сопротивления грунта сдвигу строят кривую зависимости $\tau_f - \sigma_z$ (рис. 102). Для глинистых грунтов — это прямая, отсекающая на оси ординат τ_f отрезок c (сплошная линия), а для песчаных — прямая, проходящая через начало координат (штриховая линия). Параметры φ определяют по углу наклона прямых $\tau_f - \sigma_z$ к оси абсцисс.

Испытание образцов в режиме контроля касательных напряже-

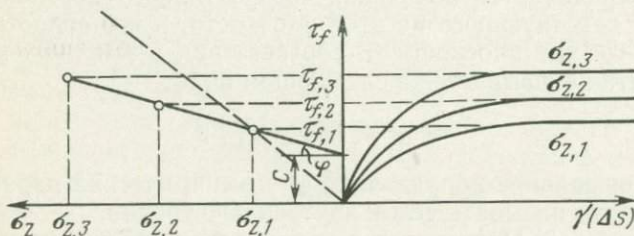


Рис. 102. Схема семейства кривых $\tau - \gamma$ ($\tau - \Delta s$) и диаграммы сопротивления глинистого грунта сдвигу ($\tau_f - \sigma_z$)

ний (управляемых деформаций) проводится при некотором заданном значении постоянной скорости деформации сдвига, создаваемой испытательной машиной, с автоматической записью кривой $\tau = \tau(\gamma)$.

Эти кривые для нормально уплотненных и недоуплотненных (см. гл. 1, § 2) грунтов (рис. 103) не отличаются от кривых, полученных в режиме контроля деформаций сдвига (см. рис. 102). Кривая $\tau = \tau(\gamma)$ переуплотненных глинистых грунтов (см. рис. 103), обладающих достаточно большой плотностью и структурной прочностью, существенно отличаются от таковой, полученной при испытании других их разновидностей. В этом случае после достижения касательным напряжением некоторого наибольшего — «пикового» значения (точки разрушения) τ_f , деформация сдвига продолжает развиваться при уменьшающемся касательном напряжении [24], асимптотически стремящемся к некоторой постоянной величине τ_r , называемой «остаточным» касательным напряжением.

Таким образом, если сопротивление сдвигу нормально уплотненных и недоуплотненных глинистых грунтов оценивается одним значением, то сопротивление сдвигу переуплотненных глинистых грунтов (в случае испытания образцов в режиме контроля напряжений) — «пиковым» (разрушающим) τ_f и «остаточным» τ_r значениями касательного напряжения. Следовательно, по данным испытания можно построить две диаграммы сдвига (см. рис. 103) и определить по два значения параметров φ (φ_f, φ_r) и c (c_f, c_r), соответствующих «пиковому» и «остаточному» сопротивлениям грунта сдвигу.

В процессе сдвига недоуплотненных глинистых грунтов наблюдается доуплотнение, а переуплотненных — разуплотнение (см. рис. 103). Нормально уплотненные грунты при сдвиге практически не изменяют свою плотность.

Пористость водонасыщенных 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. 103) [31], которое соответствует пористости нормально уплотненного грунта (Г. И. Тер-Степанян). Нормально уплотненные грунты, обладающие большой структурной прочностью, проявляют (в слабой степени) свойства переуплотненных грунтов, т. е. они также обладают «пиковым» и «остаточным» сопротивлениями сдвигу [31].

Следовательно, чтобы получить достоверные данные о прочностных свойствах переуплотненных и нормально уплотненных (облада-

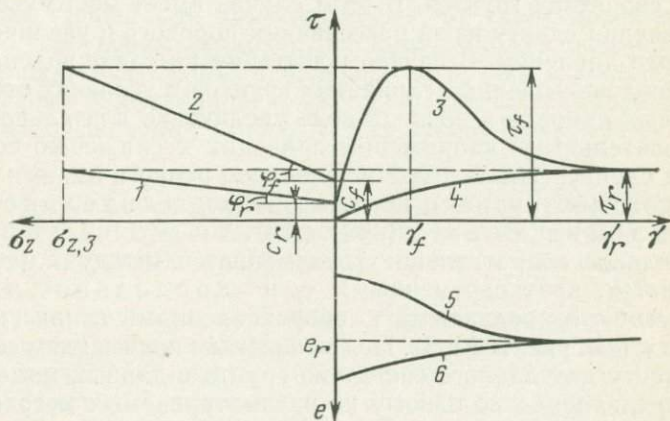


Рис. 103. Кривые τ — γ недоуплотненного (4) и переуплотненного (3) глинистых грунтов, полученные при испытании образцов в режиме контроля касательных напряжений, изменяемости их пористости в процессе сдвига (6) и (5) соответственно и диаграммы пикового τ_f (2) и остаточного τ_r (1) сопротивлений сдвигу

ющих большой структурной прочностью) глинистых грунтов, должна быть обеспечена возможность свободного разуплотнения (отрицательной дилатансии) образцов в процессе сдвига. Для обеспечения указанного условия при испытании образцов на приборах М-5 (см. рис. 98) уплотняющую нагрузку следует создавать не винтовым приводом, а рычажным прессом (см. рис. 99).

Сопротивление глинистых грунтов сдвигу зависит как от величины уплотняющей нагрузки p_z , так и от режима и длительности приложения касательных напряжений.

Уменьшение скорости приложения и увеличение продолжительности действия p_z , как правило, приводит к возрастанию прочности и 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. 33). Рассеивание давления 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 $p_z = \sigma_z$ вследствие ползучести их скелета приводит к такому же явлению.

Увеличение продолжительности действия касательных напряжений 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 прочностных свойствах грунтов. В этом случае имеет место увеличение сопротивления сдвигу из-за рассеивания порового и увеличения 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 τ_{ft} изменяется между начальным (мгновенным, кратковременным) τ_f и предельно-длительным (стабилизированным) τ_r сопротивлениями глинистых грунтов сдвигу (см. рис. 103 и 3). Под начальным пониманием сопротивление сдвигу для данного состояния грунта в данный момент времени, определяемое по одному из рассматриваемых методов кратковременного испытания образцов.

Сопротивление сдвигу водонасыщенных глинистых грунтов, при всех равных условиях, зависит от условия дренирования образцов, т. е. от условия 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; в) консолидированно-дренированным (КД) или медленными методами испытания образцов. В соответствии с изложенным сопротивление сдвигу водонасыщенных глинистых грунтов в общем случае вместо (9.2) следует определять по следующему выражению:

$$\tau_f = (p_z - u_w) \operatorname{tg} \varphi + c. \quad (9.3)$$

При $t = \infty$ $u_w = 0$. Тогда $\sigma_z = p_z$, $\tau_f = \tau_{f, \max}$.

Пример определения сопротивления сдвигу глинистого грунта по трем указанным выше методам, заимствованный из работы М. Н. Гольдштейна и С. С. Бабицкой 1963 г., приведен на рис. 104.

Кроме перечисленных выше существуют и другие специальные методы: а) лабораторный метод определения сопротивления сдви-

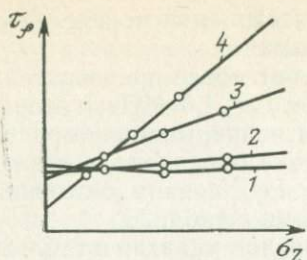


Рис. 104. Диаграммы сопротивления грунта сдвигу, определенные методами быстрого (1, 2), ускоренного (3) и медленного (4) испытания образцов, по М. Н. Гольдштейну

гу (срезу) глинистых грунтов в условиях незавершенного уплотнения с фиксацией плотности-влажности, предложенный Н. Н. Масловым [24]; б) сдвиг для оценки прочностных свойств грунтов по плоскости трещин или контакту слоев; в) сдвиг после предварительного уплотнения под проектной нагрузкой для оценки прочности набухающих грунтов при небольших нагрузках с дополнительным увлажнением (замачиванием); г) сдвиг после частичной разгрузки нормального давления (метод А. А. Ничипоровича, 1948 г.).

§ 2. КОНСОЛИДИРОВАННО-ДРЕНИРОВАННЫЙ МЕТОД ЛАБОРАТОРНОГО ОПРЕДЕЛЕНИЯ СОПРОТИВЛЕНИЯ СДВИГУ (СРЕЗУ) ПЕСЧАНЫХ И ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ (ПО ГОСТ 12248—78)

К одному из основных методов определения начального (кратковременного) сопротивления глинистых грунтов сдвигу относится их испытание в условиях завершеного уплотнения по ГОСТ 12248—78, который в дальнейшем назовем стандартным, а сопротивление сдвигу, определенное по этому методу, — стандартным сопротивлением сдвигу $\tau_{f,ст}$. Этот метод следует применять для испытания глинистых грунтов с показателем консистенции $I_L \leq 1$, 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 включения размером более 5 мм или свыше 20% по весу включений размером до 5 мм, средне- и сильнозоторфованные грунты и торфы, а также на все виды грунтов в мерзлом состоянии.

Стандартное сопротивление сдвигу $\tau_f = \tau_{f,ст}$ глинистых грунтов оснований зданий и сооружений определяют на одноплоскостных срезных приборах (см. гл. 8, § 1 и 2). Испытывают образцы диаметром не менее 7 см и высотой от $1/2$ до $1/3 d$. При испытании незасоленных грунтов под водой их образцы предварительно насыщают обычной питьевой водой после приложения $p_z = 0,1$ МПа. Засоленные легкорастворимыми солями (хлористыми, сернокислыми солями натрия, магния и калия) образцы насыщают грунтовой водой или водой, близкой к ней по химическому составу. Для этого высоту образца фиксируют арретиром и заполняют ванну срезователя или уплотнителя водой до уровня верхней поверхности образца (в первую половину времени насыщения поверхность

образца не заливают водой). Время водонасыщения определяется из условия стабилизации деформации образца.

Соппротивление сдвигу грунтов определяют после предварительного уплотнения образцов нагрузками $0,1 < p_z \leq 1,0$ МПа, которые прикладывают как при ступенчатом, так и непрерывном возрастании во времени. Предварительное уплотнение образцов, за исключением просадочных, испытываемых в водонасыщенном состоянии, обычно производится нагрузками, указанными в табл. 26.

При более высоких нагрузках уплотнения, чем указано в табл. 26, 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.

Таблица 26

Таблица величин нормальных нагрузок при определении τ_f

Вид и состояние грунта	Нормальная нагрузка p_z , МПа	Ступени нагрузки Δp_z , МПа
Глины с показателем консистенции $I_L \leq 0$	0,1; 0,3; 0,5	0,1
Супеси и суглинки с $I_L \leq 0,5$; глины с $0 < I_L \leq 0,5$	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 $p_z = 0,1$, а далее 0,05

Истинную величину приложенного к образцу напряжения определяют по отношению уплотняющего усилия P'_z , определенного по тарировочному журналу или кривой, к площади поперечного сечения образца F :

$$p_z = P'_z / F. \quad (9.4)$$

Для установления величины P'_z следует: а) тарировать механизм (рычажный пресс) вертикальной нагрузки; б) при необходимости определить трение, возникающее между образцом и обоймой срезывателя, по методу, использованному при компрессионных испытаниях грунтов (см. гл. 3, § 4).

Длительность выдерживания каждой ступени уплотняющей нагрузки (в мин) должна быть не менее:

для песчаных грунтов	5
» глинистых грунтов	30

Длительность действия последней ступени нагрузки определяется условной стабилизацией деформаций уплотнения. За условную стабилизацию деформаций принимается скорость деформации не более:

для песчаных грунтов	0,01 мм за 20 мин
» супесей	0,01 мм за 2 ч
» суглинков с $I_P \leq 0,12$	0,01 мм за 6 ч
» суглинков с $I_P > 0,12$ и глин	0,01 мм за 12 ч
» просадочных грунтов	0,01 мм за 3 ч

Время условной стабилизации деформаций уплотнения совпадает со временем рассеивания избыточных напоров в поровой воде и с полной передачей внешней уплотняющей нагрузки p_z к скелету глинистых грунтов $p_z = \sigma_z$. С этого времени сопротивление сдвигу становится обусловленным эффективным напряжением (давлением) σ_z и определяется выражением (9.2).

Предварительное уплотнение образцов можно выполнить как в срезывателе прибора, так и на приборах предварительного уплотнения. Величина уплотняющей нагрузки и влажностный режим проведения опыта определяются условиями залегания грунтов и условиями их работы после возведения сооружений. Когда уплотнение образцов выполнено не в срезывателе прибора, а на приборе предварительного уплотнения, для испытания следует их быстро разгрузить и перенести в срезыватель приборов, не снимая штампов. Перед разгрузкой образцов следует воду из ванны уплотнителя удалить и образцы освободить от арретира.

В срезывателе к образцу вновь прикладывают нагрузку, равную нагрузке предварительного уплотнения. Уплотняющую нагрузку прикладывают к образцу в одну ступень и выдерживают до среза не менее (в мин):

для песчаных грунтов	5
» супесей	15
» суглинков и глин	30

Когда грунт испытывается под водой, ванну срезывателя заполняют водой после приложения нагрузки 0,1 МПа.

Деформации уплотнения измеряют мессурами-индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм.

Касательные напряжения могут быть как ступенчато, так и непрерывно возрастающими. В первом случае величина ступени касательного напряжения не должна превышать 5% от значения уплотняющего напряжения $\sigma_z = p_z$. Величину массы груза Q_T , помещаемого на поддоне рычага сдвигающего усилия, определяют по выражению:

$$Q_T = 0,05 \sigma_z F \alpha \beta, \quad (9.5)$$

где F — площадь поперечного сечения образца; σ_z — нормальное напряжение; α — отношение плеч рычага срезывающего устройства (для прибора ГПП-30 $\alpha = 1:10 = 0,1$); β — коэффициент.

Каждую последующую ступень касательного напряжения прикладывают к образцу после условной стабилизации деформации сдвига от действия предыдущей ступени нагрузки. За условную стабилизацию деформации сдвига принимают скорость не более 0,01 мм/мин. При непрерывном возрастании касательного напряжения (испытание в режиме контроля напряжений τ) скорость среза принимают (в мм/мин):

для песков	0,5
» супесей	0,1
» суглинков	0,05
» глин	0,02

Величины касательного напряжения и сопротивления грунта сдвигу (срезу) определяют соответственно по выражениям:

$$\tau = T'/F; \quad \tau_{f, st} = T'_{\max}/F, \quad (9.6)$$

где T'_{\max} — приложенное к образцу максимальное (предельное) касательное усилие, определяемое по тарировочной кривой рычага сдвигающего усилия (рис. 105).

Деформацию сдвига измеряют мессурой с точностью до 0,01 мм. Показания индикатора записывают через каждую минуту до полной или условной стабилизации деформаций сдвига.

Согласно ГОСТ 12248—78 испытание образца считается законченным, когда при приложении очередной ступени нагрузки происходит мгновенный срез или общая деформация среза превысит 5 мм. При испытании в режиме контроля напряжений (при постоянной скорости среза) за сопротивление сдвигу принимается «остаточное» напряжение τ_r (см. рис. 103) или напряжение, при котором деформация превысит 5 мм.

Результаты испытания каждого образца записывают в отдельный лабораторный журнал (табл. 27), а по результатам испытаний нескольких образцов при различных значениях σ_z строят диаграмму сдвига $\tau_{f, st} = f(\sigma_z)$ (см. рис. 103).

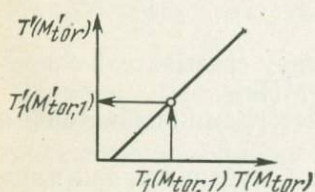


Рис. 105. Схема тарировочной кривой рычага горизонтального усилия прибора ГП-30, механизмов кручения приборов кольцевого сдвига и кручения образцов. T' и M'_{tor} — истинные значения сдвигового усилия и крутящего момента, передаваемые на образцы

Сопротивление грунта сдвигу определяют не менее чем при трех различных нормальных нагрузках σ_z испытанием образцов, вырезанных из одного монолита (жерна).

Сопротивление глинистых грунтов сдвигу по стандартному методу можно определить также на приборах скашивания, кольцевого среза и кручения (см. гл. 8, § 1—3). В этом случае за сопротивление образца сдвигу принимают максимальное касательное напряжение $\tau_{\max} = \tau_{f, st} = \tau_{\lim}^{(2)}$, приводящее к ползучести с возрастающей скоростью (см. рис. 92). При этом следует учесть отмеченное выше (§ 1) условие о способе приложения уплотняющей нагрузки при испытании переуплотненных и нормально уплотненных глинистых грунтов (обладающих большей структурной прочностью) на приборах М-5.

При применении приборов свободного скашивания касательные напряжения определяют по выражению (9.6). При испытании на кольцевой срез и кручение кольцевых и сплошных образцов сопротивление сдвигу определяют соответственно следующими выражениями:

Журнал определения мгновенных, ползучих деформаций простого сдвига и сопротивления грунта сдвигу

1. Опыт 1154. 2. Грунт 15—68. 3. Сложение — естественное. 4. Прибор ГГП-30. 5. $\sigma_z = 0,25$ МПа. 6. $\tau_{f,sl} = 0,112$ МПа. 7. $c = 0,082$ МПа. 8. $\varphi = 6^\circ 50'$. 9. Сведения об испытанном образце.

Масса грунта с кольцом m_2 , г	Масса кольца m_1 , г	Масса образца $m = m_2 - m_1$, г	Площадь поперечного сечения F , см ²	Объем образца V , см ³	Объемная масса		Плотность скелета ρ_s , г/см ³	Влажность		Коэффициент пористости		Высота зоны сдвига a , мм
					начальная	конечная		начальная w_0	конечная w_f	начальный e_0	конечный e_f	
					$\rho_0 = m/V$, г/см ³	ρ_f , г/см ³						
—	—	—	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	$\frac{\Delta h}{a}$	Мгновенная деформация			τ , МПа	Время приложения τ			Δs , мм	$\gamma = \frac{\Delta s}{a}$	Мгновенная деформация			$\gamma_f = \gamma - \gamma_0$	
	дата	ч, мин, с	абсолютное			Δh_0 , мм	$\frac{\Delta h_0}{a}$	$E_0 = p_z / \epsilon_{z0}$, МПа		дата	ч, мин, с	абсолютное			Δs_0 , мм	$\gamma_0 = \frac{\Delta s_0}{a}$	$G_0 = \tau / \gamma_0$, МПа		
0,05	30.09 1968 г.	10,00	0,0	0,000	—	—	—	0,0125	31.09 1968 г.	10,00	0,00	0,000	—	—	—	—	—		
0,10		11,00	1 ч	0,025	—	—	—	0,025		10,01	1 мин	0,010	—	—	—	—	—		
0,15		12,00	2 ч	0,040	—	—	—			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	—	—	—			—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,25		16,00	6 ч	0,095	—	—	—	0,112		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		17,00	7 ч	0,096	—	—	—			11,25	ч 25м	0,501	—	—	—	—	—	—	—
		10,00	24 ч	0,098	—	—	—	—		11,26	—	0,590	—	—	—	—	—	—	—
	31.09 1968 г.	10,00	24 ч	0,098	—	—	—	—	11,27	—	0,680	—	—	—	—	—	—		
—	—	—	—	—	—	—	—	—	11,28	—	0,820	—	—	—	—	—	—		

$$\tau_f = \frac{3 M_{tor, lim}}{2 \pi (r_2^3 - r_1^3)}; \quad (9.7)$$

$$\tau_f = \frac{3 M'_{tor, lim}}{2 \pi r^3}, \quad (9.8)$$

где $M_{tor, lim}$ — предельный крутящий момент с учетом тарировочной поправки (см. рис. 105); r_2 и r_1 — наружный и внутренний радиусы кольца; r — радиус сплошного образца.

Выражения (9.7) и (9.8) получены из условия полного использования несущей способности всего поперечного сечения образца — прямоугольной эпюры распределения касательных напряжений [24].

§ 3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НОРМАТИВНЫХ И РАСЧЕТНЫХ ПАРАМЕТРОВ СОПРОТИВЛЕНИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ СДВИГУ

Параметры $c=a$ и $tg\varphi=b$ линейной зависимости (9.2) вида (6.4), где $X=\sigma_z$, $Y=\tau_f$, при небольшом количестве опытов определяют методом наименьших квадратов (см. гл. 6, § 4) из соотношений (6.42) и (6.43) и называют нормативными. При проектировании оснований и земляных сооружений используются расчетные значения сдвига. Для этого определяют расчетные значения параметров $\bar{c}=\bar{a}$ и $tg\varphi=\bar{b}$ по соотношениям (6.47) и (6.48) для односторонней доверительной вероятности $\alpha=0,95$ (см. табл. 24) и числа степеней свободы $K=n-2$ (n — количество опытов).

Параметры c и $tg\varphi$, как и при аппроксимации экспериментальных кривых ползучести (гл. 6, § 4) и зависимости $\epsilon_c-\sigma_1$ (гл. 6, § 5), определяют также графическим методом. При определении параметров сопротивления грунта сдвигу в лабораторном журнале (см. табл. 27) следует указать наименование, сложение грунта, метод испытания образцов, тип прибора, а также привести величины σ_z и характерных показателей физических свойств: ρ_s , ρ , ω , e , S_r и др.

Пример 9. По данным испытания образцов глинистого грунта (см. табл. 27) на приборе одноплоскостного среза ГПП-30 при трех значениях нормального напряжения (табл. 28, рис. 106) вычислим нормативные значения параметров $c=a$, $tg\varphi=b$.

Масса груза, приложенного на грузовой поддон рычага сдвигающего усилия прибора ГПП-30, например для $\sigma_z=0,25$ МПа, определена по выражению (9.5):

$$Q_T = 0,05 \sigma_z F \alpha \beta = 0,05 \cdot 0,25 \cdot 40 \cdot 0,1 \cdot 10 = 0,5 \text{ кг},$$

где F — поперечное сечение образца (в см^2); β — коэффициент перевода МПа (в $\text{кгс}/\text{см}^2$) ($\beta=10$).

Определенные по соотношениям (6.42) и (6.43) значения $tg\varphi$ и c , на основании данных испытания трех образцов, приведены в табл. 28.

Определим параметры $tg\varphi$, φ и c графическим методом — используя диаграмму сдвига (см. рис. 106) и результаты испытания образцов (табл. 28). В этом случае величину $tg\varphi$ определяют из выражения:

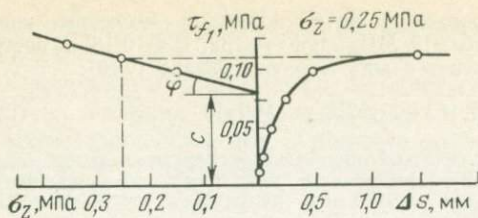


Рис. 106. Экспериментальная кривая τ — Δs и диаграмма сопротивления сдвигу грунта, построенная по данным табл. 28

Таблица 28

Результаты определения стандартного сопротивления грунта сдвигу

σ_z , МПа	$\tau_{f, st}$, МПа	$\operatorname{tg} \varphi$	φ , градус	c , МПа
0,15	0,10	0,12	6°50'	0,082
0,25	0,112			
0,35	0,124			

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\tau_{f, st}(n) - \tau_{f, st}(n-1)}{\sigma_{z, n} - \sigma_{z, n-1}} = \frac{0,124 - 0,10}{0,35 - 0,15} = 0,12,$$

откуда $\varphi = 6^\circ 50'$;

$$c = \tau_{f, st}(n-1) - \sigma_{z, n-1} \operatorname{tg} \varphi = 0,1 - 0,15 \cdot 0,12 = 0,082 \text{ МПа.}$$

Нормативное сопротивление сдвигу (9.2), рассмотренное в примере грунта (c учетом данных табл. 28) запишется в виде следующего соотношения

$$\tau_{f, st} = \sigma_z \operatorname{tg} 6^\circ 50' + 0,082 = \sigma_z 0,12 + 0,082 \text{ (в МПа)}. \quad (9.9)$$

Пример 10. Определим нормативные и расчетные значения параметров $\operatorname{tg} \varphi$ и c выражения сопротивления сдвигу (9.2) вида (6.4) суглинка природного сложения ($\rho_s = 2680 \text{ кг/м}^3$; $\rho = 1900 \text{ кг/м}^3$, $\omega_0 = 0,365$; $e_0 = 0,928$; $S_r = 1$; $I_L = 0,145$. $I_p = 0,26$) по данным испытания десяти образцов на приборе М-5 (табл. 29).

Таблица 29

Пример определения нормативных и расчетных параметров сопротивления сдвигу грунта методом наименьших квадратов

n	$Y = \tau_{f, st}$, МПа	Y^2	$X = \sigma_z$, МПа	X^2	XY	$Y = \frac{\Delta}{\tau_{f, st}}$	$Y - \frac{\Delta}{Y}$	$(Y - \frac{\Delta}{Y})^2$
1	0,073	0,005329	0,25	0,0625	0,01825	0,0774	0,0044	0,0000193
2	0,072	0,005184	0,25	0,0625	0,01800	0,0774	0,0054	0,0000291
3	0,079	0,006241	0,25	0,0625	0,01975	0,0774	0,0016	0,0000025
4	0,107	0,011449	0,35	0,1225	0,03745	0,0956	0,0114	0,0001299
5	0,107	0,011449	0,35	0,1225	0,03745	0,0956	0,0114	0,0001299
6	0,088	0,007744	0,35	0,1225	0,03080	0,0956	0,0076	0,0000577
7	0,118	0,013924	0,50	0,25	0,05900	0,1229	0,0049	0,000024
8	0,127	0,016129	0,50	0,25	0,06350	0,1229	0,0041	0,0000168
9	0,131	0,017161	0,50	0,25	0,06550	0,1229	0,0081	0,0000656
10	0,111	0,012321	0,50	0,25	0,0555	0,1229	0,0119	0,0001416
$\Sigma 10$	1,013	0,106928	3,8	1,555	—	—	—	0,0006164

По данным табл. 29 для рассматриваемого грунта получены следующие нормативные значения параметров: $c=0,0319$ МПа; $\text{tg}\varphi=0,182$; $\varphi=10^\circ 18'$ и построена кривая (диаграмма) сопротивления сдвигу по соотношению (9.10):

$$\hat{\tau}_{f, st} = \sigma_z 0,182 + 0,0319 \quad (\text{в МПа}). \quad (9.10)$$

Используя соотношения статистической обработки экспериментальных данных и имея в виду, что $\Delta=1,11$ (6.52), вычислим σ_a , σ_b и σ_γ по соотношениям (6.49—(6.51).

$$\begin{aligned} \sigma_\gamma &= \sqrt{\frac{0,0006164}{8}} = 0,00878; \\ \sigma_a &= 0,00878 \sqrt{\frac{1,555}{1,11}} = 0,01039; \\ \sigma_b &= 0,00878 \sqrt{\frac{10}{1,11}} = 0,02635. \end{aligned}$$

Для односторонней доверительной вероятности $\alpha=0,95$ и числа степеней свободы $K=n-2=10-2=8$ (согласно табл. 24) $t_\alpha=1,86$. Тогда наименьшие расчетные значения параметров c и $\text{tg}\varphi$ будут соответственно равны:

$$\begin{aligned} \bar{c} &= c - t_\alpha \sigma_a = 0,0319 - 1,86 \cdot 0,01039 = 0,0126 \text{ МПа}; \\ \text{tg}\bar{\varphi} &= \text{tg}\varphi - t_\alpha \sigma_b = 0,182 - 1,86 \cdot 0,02635 = 0,133; \\ \varphi &= 7^\circ 34'. \end{aligned}$$

Уравнение расчетного сопротивления грунта сдвигу примет следующий вид:

$$\bar{\tau}_{f, st} = \sigma_z 0,133 + 0,0126 \quad (\text{в МПа}). \quad (9.11)$$

Наконец, вычислим коэффициент корреляции r по данным табл. 29 и соотношению (6.46).

$$r = \frac{10 \cdot 0,4052 - 3 \cdot 8 \cdot 1,013}{\sqrt{[10 \cdot 1,555 - (3,8)^2][10 \cdot 0,106928 - (1,013)^2]}} = 0,969.$$

§ 4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ ГЛИНИСТОГО ГРУНТА СДВИГУ МЕТОДАМИ КОНСОЛИДИРОВАННО-НЕДРЕНИРОВАННОГО (УСКОРЕННОГО) И НЕКОНСОЛИДИРОВАННО-НЕДРЕНИРОВАННОГО (БЫСТРОГО) СРЕЗА

1. При консолидированно-недренированном методе испытания порядок уплотнения образцов до приложения сдвиговых усилий несколько не отличается от методики, изложенной в § 2. Этот метод отличается от консолидированно-дренированного (стандартного) продолжительностью сдвига (среза).

В случае испытания образцов в режиме контроля деформаций скорость приложения ступеней касательного напряжения выбирают с таким расчетом, чтобы продолжительность испытания на сдвиг не превышала 1—2 мин. При этом величина ступени нагрузки 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 нагрузки 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. § 2).

Испытание образцов в режиме контроля касательных напряжений (см. § 1) осуществляется с заданной постоянной скоростью сдвига (среза), которая задается такой, чтобы вся продолжительность опыта не превышала одной-двух минут.

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 измеряют избыточные давления в поровой воде (см. гл. 4, § 3).

На рис. 107 приведены диаграммы сдвига киевской глины природного сложения ($\rho_s = 2670 \text{ кг/м}^3$; $\rho = 1880 \text{ кг/м}^3$; $\omega_0 = 0,289$; $e_0 = 0,826$; $S_r = 0,93$; $I_p = 0,204$), построенные по данным испытания сплошных образцов-близнецов на приборах кручения М-5 методами стандартного (см. § 2) и ускоренного срезов. Как видно на рис. 107, увеличение скорости среза приводит к значительному

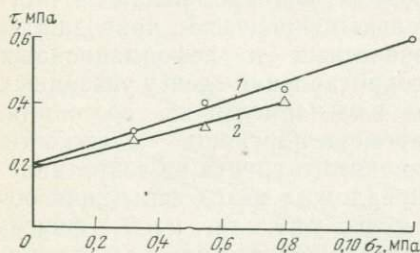


Рис. 107. Диаграммы сопротивления сдвигу киевской глины природного сложения, определенные по методам быстрого (1) и медленного (2) испытаний на кручение сплошных образцов

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 получены следующие нормативные значения параметров: $\varphi = 14^\circ 25'$, $c = 0,186 \text{ МПа}$, а для ускоренного среза — $\varphi = 17^\circ 58'$ и $c = 0,2 \text{ МПа}$.

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 $I_L \geq 0,5$ на сдвиг неконсолидированно-недренированным методом (ГОСТ 12240—78) отличается от изложенного выше тем, что образец помещается между сплошными штампами и сдвигающая нагрузка прикладывается сейчас же после приложения p одну ступень внешней уплотняющей нагрузки p_z , при которой планируется испытание.

Величина внешней уплотняющей нагрузки принимается: для глинистых грунтов с $0,5 \leq I_L < (1,0 - 0,05)$ до 0,1 и 0,15 МПа; для

илов и глинистых грунтов с $J_L \geq (1 - 0,025)$ до 0,075 и 0,125 МПа.

В случае выдавливания грунта в зазор между обоймами срезователя шириною 0,5—1 мм. p_z уменьшается на 0,025 МПа.

Испытания на срез проводятся как в режиме контроля деформаций, так и в режиме контроля 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. 27). По данным испытания образцов строят графики $\tau_f = \tau_f(p_z)$ (см. рис. 104). В журнал записывают также результаты замера избыточного давления в поровой воде в процессе всего эксперимента.

§ 5. МЕТОД ЛАБОРАТОРНОГО ОПРЕДЕЛЕНИЯ СОПРОТИВЛЕНИЯ СДВИГУ (СРЕЗУ) ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ В УСЛОВИЯХ НЕЗАВЕРШЕННОГО УПЛОТНЕНИЯ (МЕТОД ФИКСАЦИИ ПЛОТНОСТИ — ВЛАЖНОСТИ)

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 [18, 22] 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 уплотняющей нагрузки p_z , но и от плотности — влажности, определяемой выражением

$$\tau_{f,w} = p_z \operatorname{tg} \varphi_w + c_w, \quad (9.12)$$

где $\tau_{f,w}$, φ_w и c_w — зависящие от влажности грунта соответственно сопротивление сдвигу, угол внутреннего трения и общее сцепление.

Общее сцепление c_w Н. Н. Маслов представляет в виде суммы:

$$c_w = \Sigma_w + c_c, \quad (9.13)$$

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 (9.13), выражение (9.12) запишем в виде

$$\tau_{f,w} = p_z \operatorname{tg} \varphi_w + \Sigma_w + c_c. \quad (9.14)$$

В зависимости от характера структурных связей и консистенции глинистые грунты Н. Н. Маслов подразделяет на три группы: 1) жесткие; 2) скрытопластичные; 3) пластичные.

К жестким глинистым грунтам Н. Н. Маслов относит сцементированные коренные (дотретичные) породы, сопротивление сдвигу которых в основном обусловлено структурным сцеплением c_c , а угол внутреннего трения лишь в незначительной степени зависит от их увлажнения. Для указанных пород (9.14) имеет следующий вид:

$$\tau_f = p_z \operatorname{tg} \varphi + c_c. \quad (9.15)$$

Сопротивление сдвигу скрытопластичных глинистых грунтов в сильной степени зависит от увлажнения (консистенции) и определяется выражением (9.14). К пластичным грунтам относятся молодые тяжелые суглинки и глины, обычно мягкопластичной консистенции, сопротивление сдвигу которых в основном обусловлено связью ($\tau_f = \Sigma_w$), а структурное сцепление и угол внутреннего трения практически равны нулю ($c_c \approx 0, \varphi \approx 0$).

Для определения функций $\varphi_w = \varphi_w(w)$, $\Sigma_w = \Sigma_w(w)$ и $c_w = c_w(w)$, входящих в соотношение (9.14), для скрытопластичных глинистых грунтов испытывают на срез не менее трех серий образцов-близнецов, по три-четыре образца в каждой из них, при трех-четырёх

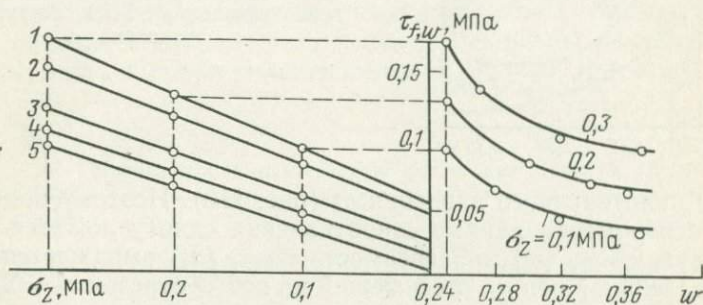


Рис. 108. Графики сопротивления грунта сдвигу в зависимости от влажности w и нормального давления σ_z , по М. Ф. Котову:

1 — $w=0,25$, $\varphi_{0,25}=21^{\circ}48'$, $c_{0,25}=0,055$ МПа; 2 — $w=0,26$, $\varphi_{0,26}=19^{\circ}28'$, $c_{0,26}=0,05$ МПа;
 3 — $w=0,29$, $\varphi_{0,29}=17^{\circ}24'$, $c_{0,29}=0,0275$ МПа; 4 — $w=0,32$, $\varphi_{0,32}=16^{\circ}42'$, $c_{0,32}=0,015$ МПа;
 5 — $w=0,36$, $\varphi_{0,36}=16^{\circ}42'$, $c_{0,36}=0,008$ МПа

различных значениях постоянного уплотняющего давления: $p_z = 0,1; 0,2; 0,3$ и $0,5$ МПа. Образцы-близнецы каждой серии уплотняют под одним и тем же давлением, но при различной длительности его действия. Автор метода рекомендует сдвигающее усилие прикладывать к образцу сразу же за приложением уплотняющего давления, через 5, 15, 30 мин, 2 ч и 2 сут. Продолжительность среза образцов в зависимости от длительности их уплотнения колеблется в пределах 5—10, 10—20 и 30—40 мин.

По результатам испытания каждой серии образцов-близнецов определяют изменяемость сопротивления грунта сдвигу в зависимости от влажности w (рис. 108) в зоне сдвига образца.

Трансформируя семейство кривых $\tau_f = \tau_f(w)$, полученных при различных значениях p_z (см. рис. 108), в семейство диаграмм со

противления сдвигу для различных значений постоянной влажности (показаны в левой части рис. 108) по изложенному выше методу определяют параметры φ_w и c_w для каждого значения $w = \text{const}$.

По определенным из семейства кривых $\tau_f = \tau_f(p_z)$ значениям φ_w и c_w строят кривые зависимости $\varphi_w = \varphi_w(w)$ и $c_w = c_w(w)$ (рис. 109). Затем, принимая, что величина структурного сцепления c_c является независимой от влажности постоянной величиной, равной наименьшему значению общего сцепления $c(w)$, по разности ординат кривой $c_w = c_w(w)$ и c_c (см. рис. 109) определяют функции $\Sigma_w = \Sigma_w(w)$. По указанным кривым можно определить сопротивление сдвигу $\tau_{f,w}$ для любой влажности грунта.

В отличие от рассмотренного выше случая (см. рис. 108) сопротивление сдвигу пластичных грунтов практически не зависит от

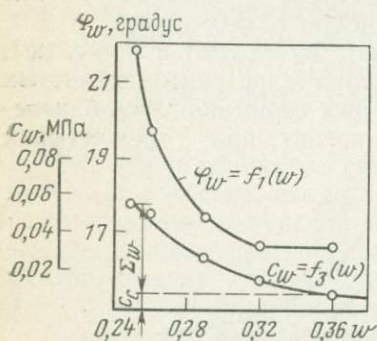


Рис. 109. График зависимости угла внутреннего трения от общего сцепления, от влажности грунта и разделение общего сцепления c_w на сцепление связности Σ_w и структурное сцепление c_c

величины уплотняющего давления p_z (рис. 110). Поэтому полученные из эксперимента данные сопротивления сдвигу ложатся на одну кривую $\tau_f = \tau_f(w)$, а зависимость $\tau_f = \tau_f(p_z)$ выражается прямой, параллельной оси p_z , отсекающей на оси τ_f отрезок $c_w = \Sigma_w$.

Для разделения c_w на c_c и Σ_w можно применять метод плашек Н. Н. Маслова [18, 19]. Сущность метода заключается в том, что после сдвига (среза) образца грунта поверхность среза выравнивают, а полученные таким образом плашки соединяют и сдвигают по выровненным поверхностям. В этом случае c_c определяют по разности $c_w - \Sigma_w$, получаемой из кривых сопротивления сдвигу образца и плашек.

Разделение c_w на c_c и Σ_w очень удобно выполнить при испытании образцов на кольцевой срез или кручение полых и сплошных образцов. В этом случае отпадает необходимость разгрузки прибора после среза образца и выравнивания поверхностей среза. Повторных срез можно осуществить закручиванием образца как в прямом, так и в обратном направлении.

§ 6. ВЛИЯНИЕ ВЫСОТЫ ОБРАЗЦА И КОНСТРУКЦИИ ПРИБОРА НА СОПРОТИВЛЕНИЕ ГРУНТА СДВИГУ

Сопоставление данных о величине сопротивления глинистых грунтов сдвигу τ_f , полученных при испытании на приборах одноплоскостного среза ГП-30 и среза кольцевых образцов НИС Гид-

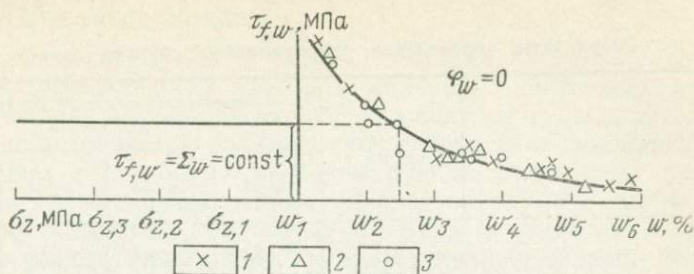


Рис. 110. Графики сопротивления сдвигу пластичных глинистых грунтов в зависимости от влажности w и нормального давления σ_z :
 1 — $\sigma_{z,1}$; 2 — $\sigma_{z,2}$; 3 — $\sigma_{z,3}$

ропроекта, 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 грунтов (табл. 30) 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.

Таблица 30
 Показатели характеристик физических свойств грунтов

Лабораторный номер грунта	Наименование грунта	Плотность частиц 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 одной и той же методике. После первой ступени σ_z , равной 0,025 МПа, напряжения приложены ступенями 0,01 МПа с интервалом 10 мин. Чтобы исключить возможность испарения влаги, опыты проведены под водой. Установлено, что конечные влажности образцов w_f , испытанных на разных приборах, отличаются весьма незначительно — на 0,6%.

Результаты определения сопротивления грунтов сдвигу

Прибор	Высота образца, мм	Сопротивление сдвигу τ_f (в МПа) для грунта			
		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
ГП-30	35	0,147	0,102	0,164	0,070
	15	0,138	0,107	0,150	0,083

Приведенные в табл. 31 данные получены при величине зазора между нижней и верхней каретками и обоймами приборов, равной 0,5 мм. Чтобы определить влияние величины зазора на τ_f , одновременно с изложенным выше опытом испытаны кольцевые образцы высотой 24 мм при различных его значениях (от 1,0 до 2,7 мм). Установлено, что τ_f испытанных грунтов практически не зависит от величины упомянутого зазора.

Аналогичные опыты ранее были выполнены А. А. Ничипоровичем (1948 г.) на приборах одноплоскостного среза собственной конструкции при зазорах между каретками прибора от 1—2 и 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, когда были испытаны грунты нарушенного сложения, влияние величины зазора на τ_f не было обнаружено.

Данные табл. 31 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 ГП-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 наличия большого трения между его боковыми поверхностями и стенками обойм срезывателя. Чем больше высота образца, тем выше величина его бокового трения и наоборот. Величина бокового трения, при всех равных условиях, зависит также от свойств и состояния грунта — его консистенции. Для определения τ_f на приборах кольцевого среза следует установить истинную величину внешней уплотняющей нагрузки, передаваемой на поверхность среза образца по методу, изложенному в гл. 3 (§ 4). Это, безусловно, вносит определенную трудность в проведение испытания образцов на коль-

цевой срез и, как было сказано выше, является одним из основных недостатков таких приборов.

Данные, приведенные в табл. 31, показывают также, что в ряде случаев с уменьшением толщины кольцевых образцов до 8 мм, когда внешняя уплотняющая нагрузка полностью передается на образец, не устраняется разница, существующая в значениях τ_f , определенных на приборах двух конструкций. Это можно объяснить конструктивными недостатками прибора ГПП-30 — протеканием деформации сдвига в стесненных условиях (в узкой зоне) неравномерного распределения зоны сдвига по сечению образца (см. гл. 8, § 1).

Данные о величинах ϕ и c , приведенные в книге П. Д. Евдокимовой, среднего пылеватого и тяжелого пылеватого суглинков (кембрийской глины), полученные при испытании на приборах одноплоскостного среза и трехосного сжатия, также показывают их зависимость от метода испытания. В частности, установлено, что испытание глинистых грунтов методом трехосного сжатия приводит 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 — увеличивается на 0,003 МПа (около 17%). Это значит, что испытание грунтов по методу трехосного сжатия приводит к сжатию 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 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 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. рис. 97).

В табл. 32 приведены результаты определения стандартного сопротивления сдвигу грунта ($\rho_s=2810$ кг/м³; $\rho=1850$ кг/м³; $\omega_0=0,4088$; $e=1,12$; $\omega_L=0,555$; $\omega_p=0,3741$; $I_p=0,181$) нарушенного сложения испытанием сплошных образцов различной высоты на приборах М-5 (см. рис. 98).

Данные, приведенные в табл. 32, свидетельствуют о том, что замена боковой стенки обоймы срезывателя прибора кручения сплошного образца 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 $d/h=3,3-10,1$ боковое трение, возникающее при их уплотнении, также не оказывает влияния на величину $\tau_{f,st}$.

Результаты испытания образцов различной высоты

Высота образца, мм	Показатели физических и механических свойств		
	Плотность грунта после среза, кг/м ³	Влажность после среза	$\tau_{f, st}$, МПа
10	1900	0,37	0,051
20	1840	0,365	0,054
30	1820	0,376	0,055

Если между боковыми защитными кольцами образца оставить небольшой зазор (от 0,1 до 0,5 мм), боковое трение, возникающее при уплотнении грунта, можно свести к нулю.

Глава 10

ЗАКОНОМЕРНОСТИ МГНОВЕННЫХ И ПОЛЗУЧИХ ДЕФОРМАЦИЙ ПРОСТОГО СДВИГА ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ В ЗАДАННОМ НАЧАЛЬНОМ СОСТОЯНИИ

§ 1. ВВЕДЕНИЕ

Для определения уравнений длительного деформирования глинистых грунтов при простом сдвиге в данном их начальном состоянии (см. гл. 7, § 3) экспериментальные исследования закономерностей мгновенных и ползучих деформаций проводятся классическим методом параллельного испытания серии образцов-близнецов под действием различных постоянных касательных напряжений: $\tau = 0,1; 0,3; 0,5; 0,7$ и $0,8$ ($0,9$) $\tau_{f, st}$ или $\tau = 0,2; 0,4; 0,6; 0,8$ и $0,9$ $\tau_{f, st}$. При необходимости проверки степени применимости той или иной теории к описанию процесса ползучести простого сдвига при переменной нагрузке, как и в случае одномерного уплотнения, образцы-близнецы испытывают также под действием ступенчато-возрастающих касательных напряжений.

От испытания каждого образца-близнеца определяют зависимость касательное напряжение — мгновенная деформация сдвига $\tau - \Delta s_0$ или $\tau - \gamma_0$ (см. § 2) и кривую ползучести $\Delta s_t - t$ или $\gamma_t - t$. По данным испытания серии образцов-близнецов получают усредненную кривую $\tau - \Delta s_0$ или $\tau - \gamma_0$, семейство кривых ползучести (рис. 111), 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) без наступления третьей стадии деформирования ВС (см. рис. 92).

Полученные из эксперимента кривые служат основой для опре-

деления модуля G_0 и параметров сдвиговой ползучести γ_t (см. гл. 7, § 3).

Здесь уместно еще раз отметить, что под термином состояние грунта понимается его плотность — влажность и структурная прочность перед испытанием на сдвиг. В рассматриваемом случае оно соответствует свойствам грунта в конце стабилизации деформации уплотнения от действия предварительно уплотняющей нагрузки (постоянной для всей серии образцов-близнецов), равенству нулю избыточных напоров в поровой воде ($u_w=0$) и $p_z=\sigma_z$, где σ_z — нормальное эффективное давление. Поэтому, как было отмечено выше (см. гл. 7, § 1), полученные из испытания на простой

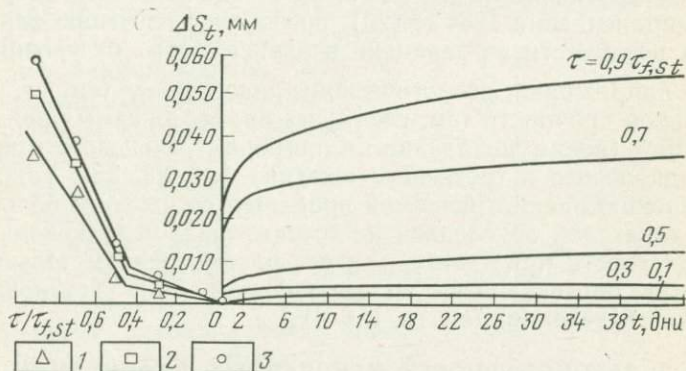


Рис. 111. Семейство кривых ползучести простого сдвига и кривые $\Delta S_t - \tau/\tau_f, st$ для различных моментов времени:
1 — $t=2$ дня; 2 — $t=20$ дней; 3 — $t=42$ дня

сдвиг образцов-близнецов результаты могут быть отнесены к квазичистому сдвигу скелета в данном состоянии грунта.

Способы изготовления образцов природного и нарушенного сложения, а также их подготовка к испытанию на простой сдвиг обычные (см. гл. 3, § 4).

В процессе испытания образцов-близнецов на сдвиг фиксируют как мгновенные, так и ползучие деформации. Для контроля за объемными деформациями образца в процессе сдвига измеряют также вертикальные деформации ϵ_z . После завершения опыта образцы разгружают, записывают обратимые деформации разуплотнений (набухания) и сдвига до условной их стабилизации. Затем извлекают образцы из приборов, определяют конечные значения их объемной массы ρ_f (методом парафинирования) и влажности w_f .

Результаты испытания каждого образца-близнеца записывают в отдельный лабораторный журнал (см. табл. 27). В тот же журнал записывают результаты вычислений $\epsilon_{z,0}$, $E_{z,0}$, γ , γ_0 , γ_t и G_0 .

Изложенная выше классическая методика экспериментального исследования закономерностей мгновенных и ползучих деформаций сдвига глинистых грунтов (на базе теории упругоползучего тела)

впервые применена автором книги на 1959—1960 гг. [20] к испытанию образцов-близнецов нарушенного сложения на приборах одноплоскостного среза ГПП-30. Эксперименты позволили качественно оценить закономерности рассматриваемых деформаций, уточнить методику опытов и выяснить возможность аппроксимации семейства кривых ползучести основным физическим соотношением (7.8) нелинейной теории упругоползучего тела (см. гл. 2, § 3). Эти работы были продолжены в 1964—1980 гг. на приборах кручения кольцевых и сплошных образцов, позволяющих исследовать мгновенные и ползучие деформации сдвига как качественно, так и количественно [20, 22].

Работы других исследователей, за исключением В. А. Мизюмского, выполненные в 1964 г. [20], посвящены изучению характера развития ползучести во времени в зависимости от уровня касательного напряжения, реологической кривой $\tau - \dot{\gamma}$ (см. гл. 7, § 2) и длительной прочности (см. гл. 12) на приборах самых различных конструкций (преимущественно на приборах кольцевого и прямого срезов, одноосного и трехосного сжатия) [24, 28, 25]. Такой подход к решению рассматриваемой проблемы со стороны большинства исследователей обусловлен не совсем точным толкованием явления ползучести при сдвиге, — а его рассмотрением только как деформации, протекающей с постоянной скоростью (установившаяся ползучесть, течение) (см. гл. 1, § 4).

§ 2. ЗАКОНОМЕРНОСТИ МГНОВЕННЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ПРОСТОГО СДВИГА

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 (гл. 5, § 2) режим приложения касательного напряжения до заданного его уровня $\tau < \tau_{f,st}$ не должен отличаться от режима определения 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 γ_0 для данного значения касательного напряжения определяют как сумму мгновенных деформаций, зафиксированных при приложении всех ступеней нагрузки $\Delta\tau$.

Из изложенного выше следует, что из испытания на сдвиговую ползучесть серии образцов-близнецов одного состояния определяют кривую $\tau - \gamma_0$ при многократном повторении опыта до заданных значений касательного напряжения τ . Условием применимости метода ступенчатого нагружения образцов сдвигающими усилиями для определения $\tau - \gamma_0$ является (в отличие от случая одномерного уплотнения) практически неизменяемые состояния грунта в процессе сдвига при $\tau < \tau_{str}$. Доказательством тому служит равен-

ство мгновенных деформаций до предела структурной прочности τ_{str} (см. ниже), полученных от действия равных ступеней касательного напряжения $\Delta\tau$ [20].

На рис. 112 приведен пример [22] определения на приборах кручения кольцевых образцов-близнецов кривой $\tau-\Delta s$ глины 9—63 ($\rho_s=2680$ кг/м³; $\rho=1820$ кг/м³; $\omega_0=0,33$; $\omega_L=0,424$; $\omega_P=0,244$; $I_P=0,18$). Образцы-близнецы изготовлены предварительным уплотнением пасты грунта вначале под действием $\sigma_z=0,2$ МПа, затем разгруженных до 0,1 МПа и выдержанных под этой нагрузкой до полной стабилизации деформации. Напряжения τ приложены к наружным граням образцов (где замерялись деформации сдвига Δs) ступенями $\Delta\tau=0,005$ 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, начальный участок кривой ($\tau=0,002$ МПа) исключен из рассмотрения.

Отметим, что здесь и в дальнейшем в отличие от ГОСТ 12248—78 под условной стабилизацией деформаций сдвига будем понимать скорость сдвига не более 0,01 мм за 2 мин.

Как видно на рис. 112, экспериментальная кривая $\tau-\Delta s$ аппроксимируется билинейной диаграммой, характеризующей существование двух линейных областей мгновенного деформирования при двух различных значениях модуля мгновенной деформации простого сдвига $G_{0,1}$ и $G_{0,2}$ [20, 22]. Касательное напряжение, соответствующее точке перелома диаграммы $\tau-\Delta s$, автором книги названо пределом структурной прочности грунта при сдвиге τ_{str} , который хорошо согласуется с пределом структурной прочности при одномерном уплотнении (см. гл. 6, § 2).

С билинейной диаграммой деформация — напряжение мы встречались при рассмотрении одномерного уплотнения глинистых грунтов (см. рис. 69). Аналогичное явление имеет место при ползучести этих грунтов в условиях простого сдвига (см. рис. 111), которое обусловлено фактором времени — протеканием во времени структурных деформаций (см. гл. 6, § 2).

При очень быстром проведении эксперимента структурные деформации не успевают проявляться, и зависимость между напряжениями и деформациями (как это имело место при исследовании мгновенных деформаций при приложении σ_1 в одну ступень) выражается линейным законом. Поэтому при оценке свойств мгновенного деформирования глинистых грунтов при простом сдвиге

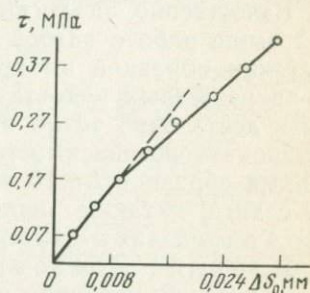


Рис. 112. Кривая $\tau-\Delta s_0$ образцов глины 9—63 высотой 23 мм, определенная на приборе кручения кольцевых образцов

(в данном их начальном состоянии) следует руководствоваться первым линейным участком, где структурные деформации еще не оказали заметного влияния на состояние грунта.

Модуль мгновенной деформации сдвига для первого участка деформирования $G_{0,1}$, рассматриваемого в примере грунта, определена из следующего соотношения:

$$G_{0,1} = \frac{\tau}{\frac{\Delta s_0}{a}} = \frac{\tau}{\gamma_0} = \frac{0,017 - 0,002}{\frac{0,009}{23}} = 38,5 \text{ МПа}, \quad (10.1)$$

где a — высота зоны сдвига (в мм); Δs_0 — деформация сдвига (в мм). Величина структурной прочности мгновенной деформации сдвига $\tau_{str} = 0,017$ МПа.

Качественно аналогичные результаты, изложенные в упомянутой выше работе автора книги (см. § 1), были получены 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 испытанных образцов $h = 15$ и 35 мм и вследствие этого равенство зон их сдвига, а также заключить, что высота зоны их сдвига находится в пределах $a < 15$ мм.

Влияние состояния грунта на зависимость $\tau - \gamma_0$ и G_0 . В условиях сложного напряженно-деформированного состояния деформации уплотнения и сдвига протекают одновременно, оказывая друг на друга значительное влияние. Деформация уплотнения, вызванная действием уплотняющей нагрузки σ_z , приводит к изменению состояния грунта, которое оказывает существенное влияние на деформации формоизменения (сдвига). Деформация сдвига, в свою очередь, вызывает дополнительную как положительную (уплотнение), так и отрицательную (разуплотнение, набухание) объемную деформацию, называемую дилатацией. Эта деформация не превышает $0,1$ мм. поэтому обычно ею пренебрегают.

Для определения $\tau - \gamma_0$ и G_0 с учетом изменчивости состояния грунта серии образцов-близнецов испытывают на сдвиг после предварительного уплотнения различными, равными для каждой серии уплотняющими нагрузками. 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) для G_0 соответственно получены величины: $38,5; 62,5$ и $93,5$ МПа, $\tau_{str} = 0,017; 0,032$ и $0,081$ 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 [22].

Изменяемость G_0 в зависимости от σ_z можно представить в виде кривой $G_0 - \sigma_z$ (рис. 113) и аппроксимировать соотношениями:

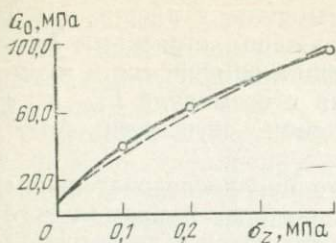
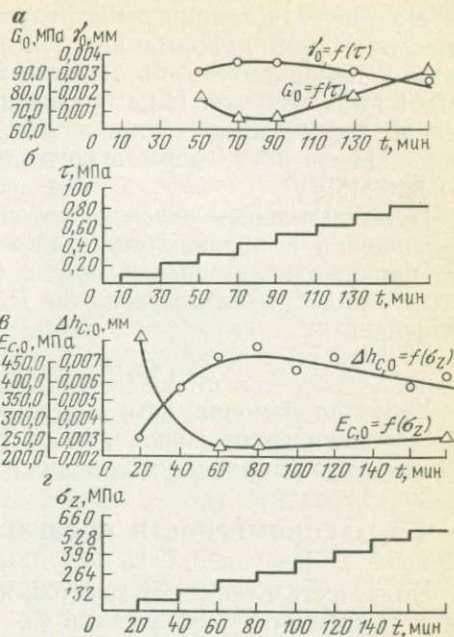


Рис. 113. Экспериментальная кривая G_0 — σ_z и ее аппроксимация (штриховая линия) по выражению (10.2)

Рис. 114. Кривые изменения мгновенных деформаций сдвига γ_0 (а), одномерного уплотнения $\epsilon_{c,0}$ (б) и соответствующих модулей G_0 и $E_{c,0}$ во времени при последовательном приложении к образцу ступеней касательного (б) и нормального (з) напряжений через равные интервалы времени. $\sigma_z = 0,2$ МПа; $h = 23$ мм; степень касательного напряжения $\Delta\tau = 0,01$ МПа; $\Delta\sigma_z = 0,066$ МПа



$$G_0(\sigma_z) = G_{0,0} + G_f [1 - \exp(-\alpha \sigma_z)]; \quad (10.2)$$

$$G_0(\sigma_z) = G_{0,0} [1 - \alpha_1 \sigma_z], \quad (10.3)$$

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 t . Тогда (10.2) и (10.3) можно соответственно представить в виде:

$$G_0(t) = G_{0,0}(t_0) + G_f [1 - \exp(-\alpha t)]; \quad (10.4)$$

$$G_0(t) = G_{0,0} [1 - \alpha_1 t]. \quad (10.5)$$

Для рассматриваемого примера (см. рис. 113) кривая G_0 — σ_z , построенная по приведенным выше данным (сплошная линия), аппроксимирована (штриховая линия) следующим выражением (10.2):

$$G_0(\sigma_z) = 7 + 155 [1 - \exp(-2,1 \sigma_z)].$$

Кривую $G_0 = G_0(\sigma_z)$ можно определить также испытанием одного образца путем последовательного приложения ступеней касательного и уплотняющего напряжений через определенные интервалы времени [20, 22].

На рис. 114,а приведены результаты определения изменяемости мгновенной деформации сдвига и ее модуля, а на рис. 114,б график изменяемости касательного напряжения ступенями $\Delta\tau = 0,01$ МПа. На рис. 114,в приведены графики изменяемости мгновенной деформации одномерного сжатия и ее модуля $E_{c,0}$, а на рис. 114,г — рост нормального напряжения ступенями $\Delta\sigma_z = 0,066$ 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 $G_0 - \sigma_z$ являются в достаточной степени 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 изменяемости $E_{c,0}(\sigma_z)$ и $G_0(\sigma_z)$ зависит от начального состояния грунта, величины ступени касательного напряжения, нормального напряжения и скоростей (интервала) их приложения.

§ 3. ЗАКОНОМЕРНОСТИ ПОЛЗУЧЕСТИ ПРИ ПРОСТОМ СДВИГЕ

Ползучесть глинистых грунтов, являющаяся прямым продолжением мгновенной деформации γ_0 , представляется в виде кривой $\gamma_t - t$. Кривые ползучести $\gamma_t - t$ данного начального состояния грунта, определенные при различных значениях постоянного касательного напряжения τ (постоянного относительного касательного напряжения или уровня касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}$), объединяют в одно семейство (см. рис. 111). Из аппроксимации последнего получают выражения зависимости $\tau - \gamma_t - t$ или $\tau/\tau_{f,st} - \gamma_t - t$ (уравнение состояния) применительно к различным теориям ползучести (7.5) — (7.8).

В приведенном на рис. 111 примере семейство кривых ползучести рассмотренной выше глины 9—63 (см. § 2) получено испытанием серии образцов-близнецов на приборах кручения кольцевых образцов НИС Гидропроекта. В левой части рис. 111 построены кривые $\gamma_t - \tau/\tau_{f,st}$ 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 этой нагрузкой около месяца — до полной стабилизации деформаций. Сдвиговая ползучесть исследована при пяти различных уровнях касательного напряжения (крутящего момента): $\tau/\tau_{f,st} = 0,1; 0,3; 0,5; 0,7$ и $0,9$. Опыты выполнены с двукратной повторностью на образцах нарушенного сложения под водой.

Касательные напряжения (крутящие моменты) приложены к образцу в режиме определения стандартного сопротивления сдвигу $\tau_{f,st} = 0,104$ МПа (см. § 2). Деформации сдвига, как обычно, замеры на наружной окружности кольцевого образца.

Приведенное на рис. 111 семейство кривых ползучести является типичным практически для всех разновидностей глини-

тых грунтов нарушенного и природного сложения, за исключением очень слабых с $I_L \geq 1$ и $e \geq 1,5$.

Результаты опытов показывают, что при небольших уровнях касательного напряжения ($\tau/\tau_{f,st} = 0,1 \dots 0,4$) деформации сдвига полностью протекают в стадии затухающей ползучести. Начиная с некоторого определенного времени эти деформации практически полностью стабилизируются, точнее их скорость становится настолько незначительной, что не поддается фиксации. При относительно высоких уровнях касательного напряжения: $\tau/\tau_{f,st} = 0,5; 0,7$ и $0,9$ деформации вначале протекают в стадии затухающей ползучести (см. рис. 92 участок OA), а затем переходят в стадию течения (см. рис. 92 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 деформаций ползучести в целом и поэтому с этой стадией нельзя не считаться (за исключением очень слабых грунтов). Следовательно, нельзя глинистые грунты отнести ни к телу Максвелла (Тан Тьенг-ки), ни к телу Шведова — Бингама.

Рассмотрение кривых $\tau - \gamma_t$ (см. рис. 111) показывает, что они (как и кривые $\tau - \gamma_0$ и $\varepsilon_{ct} - \sigma_1$) хорошо аппроксимируются билинейной диаграммой, точка перелома которой, как было сказано выше, характеризует структурную прочность грунта при сдвиге τ_{str} . Автором книги было показано [20, 22], что структурная прочность глинистых грунтов при сдвиге практически не зависит от длительности опыта 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 незатухающей ползучести, переходящей в течение, и практически совпадает с первым предельным напряжением сдвига ($\tau_{lim}^{(1)} \cong \tau_{yp}$). Тем самым было подтверждено и высказанное ранее К. Терцаги и Р. Пеком [20] 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, кривая $\gamma_t - t$ приближается к наклонной, а не к горизонтальной асимптоте».

Небезынтересно отметить, что аппроксимация зависимости $\gamma_t - t$ билинейной диаграммой впервые выполнена И. Гезом и Тан Тьенг-ки в 1953 г. [4, 40]. По причине небольшой продолжительности опытов (48 ч) течение грунта «обнаружено» в первой области деформирования и для предельного напряжения сдвига были получены явно заниженные значения: 0,002—0,01 МПа.

Для аппроксимации семейства кривых ползучести простого сдвига (см. рис. 111), оно на основании рис. 15 и выражения (7.2) представлено в виде двух семейств — семейств кривых затухающей ползучести $\gamma_{at} - t$ (рис. 115,а) и кривых течения $\gamma_{vt} - t$ (рис. 115,б). Первое из этих семейств состоит из пяти, а второе — из трех кри-

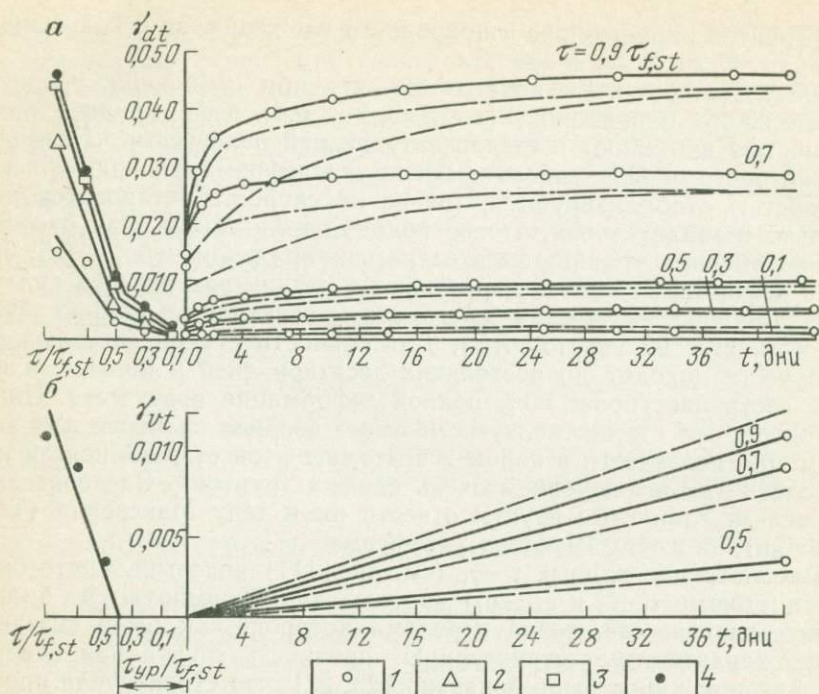


Рис. 115. Раздельная аппроксимация. Представление семейства экспериментальных кривых сдвиговой ползучести в виде семейств кривых затухающей ползучести (а) и течения (б) и их аппроксимация (штриховые линии);

1 — 1 ч; 2 — 2 дня; 3 — 20 дней; 4 — 42 дня

вых ползучести, так как течение грунта проявляется при трех уровнях касательного напряжения: $\tau/\tau_{f,st} = 0,5; 0,7$ и $0,9$.

В рассматриваемом случае зависимость $\dot{\gamma}_{dt}-t$ подчиняется нелинейному, а $\gamma_{vt}-t$ — линейному закону, поэтому семейство кривых ползучести (см. рис. 111) следует аппроксимировать соотношениями видов (7.13) и (7.14), выраженных через величину уровня касательного напряжения:

$$\dot{\gamma}_t = \dot{\gamma}_{dt} + \dot{\gamma}_{vt} = \omega_d(t) f(\tau/\tau_{f,st}) + K_{\dot{\gamma}_{v,0}} t \frac{\tau - \tau_{yp}}{\tau_{f,st}}; \quad (10.6)$$

$$\dot{\gamma}_t = \dot{\gamma}_{dt} + \dot{\gamma}_{vt} = \omega_d(t) f(\tau/\tau_{f,st}) + \frac{\tau - \tau_{yp}}{\tau_{f,st}} \frac{t}{\eta_{v,0}}. \quad (10.7)$$

Входящую в (10.6) и (10.7) меру затухающей ползучести $\omega_d(t)$ представляют выражениями (7.9) и (7.10), а функцию уровня касательного 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 аппроксимации кривых затухающей пол-

зучести одномерного уплотнения грунтов (см. гл. 6, § 4). На рис. 115,а приведены результаты аппроксимации семейства экспериментальных кривых без учета (штриховые линии) и с учетом (штрихпунктир) их неподобия [20].

Входящий во второй член правой части выражения (10.6) $K_{v_{v,0}}$, который представляет собой скорость течения при $\tau/\tau_{f,st} - \tau_{yp}/\tau_{f,st} = 1$ при условии $\gamma_{dt} = 0$, определяется из следующего соотношения:

$$K_{v_{v,0}} = \frac{\gamma_{vt}}{t (\tau/\tau_{f,st} - \tau_{yp}/\tau_{f,st})}, \quad (10.8)$$

где $\tau_{yp}/\tau_{f,st}$ — определяемый из опыта уровень предельного напряжения сдвига, который для рассматриваемого примера $\tau_{yp}/\tau_{f,st} = 0,4$ (см. рис. 115,б); γ_{vt} — деформация течения в момент времени t при данном уровне касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st} = \text{const}$.

Например, если в нашем примере рассмотреть экспериментальную кривую при $\tau/\tau_{f,st} = 0,5$ (см. рис. 115,б), то для $t = 42$ дня имеем $\gamma_{vt} = 0,0036$. Тогда для $K_{v_{v,0}}$ из (10.8) получим:

$$K_{v_{v,0}} = \frac{0,0036}{42 \cdot (0,5 - 0,4)} = 0,00086 \frac{1}{\text{день}}.$$

В силу того, что в нашем примере зависимость $\gamma_{vt} - \tau/\tau_{f,st}$ (см. рис. 115,б) не строго линейная, то при использовании (для определения $K_{v_{v,0}}$) других экспериментальных кривых получили бы для нее различные значения. Чтобы аппроксимировать все семейство кривых течения определено среднее значение $K_{v_{v,0}} =$

$= 0,000675 \frac{1}{\text{день}}$, а по выражению (10.6) при условии $\gamma_{dt} = 0$ построены кривые, которые на рис. 115,б показаны штриховыми линиями.

Чтобы определить величину $K_{v_{v,0}}$ можно также по экспериментальным кривым течения получить скорости течения, построить реологическую кривую $\tau - \dot{\gamma}_{tv}$ (рис. 116) и по ней вычислить коэффициент вязкости η_v и K_{v_v} . Например, в рассматриваемом примере скорость течения при $\tau/\tau_{f,st} = 0,5$, которая соответствует $\tau_1 = 0,052$ МПа, имеет вид:

$$v_{v_1}^I = \frac{0,0036}{42} = 0,000086 \frac{1}{\text{день}} = \frac{0,000086}{86400} = 1 \cdot 10^{-9} \frac{1}{\text{с}},$$

при $\tau/\tau_{f,st} = 0,7$ ($\tau_2 = 0,071$ МПа)

$$v_{v_2}^{II} = \frac{0,00905}{42} = 0,0002155 \frac{1}{\text{день}} = 2,5 \cdot 10^{-9} \frac{1}{\text{с}},$$

где 86 400 — коэффициент перехода от 1/день к 1/с.

Коэффициент вязкости деформации течения η_v для участка касательных напряжений 0,052—0,071 МПа согласно (7.3) определяем из следующего соотношения:

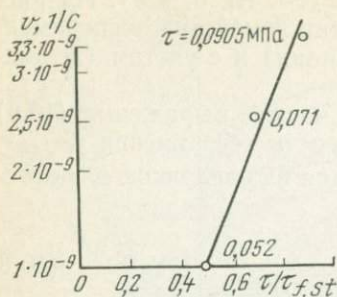


Рис. 116. Прямая относительной скорости течения — уровень касательного напряжения, определенная по семейству кривых течения, приведенных на рис. 115,б

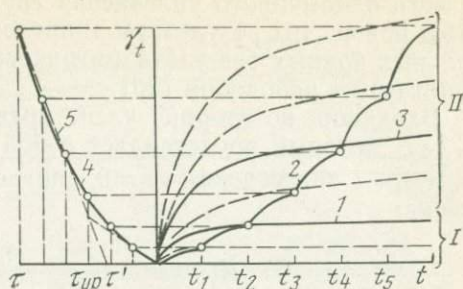


Рис. 117. Схема определения зависимости $\tau - \gamma_t$, функций касательных напряжений $f(\tau)$ или $f(\tau/\tau_f)$ и выражений меры ползучести методом трех кривых ползучести:

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

$$\eta_v = \frac{\tau_2 - \tau_1}{v_{v,0}^{II} - v_{v,0}^I} = \frac{0,071 - 0,052}{1,295 \cdot 10^{-4}} = 146,72 \text{ МПа} \cdot \text{день} = 146,72 \cdot 86400 = 1,27 \cdot 10^7 \text{ МПа} \cdot \text{с}.$$

Тогда K_{v_0} при $\tau - \tau_{yp} = 1$ на основании (7.3) будет равна:

$$K_{v_0} = \frac{1}{\eta_v} = \frac{1}{146,72} = 0,0068, \text{ 1/МПа} \cdot \text{день}. \quad (10.9)$$

Имея в виду, что $K_{v_0} = \gamma_{vt}/t$ равна скорости течения грунта при $\tau - \tau_{yp} = 1$, из (10.6) и (10.7) с учетом этого условия и условия $\gamma_{dt} = 0$ получим величину $K_{v_0,0}$:

$$K_{v_0,0} = \frac{\gamma_{vt}}{t} \tau_{f,st} = K_{v_0} \tau_{f,st} = 0,0068 \cdot 0,104 = 0,00071 \frac{1}{\text{день}}, \quad (10.10)$$

которая мало отличается от $K_{v_0,0} = 0,000675$, определенной по выражению (10.8) с использованием всех трех экспериментальных кривых течения (рис. 115,б).

В рассматриваемом случае первое предельное напряжение сдвига (уровень предельного напряжения сдвига) было определено по отрезку, отсеченному на оси абсцисс прямыми $\tau/\tau_{f,st} - \gamma_{vt}$ (см. рис. 115,б) и $\tau/\tau_{f,st} - v_{v_0}$ (см. рис. 116). Величину τ_{yp} (или $\tau_{yp}/\tau_{f,st}$), порог ползучести, по Н. Н. Маслову, [18] или порог установившейся ползучести (течения), по С. Р. Месчану [22], можно определить также по выражению (9.14) при $\Sigma_w = 0$ [18]. В этом случае, согласно Н. Н. Маслову, при длительном действии касательного напряжения

$$\tau < p_z \operatorname{tg} \varphi_w + \Sigma_w + c_c \quad (10.11)$$

и одновременно

$$\tau > p_z \operatorname{tg} \varphi_w + c_c, \quad (10.12)$$

наступает процесс медленного течения грунта.

Методы определения φ_w и c_c изложены в § 5, гл. 9.

В заключение отметим, что деформации сдвиговой ползучести, как и мгновенные деформации, существенным образом обусловлены состоянием грунта — его изменяемостью под действием уплотняющих давлений. В силу сложности и особого интереса этого вопроса он будет рассмотрен в гл. 11.

§ 4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПАРАМЕТРОВ ПОЛЗУЧЕСТИ ПРИ ПРОСТОМ СДВИГЕ 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. гл. 6, § 6). Метод двух кривых ползучести, основанный на результатах испытания двух образцов-близнецов, применяется для аппроксимации семейств однотипных кривых, какими являются кривые затухающей ползучести одномерного уплотнения. Однотипными являются также кривые сдвиговой ползучести очень слабых глинистых грунтов, которые (при любых значениях касательного напряжения) состоят из стадии затухающей ползучести и течения.

В отличие от изложенного выше деформация сдвига большинства из глинистых грунтов (точно также при одноосном и трехосном сжатии) в зависимости от уровня касательного напряжения может быть как затухающей, так и не затухающей во времени. Поэтому метод двух кривых может быть использован либо для аппроксимации группы кривых затухающих (I), либо для группы кривых незатухающих деформаций ползучести (II) (рис. 117).

Для экспериментального определения семейства кривых ползучести при сдвиге (одноосном и трехосном сжатии) можно воспользоваться указанным выше методом определения двух групп кривых ползучести. Тогда, в отличие от метода двух кривых, необходимо определить две экспериментальные кривые ползучести под действием двух различных постоянных касательных напряжений τ^I и τ^{II} . Одна из них 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-возрастающей нагрузке. При этом интервалы приложения ступеней нагрузки до $0,4\tau_{f,st}$ можно принять равным и 8—10 дней, а при $\tau > 0,4\tau_{f,st}$ — 20—30 дней.

Таким образом, для определения семейства кривых ползучести при сдвиге (одноосном и трехосном сжатии) следует испытать три образца-близнеца и построить три экспериментальных кривых пол-

зучести. По кривой ползучести, определенной при ступенчато-возрастающем касательном напряжении, строят кривую $\gamma_t - \tau$ (см. рис. 117), 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 групп для различных значений τ , отличных от τ^I и τ^{II} (в правой части рис. 117 показаны штриховыми линиями).

Например, если для первой группы кривых уравнение ползучести $\gamma_t^I = \gamma^I(\tau, t)$ для постоянных касательных напряжений τ представить в виде теории старения (7.5):

$$\gamma_t^I = \omega^I(t) f(\tau), \quad (10.13)$$

а меру ползучести $\omega^I(t)$ определить из соотношения

$$\omega^I(t) = \frac{\gamma_t^I(\tau^I)}{f(\tau^I)}, \quad (10.14)$$

то кривые ползучести группы (I) для отличных от τ^I напряжений могут быть построены по следующему выражению:

$$\gamma_t^I = \omega^I(t) f(\tau) = \frac{\gamma_t^I(\tau^I)}{f(\tau^I)} f(\tau), \quad (10.15)$$

где $\gamma_t^I(\tau^I)$ — аппроксимирующее выражение экспериментальной кривой при $\tau = \tau^I$; $f(\tau^I)$ — функция касательного напряжения при данном касательном напряжении τ^I .

По аналогии с изложенным выше, кривые второй группы (II) для напряжений, отличных от τ^{II} , можно определить по выражению

$$\gamma_t^{II} = \omega^{II}(t) f(\tau) = \frac{\gamma_t^{II}(\tau^{II})}{f(\tau^{II})} f(\tau). \quad (10.16)$$

Когда кривая $\gamma_t - \tau$ аппроксимируется билинейной диаграммой (см. рис. 117), выражения (10.15) и (10.16) соответственно записываются в виде

$$\gamma_t^I = \frac{\gamma_t^I(\tau^I)}{\tau^I} \tau \quad \text{при} \quad \tau < \tau_{yp}, \quad (10.17)$$

$$\gamma_t^{II} = \frac{\gamma_t^{II}(\tau^{II})}{(\tau^{II} - \tau')} (\tau - \tau') \quad \text{при} \quad \tau > \tau_{yp}, \quad (10.18)$$

где τ' — отрезок, отсекаемый прямой второго участка зависимости $\gamma_t - \tau$ на оси напряжений (см. рис. 117).

Из изложенного выше (§ 3) известно, что границей перехода от кривых группы (I) к кривым незатухающей ползучести группы (II) является первое предельное напряжение сдвига $\tau_{lim}^I = \tau_{yp}$, которое примерно равно половине стандартного сопротивления грунтов сдвигу $\tau_{f,st}$. Исходя из этого можно рекомендовать экспериментальные кривые ползучести определять при касательных напряжениях: $\tau^I = 0,3\tau_{f,st}$ и $\tau^{II} = 0,6$ или $0,7\tau_{f,st}$. Тогда кривые ползу-

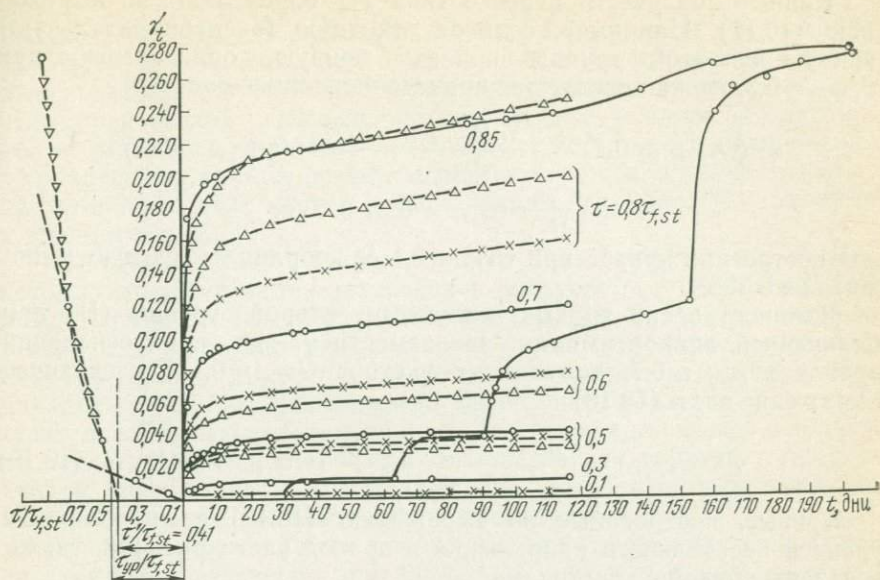


Рис. 118. Пример построения семейства кривых ползучести простого сдвига (штриховые линии) грунта 19—69 по методу трех кривых

чести для других значений касательного напряжения могут быть построены по соотношениям (10.15) — (10.18).

При аппроксимации зависимости $\gamma_t - \tau$ (см. рис. 117), $\tau'_{lim} = \tau_{уп}$ можно определить по одному из методов, описанных выше (см. § 3). Аппроксимацию двух групп кривых ползучести — определение мер ползучести и функций напряжения осуществляют по известным методам (см. гл. 6, § 4 и гл. 10, § 3).

На примере экспериментального исследования сдвиговой ползучести глины 19—69 ($\rho_s = 2620 \text{ кг/м}^3$; $\rho = 1920 \text{ кг/м}^3$; $\omega_0 = 0,2705$, $S_r = 0,96$), выполненного испытанием под водой кольцевых образцов, проверим применимость изложенного выше метода для определения семейства кривых ползучести (рис. 118). Опыты выполнены автором книги совместно с Р. Р. Галстяном.

Испытано пять пар образцов-близнецов, из которых четыре пары при постоянных уровнях касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st} = 0,3$; $0,5$; $0,7$ и $0,85$, а одна пара при возрастающих ступенями нагрузках $\tau/\tau_{f,st} = 0,1$; $0,3$; $0,5$; $0,7$ и $0,85$. Результаты опытов в виде экспериментальных кривых ползучести в правой части рис. 118 показаны сплошными линиями. В левой части рис. 118 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 напряжения — деформация представлена также билинейной диаграммой (штриховая линия).

Кривые ползучести первого типа (I) определяют 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,

$$\begin{aligned} \gamma_t^I (\tau/\tau_{f,st} = 0,1) &= \frac{\gamma_t^I (\tau^I/\tau_{f,st} = 0,3)}{\tau^I/\tau_{f,st} = 0,3} (\tau/\tau_{f,st} = 0,1) = \\ &= \gamma_t^I (\tau^I/\tau_{f,st} = 0,3) \cdot 0,333, \end{aligned}$$

для построения кривой при $\tau/\tau_{f,st}=0,1$ ее координаты следует умножить на 0,333.

Для построения кривых ползучести второй группы (II) при билинейной аппроксимации зависимости $\gamma_t - \tau/\tau_{f,st}$, на основании кривой $\tau^{II}/\tau_{f,st}=0,7$, получим (с учетом $\tau^I/\tau_{f,st}=0,41$) 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. 118, также показаны кривой с крестиками.

При нелинейной аппроксимации зависимости напряжение — деформация для функции 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

$$\gamma_t^{II} (\tau/\tau_{f,st}) = \frac{\gamma_t^{II} (\tau^{II}/\tau_{f,st} = 0,7)}{0,7^{3,78}} (\tau/\tau_{f,st})^{3,78}. \quad (10.21)$$

Кривые ползучести, построенные по выражению (10.21), в правой части рис. 118 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. 118). Что же касается кривых второй группы (II), построенных по выражению (10.18), т. е. при аппроксимации зависимости напряжение — деформация билинейной диаграммой, то их сходимость вполне удовлетворительная.

Рассмотренный метод определения параметров ползучести глинистых грунтов при сдвиге (одноосном и трехосном сжатии) почти наполовину сокращает без ущерба качеству общий объем экспериментальных работ.

§ 5. УПРОЩЕННАЯ ФОРМА ЗАПИСИ УРАВНЕНИЯ СДВИГОВОЙ ПОЛЗУЧЕСТИ И ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЕГО ПАРАМЕТРОВ МЕТОДОМ ОДНОЙ КРИВОЙ

Рассмотренные выше формы записи закона ползучести глинистых грунтов при 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. Одними из основных путей возможного упрощения записи уравнения ползучести грунтов при сдвиге являются принятие условия об однотипности (подобии) семейства кривых ползучести — его образования из однотипных кривых незатухающей ползучести, а также отказ от представления этих кривых в виде кривых затухающей ползучести и течения (см. § 3).

Изложенное выше условие может быть принято, во-первых, потому, что деформации затухающей ползучести, которые характеризуются кривыми первой группы (I) (см. рис. 117), сравнительно невелики, а во-вторых, 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.

В качестве простейшего выражения для описывания кривых незатухающей ползучести при единичном касательном напряжении (мера ползучести) может служить степенная зависимость (7.15), которая очень хорошо аппроксимирует результаты опыта. Тогда деформацию 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 природного сложения киевской глины ($\rho_s = 2670$ 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 на затухающую и незатухающую части [22].

Испытаны на кручение 14 сплошных образцов-близнецов, которые вначале 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 для определения сопротивления сдвигу испытаны по методам ускоренного и стандартного среза, остальные попарно испытаны на ползучесть под действием трех постоянных и одного ступенчато-возрастающего касательных напряжений (табл. 33).

Таблица 33

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

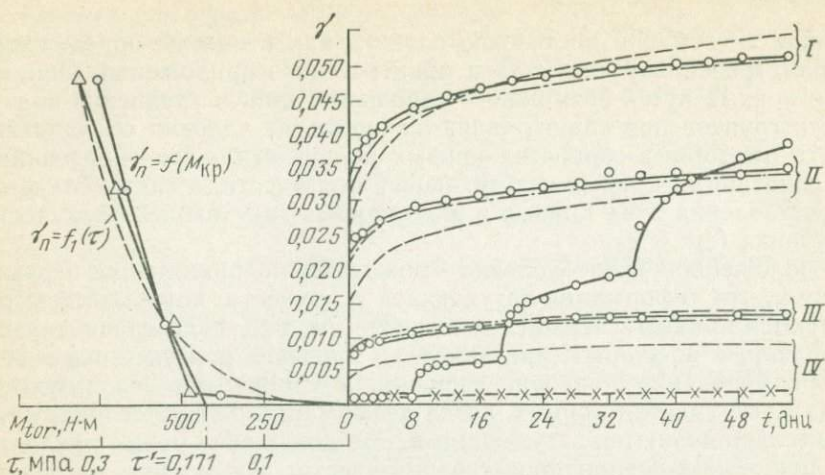


Рис. 119. Семейство кривых ползучести простого сдвига киевской глины. I — $M_{tor}/M_{tor, \text{lim}} = 0,79$, $\tau = 0,355$ МПа; II — $M_{tor}/M_{tor, \text{lim}} = 0,68$, $\tau = 0,295$ МПа; III — $M_{tor}/M_{tor, \text{lim}} = 0,53$, $\tau = 0,218$ МПа; IV — $M_{tor}/M_{tor, \text{lim}} = 0,36$, $\tau = 0,189$ МПа

Экспериментальные кривые ползучести в правой части рис. 119 показаны сплошными линиями. В левой части рисунка построены кривые $\gamma_t - M_{tor}$ и $\gamma_t - \tau$ (сплошные линии), которые хорошо аппроксимируются билинейными диаграммами. Касательные напряжения (см. табл. 33) определены по соотношению (2.23) на основании кривой $\gamma_t - M_{tor}$.

Семейство экспериментальных кривых ползучести описано исходя из двух различных аппроксимаций зависимости $\gamma_t - \tau$.

А. Зависимость $\gamma_t - \tau$ аппроксимирована степенной функцией вида (2.55)

$$\gamma_t = B \tau^n = 0,000816 (10 \tau)^{2,866}, \quad (10.22)$$

и получено следующее выражение для функции касательного напряжения вида (6.26)

$$f(\tau) = (10 \tau)^{2,866} = \tau^n. \quad (10.23)$$

Кривая $\gamma_t - \tau$, построенная по выражению (10.22), в левой части рис. 119 показана штриховой линией.

Используя аппроксимацию экспериментальной кривой ползучести, определенной под действием $\tau = 0,218$ МПа (см. рис. 119) по соотношению (7.15)

$$\gamma_t(\tau = 0,218 \text{ МПа}) = A_1 t^m = 0,00761 \cdot t^{0,147}, \quad (10.24)$$

и функцию касательного напряжения (10.23) из (7.5), получим выражение меры ползучести

$$\omega(t) = \frac{\gamma_t(\tau = 0,218)}{f(\tau = 0,218)} = \frac{0,00761 \cdot t^{0,147}}{(10 \cdot 0,218)^{2,866}} = 0,000816 \cdot t^{0,147}. \quad (10.25)$$

На основании полученных выражений меры ползучести и функции касательного напряжения уравнение деформации ползучести для постоянных напряжений запишется в следующем виде (7.5):

$$\gamma_t = \omega(t) f(\tau) = 0,000816 \cdot t^{0,147} \cdot (10\tau)^{2,866}. \quad (10.26)$$

Построенные по уравнению (10.26) кривые ползучести для различных постоянных значений τ в правой части рис. 119 показаны штриховыми линиями.

Описание семейства экспериментальных кривых ползучести (см. рис. 119) по выражению (10.26) в целом можно считать удовлетворительным. Вместе с тем надо отметить плохую аппроксимацию кривой при $\tau = 0,189$ МПа, что обусловлено плохим приближением экспериментальной кривой $\gamma_t - \tau$ к кривой, построенной по выражению (10.22) у точки перегиба билинейной диаграммы.

Чтобы добиться хороших результатов описания семейств экспериментальных кривых ползучести при применении варианта А, необходимо улучшение аппроксимации кривой $\gamma_t - \tau$. К очень хорошим результатам приводит применение для этой цели выражения (2.52) (см. ниже).

Б. Описание семейства экспериментальных кривых ползучести двух линейных областей деформирования выполнено отдельно на основании аппроксимации зависимости $\gamma_t - \tau$ билинейной диаграммы. Для этого определены две меры ползучести $\omega^I(t)$ и $\omega^{II}(t)$ (см. § 4).

Для первой области линейного деформирования за исходную принята кривая, определенная при $\tau^I = 0,189$ МПа, а для второй области — $\tau^{II} = 0,295$ МПа. Меры ползучести указанных двух линейных областей получены в виде следующих выражений вида (10.24):

$$\omega^I(t) = \frac{\gamma_t^I(\tau^I = 0,189 \text{ МПа})}{0,189}; \quad (10.27)$$

$$\omega^{II}(t) = \frac{\gamma_t^{II}(\tau^{II} = 0,295 \text{ МПа})}{0,295 - \tau'}, \quad (10.28)$$

где $\tau' = 0,171$ МПа — отрезок на оси касательных напряжений (см. рис. 119).

Тогда семейства экспериментальных кривых ползучести рассмотренных областей линейного деформирования могут быть описаны выражениями вида (10.26)

$$\gamma_t^I = \omega^I(t) \tau = \frac{0,000842 \cdot t^{0,182}}{0,189} \tau = 0,000455 t^{0,182} \tau; \quad (10.29)$$

$$\begin{aligned} \gamma_t^{II} &= \omega^{II}(t) (\tau - \tau') = \frac{0,02348 \cdot t^{0,0976}}{0,295 - 0,171} (\tau - 0,171) = \\ &= 0,01896 t^{0,0976} (\tau - 0,171). \end{aligned} \quad (10.30)$$

Выражение (10.29) справедливо для $\tau \leq 0,188$ МПа, а (10.30) — для $0,188 < \tau < 0,355$ МПа ($\tau_{yp} = 0,188$ МПа).

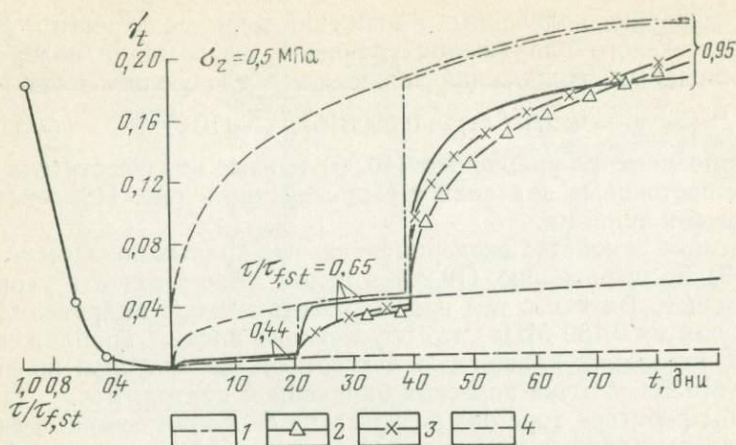


Рис. 120. Определение параметров ползучести простого сдвига грунта по методу одной кривой. Описание процесса ползучести при ступенчатом возрастании касательных напряжений по теориям:
 1 -- старения; 2 -- упрочнения; 3 -- наследственной ползучести; 4 -- кривые ползучести при различных постоянных уровнях касательного напряжения

В первой области линейного деформирования выражением (10.29) аппроксимирована одна экспериментальная кривая ползучести ($\tau = 0,189 \text{ МПа}$), которая в правой части рис. 119 показана кривой с 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. 119, во втором варианте описания семейства экспериментальных кривых ползучести получены очень хорошие результаты.

Рассмотренные выше методы испытания образцов-близнецов для определения ползучих свойств применимы в случае достаточной однородности глинистого грунта. Когда глинистый грунт обладает значительной неоднородностью, рассмотренные выше методы не могут быть применены потому, что получение образцов-близнецов, обладающих близкими физическими и механическими свойствами, практически не представляется возможным. При испытании образцов, вырезанных из монолита неоднородного грунта, получается такой большой разброс экспериментальных данных, что практически невозможно получить сколько-нибудь четкую закономерность деформирования (см. гл. 6, § 6).

Наиболее приемлемым методом определения параметров ползучести структурно-неоднородных глинистых грунтов природного сложения является метод одной кривой, рассмотренной выше (см. гл. 6, § 6), основанный на получении единой кривой деформирования испытанием серии образцов под действием ступенчато-возрастающих касательных напряжений и представлении уравнения пол-

зучести в упрощенном виде (10.26). В этом случае количество испытываемых образцов остается неизменным, однако значительно увеличивается повторность опытов, что существенно повышает надежность полученных результатов. Как показывают исследования Б. В. Матвеева, надежность нахождения среднего значения механических свойств горных пород при испытании шести образцов возрастает до 0,94 против 0,77 при испытании трех образцов.

На рис. 120 сплошной линией показана единая (усредненная) экспериментальная кривая сдвиговой ползучести, полученная от испытания шести образцов глины ($\rho_s = 2610$ кг/м³; $\rho_0 = 1670$ кг/м³, $\omega_0 = 0,625$, $e = 1,53$, $I_P = 0,3544$) на приборах М-5 под действием $\sigma_z = 0,5$ МПа. По кривой $\gamma_t - \tau/\tau_{f,st}$, показанной в левой части рис. 120, получено ее аппроксимирующее выражение вида (2.57)

$$\gamma_t = \alpha_1 (\tau/\tau_{f,st}) + \beta_1 (\tau/\tau_{f,st})^n = -0,014 (\tau/\tau_{f,st}) + 0,237 (\tau/\tau_{f,st})^{3,4}, \quad (10.31)$$

а функция уровня касательного напряжения записана следующим образом:

$$f(\tau/\tau_{f,st}) = -0,063 (\tau/\tau_{f,st}) + 1,063 (\tau/\tau_{f,st})^{3,4}. \quad (10.32)$$

Для меры ползучести получено следующее выражение вида (7.15):

$$\omega(t) = 0,0817 t^{0,2746}. \quad (10.33)$$

Кривые, построенные по соотношению (10.26) с учетом (10.32) и (10.33) в правой части рис. 120 показаны штриховыми линиями. Как видно на этом 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 нагрузки. 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.

§ 6. ОПИСАНИЕ ПРОЦЕССА ПОЛЗУЧЕСТИ ПРОСТОГО СДВИГА ПРИ ПЕРЕМЕННОЙ НАГРУЗКЕ

Важнейшим вопросом исследования ползучести твердых тел вообще, глинистых грунтов при сдвиге в частности, является установление степени применимости теорий к описанию процесса длительного деформирования при ступенчато-возрастающей нагрузке. Проверка применимости теорий для указанной цели, как известно (см. гл. 2, § 3 и гл. 6, § 5), сводится к описанию экспериментальной кривой ползучести, определенной при ступенчато-возрастающей нагрузке физическими уравнениями теорий (7.5)—(7.8), полученными на основании аппроксимаций семейства кривых, показанных на рис. 111. Кривые этого семейства, которые отражают свойства

ползучести тела (глинистого грунта) при заданных постоянных нагрузках, могут быть получены как непосредственно из опыта (классический метод), так и построены различными упрощенными методами (см. § 4 и 5).

Графические методы проверки теорий старения, упрочнения и наследственной ползучести подробно изложены выше (см. гл. 2, § 3, рис. 16). 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 (см. рис. 119) и неоднородной глины природного сложения, отобранной в Московской области (см. рис. 120). В первом случае экспериментальные кривые как при постоянных, так и при ступенчато-возрастающих 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. § 5).

На рис. 121 показано семейство экспериментальных кривых ползучести (сплошные линии) киевской глины, полученное авто-

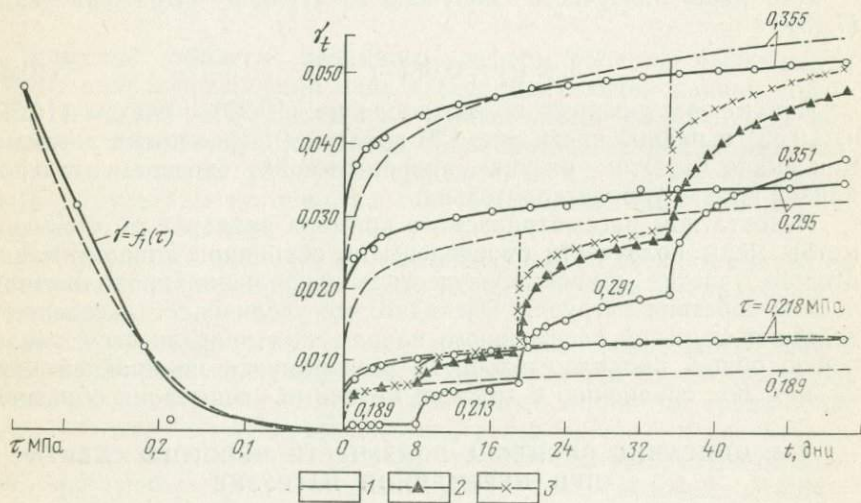


Рис. 121. Описание процесса ползучести простого сдвига киевской глины 32—72 при ступенчато-возрастающем касательном напряжении по теориям старения (1), упрочнения (2) и наследственной ползучести (3)

ром книги совместно с Р. Р. Бадаляном. В правой части рисунка штриховыми линиями показаны только результаты аппроксимации кривых постоянных напряжений, полученные по варианту А (см. § 5).

Прежде чем говорить о результатах проверки теорий, обратим внимание на расположение экспериментальных кривых ползу-

чести. Как и во всех опытах, кривая ступенчато-возрастающей нагрузки расположилась ниже кривых, полученных под действием постоянных касательных напряжений [20, 22]. 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 загрузки, колеблется в пределах 30—45%. При загрузке образцов до заданного уровня напряжения в режиме определения стандартного сопротивления грунта сдвигу это расхождение минимальное, а при их загрузке 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.

Следовательно, при испытании образцов-близнецов под действием постоянных касательных напряжений получают завышенные значения деформаций сдвига. Это подтверждается не только испытанием грунтов на сдвиг, но и на одномерное уплотнение (см. гл. 6, §§ 3 и 6). Очевидно, что этой погрешности лабораторного эксперимента можно избежать в значительной степени при определении параметров ползучести методом одной (см. гл. 6, § 6 и гл. 10, § 5), двух (см. гл. 6, § 6) и трех кривых (см. § 4).

В правой части рис. 121 приведены результаты описания процесса ползучести при ступенчатом росте касательного напряжения по теориям старения (штрихпунктир), упрочнения (кривая с треугольниками) и наследственной ползучести (кривая с крестиками). Расхождение между экспериментальными и теоретическими кривыми (наименьшее — 21%; наибольшее — 33%) обусловлено отмеченным выше расположением экспериментальных кривых, определенных при различных режимах испытания образцов-близнецов.

При определении параметров и построении кривых ползучести для различных уровней касательного напряжения $\tau/\tau_{f,st}$ по методу одной кривой (см. рис. 120) качество описания рассматриваемого процесса значительно улучшается. В этом случае расхождение между экспериментальной кривой и кривыми, построенными по трем различным теориям ползучести (обозначения прежние), находится в пределах ± 10 —15%.

Как видно на рис. 120 и 121, хуже всего экспериментальная кривая описывается теорией старения. Описание этого процесса теориями упрочнения и наследственной ползучести приводит к практически одинаковым результатам.

ВЛИЯНИЕ НАЧАЛЬНОГО СОСТОЯНИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ НА ПОЛЗУЧЕСТЬ ПРИ ПРОСТОМ СДВИГЕ

§ 1. ВВЕДЕНИЕ

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 глинистых грунтов на их одномерное уплотнение были подробно рассмотрены в гл. 5 и 6. В гл. 10, § 2 были изложены вопросы влияния состояния глинистых грунтов на их модули мгновенных деформаций при сдвиге, а здесь будут рассмотрены вопросы влияния этого фактора на их ползучие свойства.

Вопрос о влиянии нормальных сжимающих 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 уплотняющих давлений. Результаты этих исследований подробно освещены в литературе [7, 18, 24] (см. также гл. 9 и 12). Закономерности деформации формы (сдвига) грунтов в зависимости от изменяемости их начального состояния плотности — влажности под действием нормальных сжимающих напряжений, а также с учетом временных эффектов (ползучесть), до шестидесятих годов были исследованы очень слабо. Эти исследования в дальнейшем развивались интенсивно в двух направлениях. В одном из этих направлений рассматривались вопросы влияния объемных деформаций на деформации формы в условиях трехосного сжатия, а в другом — вопросы учета указанного фактора на сдвиговую ползучесть как в условиях простого, так и сложного напряженно-деформированного состояния.

1. Первой, опубликованной в 1940 г., была работа А. И. Боткина [34], посвященная исследованию диаграммы $\epsilon_1 - (\sigma_1 - \sigma_3)$ жирной глины и песка в условиях трехосного сжатия цилиндрических образцов при $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$, уплотненных под действием гидростатического сжатия. Он установил зависимость между октаэдрическими деформациями сдвига γ_{oct} и октаэдрическим напряжением σ_{oct} (2.154). Аналогичную зависимость

$$\gamma_{oct} = \gamma_{oct}(\tau_{oct}, \sigma_{oct}) \quad (11.1)$$

для пластического упрочнения металлов получил А. Надаи (1958 г.) при рассмотрении вопроса о деформации сдвига в связи с несовпадением кривых $\sigma - \epsilon$ при одноосном сжатии и растяжении из-за проявления внутреннего трения.

Изучая общие формы связи между компонентами тензоров напряжений и деформаций для равновесных процессов деформирования, И. И. Гольденблат [5] предложил выражение для зависимости σ_i (2.151) — ε_i (2.161) — σ_m (2.148) в виде

$$\varepsilon_i = \varepsilon_i(\sigma_i, \sigma_m). \quad (11.2)$$

Работами В. М. Малышева, Б. Н. Баршевского, В. М. Кирпатрика и др., выполненными в 1954—1957 гг., было установлено, а работами Б. Б. Брома и А. О. Касбарьяна, Т. Шибата и Д. Карубе и др. подтверждено влияние промежуточного главного нормального напряжения σ_2 на прочностные и деформационные свойства грунтов. С. С. Бабицкая, наоборот, установила, что влияние σ_2 на отмеченные свойства глинистых грунтов находится в пределах опытных данных и не имеют практического значения.

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. экспериментально показал, что при трехосном сжатии лесового грунта соотношение $\varepsilon_i - \sigma_i$ существенно зависит от показателя прочности $\Pi_1 = \sigma_1 - \sigma_3 / \sigma_1 + \sigma_3 + 2\sigma_2 = \sin \theta$ и наименьшего нормального напряжения ε_3 [24]. Соотношение $\varepsilon_i = \varepsilon_i(\sigma_i)$ с учетом Π_1 и σ_3 им было записано в следующем виде: $\varepsilon_i = \varepsilon_i(\sigma_i, \Pi_1, \sigma_3)$.

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 $\Pi_1 = \sin \theta$ (θ — угол наибольшего отклонения) [24] к предельному его значению $\sin \theta_{\text{lim}} = \sin \varphi$:

$$\Pi_1^* = \frac{\Pi_1}{|\Pi_1|_{\text{lim}}} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2\sigma_2} \cdot \frac{1}{\sin \varphi}. \quad (11.3)$$

Чтобы обобщить результаты своих исследований и учесть влияние σ_2 , Г. М. Ломизе (1968 г.) воспользовался известным уравнением прочности глинистых грунтов А. И. Боткина

$$\tau_{oct} = m(H_{oct} + \sigma_{oct}) = c_{oct} + \sigma_{oct} \operatorname{tg} \varphi_{oct} \quad (11.4)$$

и, по аналогии с (11.3), получил следующую безразмерную величину

$$\Pi_2^* = \frac{\Pi_2}{|\Pi_2|_{\text{lim}}} = \frac{\tau_{oct} | (H_{oct} + \sigma_{oct}) |_{\text{lim}}}{(H_{oct} + \sigma_{oct}) |\tau_{oct}|_{\text{lim}}}, \quad (11.5)$$

где $\Pi_2 = m$.

Г. М. Ломизе и Магер Исаак (1965 г.) экспериментально показали, что безразмерные числа Π_1^* и Π_2^* хорошо обобщают результаты испытания песков в условиях сложного напряженно-деформированного состояния, представленных кривыми γ_{oct} (2.162) — τ_{oct}

(2.152) для различных значений σ_{oct} в виде однозначных зависимостей (едиными кривыми) $\gamma - \Pi_1^*$ и $\gamma_{oct} - \Pi_2$.

Закономерности деформирования лессового грунта с использованием инварианта Π_2^* и двух безразмерных показателей объема и формы исследованы Г. М. Ломизе и И. Н. Иващенко в 1965 г. Они показали, что для некоторых глинистых грунтов Π_2^* не всегда однозначно связан с величинами интенсивности деформаций сдвига γ_i (2.160). Поэтому они предложили сложное напряженно-деформированное состояние глинистых грунтов выразить в виде относительных инвариантов (уровней) напряжений Π_3^* и деформаций γ_i^* :

$$\Pi_3^* = \frac{\tau_i}{|\tau_i|_{lim}}; \quad \gamma_i^* = \frac{\gamma_i}{|\gamma_i|_{lim}} \quad (11.6)$$

и подвергали экспериментальной проверке соотношение

$$\gamma_i^* = \gamma_i^*(\Pi_3^*), \quad (11.7)$$

где τ_i — интенсивность касательных напряжений (2.150).

Выражения (11.6) предложены с целью получения однозначно 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 (11.7) 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.

Г. М. Ломизе и И. Н. Иващенко (1968 г.) исследовали закономерности деформирования лессового грунта с использованием инварианта Π_2^* и двух безразмерных показателей деформации объема $I_1^* = I_1^D / (I_1^D)_{lim}$ и формы $I_2^* = I_2 / I_{2,lim}$ при $\nu_\sigma = -1$. Они установили однозначность инвариантных зависимостей как для водонасыщенного, так и неводонасыщенного глинистых грунтов.

Чтобы учесть влияние σ_1 , σ_2 и σ_3 на закономерности деформирования грунтов, Г. М. Ломизе и А. Л. Крыжановский (1968 г.) провели исследования песчаных грунтов на приборе трехосного сжатия, позволяющего управлять всеми тремя главными нормальными напряжениями. В основу интерпретации опытных данных были положены условия зависимости деформации формы γ_i (2.160) от трех независимых инвариантов напряженного состояния [24] — интенсивности касательного напряжения (2.150), первого $I_1(T_\sigma)$ и третьего $I_3(T_\sigma)$ инвариантов тензора напряжений (см. гл. 2, § 4). В соответствии с этим основная инвариантная функция (число прочности) Π была представлена в следующем виде:

$$\Pi = \Pi [I_1 (T_\sigma), \tau_i, I_3 (T_\sigma)] \quad (11.8)$$

и предложена теория прочности, обобщающая теорию А. И. Боткина.

В дальнейшем Г. М. Ломизе и А. Л. Крыжановский (1969—1970 гг.) предложили в качестве третьего инварианта напряженно-го состояния, в дополнение к ранее введенным двум инвариантам τ_i и $I_1(T_\sigma)$, принять параметр Лоде ν_σ (2.165):

$$\gamma_i = \gamma_i [I_1 (T_\sigma), \tau_i, \nu_\sigma] \quad (11.9)$$

и показали существенное влияние σ_z и необходимость его учета при исследовании деформативных и прочностных свойств песчаных и глинистых грунтов.

К. Г. Роско и Г. Б. Пурасашб (1963 г.), И. Т. Лемб (1964 г.) и др. показали влияние траектории нагружения на деформируемость грунтов. И. Н. Иващенко (1968 г.) исследовал влияние инвариантов напряжений на деформируемость глинистых грунтов в условиях сложного напряженно-деформируемого состояния при $\nu_\sigma = -1$. Он установил значительное влияние траектории нагружения на сдвиговые деформации и показал, что обобщенное соотношение (11.7) для выражения напряженно-деформированного состояния грунтовой среды не зависит от траектории нагружения.

Практически во всех работах Г. М. Ломизе и его учеников уравнения, связывающие между собой напряжения и деформации, представлены в неявном виде. А. Л. Крыжановский (1968 г.) получил уравнения, связывающие компоненты напряжений и деформаций грунта при пространственном напряженном состоянии для простого ($\nu_\sigma = \text{const}$) и сложного ($\nu_\sigma \neq \text{const}$) нагружения. Он получил выражения для компонент деформаций в общем виде, которые справедливы для простого нагружения и в первом приближении — для нагружений, близких к простым.

2. Первой, наиболее значительной работой, выполненной в области исследования ползучести глинистых грунтов при непосредственном определении из опыта деформаций сдвига с учетом изменяемости их состояния под действием уплотняющих давлений, явилась работа Н. Н. Маслова [18, 19]. Он на основании предложенного им же условия пластичности (течения) (9.15) глинистых грунтов при сдвиге получил соотношение (11.10) в виде уравнения Шведова — Бингама (7.3):

$$\tau - (\sigma_z \operatorname{tg} \varphi_w + c_c) = \tau - \tau_{yp} (\sigma_z) = \eta_v \nu_{\nu_v}, \quad (11.10)$$

позволяющее учесть влияние нормального напряжения σ_z на предел текучести τ_{yp} .

А. С. Строганов и С. Е. Гречищев в 1961 г. [20] уравнение (11.10) обобщили на случай сложного напряженно-деформированного состояния немерзлых и мерзлых грунтов и соответственно получили следующие соотношения:

$$\tau_i - (\sigma_m + H) \operatorname{tg} \varphi = \eta_v \nu_v, \quad (11.11)$$

$$\tau_i - (\operatorname{tg} \varphi \sigma_m + c) = \eta_v^n v_v^n, \quad (11.12)$$

где τ_i — интенсивность касательных напряжений; $H = c/\operatorname{tg} \varphi$ — связность; $\operatorname{tg} \varphi$ — постоянная Боткина; η — коэффициент вязкости; n — параметр.

Общим недостатком выражений (11.10) — (11.13) 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 .

Исходя из положений теории наследственной ползучести стареющих материалов (см. гл. 2, § 3) автор книги в 1960 г. экспериментально исследовал сдвиговую ползучесть глинистого грунта с учетом влияния уплотняющего давления σ_z . В дальнейшем он совместно с Р. Г. Бадаляном [33] провел обширные исследования ползучести глинистых грунтов при простом сдвиге на приборах кручения сплошных образцов М-5 при широком диапазоне изменения уплотняющих давлений (до 2,0 МПа), которые подтвердили справедливость полученных ранее результатов. Для аппроксимации результатов испытания на ползучесть кольцевых образцов автор книги в 1964 г. [20] воспользовался безразмерной величиной уровня крутящего момента (касательного напряжения τ/τ_f), которая в дальнейшем была применена для получения обобщенного уравнения сдвигающей ползучести глинистых грунтов, позволяющего учесть изменение их состояния под действием σ_z и многих других факторов [33].

Для получения инвариантных зависимостей между деформациями сдвига и касательными напряжениями относительно нормального напряжения Г. И. Тер-Степанян в 1961 г. предложил воспользоваться коэффициентом мобилизованного сопротивления сдвигу

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{\tau}{H + \sigma} = \frac{\tau}{\sigma + c/\operatorname{tg} \varphi} = f(\tau/\sigma), \quad (11.13)$$

равному в предельном состоянии коэффициенту трения $\operatorname{tg} \theta_{\text{lim}} = \operatorname{tg} \varphi$.

Разделив обе части уравнения Шведова—Бингама (7.3) на $H + \sigma$ и учитывая (11.13), он получил соотношение

$$\operatorname{tg} \theta = \operatorname{tg} \theta_{yp} + \frac{\dot{\gamma}}{\lambda}, \quad (11.14)$$

связывающее между собой касательное напряжение, скорость деформации сдвига и нормальное напряжение, где

$$\lambda = \frac{H + \sigma}{\eta}; \quad \operatorname{tg} \theta_{yp} = \frac{\tau_{yp}}{H + \sigma}. \quad (11.15)$$

В деле теоретического исследования деформаций формоизменения мерзлых и немерзлых глинистых грунтов при сложном напряженно-деформированном состоянии, неодинаково сопротивляющихся сжатию и растяжению, большую и плодотворную работу провели С. С. Вялов и Ю. К. Зарецкий.

Исходя из положений феноменологической теории ползучести, С. С. Вялов в 1962—1978 гг. получил соотношения, связывающие

между собой интенсивности напряжений, деформаций, среднее давление и время как для постоянных, так и для переменных напряжений в формах записи теорий старения и наследственной ползучести. На основании работ, выполненных С. С. Вяловым, Н. К. Пекарской и Р. В. Максимаком в области структурной механики грунтов, Ю. К. Зарецкий в 1970 г. предложил соотношение для скорости деформирования, отражающее поведение грунта как в области затухающей, так и незатухающей ползучести с учетом изменения его прочностных свойств, которое было теоретически обосновано автором совместно с С. С. Вяловым (1970 г.). С. С. Вялов разработал кинетическую теорию ползучести и прочности грунтов, получил соотношение скорости деформирования для простого и сложного напряженно-деформированного состояний, из которого можно (при определенных допущениях) получить уравнение Ю. К. Зарецкого. Проведена экспериментальная проверка применимости полученных соотношений по опытам С. Э. Городецкого и С. Р. Месчяна [8,33].

Г. А. Гениев на основании реологической модели идеального упругопластического тела и условия несжимаемости песчаного грунта в 1965 г. получил соотношение, связывающее между собой интенсивности касательных напряжений, деформаций сдвига и среднее нормальное напряжение

$$\gamma_i = \frac{1}{G_0} (\tau_i - f \sigma_m), \quad (11.16)$$

а совместно с И. Л. Должниковым из модели Кельвина — Фохта (усложненной элементом трения) — уравнение вида (2.44):

$$\tau_i = (1 - \lambda) = G_0 \gamma_i + \eta \frac{d \gamma_i}{dt}, \quad (11.17)$$

которое для случая мгновенного приложения нагрузки записывается в следующем виде:

$$\gamma_i = \frac{1 - \lambda}{G_0} \tau_i \left[1 - \exp \left(- \frac{G_0}{\eta} t \right) \right], \quad (11.18)$$

где $\lambda = \sigma_m / (\tau_i f)$; f — коэффициент, аналогичный коэффициенту трения; η — коэффициент вязкости; G_0 — модуль сдвига упругого элемента.

Для описания допредельного поведения грунта при сдвиге с учетом влияния σ_m В. А. Иоселевич в 1967 г. предложил теорию пластичности деформационного типа в виде выражения, аналогичного закону Гука:

$$\epsilon_{ij} = \frac{1}{E} [(1 + \mu) \sigma_{ij} - 3 \mu \sigma_m \delta_{ij}], \quad (11.19)$$

где ϵ_{ij} и σ_i — компоненты тензоров деформаций и напряжений; σ_{ij} — единичный тензор Кронекера; $\sigma_m = 1/3 \sigma_{ij} \delta_{ij}$.

Нелинейный характер допредельного поведения грунта отражают следующие функции:

$$\left. \begin{aligned} E(\sigma_m, D) &= \frac{\sqrt{3} F(\sigma_m) D \theta}{e_i}; \\ \mu(\sigma_m, D) &= \frac{1}{2} - \frac{\sqrt{3} F(\sigma_m) D \theta}{6 \sigma_m e_i}, \end{aligned} \right\} \quad (11.20)$$

где $F(\sigma_m) = a\sigma_m + b$ — условие прочности Мизеса — Шлейхера — Боткина; $e_i = \varepsilon_i + \sqrt{3} I_2(D_\sigma) \cdot \theta / (9 \sigma_m)$; $I_2(D_\sigma)$ — второй инвариант девиатора напряжений; $\theta = J_1(T_\sigma^0)$ — деформация объема; D — девиаторный параметр, характеризующий степень достижения предельного равновесия по Г. М. Ломизе:

$$D = \frac{\sqrt{I_2(D_\sigma)}}{F(\sigma_m)} = \frac{\sqrt{I_2(D_\sigma)}}{a \sigma_m + b}. \quad (11.21)$$

А. Л. Гольдин в 1969 г. обобщил модель Каудерера и получил соотношение, позволяющее учесть влияние первого инварианта тензора напряжений $I_1(T_\sigma)$ на нелинейную зависимость между интенсивностями напряжений, деформаций и временем для глинистых грунтов в форме уравнений теории наследственной ползучести. Для этого автор ввел понятие меры ползучести чистого сдвига, зависящего от $I_1(T_\sigma)$. Полученные соотношения проверены при испытании полых цилиндрических образцов на кручение в условиях сложного напряженно-деформированного состояния на приборе собственной конструкции.

§ 2. ВЛИЯНИЕ НАЧАЛЬНОГО СОСТОЯНИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ НА ИХ ДЕФОРМАЦИЮ ПОЛЗУЧЕСТИ ПРИ ПРОСТОМ СДВИГЕ

Для исследования закономерностей ползучести глинистых грунтов при простом сдвиге с учетом изменяемости их состояния как и при одномерном уплотнении (см. гл. 6, § 5), так и при определении изменяемости модуля мгновенной деформации сдвига G_0 (см. гл. 10, § 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 испытания серий образцов-близнецов представляют в виде нескольких семейств кривых ползучести, соответствующих различным состояниям грунта [20].

Здесь, как и ранее, за интегральный показатель состояния грунта принимаются уплотняющее давление σ_z и длительность его действия [20, 22]. Как справедливо писал В. А. Флорин [35], состояние и сопротивление грунта сдвигу (и ползучесть) при монотонном возрастании уплотняющей нагрузки однозначно определяются ее величиной.

Приведем для примера результаты (рис. 122) испытания трех серий образцов-близнецов глины 4—57 (см. табл. 16) нарушенного сложения на приборах одноплоскостного среза, впервые полученные в рассматриваемой области автором книги [20].

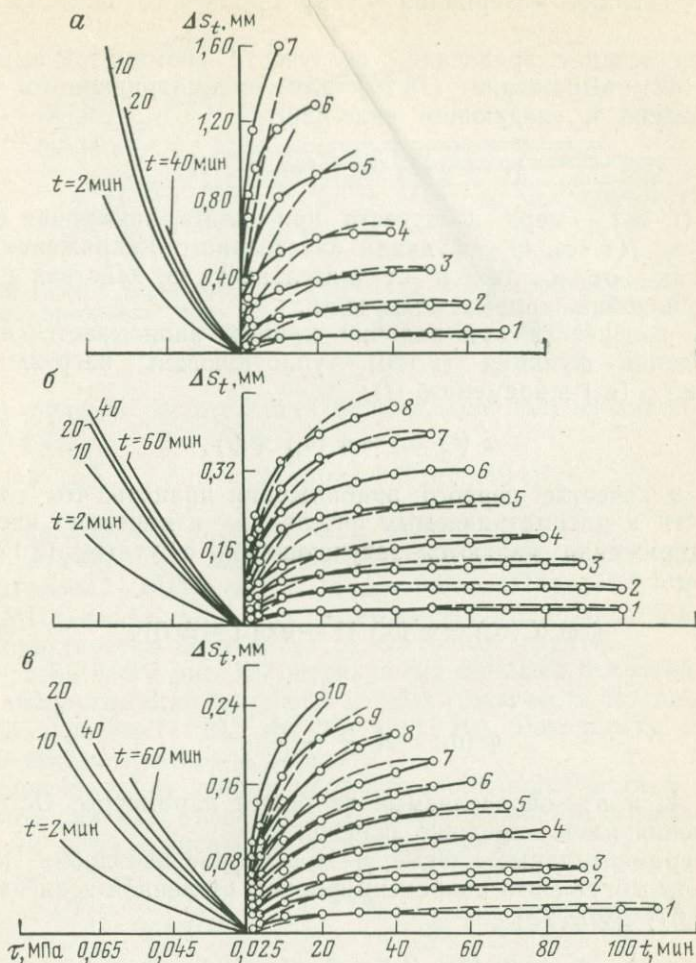


Рис. 122. Семейства кривых ползучести одноплоскостного сдвига и кривые зависимости $\Delta S_t - t$ для различных моментов времени t , определенные в трех различных состояниях глины 4—57:

$a - \sigma_z = 0,1$ МПа; $b - \sigma_z = 0,2$ МПа; $v - \sigma_z = 0,4$ 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

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.

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

чести стареющих материалов — упруго-ползучего тела (см. гл 2, § 3).

По аналогии с уравнением ползучести упомянутой выше теории (2.132) выражение (10.26) для рассматриваемого случая представлено в следующем виде [20]:

$$\gamma_t = \omega(t, \sigma_z) f(\tau, \sigma_z, t), \quad (11.22)$$

где $\omega(t, \sigma_z)$ — мера ползучести при сдвиге, зависящая от величины σ_z ; $f(\tau, \sigma_z, t)$ — функция касательного напряжения, зависящая как от σ_z , так и от длительности ее действия t вследствие неподобия кривых ползучести.

Мера ползучести при подобии кривых записывается в виде произведения функций (2.120) — уплотняющей нагрузки или состояния $\varphi(\sigma_z)$ и времени $\psi(t)$:

$$\omega(t, \sigma_z) = \varphi(\sigma_z) \psi(t), \quad (11.23)$$

а если в качестве первого приближения принять, что кривые ползучести в рассматриваемых интервалах изменения касательного напряжения являются затухающими, с учетом (2.121) будем иметь:

$$\omega(t, \sigma_z) = \varphi(\sigma_z) [1 - \exp(-\Delta t)], \quad (11.24)$$

где

$$\varphi(\sigma_z) = A_1 + \frac{A_2}{\sigma_z^n + A_3}, \quad (11.25)$$

A_1, A_2, A_3 и n — 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 (2.57) [20, 22]

$$\gamma_t = \alpha_1(\sigma_z, t) \tau + \beta_1(\sigma_z, t) \tau^n(\sigma_z), \quad (11.26)$$

а в случае подобия кривых ползучести

$$\gamma_t = \alpha_1(\sigma_z) \tau + \beta_1(\sigma_z) \tau^n(\sigma_z). \quad (11.27)$$

Тогда из (11.27) для функции касательного напряжения получим выражение

$$f(\tau) = \alpha(\sigma_z) \tau + \beta(\sigma_z) \tau^n(\sigma_z), \quad (11.28)$$

которое должно удовлетворять условию $f(\tau=1) = 1$.

На рис. 123 сплошными линиями показано семейство кривых, определенное при $\tau = 0,005$ МПа в трех различных состояниях грунта при $\sigma_z = 0,1; 0,2$ и $0,4$ МПа. Это семейство, которое принято за семейство кривых мер ползучести, аппроксимировано соотношениями (11.24) и (11.25) при: $A_1 = 0,0195; A_2 = 0,0824; A_3 = 0,022, \Delta = 0,091$ и $n = 2$.

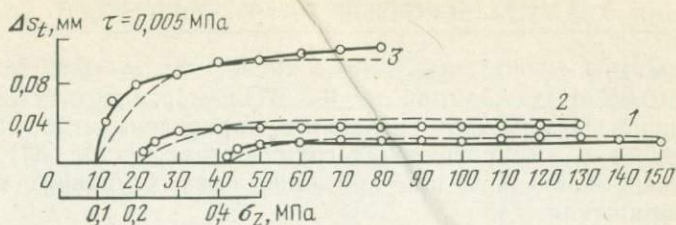


Рис. 123. Кривые меры ползучести ($\tau=0,005$ МПа), определенные в трех различных состояниях глины 4—57 и их аппроксимация (штриховые линии):
 1 — $\sigma_z=0,4$ МПа; 2 — $\sigma_z=0,2$ МПа; 3 — $\sigma_z=0,1$ МПа

Для функции касательного напряжения получено соотношение вида (11.28)

$$f(\tau) = 20(10\tau) + \beta(\sigma_z)(10\tau)^3, \quad (11.29)$$

где τ — касательное напряжение в МПа.

Соотношение (11.29) удовлетворяет условию $f(\tau=0,005)=1$ при $\beta(\sigma_z=0,1 \text{ МПа})=375$; $\beta(\sigma_z=0,2 \text{ МПа})=74,5$ и $\beta(\sigma_z=0,4 \text{ МПа})=14,8$. Опытами установлено, что показатель степени $n=3$ практически не зависит от состояния грунта.

В правой части рис. 122 штриховыми линиями показаны результаты аппроксимации семейств кривых ползучести по выражению (11.22) с учетом (11.24), (11.25) и (11.29). Результаты аппроксимации вполне удовлетворительны.

Уравнение (7.8) теории наследственной ползучести в рассматриваемом случае в отличие от (11.22), записанного в форме теории старения (7.5), принимает следующий вид:

$$\gamma(t) = \frac{\tau(t)}{G_0[\sigma_z(t)]} - \int_{\vartheta_0}^t \tau(\vartheta) \frac{\partial}{\partial \vartheta} \left\{ \frac{1}{G_0[\sigma_z(\vartheta)]} \right\} d\vartheta - \\ - \int_{\vartheta_0}^t f[\tau(\vartheta), \sigma_z(\vartheta)] \frac{\partial \omega[t-\vartheta, \sigma_z(\vartheta)]}{\partial \vartheta} d\vartheta. \quad (11.30)$$

Для получения не только качественных, но и количественных данных о влиянии начального состояния глинистых грунтов на их ползучесть при сдвиге выполнен большой объем исследований различных глинистых грунтов [22, 23] по изложенной выше методике 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. гл. 10, § 5) природного сложения на приборах кручения сплошных образцов М-5. Каждая серия образцов близнецов вырезана из одного монолита размерами $30 \times 30 \times 30$ см и подвергнута предварительному обжатию и водонасыщению. Предварительно уплотняющая нагрузка четырех серий образцов-близнецов

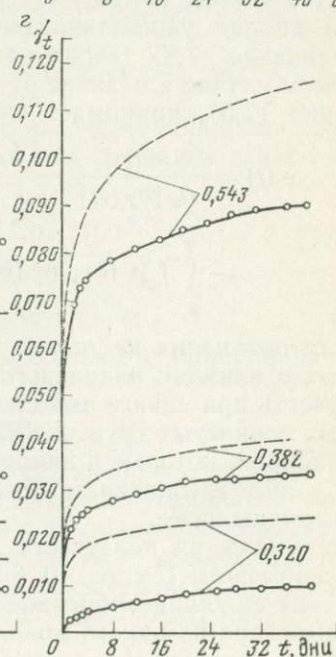
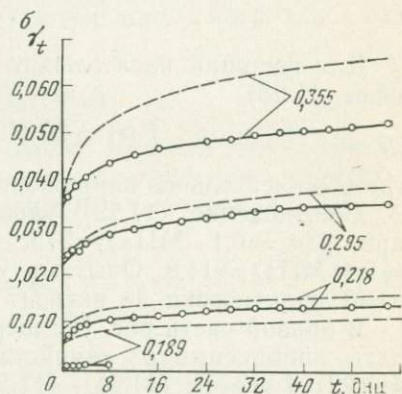
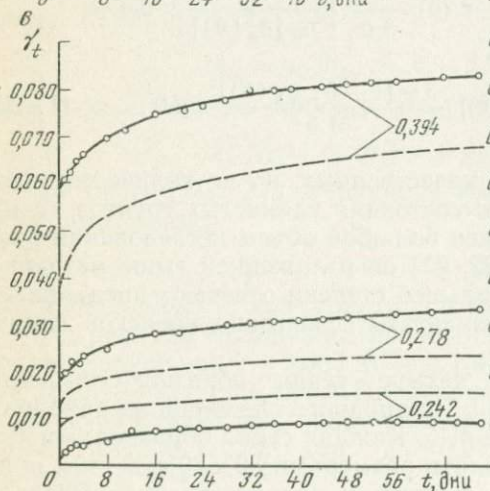
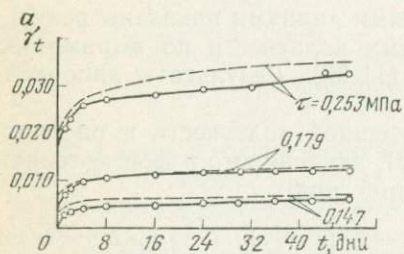
была соответственно доведена до $\sigma_z=0,32; 0,55; 0,8$ и $1,2$ МПа ступенями $0,05$ МПа. Длительность предварительного уплотнения 41 день.

Испытаны 52 образца, в том числе; при $\sigma_z=0,32$ МПа — 12; при $\sigma_z=0,05$ МПа — 14; при $\sigma_z=0,8$ МПа — 16; при $\sigma_z=1,2$ МПа — 10 образцов. При каждом значении σ_z определены мгновенное $\tau_{f,0}$ и стандартное $\tau_{f,st}$ сопротивления грунта сдвигу (табл. 34). Кривые ползучести определены при примерно равных уровнях касательного напряжения.

Семейства экспериментальных кривых, которые на рис. 124 показаны сплошными линиями, аппроксимированы по выражению (11.22), кривые $\gamma_t - \tau$ для всех значений σ_z — степенной функцией

Рис. 124. Семейства экспериментальных кривых простого сдвига четырех состояний киевской глины природного сложения и их аппроксимация (штриховые линии):

$a - \sigma_z = 0,32$ МПа; $b - \sigma_z = 0,55$ МПа;
 $в - \sigma_z = 0,8$ МПа; $г - \sigma_z = 1,2$ МПа



Результаты определения сопротивления сдвигу

σ_z , МПа	τ_f, θ , МПа	τ_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	—

вида (10.22), а для функции касательного напряжения использовано соотношение вида (10.23) (табл. 35). По результатам определения функций касательных напряжений и аппроксимации экспериментальных кривых ползучести получены выражения меры ползучести вида (7.15). Параметры A и m выражения (7.15) также приведены в табл.35.

Таблица 35

Параметры 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	2,931	0,000985	0,126
1,20	0,000611	2,931	0,000432	0,116
Средние значения	—	2,931	—	0,116

Судя по данным табл. 35, функция касательного напряжения практически не зависит от σ_z ($n=2,391$), что согласуется с полученным ранее результатом. В то же время ползучие свойства грунта обусловлены состоянием грунта — величиной σ_z . Поэтому для определения деформаций ползучести простого сдвига вместо (7.5) следует использовать выражение (11.22). Если учесть (10.23) и (7.15), выражение (11.22) запишется в следующем виде:

$$\gamma_t = \omega(t, \sigma_z) f(\tau, \sigma_z) = A(\sigma_z) t^m(\sigma_z) \tau^n, \quad (11.31)$$

где $A(\sigma_z)$ — функция, характеризующая изменяемость меры ползучести грунта при единичном времени ($t=1$) действия касательного напряжения $\tau=1$ в зависимости от σ_z .

Для определения выражения $\omega(t, \sigma_z)$ вида (7.15) построено семейство экспериментальных кривых мер ползучести, определенных при различных σ_z (рис. 125). В левой части рис. 125 показана кривая изменяемости параметра A выражения (7.15) в зависимости от σ_z .

Таким образом, для получения выражения меры ползучести $\omega(t, \sigma_z)$ следует из опыта определить как функцию $A(\sigma_z)$, так и

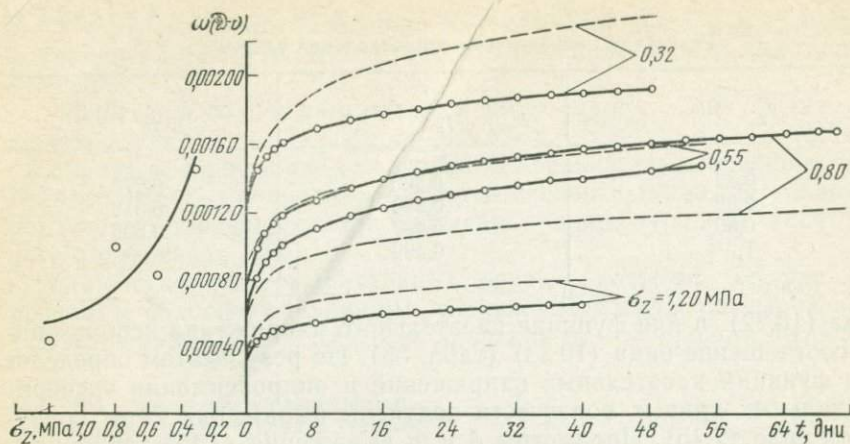


Рис. 125. Семейство кривых мер ползучести простого сдвига $\omega(t-\theta)$ киевской глины 32—72, построенное по данным испытания образцов в четырех ее состояниях, их аппроксимация (штриховые линии) и зависимость $\omega(t-\theta) - \sigma_z$

функцию изменяемости показателя m в зависимости от σ_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 . Поскольку изменяемость m при переходе грунта от одного состояния в другое меньше его изменяемости в пределах одного состояния, то и при совместной аппроксимации нескольких семейств кривых ползучести можно m принимать постоянной величиной. В рассматриваемом примере $m_m = 0,116$ (см. табл. 35).

Тогда, если $A(\sigma_z)$ представить в виде (11.25),

$$A(\sigma_z) = 0,000001 + \frac{0,00718}{10\sigma + 1,874}, \quad (11.32)$$

выражение меры ползучести примет следующий вид:

$$\omega(t, \sigma_z) = \left(0,000001 + \frac{0,00718}{10\sigma + 1,874}\right) t^{0,116}. \quad (11.33)$$

Кривые мер ползучести, построенные по выражению (11.33), в правой части рис. 125 показаны штриховыми линиями.

Выражение (11.31) деформации ползучести простого сдвига киевской глины с учетом выражения функции напряжения и меры ползучести (11.33) запишется в следующем окончательном виде:

$$\gamma_t = \left(0,000001 + \frac{0,00718}{10\sigma + 1,874}\right) t^{0,116} \tau^{2,931}. \quad (11.34)$$

Результаты аппроксимаций всех четырех семейств экспериментальных кривых ползучести по выражению (11.34), которые на рис. 124 показаны штриховыми линиями, являются вполне удовлет-

ворительными. 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 кривых ползучести можно добиться при представлении зависимостей $\gamma_i - \tau$ в виде билинейных диаграмм (см. гл. 10, § 5).

В целях исследования влияния среднего нормального напряжения σ_m на зависимость интенсивности касательных напряжений τ_i — интенсивность деформации сдвига γ_i С. С. Вялов [4] обобщил на случай сложного напряженно-деформированного состояния мерзлых грунтов графики семейств кривых ползучести простого сдвига (см. рис. 122). Для составления уравнения ползучести С. С. Вяловым использовано построение кривых $\tau_i - \gamma_i$ (рис. 126) для различных значений σ_m , построенных на основании семейств кривых ползучести образцов предварительно обжатых различными σ_m , и полученных из его трансформации семейства кривых $\tau_i - \sigma_m$ и $\gamma_i - \sigma_m$ для различных γ_i и τ_i соответственно.

Например, при нелинейной зависимости $\gamma_i - \tau_i$ функция $\tau_i = \tau_i(\gamma_i, \sigma_m)$ представлена в следующем виде:

$$\tau_i = \varphi_1(\gamma_i) + \varphi_2(\gamma_i, \sigma_m), \quad (11.35)$$

где первый член правой части характеризует напряжение при чистом сдвиге, а второй член — его изменяемость за счет влияния σ_m .

При учете фактора времени t соотношение (11.35) записывается следующим образом:

$$\tau_i = \varphi_1(\gamma_i, t) + \varphi_2(\gamma_i, \sigma_m, t), \quad (11.36)$$

а когда кривые деформирования $\gamma_i - \tau_i$ оказываются подобными,

$$\tau_i = \varphi_1(\gamma_i) F_1(t) + \varphi_2(\gamma_i) \bar{\Omega}(\sigma_m) F_2(t), \quad (11.37)$$

где $\varphi_1(\gamma_i)$ — характеризует зависимость $\tau_i - \gamma_i$ при чистом сдвиге (см. рис. 126); кривая $\sigma_m = 0$; $\varphi_2(\gamma_i)$ — аналогичная мера ползучести.

Функцию $\varphi_2(\gamma_i)$ определяют аппроксимацией кривой единично-

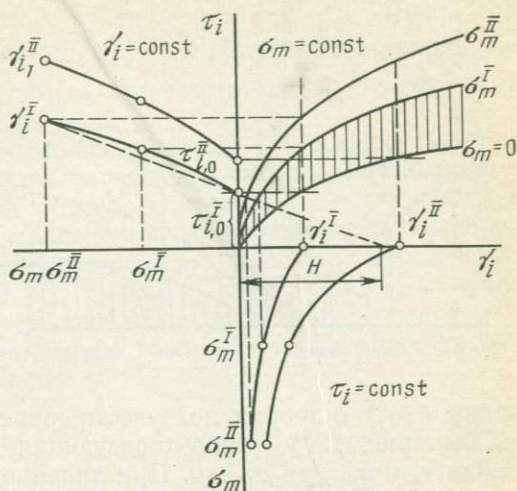


Рис. 126. Кривые $\gamma_i - \tau_i$, $\tau_i - \sigma_m$ и $\gamma_i - \sigma_m$ для различных значений $\sigma_m = \text{const}$, $\gamma_i = \text{const}$ и $\tau_i = \text{const}$ соответственно (по С. С. Вялову)

го, избыточного над напряжением чистого сдвига $\sigma_m = 0$, напряжения $\Delta\sigma_m = 1$ (рис. 127), т. е. кривой, построенной по разности ординат кривых $\tau_i - \gamma_i$ чистого сдвига $\sigma_m = 0$ и $\sigma_m = 1$ (см. рис. 126, заштрихованная фигура); $\bar{\Omega}$ — функция, аналогичная функции напря-

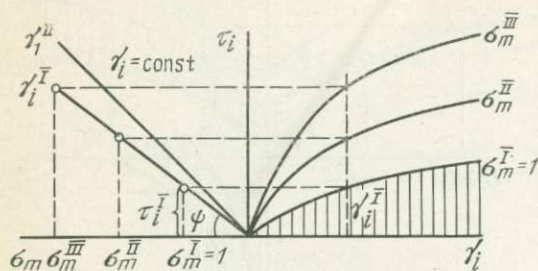


Рис. 127. Кривые $\gamma_i - \tau_i$ и $\tau_i - \sigma_m$ для средних нормальных напряжений $\sigma_m > \sigma_m = 0$

жения $F(\sigma_1)$ в теории ползучести, определяемая по графику $\tau_i - \sigma_m$ (см. рис. 127), характеризующая нелинейную зависимость между τ_i и σ_m при $\sigma_m > 0$. При линейной зависимости $\tau_i - \sigma_m$ (см. рис. 127) $\tau_i = \sigma_m \operatorname{tg} \psi$ и $\bar{\Omega}(\sigma_m) = \sigma_m$.

В частном случае, когда $\varphi_1(\gamma_i) = \varphi_2(\gamma_i)$ и $F_1(t) = F_2(t) = F(t)$, из (11.37) следует:

$$\tau_i = \varphi(\gamma_i) \bar{\Omega}(\sigma_m) F(t), \quad (11.38)$$

где $\bar{\Omega}(\sigma_m) = 1 - \bar{\Omega}(\sigma_m)$. При $\sigma_m = 0$ $\bar{\Omega}(\sigma_m = 0) = 1$.

Если принимать, что семейство $\tau_i - \gamma_i$ состоит из взаимоподобных кривых, кривые $\tau_i - \sigma_m$ подчиняются линейному закону (см. рис. 127), а $\varphi_1(\gamma_i)$ и $\varphi_2(\gamma_i)$ хорошо аппроксимируются степенными функциями (см. рис. 126 и 127):

$$\left. \begin{aligned} \varphi_1(\gamma_i) &= A_0 \gamma_i^{m_1} = \tau_{i,0}(\sigma_m = 0, \gamma_i); \\ \varphi_2(\gamma_i) &= B_0 \gamma_i^{m_2} = \tau_{i,1}(\Delta\sigma_m = 1, \gamma_i) = 1 \cdot \operatorname{tg} \psi(\gamma_i), \end{aligned} \right\} \quad (11.39)$$

основное реологическое уравнение (11.37) с учетом $\bar{\Omega}(\sigma_m) = \sigma_m$ запишется в следующем виде:

$$\tau_i = A_0 \gamma_i^{m_1} F_1(t) + B_0 \gamma_i^{m_2} \sigma_m F_2(t). \quad (11.40)$$

Обозначив $F_1(t) = A(t)/A_0$ и $F_2(t) = B(t)/B_0$ из (11.40) следует:

$$\tau_i = A(t) \gamma_i^{m_1} + B(t) \sigma_m \gamma_i^{m_2}. \quad (11.41)$$

В общем случае, когда $m_1 \neq m_2$, (11.40) с учетом (11.39) можно представить следующим образом:

$$\tau_i = A(t) \gamma_i^{m_1} \left[1 - \frac{\sigma_m}{H(\gamma_i, t)} \right], \quad (11.42)$$

где

$$H(\gamma_i, t) = \frac{A(t) \gamma_i^{m_1}}{B(t) \gamma_i^{m_2}} = \frac{\tau_{i,0}(\sigma_m = 0, \gamma_i)}{1 \cdot \operatorname{tg} \psi(\gamma_i)}. \quad (11.43)$$

Полученное С. С. Вяловым (1962 г.) выражение (11.38) по существу не отличается от выражения (11.22), полученного ранее автором книги [[20] из эксперимента при условии подобия кривых ползучести. При неподобии кривых ползучести вместо (11.27) используются выражение (11.26) и соответствующая ему функция касательного напряжения вида (6.36).

Рассмотренные выше соотношения (11.22), (11.34), (11.35) — (11.38) могут быть успешно применены для определения деформации формоизменения грунтов при простом и сложном напряженно-деформированном состоянии вследствие достаточно медленного изменения напряжений в натуре. Для произвольного закона изменемости напряжений σ_m С. С. Вялов [4] вместо (11.35) получил уравнение зависимости $\tau_i - \gamma_i$ в виде интервального соотношения Больцмана — Вольтерра аналогично тому, как это делается в теории наследственной ползучести:

$$\tau_i = \varphi_1 [\gamma_i (\sigma_m)] - \int_0^{\sigma_m} S (\sigma_m - \xi) \varphi_2 [\gamma (\xi)] d\xi, \quad (11.44)$$

где $S (\sigma_m - \xi)$ — разностное ядро интегрального уравнения (11.44), равное скорости изменения напряжений σ_m при единичной деформации $\gamma_i = 1$.

Из совместного решения обобщенного уравнения пластичности (11.44) с уравнением релаксации напряжений теории наследственной ползучести С. С. Вяловым получено соотношение, позволяющее определять τ_i в любой момент времени t , вызванную изменяемостью во времени деформации γ_i и среднего нормального напряжения σ_m . Это соотношение достаточно полно учитывает влияющие на деформацию формоизменения грунтов основные факторы. Вместе с тем оно очень сложно как в смысле определения входящих в это соотношение функций и параметров, так и практического использования.

Экспериментами С. Э. Городецкого [8] установлена хорошая аппроксимация семейств кривых ползучести мерзлой пылеватой супеси ($T = -10^\circ\text{C}$) выражением вида (11.38). Это подтверждает и правильность рассмотренных выше результатов автора книги [20].

В заключение отметим, что, используя семейство кривых $\tau_i - \gamma_i$ и $\gamma_i - \sigma_m$ (см. рис. 126), по аналогичным рассуждениям можно получить соотношения и для $\gamma_i = \gamma_i (\tau_i, \sigma_m)$.

§ 3. ОБОБЩЕННОЕ УРАВНЕНИЕ ПОЛЗУЧЕСТИ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ПРИ ПРОСТОМ СДВИГЕ

Анализ данных, полученных при испытании глинистых грунтов на простой сдвиг (см. § 2), позволил автору книги обнаружить явление независимости сдвиговой ползучести глинистых грунтов от их состояния при одинаковых уровнях (по отношению к сопротивлению сдвига τ_f) касательного напряжения τ . Данные табл. 36 о параметрах A_0 и m_0 , полученных аппроксимацией кривых ползу-

части всех четырех состояний киевской глины (см. § 2) по выражению вида (7.15), подтверждают (за исключением взятых в скобках грубых ошибок) сказанное выше.

Таблица 36

Параметры ползучести кривых киевской глины

σ_z , МПа	$\frac{\tau}{\tau_{f,0}}$	$\left(\frac{\tau}{\tau_{f,0}}\right)_m$	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	(0,0008)		0,182	
0,80	0,55		0,242	0,0033		0,197	
1,20	0,53		0,320	0,0028		(0,357)	
0,32	0,58	0,66	0,179	(0,0087)	0,022	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)	0,046	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		0,543	0,065		0,092	

В целях дополнительной проверки изложенного и предложения упрощенного метода определения параметров ползучести глинистых грунтов при сдвиге с учетом изменчивости их состояния плотности — влажности автором книги совместно с Р. Г. Бадаляном [33] проведено специальное исследование слоистого новомихайловского суглинка из г. Тюмени. Данные о стандартном сопротивлении этого грунта сдвигу при различных ориентациях слоев, определенные испытанием образцов на приборах кручения М-5, приведены в табл. 37. Для сравнения определены также сопротивления сдвигу образцов нарушенного сложения при сохранении природной влажности и объемной массы под действием $\sigma_z = 0,5$ МПа.

Таблица 37

Данные о сопротивлении сдвигу новомихайловского суглинка

Ориентация слоев	Количество испытанных образцов	$M_{tor, st}$, 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 объемной массы. Опыты проведены при трех различных значениях $\sigma_z = 0,3; 0,5$ и $0,8$ МПа. В целях сравнения выполнено испытание

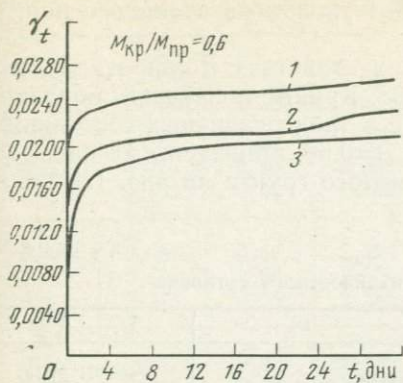


Рис. 128. Кривые ползучести образцов новомихайловской глины 4—74 природного сложения, определенные в трех различных состояниях грунта, но при одном и том же значении уровня крутящего момента $M_{тор}/M_{тор, \text{lim}} = 0,6$:
 1 — $\sigma_z = 0,3$; 2 — $\sigma_z = 0,5$; 3 — $\sigma_z = 0,8$ МПа

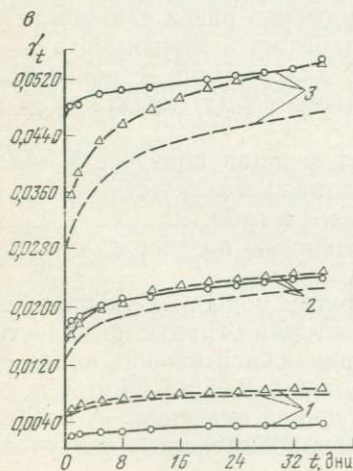
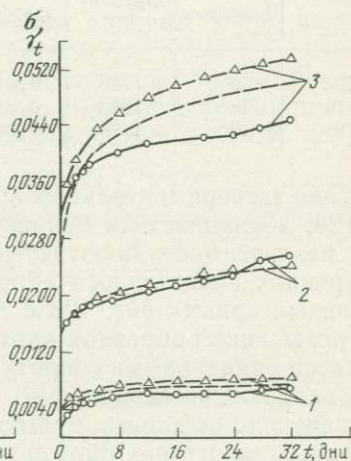
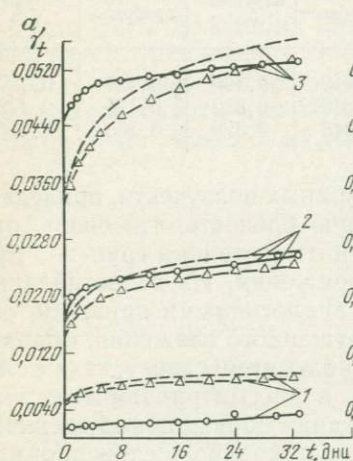


Рис. 129. Семейства кривых ползучести простого сдвига перемычатой новомихайловской глины, полученные испытанием образцов-близнецов при трех одинаковых уровнях касательного напряжения, после предварительного уплотнения под давлениями $\sigma_z = 0,3$ МПа (а); $\sigma_z = 0,5$ МПа (б) и $\sigma_z = 0,8$ МПа (в):
 1 — $\tau/\tau_{f, \text{st}} = 0,4$; 2 — $\tau/\tau_{f, \text{st}} = 0,66$ и 3 — $\tau/\tau_{f, \text{st}} = 0,93$

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. 38. Кривые 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. 128. Семейства кривых ползучести перемятого грунта на рис. 129 показаны сплошными линиями.

Таблица 38

Данные об образцах новомихайловского суглинка

σ_z , МПа	ρ_s , кг/м ³	ρ_0 , кг/м ³		ω_0		$\tau_{f, st}$, МПа	
		Сложение				$c=0,041$ МПа, $\varphi=15^\circ 30'$	
		природное	нарушенное	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

Сопоставление экспериментальных кривых ползучести, приведенных на рис. 128, показывает их большую близость, что еще раз подтверждает независимость ползучести от состояния грунта при одинаковых уровнях касательного напряжения. Из сопоставления экспериментальных кривых рис. 128 с аналогичными кривыми, определенными испытанием образцов нарушенного сложения, обладающих практически одинаковыми сопротивлениями сдвигу, также следует, что они совпадают. Следовательно, в рассматриваемом 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 $\dot{\gamma}_t - \tau$ хорошо аппроксимируется билинейной диаграммой, а показатель степени n функции касательного напряжения $f(\tau)$ 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. 129), проведены в табл. 39.

Приведенные в табл. 39 данные полностью подтверждают правильность сделанных выше выводов.

Из табл. 39 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 $\tau/\tau_{f,st}=0,4; 0,65$ 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

Параметры ползучести новомихайловского суглинка при сдвиге

σ_z , МПа	τ , МПа	$\frac{\tau}{\tau_f, st}$	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	0,083	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	

Способ учета неподобия кривых ползучести при их аппроксимации был рассмотрен выше (см. гл. 6, § 5).

В соответствии с изложенным выше обобщенное уравнение ползучести грунта при простом сдвиге для любого его состояния, можно будет записать в следующей форме (10.6) [20, 23]:

$$\gamma_t = \omega(t) f(\tau/\tau_f). \quad (11.45)$$

Соотношение (11.45) с учетом (9.2) записывается в виде

$$\gamma_t = \omega(t) f\left(\frac{\tau}{\sigma_z \operatorname{tg} \varphi + c}\right), \quad (11.46)$$

или с учетом (6.26)

$$\gamma_t = \omega(t) \left(\frac{\tau}{\sigma_z \operatorname{tg} \varphi + c}\right)^n. \quad (11.47)$$

Из (11.47) следует, что для определения деформации сдвига грунта во времени с учетом влияния σ_z достаточно иметь одно семейство экспериментальных кривых ползучести (см. рис. 111) и диаграмму сдвига. Из семейства кривых ползучести можно определить меру ползучести $\omega(t)$ и функцию уровня касательного напряжения $f(\tau/\tau_f)$, а из диаграммы сдвига — параметры сопротивления сдвигу φ и c .

По существующим понятиям [1, 22] мера ползучести $\omega(t)$ является деформацией ползучести при единичном напряжении $\tau=1$. В рассматриваемом случае, когда касательное напряжение заменено его уровнем, меру ползучести следует отнести к единичному уровню касательного напряжения $\tau/\tau_f=1$. В этом случае меру ползучести данного состояния грунта следует определить из соотношения вида (10.25)

$$\omega(t) = \frac{\gamma_t(\tau/\tau_f)}{f(\tau/\tau_f)} = \frac{\gamma_t(\tau/\tau_f)}{(\tau/\tau_f)^n}, \quad (11.48)$$

где $\gamma_t(\tau/\tau_f)$ — деформация ползучести при данном постоянном

уровне касательного напряжения ($\tau/\tau_f < 1$); $f(\tau/\tau_f)$ — функция уровня касательного напряжения при том же значении τ/τ_f .

Полученная по выражению (11.48) мера ползучести является фиктивной. Она вычисляется только для определения деформации ползучести при $\tau/\tau_f < 1$ 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. Например, в нашем примере этим значением может служить $\tau/\tau_{f,st} = 0,65$, в котором получена экспериментальная кривая ползучести. Тогда, очевидно, должно быть удовлетворено условие $f(\tau/\tau_{f,st} = 0,65) = 1$.

В целях доказательства правильности высказанных выше соображений и определения выражения (11.45) для новомихайловского суглинка по результатам аппроксимации только одного семейства экспериментальных кривых ползучести, определенного при $\sigma_z = 0,8$ МПа, получено выражение вида (11.45)

$$\gamma_t = 0,043224 \cdot t^{0,116} \cdot (\tau/\tau_{f,st})^{2,285} \quad (11.49)$$

При получении выражения (11.49) за меру ползучести принята экспериментальная кривая при $\tau/\tau_{f,st} = 0,65$.

Если использовать данные о параметрах сопротивления грунта сдвигу (см. табл. 38), выражение (11.49) примет следующий окончательный вид:

$$\gamma_t = 0,043224 \cdot t^{0,116} \left(\frac{\tau}{\sigma_z \operatorname{tg} 15^\circ 30' + 0,041} \right)^{2,285} \quad (11.50)$$

На рис. 129 линиями с треугольниками показаны кривые ползучести, построенные по выражению (11.50). Там же штриховыми линиями отмечены кривые, определенные по соотношению

$$\gamma_t = \omega(t, \sigma_z) f(\tau) = \left(0,00091 + \frac{0,6606}{(10 \sigma_z)^{2,5} + 10,05} \right) t^{0,117} \tau^{2,205}, \quad (11.51)$$

полученному на основании описания всех трех семейств кривых ползучести (см. рис. 129) по методу, подробно рассмотренному при определении параметров ползучести киевской глины (см. § 2).

Из сопоставления выражений (11.50) и (11.51) следует, что их сложность одного порядка, а результаты аппроксимаций семейств экспериментальных кривых ползучести (см. рис. 129) по этим выражениям мало отличаются друг от друга. Следовательно, соотношение (11.47) может быть успешно применено для определения деформации ползучести простого сдвига с учетом влияния σ_z и решения практических задач.

Простота и большое преимущество изложенного метода определения уравнения ползучести глинистых грунтов с учетом изменчивости их состояния — влияния σ_z по сравнению с рассмотренным в § 2 способом не оставляют никакого сомнения.

Определение параметров ползучести глинистых грунтов при простом сдвиге можно еще больше упростить, если применять методы одного, двух или трех кривых (см. гл. 10, § 5). Хорошей иллюстра-

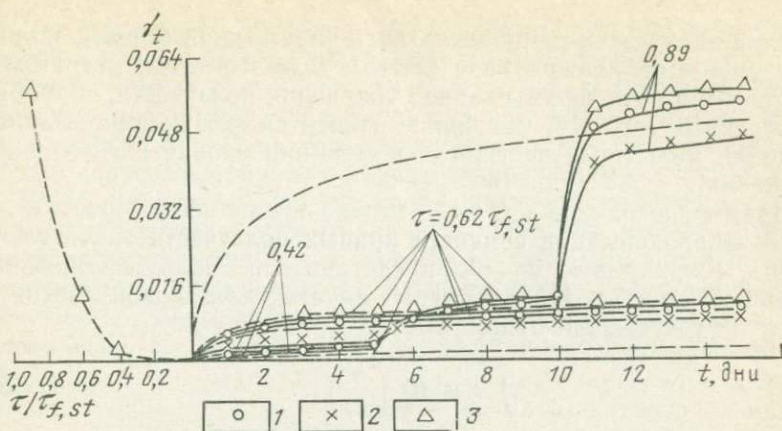


Рис. 130. Результаты испытания образцов-близнецов грунта 46—75 нарушенного сложения на сдвиговую ползучесть под действием равных уровней постоянного $\tau=0,62 \tau_{f, st}$ и возрастающих степеней касательного напряжения $\tau=0,42, 0,62$ и $0,89 \tau_{f, st}$ после предварительного их уплотнения под 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 $\tau/\tau_{f, st} = \text{const}$ (штриховые линии)

цией сказанному могут служить результаты испытания (рис. 130) глины нарушенного сложения ($\rho_s = 2810 \text{ кг/м}^3$; $\rho_0 = 1850 \text{ кг/м}^3$; $\omega_0 = 0,409$; $e_0 = 1,12$; $\omega_L = 0,555$; $\omega_p = 0,3741$; $I_p = 0,181$), полученные автором книги совместно с Р. П. Малакяном.

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 ползучести при сдвиге от состояния грунта при равных уровнях касательного напряжения (см. рис. 130):

Уравнение ползучести определено методом двух кривых по результатам испытания образцов-близнецов при $\sigma_z = 0,35$ МПа. Для $\gamma_t = \gamma_t(\tau, t, \sigma_z)$ получено следующее соотношение:

$$\gamma_t = \omega(t) f(\tau/\tau_{f, st}) = (0,04 + 0,035 \lg t) \left(\frac{\tau}{\sigma_z 0,28 + 0,012} \right)^{4,11}$$

Кривые ползучести (см. рис. 130 штриховые линии), 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 говорилось ранее, применение упомянутых выше методов приближает лабораторный эксперимент к натуре.

При аппроксимации экспериментальных кривых и определения

уравнения ползучести мы пользовались упрощенной формой записи закона деформирования в виде (11.45). Для этой цели могут быть применены и другие формы записи уравнения ползучести, подробно рассмотренные в гл. 10. Сказанное относится как к форме записи выражения меры ползучести, так и функции уровня касательного напряжения.

Например, выражение (11.47) можно существенно упростить, а точность аппроксимации семейств кривых ползучести значительно повысить, если кривую $\gamma_t - \tau/\tau_f$ представить в виде билинейной диаграммы (см. рис. 119). В этом случае для первой линейной области ($\tau/\tau_f < \tau_{yp}/\tau_f$) будем иметь

$$\gamma_t^I = \omega^I(t) \left(\frac{\tau}{\tau_f} \right), \quad (11.52)$$

а для второй линейной области ($\tau_{yp}/\tau_f < \tau/\tau_f < 1$)

$$\omega_t^{II} = \omega^{II}(t) \left(\frac{\tau - \tau'}{\tau_f} \right), \quad (11.53)$$

где $\omega^I(t)$ и $\omega^{II}(t)$ — меры ползучести двух линейных областей деформирования; τ'/τ_f — отрезок, отсекаемой прямой второго линейного участка зависимости $\gamma_t - \tau/\tau_f$ на оси τ/τ_f (см. рис. 119).

Когда деформация грунта протекает в соответствии с законом вязкого течения Ньютона (2.38), выражение (11.45) можно записать в следующем виде:

$$\gamma_t = K_{v,0} t \tau/\tau_f \quad (11.54)$$

или

$$\gamma_t = \frac{t}{\eta_{v,0}} \tau/\tau_f, \quad (11.55)$$

где $K_{v,0}$ и $\eta_{v,0}$ — относительная скорость течения и коэффициент вязкости грунта, определяемые по экспериментальной кривой уровень касательного напряжения — относительная скорость течения.

Экспериментальными исследованиями, проведенными автором книги совместно с Р. П. Бадаляном, Р. А. Постолакяном и Р. П. Малакьяном [33], установлено, что обобщенное уравнение (11.45) справедливо не только для учета влияния изменчивости $\tau_f(\sigma_z)$ глинистых грунтов на их ползучие свойства при простом сдвиге, но и изменения сопротивления сдвигу под действием температурных, динамических воздействий, влажности, а также при релаксации касательных напряжений. В силу изложенного уравнение (11.45), которое связывает между собой деформационные и прочностные свойства глинистых грунтов, имеет силу закона, его можно называть законом ползучести при простом сдвиге и представить в следующем виде:

$$\gamma_t = \omega(t) f[\tau/\tau_f(\sigma_z, t, T^\circ, a_0, \omega_0, \omega)], \quad (11.56)$$

где $\omega(t)$ — мера ползучести любого заданного состояния грунта;

σ_z — уплотняющее давление; T° — температура; a_0 — амплитуда колебаний; ω_0 — частота колебаний; ω — влажность.

Этот закон можно представить не только в форме записи теории старения (11.56), но и теории упрочнения и наследственной ползучести (7.6)—(7.8). Эти соотношения могут быть обобщены на случай сложного напряженно-деформированного состояния.

Ю. К. Зарецкий в 1970 г. 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 [11] и представлено в следующем виде:

$$\dot{\gamma} = \frac{\tau \exp\left(\frac{\lambda_1}{T} \bar{\tau} t\right)}{\eta_0 (1+t)^{\lambda_2}}, \quad (11.57)$$

где η_0 — константа грунта, зависящая от его начальной структуры, состояния, температуры;

$$\bar{\tau} = \frac{\tau - \tau_{f,\infty}}{\tau_{f,0} - \tau}, \quad (11.58)$$

где $\bar{\tau}$ — относительный уровень напряжения; $\tau_{f,0}$ и $\tau_{f,\infty}$ — мгновенная и предельно длительная прочности (сопротивление сдвигу), определяемые выражениями (9.2) и (11.4) (см. гл. 9 и 12).

Из интегрирования (11.57) при $\tau = \text{const}$ получается соотношение в виде ряда, из которого в частных случаях вытекают законы степенного и логарифмического деформирования, выведенные в 1966 г. С. Мураяма и Т. Шибата; в 1968—1969 гг. Д. К. Митчеллом и др. исходя из теории скоростей перемещения молекул пленки связанной воды; в 1961 г. М. Н. Гольдштейном исходя из рассмотрения скорости переориентации минеральных частиц. Это соотношение при ограничении двумя членами ряда записывается следующим образом:

$$\gamma(t) = \gamma_0 + \frac{\tau}{\eta_0} \left(\ln t + \bar{\tau} \frac{t}{T} \right), \quad (11.59)$$

где γ_0 — начальная условно-мгновенная деформация сдвига; T — параметр.

Для описания процесса затухающей ползучести в 1971 г. Ю. К. Зарецкий [11] на основании экспериментальных данных получил реологическое уравнение состояния, которое обобщил на случай сложного напряженно-деформированного состояния в виде

$$\dot{\gamma} t = \frac{B t \tau_i}{T_0 (\tau_{if,0} - \tau_{if,\infty}) + (\tau_{if,\infty} - \tau_i) t}, \quad (11.60)$$

где B , T_0 — параметры; $\tau_{if,0}$ и $\tau_{if,\infty}$ — соответственно мгновенная и предельно длительная прочность грунта.

Выражение (11.60) можно представить также в виде уравнения линейной ползучести (10.6) и (11.45)

$$\dot{\gamma}_{it} = \frac{B t}{T_0 \left(\frac{\tau_{if,0}}{\tau_{if,\infty}} - 1 \right) + \left(1 - \frac{\tau_i}{\tau_{if,\infty}} \right)} \cdot \frac{\tau_i}{\tau_{if,\infty}}. \quad (11.61)$$

В 1976 г. С. С. Вялов [4, 33] разработал кинетическую теорию прочности и ползучести глинистых грунтов исходя из рассмотрения микроструктурного механизма деформаций. Для выражения скорости деформирования при сдвиге (с учетом σ_m) он получил следующее выражение в форме записи теории течения:

$$\dot{\gamma} = \frac{\tau}{\eta_0} \left(\frac{1}{t+1} \right)^{n(\tau)}, \quad (11.62)$$

где

$$\left. \begin{aligned} \eta_0 &= A e^{u_0/kT^0}; \quad n(\tau) = \lambda_2 - \lambda_1 \frac{\tau}{\tau_{f,0} - \tau}; \\ \tau_{f,0} &= \tau_{f,0}^0 \left(1 - \frac{\sigma_m}{H_{f,0}} \right)^{\lambda_3}, \end{aligned} \right\} \quad (11.63)$$

где $A = 6 \kappa T^0 t_0/V$; k — постоянная Больцмана (Дж/град); T^0 — абсолютная температура (К); u_0 — исходная энергия активации (Дж); 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; $H_{f,0}$ и λ_3 — параметры связности условно-мгновенного сопротивления сдвигу.

Из (11.62) при $\tau = \text{const}$ и $n(\tau) \neq 1$ получено уравнение деформирования грунта во времени

$$\gamma(t) = \gamma_0 + \frac{\tau}{\eta_0 [1 - n(\tau)]} [(t+1)^{1-n(\tau)} - 1], \quad (11.64)$$

которое в зависимости от значения n характеризует возрастание ($n < 0$), убывание ($n > 0$) или постоянство ($n = 0$) скорости ползучести и представляется в виде степенной и логарифмической функций.

Параметры, входящие в выражения (11.62) — (11.64), полученные С. С. Вяловым из кинетической теории прочности и ползучести грунтов, согласно которой деформирование является термоактивированным процессом, обусловленным 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 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 грунтов физическая

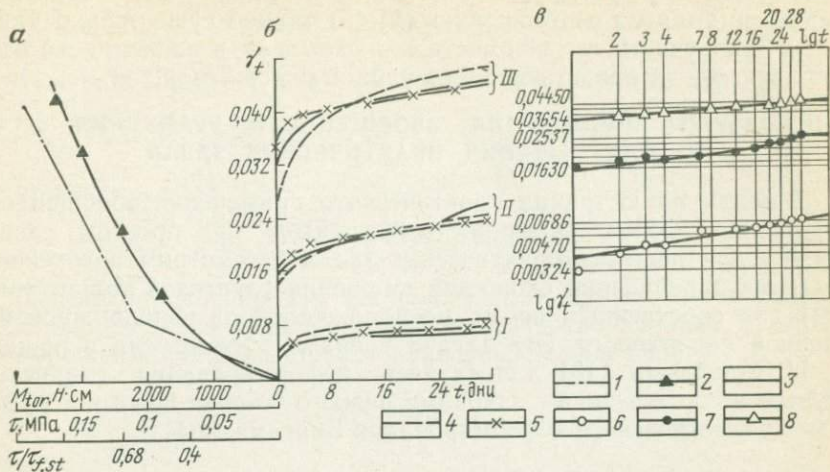


Рис. 131. Семейство экспериментальных кривых ползучести новомихайловской перемятой глины ($\sigma_z=0,5$ МПа), кривые $\dot{\gamma}_t-M_{tor}$, $\dot{\gamma}_t-t$ и $\dot{\gamma}_t-\tau$ и $\dot{\gamma}_t-\tau/\tau_{f,st}$ (а) и результаты их аппроксимации (б), представление экспериментальных данных 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, $\tau/\tau_{f,st}=0,95$. I — 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 — (11.45); 5 — (11.64); 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, $A_0=0,03491$, $m_0=0,066$

сущность параметров уравнений ползучести не имеет важного значения вообще, тем более тогда, когда они должны быть определены из обычного макроэксперимента. Очевидно, главным здесь является достаточно точная качественная и количественная аппроксимация кривых ползучести при постоянных и переменных напряжениях с учетом как σ_m , так и других факторов.

Для определения реологических уравнений твердых тел наиболее рациональным и доступным является феноменологический подход. Нельзя не согласиться с мнением М. Рейнера [27] 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...».

В заключение приведем результаты аппроксимации одного семейства экспериментальных кривых ползучести простого сдвига рассмотренного выше новомихайловского грунта ($\sigma_z=0,5$ МПа), полученные автором книги и Р. Г. Бадаляном [23, 43] по выражению вида (11.45): $\dot{\gamma}_t=0,01093 \cdot t^{0,125} \cdot \tau^{2,0}$ и С. С. Вяловым по упрощенному уравнению (11.64) вида: $\dot{\gamma}_t=\tau_i \cdot t^{-n}/\eta_0^*$ где $\eta_0^*=\eta_0/(t^*)^{-n}$. Как видно на рис. 131, результаты аппроксимации кривых, осуществленных по приведенным соотношениям, практически не

отличаются друг от друга. Как было сказано выше, результаты аппроксимации по соотношению (11.45) можно существенно улучшить, если учесть изменяемость параметра m в зависимости от τ и кривую $\gamma_t - \tau$ представить билинейной диаграммой.

§ 4. ПРИМЕРЫ ПРИЛОЖЕНИЯ ОБОБЩЕННОГО УРАВНЕНИЯ (11.45) ДЛЯ РЕШЕНИЯ ПРАКТИЧЕСКИХ ЗАДАЧ

В целях иллюстрации практического применения обобщенного уравнения ползучести глинистых грунтов при простом сдвиге (11.45) для решения практических задач рассмотрим простейшие примеры определения скоростей смещения грунтовой толщи (рис. 132) под собственным весом, расположенной на неподвижной наклонной поверхности. Эта задача впервые рассмотрена и решена Н. Н. Масловым [18] для случаев деформирования глинистых грунтов в соответствии с законами вязкого течения Ньютона (2.38) и вязкопластического деформирования Бингама (2.44).

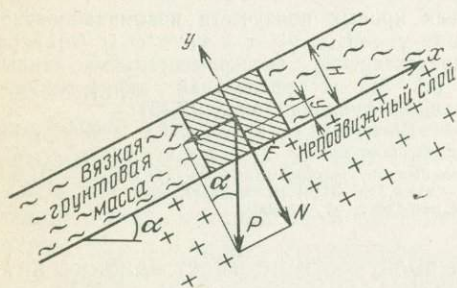


Рис. 132. Схема к решению задачи о скорости течения слоя вязкой грунтовой массы, расположенного на наклонной поверхности

Течение грунта подчиняется закону Ньютона (2.38). Согласно рис. 132 масса элементарного блока слоя грунта с сечением основания F

$$P = \gamma (H - y) F, \quad (11.65)$$

а касательное (сдвигающее блок) усилие

$$T = P \sin \alpha. \quad (11.66)$$

Подставляя P из (11.65) в (11.66) и разделяя полученное на F , будем иметь выражение сдвигающего (касательного) напряжения

$$\tau = \gamma (H - y) \sin \alpha, \quad (11.67)$$

где H — мощность слоя; y — текущая координата; α — угол наклона слоя к горизонту; γ — объемный вес грунта (в $\text{МН}/\text{м}^3$).

Имея в виду, что согласно (2.13) $d\gamma = ds/dy$, реологическое уравнение вязкого течения (2.38) приведем к виду

$$\tau = \eta \frac{d\gamma}{dt} = \eta \frac{ds_y}{dt dy} = \eta \frac{dv_y dt}{dt dy} = \eta \frac{dv_y}{dy} \quad (11.68)$$

и, подставляя в (11.67), получим

$$\gamma (H - y) \sin \alpha = \eta \frac{dv_y}{dy}. \quad (11.69)$$

Из (11.69) следует, что скорость течения слоя

$$v_y = \int \frac{\gamma}{\eta} \sin \alpha (H - y) dy = \frac{\gamma}{\eta} \sin \alpha \left(Hy - \frac{y^2}{2} \right), \quad (11.70)$$

а при $y=H$

$$v_y = \frac{\gamma}{2\eta} \sin \alpha H^2. \quad (11.71)$$

Теперь рассмотрим эту же задачу для случая учета влияния собственной массы грунта на его реологические свойства. Для этого выражение (11.55) запишем в следующем виде [33]:

$$\tau/\tau_f = \eta_0 \frac{dv_y}{dy} \quad (11.72)$$

или

$$dv_y = \frac{\tau}{\tau_f \eta_0} dy. \quad (11.73)$$

Нормальное к наклонной плоскости напряжение σ равно:

$$\sigma = (P \cdot \cos \alpha)/F = \gamma (H - y) \cos \alpha, \quad (11.74)$$

а сопротивление грунта сдвигу

$$\tau_f = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + c = \gamma (H - y) \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi + c. \quad (11.75)$$

Тогда, имея в виду (11.67) и (11.75), из (11.73) получим

$$dv_y = \frac{\gamma (H - y) \sin \alpha}{\eta_0 [\gamma (H - y) \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi + c]} dy. \quad (11.76)$$

Выполняя интегрирование в пределах $0 - y$, из (11.65) получим следующее выражение для скорости деформирования слоя грунта:

$$v_y = \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\eta_0 \operatorname{tg} \varphi} \left[y + \frac{c}{\gamma \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi} \ln \frac{H - y + \frac{c}{\gamma \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi}}{H + \frac{c}{\gamma \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi}} \right], \quad (11.77)$$

удовлетворяющее условию $v_{y=0} = 0$.

Для сопоставления выражений (11.70) и (11.77) определим скорости течения (табл. 40) слоя ила мощностью $H=10$ м, расположенного на неподвижной поверхности, наклоненной к горизонту под углом $\alpha=8^\circ 30'$ (см. рис. 132), для $y=0; 2,5; 5,0; 7,5$ и 10 м при следующих данных свойствах грунта: $\gamma=1730$ кгс/м³= $0,0173$ МН/м³; $\varphi=15^\circ 30'$; $\operatorname{tg} \varphi=0,268$; $c=0,02$ МПа; $\tau_f=0,289$ МПа; $\eta=0,159 \cdot 10^7$ МПа·с; $\eta_0=\eta/\tau_f=5,5 \cdot 10^7$ с, полученных автором книги, Р. Р. Галстяном и Р. Г. Бадаляном [33].

Из табл. 40 видно, что при учете изменчивости вязкости грунта по глубине толщи под действием собственной массы расчетные скорости течения уменьшаются весьма существенно.

Определение скорости течения v_y (в см/с) наклонного слоя ила по различным формулам

H_y , м	По формуле (11.70)	По формуле (11.77)
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	$8,17 \cdot 10^{-6}$	$4,91 \cdot 10^{-6}$

Течение грунта подчиняется закону Бингама (2.44). Для этого случая Н. Н. Масловым [18, 19] получено следующее выражение скорости течения толщи с учетом (11.10):

$$v_y = \frac{\gamma}{\eta} [Hy - y^2/2] [\sin \alpha - \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi_w] - \frac{c_c}{\eta} y. \quad (11.78)$$

При выражении касательного напряжения через его уровень τ/τ_f соотношение (2.44) следует записать в виде

$$\tau/\tau_f = \tau_{yp}/\tau_f + \eta_0 \frac{d v_y}{d y}, \quad (11.79)$$

где $\tau_{yp} = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi_w + c_c$
или с учетом (11.67) и (11.75):

$$d v_y = \frac{\tau - \tau_{yp}}{\tau_f \eta_0} d y = \frac{\gamma (H - y) \sin \alpha - \tau_{yp}}{\eta_0 [\gamma (H - y) \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi + c]} d y. \quad (11.80)$$

Из интегрирования (11.80) в пределах $0 - y$ получим следующее выражение для определения скорости перемещения слоя грунта на наклонной плоскости:

$$v_y = \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\eta_0 \operatorname{tg} \varphi} \left[y + \left(\frac{\tau_{yp}}{\gamma \sin \alpha} + \frac{c}{\gamma \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi} \right) \ln \frac{H - y + c / (\gamma \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi)}{H + c / (\gamma \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi)} \right], \quad (11.81)$$

которое при $\tau_{yp} = 0$ переходит в соотношение (11.77).

Приведенные примеры свидетельствуют о значительном влиянии уплотняющего давления на реологическое поведение глинистых грунтов и говорят о необходимости их учета при решении задач реологии глинистых грунтов.

Глава 12

ДЛИТЕЛЬНОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ СДВИГУ

§ 1. ВВЕДЕНИЕ

Вопрос о влиянии скорости приложения и длительности действия напряжений на сопротивление сдвигу глинистых грунтов является одним из основных и вместе с тем спорных в реологии грун-

тов [4,24]. Именно поэтому при рассмотрении методов определения их начального 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 изменяемость сопротивления сдвигу глинистых грунтов во времени, т. е. длительное сопротивление сдвигу, зависит от скорости, величины и длительности действия как уплотняющих, так и касательных напряжений. Длительная прочность глинистых грунтов обусловлена двумя факторами, которые проявляются в самых различных сочетаниях: а) характером возникновения и изменяемости во времени избыточного давления в поровой воде u_w ; б) ползучестью скелета водонасыщенного и неводонасыщенного грунтов.

Величина и характер изменения во времени избыточного давления в поровой воде при всех условиях зависят 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 природу. Для такого переноса следует заранее определить величины и закономерности изменяемости 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 жидкости и т. п. (см. гл. 3) и определить сопротивление грунта сдвигу по соотношению (9.3). 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 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 их уплотнения (см. гл. 3), отнести к 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 пе-

реуплотненные образцы в условиях обеспечения свободного дренирования и разуплотнения вследствие явления дилатансии. Очевидно, что для исключения влияния избыточного давления в поровой воде на сопротивление сдвигу лучше всего испытать тонкие кольцевые или сплошные образцы на кручение (см. гл. 8—10) [20, 24].

Разумеется, изложенное выше ни в коей степени не исключает возможность испытания грунтов на одноосное и трехосное сжатие. Однако эти испытания должны быть выполнены с большой тщательностью с замером избыточного давления в поровой воде (см. гл. 4, § 3) как при уплотнении, так и при возрастании разности главных нормальных напряжений [20, 24] не только у торцов, но и в середине образца.

При исследовании изменчивости сопротивления глинистого грунта сдвигу во времени различают следующие основные показатели.

1. Мгновенное или кратковременное $\tau_{f,0}$ сопротивление сдвигу, которое определяют кратковременным испытанием образцов грунта на сдвиг (одноосное и трехосное сжатие) при быстром приложении (с интервалом 5—10 с) равных ступеней нагрузки. Величину ступени касательного напряжения выбирают с таким расчетом, чтобы время испытания образца было примерно равно 1 мин (см. гл. 9, § 4).

2. Длительное сопротивление сдвигу $\tau_{f,t}$ — предельное касательное напряжение, исчерпывающее прочность грунта при данной длительности его действия t .

3. Предельно длительное сопротивление грунту сдвигу $\tau_{f,\infty}$ — касательное напряжение, под действием которого 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 деформаций НИИОСП и ГОСТ 12248—78 (см. гл. 9, § 2) и относит к категории начального (кратковременного) сопротивления сдвигу.

Аналогичным образом подразделяется и прочность грунта, определяемая методами одно- и трехосного сжатия.

Кривая зависимости сопротивления сдвигу глинистого грунта от времени называется кривой длительного сопротивления сдвигу. Определение такой кривой можно выполнить методами: 1) испытанием образцов-близнецов на сдвиг (одно- и трехосное сжатие) при различных скоростях приложения касательного напряжения; 2) испытанием образцов-близнецов на ползучесть при различных уровнях постоянного касательного напряжения (см. гл. 10).

Испытание образцов-близнецов при различных скоростях приложения касательного напряжения. В данном состоянии грунта, характеризуемого при простом сдвиге величиной σ_z , испытывают несколько образцов-близнецов под действием касательных напря-

жений, возрастающих равными ступенями через равные интервалы времени. Для получения различных скоростей нагружения изменяют или интервалы приложения ступеней от 5 с до нескольких дней, или величину ступени касательного напряжения. С целью сопоставления определяют также стандартное сопротивление сдвигу методом затухающих деформаций по ГОСТ 12248—78. Из каждого опыта определяют сопротивление сдвигу образца и длительность испытания при данной скорости нагружения, а по данным испытания нескольких образцов-близнецов строят кривую длительного сопротивления сдвигу (см. рис. 3).

Для определения кривой $\tau_f = f(t, \sigma_z)$ испытывают не менее трех серий образцов-близнецов при различных значениях уплотняющей

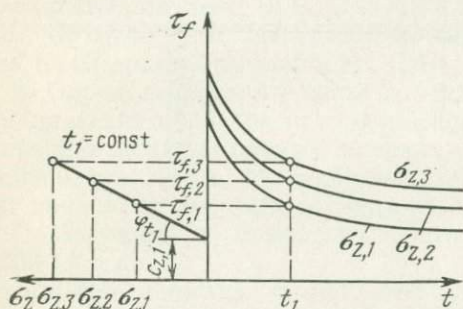


Рис. 133. Семейство кривых длительного сопротивления сдвигу τ_f-t для различных значений σ_z и диаграмма сопротивления сдвигу $\tau_f-\sigma_z$ при данном заданном значении продолжительности действия касательных напряжений

нагрузки σ_z . По результатам опытов строят семейство кривых длительного сопротивления сдвигу (рис. 133). Трансформируя полученное семейство кривых τ_f-t в семейство кривых $\tau_f-\sigma_z$, строят диаграммы сдвига для любых значений времени t действия касательных напряжений.

Метод испытания серии образцов-близнецов на ползучесть при разных уровнях постоянного касательного напряжения. Испытывают на ползучесть несколько образцов-близнецов данного состояния. Определяют начальное (мгновенное или стандартное) сопротивление сдвигу и испытывают на ползучесть образцы-близнецы при различных уровнях постоянного касательного напряжения: $\tau/\tau_f=0,4; 0,6; 0,7; 0,8$ и $0,9$.

По результатам испытания серии образцов-близнецов данного состояния строят семейство кривых ползучести (рис. 134) и определяют время до момента разрушения. За момент разрушения принимают время, при котором деформация сдвига из стадии течения переходит в стадию ползучести с возрастающей скоростью — стадию разрушения. Зная результаты определения τ_f и времени разрушения, строят кривую длительного сопротивления сдвигу (см. рис. 134). По данным испытания грунта при разных значениях σ_z , строят семейство кривых длительного сопротивления сдвигу и диаграммы сдвига для различных моментов времени t (см. рис. 133).

Методы приготовления образцов и испытания как на сдвиг, так и на ползучесть обычные (см. гл. 7, 9 и 10).

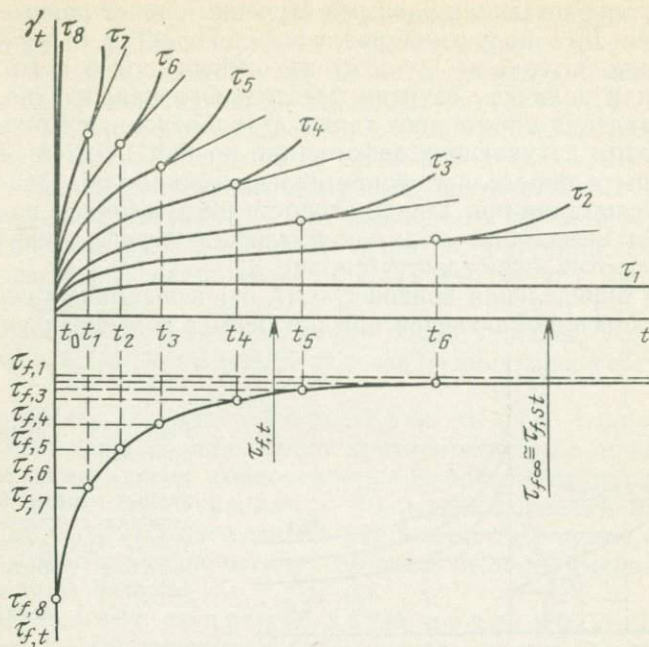


Рис. 134. Семейство кривых ползучести и построенная на его основе кривая длительного сопротивления грунта сдвигу. $\tau_{f,0}$, τ_{ft} и $\tau_{f,\infty}$ — соответственно начальное (кратковременное, мгновенное), длительное и предельно длительное сопротивление грунта сдвигу

§ 2. СУЩЕСТВУЮЩИЕ ПРЕДСТАВЛЕНИЯ О ПРИРОДЕ ИЗМЕНЯЕМОСТИ СОПРОТИВЛЕНИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ СДВИГУ ВО ВРЕМЕНИ

1. Первые исследования по влиянию скорости приложения нагрузки (длительности испытания) на сопротивление глинистых грунтов сдвигу выполнены в 30-х годах Н. П. Анаховым (1934), К. Терцаги (1936) и Х. Тидеманом (1937). Аналогичные исследования в дальнейшем проведены А. А. Ничипоровичем (1948), Н. Н. Масловым (1949), В. В. Охотиним и Г. Ф. Богдановым (1950), Я. Л. Коганом и А. Н. Чухровой (1959), С. Р. Месчаном (1961—1966), В. В. Жихович (1963—1968), Р. Э. Дашко (1964—1965), А. В. Скемптоном и П. Ларошель (1965), М. Н. Гольдштейном и С. С. Бабицкой (1973) и многими другими [24]. Изменяемость прочности грунта при различных режимах нагружения методом трехосного сжатия в 1958 г. исследована Л. Бьеррумом, Н. Симонсом и Д. Тарблебом и др. [40].

Исследованиями Н. П. Анахова установлено возрастание τ_f 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, полученные А. А. Ничипоровичем. Им установлено, что изменение τ_f обусловлено не возникновением избыточного или отрицательного давления в поровой воде, а зависимостью его вязкого сопротивления от скорости среза.

По К. Терцаги, при малых нормальных давлениях увеличение скорости среза вызывает резкое возрастание τ_f , а при больших давлениях — снижение. По Х. Тидеману, увеличение длительности среза от 9 ч до 16 дней приводит к весьма незначительному изменению τ_f (на 5—8%) в сторону увеличения.

Изложенное выше позволяет заключить, что при увеличении длительности (уменьшении скорости) среза обнаруживается не только уменьшение, но и увеличение τ_f . Качественно аналогичные результаты получили В. В. Охотин и Г. Ф. Багданов, Я. Л. Коган и А. Н. Чухрова, С. Р. Месчан, В. В. Жихович, Р. Э. Дашко, Л. Бьеррум, Н. Симонс и Тарблеб и др. [24].

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. Цыговичем и в 1948 г. М. Н. Гольдштейном. Исследования длительной прочности мерзлых грунтов в дальнейшем были проведены С. С. Вяловым [4] совместно с сотрудниками: С. Е. Гречищевым (1963 г.) и др.

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 по закрытой системе (при отсутствии дренажа), было установлено наступление разрушения образцов при напряжениях 80—40% от предельных их значений, определенных испытанием образцов в течение 15 мин. Опыты Р. Хефели по испытанию образцов на трехосное и одноосное сжатие [24] показали увеличение начальной кратковременной прочности грунта на 20—30%, а на кольцевой срез — отсутствие существенного влияния на сопротивление сдвигу продолжительности среза.

В дальнейшем обширные работы по исследованию длительной прочности глинистых грунтов были выполнены как у нас, так и за рубежом. Не останавливаясь на изложении результатов работ отдельных авторов, отметим, что в одних работах выявлено уменьшение начального сопротивления сдвигу от 10 до 50%, а в других — установлена независимость прочностных свойств глинистых грунтов от длительности действия постоянных нагрузок или же некоторое их возрастание [24].

3. Чтобы получить представление об изменчивости сопротивле-

ния глинистых грунтов сдвигу, рассмотрим (см. рис. 103,б) кривые изменяемости τ от деформации сдвига, полученные испытанием образцов различных грунтов при постоянных скоростях деформации (в режиме контроля напряжений).

Эксперименты показывают, что характер кривых $\tau - \gamma$ зависит от состава и состояния плотности — влажности и структурной прочности грунтов (рис. 135). Например, кривая 1 на рис. 135, по Д. Тролопу и К. Чэну [20], соответствует «чистой глине» низкого структурного порядка (нормально уплотненная глина пластичной консистенции, не обладающая сцеплением упрочнения) [20]. Кривые 2 и 3 соответствуют смесям песка, пыли и глины, обладающим низким и средним структурным порядком (глины переуплотнен-



Рис. 135. 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. x — потеря прочности основной глинистой массы — увеличение трения между частицами

ные, тугопластичной консистенции). Кривая 4 соответствует глинистому грунту, обладающему высоким структурным порядком (структурной прочностью), находящемуся в полутвердом и твердом состояниях (см. рис. 103, б).

Рассмотрение кривых, приведенных на рис. 103, б и 135, показывает, что деформация пластичного грунта (кривая 1) в отличие от грунтов тугопластичной консистенции (кривые 2 и 3) не сопровождается понижением прочности. Кривые $\tau - \gamma$ грунтов тугопластичной консистенции имеют экстремальный характер сопротивления сдвигу которых характеризуются пиковым τ_f и остаточным значениями τ_r (см. гл. 9, § 1). Наблюдаемое изменение сопротивления сдвигу Д. Тролопом и К. Чэном объясняется потерей прочности основной глинистой массы (разрушением структуры) и увеличением трения между частицами крупных размеров вследствие образования зернистой структуры, стабилизированной глинистой массой. Что же касается кривой 4 (см. рис. 135), соответствующей грунтам полутвердой и твердой консистенции, то она показывает хрупкое разрушение материала при достижении деформации определенной величины.

Для определения мгновенного, предельно длительного сопротивления сдвигу и условия медленной пластической деформации скрытопластичных глинистых грунтов Н. Н. Маслов [18] пользуется предложенным им условием прочности (9.12). Причину изменяемости τ_f глинистых грунтов в процессе ползучести Н. Н. Маслов [18] видит в нарушении жестких структурных связей при достаточно больших деформациях сдвига ($c_c = 0$). В соответствии с

изложенным предельно длительное сопротивление сдвигу скрыто-эластичных и пластичных глинистых грунтов соответственно определяется следующими выражениями:

$$\tau_{f, \infty} = \sigma_z \cdot \operatorname{tg} \varphi_w + \Sigma_w, \quad (12.1)$$

$$\tau_{f, \infty} = \Sigma_w. \quad (12.2)$$

Такая трактовка снижения сопротивления глинистых грунтов сдвигу, безусловно, является правильной.

В зарубежных 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 др. о возможности обращения полного сцепления с (по Н. Н. Маслову $c_w = \Sigma_w + c_c$) в нуль и необходимости его исключения при оценке длительной прочности грунтов.

Сопоставляя диаграммы сдвига переуплотненной лондонской глины, построенные по данным пиковых и остаточных значений сопротивления грунта сдвигу, А. В. Скемптон отмечает, что при переходе от τ_f к τ_r сцепление практически становится равным нулю. В доказательство этому он приводит результаты испытания на одноплоскостной срез образцов глины из Уолон-Вуда в виде пасты и природного сложения, показавшие практическое равенство остаточных значений сопротивления их сдвигу.

Таким образом, понижение мгновенного сопротивления сдвигу при увеличении деформации присуще грунтам, обладающим повышенной структурной прочностью — сцеплением упрочнения, и является результатом разрушения их структуры. Следовательно, как отмечают М. Н. Гольдштейн и С. С. Бабицкая, А. Н. Ермолаева, В. И. Крылова и Б. Ф. Рельтов [24], под предельно длительным сопротивлением сдвигу глинистых грунтов следует понимать касательное напряжение, при котором наступает максимально возможное нарушение структуры, оставшейся при меньших нагрузках практически ненарушенной.

4. Снижение мгновенного сопротивления глинистых грунтов сдвигу вследствие ползучести кроме разрушения структуры объясняется также изменением сложения глинистых частиц — их ориентировкой параллельно поверхности скольжения (М. Н. Гольдштейн, А. Скемптон и П. Ларошель, С. С. Вялов, Н. К. Пекарская и Р. В. Максимиак).

Ориентация частиц приводит к увеличению сил отталкивания и возникновению отрицательного порового давления, вследствие чего к ним притягиваются молекулы воды из ближайших участков, возрастает влажность зоны сдвига и уменьшается сцепление. Ориентация частиц происходит постепенно — во времени. Поэтому с увеличением длительности действия нагрузки 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, Я. Л. Коган и В. А. Иоселевич [24], наоборот,

считают, что переориентация частиц грунта, связанная с разрушением хрупких связей, заканчивается в первой стадии деформирования — в стадии затухающей ползучести (см. рис. 111). 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 частицами.

Я. Л. Коган и В. А. Иоселевич (1961 г.) разрушение образцов при $\tau < \tau_{f, st}$ объясняют условием их испытания на приборах одно-трехосного сжатия и прямого (одноплоскостного) сдвига. В последнем случае, по их мнению, уменьшение площади среза 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 [35] 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 [24].

Опыты Л. Бьеррума, Н. Симонса и Д. Тарблеба, выполненные в 1958 г. [24], показывают, что при испытании цилиндрических образцов в закрытой системе с нарастанием времени разрушения (длительности разрушения) прочность грунта уменьшается, а коэффициент порового давления (в момент разрушения) несколько возрастает. Они считают, что зафиксированное нарастание коэффициента порового давления недостаточно для объяснения наблюдаемого уменьшения τ_f во времени. Снижение τ_f они считают результатом снижения истинного сцепления или истинного угла внутреннего трения во времени. Независимость τ_f от длительности дренированных испытаний (открытая система) объясняют компенсацией уменьшения сцепления и трения, нарастанием во времени сопротивления сдвигу вследствие уменьшения влажности в течение опыта.

Повышение прочности глинистых грунтов при увеличении нормального давления Н. Я. Денисов [10] связывал с увеличением плотности и сцепления между частицами. В силу необратимости большей части деформации уплотнения уменьшение нормального напряжения вследствие действия порового давления не сказывается на начальных прочностных свойствах грунтов [10].

Возникновение избыточного давления в поровой воде водонасыщенного глинистого грунта обусловлено как его уплотнением под действием уплотняющей нагрузки, так и изменением режима грунтовых вод по причинам, не зависящим от внешней нагрузки.

В первом случае проявление избыточного давления в поровой

воде связано с частичным или полным восприятием поровой водой внешней нагрузки. Если за начальное состояние грунта принят момент приложения избыточной уплотняющей нагрузки $\Delta\sigma_z$, то величина избыточного порового давления будет обусловлена ее значением. Следовательно, как справедливо отмечают Я. Л. Коган [24] и М. Е. Харр [36], 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 избыточного давления.

Если даже представить, что внешняя нагрузка 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 избыточного давления $\Delta\sigma_z$. Следовательно, при испытании полностью водонасыщенных несжимаемой поровой водой образцов на трехосное сжатие по закрытой системе (при немедленной и полной передаче внешней нагрузки на поровую воду) определяется прочность, соответствующая состоянию грунта до приложения избыточного давления. Поэтому, по Д. Тейлору, изменяемость прочности грунта от длительности приложения разности грунта, а по мере передачи части внешней нагрузки на поровую воду первоначальной прочности грунта, а кривая длительной прочности расположится ниже кривой, определенной испытанием образцов по открытой системе.

В случае сжимаемости поровой воды вначале будут иметь место некоторое уплотнение и возрастание первоначальной прочности грунта, а по мере передачи части внешней нагрузки на поровую воду — снижение прочности во времени до стабилизации избыточных напоров в поровой воде. Очевидно, что ввиду частичной необратимости деформации уплотнения минимальное значение прочности будет выше, чем начальная прочность, которой обладал грунт до приложения избыточного уплотняющего давления. Поскольку повышение давления в поровой воде является длительным процессом то, по всей вероятности, этим можно объяснить наблюдаемые в лабораторных условиях и в натуре случаи разрушения грунтов по истечении определенного времени после их нагружения. Очевидно, разрушение грунта произойдет в момент совпадения остаточного сопротивления грунта сдвигу с пиковым значением избыточного давления в поровой воде.

Возможность рассеивания во времени избыточного давления в поровой воде приведет к постепенному повышению эффективного давления — к уплотнению, повышению начальной прочности грунта в результате коллоидно-химического взаимодействия между частицами [10] и увеличению суммарной площади контактов в зоне деформации [24]. В этом случае, как было сказано в начале

главы (см. § 1), приобретает очень важное значение масштабный фактор, который и обуславливает характер кривой длительного сопротивления грунтов сдвигу.

§ 3. ВЛИЯНИЕ ДЛИТЕЛЬНОСТИ СРЕЗА НА СОПРОТИВЛЕНИЕ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ СДВИГУ

Длительное сопротивление глинистых грунтов сдвигу определяют испытанием серии образцов-близнецов на ползучесть при разных уровнях постоянного касательного напряжения $\tau < \tau_f$. Для установления характера изменчивости τ_f в зависимости от длительности действия $\tau = \text{const}$, полученные из опытов данные сопоставляют с начальным (кратковременным) сопротивлением сдвигу грунта, которое в разных лабораториях определяют различными методами, отличающимися друг от друга длительностью испытания (среза) образцов. Во избежание путаницы при оценке длительного сопротивления сдвигу и для получения возможности сопоставления данных, полученных различными методами, необходимо знать влияние длительности испытания на прочностные свойства глинистых грунтов. 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 нагружения.

Ниже приведены результаты исследований автора книги, проведенных на приборах одноплоскостного среза ГП-30 и на приборах среза кольцевых образцов НИС Гидропроекта (см. гл. 8). На каждом из указанных приборов грунты испытаны двумя сериями, при пяти или шести режимах нагружения и двух-трех значениях высоты образца. Чтобы исключить влияние дополнительно уплотнения в процессе среза, опыты проведены консолидированно-дренированным и консолидированно-недренированным (ускоренным) методами (см. гл. 9, § 2 и 4).

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 уплотнения. Этого нельзя сказать относительно данных, полученных испытанием образцов консолидированно-дренированным методом, если в процессе сдвига имеет место их уплотнение или разуплотнение.

1. В табл. 41 приведены результаты [24] определения сопротивления сдвигу трех различных глинистых грунтов (см. табл. 5) нарушенного сложения при различной длительности испытания образцов-близнецов.

Опыты проведены на приборах одноплоскостного среза после предварительного уплотнения образцов-близнецов в виде пасты текучей консистенции в течение 20—24 дней. Образцы суглинка (2—57) и глины (4—57) нормально уплотнены под действием

$\sigma_z = 0,1$ МПа, а часовъярской глины вначале уплотнены под давлением 0,2 МПа, а затем разгружены до 0,1 МПа и испытаны на срез. Уплотняющая нагрузка приложена ступенями по 0,0125 МПа через каждые двое суток. Приложена ступенями и сдвигающая нагрузка, величина которой 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 (см. табл. 41).

Таблица 41

Результаты испытания на срез образцов грунтов при различных режимах нагружения

Интервал приложения касательных напряжений	Режим нагружения		Режим нагружения	
	Длительность опыта, мин	Сопротивление сдвигу τ_f , МПа	Длительность опыта, мин	Сопротивление сдвигу τ_f , МПа
	Суглинок 2—57, $h=35$ мм, $\Delta\tau=0,005$ МПа		Часовъярская глина, $h=35$ мм, $\Delta\tau=0,0025$ МПа	
5 с	1,55	0,0925	1,0	0,0325
30 с	9,0	0,0925	5,5	0,0287
1 мин	17,5	0,090	10,2	0,0262
30 мин	482	0,0825	310	0,0275
1 ч	930	0,080	670	0,0287
По ГОСТу	172	0,0825	146	0,0262
	$h=15$ мм, $\Delta\tau=0,005$ МПа		$h=15$ мм, $\Delta\tau=0,0025$ МПа	
5 с	1,55	0,0925	1,0	0,0312
30 с	9,0	0,095	6,0	0,0312
1 мин	17,05	0,0875	11,5	0,030
30 мин	453	0,080	310	0,0275
1 ч	907	0,080	601	0,0275
По ГОСТу	160	0,080	88	0,0275
	Глина 4—57, $h=15$ мм, $\Delta\tau=0,005$ МПа			
5 с	0,9	0,055		
30 с	5	0,050		
1 мин	10	0,050		
30 мин	340	0,060		
1 ч	661	0,060		
По ГОСТу	128	0,060		

Образцы-близнецы испытаны на сдвиг и по стандартной методике затухающих деформаций НИИОСПа (ГОСТ 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. 41):

а) сопротивление глинистых грунтов сдвигу зависит от длительности 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 стандартного среза, 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 «мгновенным» сопротивлением сдвигу составляет примерно 15%.

2. Рассмотренные выше грунты испытаны на кольцевой срез после предварительного уплотнения под действием $\sigma_z=0,2$ МПа в течение 20—30 дней. Скорости приложения ступеней касательного напряжения прежние. В процессе сдвига зафиксировано уменьшение объема образцов до 1,5%.

Результаты испытания образцов грунта 2—57 показаны на рис. 136, а двух других грунтов приведены в табл. 42.

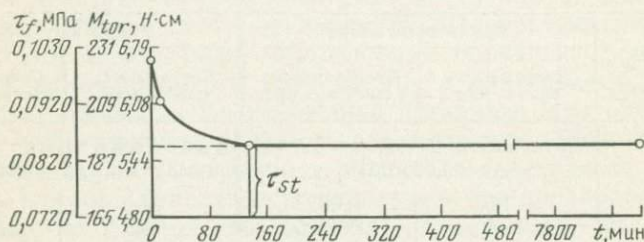


Рис. 136. Кривая длительного сопротивления суглинка 2—57 сдвигу, определенная испытанием образцов на приборах кольцевого среза при различных скоростях среза ($\sigma_z=0,2$ МПа)

Таблица 42

Результаты испытания на кольцевой срез образцов грунтов при различных режимах нагружения

Интервал приложения крутящих моментов	Режим нагружения		Интервал приложения крутящих моментов	Режим нагружения	
	Длительность опыта, мин	Сопротивление сдвигу τ_f , МПа		Длительность опыта, мин	Сопротивление сдвигу τ_f , МПа
Глина 4—57, $h=24$ мм, $\Delta M_{tor}=1,8$ Н·м			Часовьярская глина 6—57, $h=24$ мм, $\Delta M_{tor}=0,9$ Н·м		
5 с	1,5	0,103	5 с	1,0	0,037
1 мин	11,5	0,082	1 мин	10,5	0,034
1 ч	600	0,077	1 ч	630	0,034
12 ч	7980	0,078	12 ч	7920	0,035
По ГОСТу	180	0,077	По ГОСТу	178	0,037

Опыты показали, что мгновенное сопротивление сдвигу суглинка (грунт 2—57) и глины (грунт 4—57) уменьшается во времени соответственно на 20 и 30%, а τ_f часовьярской глины практически не зависит от длительности испытания. В обоих рассмотренных выше вариантах испытания грунтов установлено, что увеличение длительности испытания вначале приводит к снижению τ_f , а в дальнейшем оно либо практически не сказывается на величине τ_f , либо приводит к некоторому упрочнению

грунта. Здесь, как и в первом варианте испытания, изменение длительности среза от 180 мин до 7920 мин не оказало заметного влияния на величину сопротивления грунтов сдвигу.

Приведенные выше результаты позволили автору книги в 1961 г. впервые высказать некоторые предварительные соображения о природе изменяемости τ_f в зависимости от длительности среза и о предполагаемой величине предельно длительного сопротивления глинистых грунтов сдвигу, получившие в дальнейшем полное экспериментальное подтверждение [24].

Изменяемость во времени сопротивления глинистых грунтов сдвигу, обладающих преимущественно связями водно-коллоидального характера, при небольших длительностях испытания (при отсутствии уплотнения и тиксотропного упрочнения) характеризуется некоторым уменьшением $\tau_{f,0}$ вследствие снижения вязкого сопротивления и нарушения структуры. При более длительных испытаниях, когда на прочностных свойствах грунта сказывается влияние структурного упрочнения за счет переориентации частиц и других физико-химических процессов, наблюдаются стабилизация прочностных свойств или же их возрастание (вопросы упрочнения глинистых грунтов в процессе ползучести рассмотрены в следующем параграфе). При этом минимальное значение сопротивления глинистых грунтов сдвигу достигается не при $t = \infty$, а при длительности испытания, близкой по продолжительности к испытанию по стандартной методике — методике затухающих деформаций сдвига [24]. Очевидно, что характер изменяемости τ_f во времени зависит от свойств грунта, а наименьшее его значение обусловлено суммарным значением сил внутреннего трения и структурного сцепления в момент разрушения (среза).

Приведенные выше рассуждения, а также результаты экспериментов позволили заключить [24], что стандартное сопротивление сдвигу исследованных грунтов, определенное методом затухающих деформаций сдвига, примерно равно предельно длительному сопротивлению сдвига $\tau_{f,st} \cong \tau_{f,\infty}$.

Деформация сдвига сопровождается изменениями в структуре грунта — изменением прочности структурных связей. Поэтому скорость накопления деформации и снижение $\tau_{f,0}$ грунта зависит от прочности и скорости разрушения старых, а также возникновения новых структурных связей между частицами. Чем меньше структурная прочность грунта, тем меньше и возможное уменьшение $\tau_{f,0}$ вследствие разрушения структуры и наоборот. При этом разрушение жестких структурных связей (структура сцепления) имеет необратимый характер.

Действительно, если в приведенных выше примерах длительность среза образцов практически не сказывается на величине начального («мгновенного») сопротивления сдвигу часовьярской глины, обладающей высокой пористостью, влажностью и небольшой структурной прочностью, то снижение $\tau_{f,0}$ суглинка

(грунт 2—57) и глины (грунт 4—57) при $\sigma_z=0,1$ МПа составляет 15%, а при $\sigma_z=0,2$ МПа оно доходит до 30%, при испытании меотической глины природного сложения твердой и полутвердой консистенции, по данным В. В. Жихович [24], оно уже составляет 40%.

Стабилизация сопротивления сдвигу грунта при длительности опыта, равной времени, необходимому для испытания образцов по стандартной методике, свидетельствует о возможно полном разрушении структуры грунта, ибо дальнейшее увеличение продолжительности испытания не приводит к снижению его прочностных свойств [35]. Иначе говоря, возможно полное разрушение структуры практически завершается в пределах времени, необходимого для испытания грунта по методу затухающих деформаций [24].

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 уплотнению давлениями 0,1; 0,2 и 0,4 МПа в течение трех дней. Установлено, что увеличение длительности испытания по закрытой системе приводит к снижению прочности грунта до 50% (рис. 137, а).

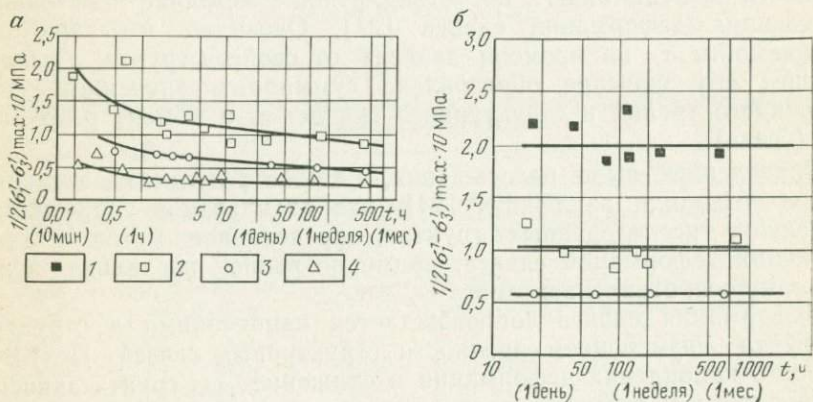


Рис. 137. Кривые длительной прочности нормально уплотненной морской глины из г. Форенбю, определенные испытанием образцов на трехосное сжатие по закрытой (а) и открытой (б) системам при различных скоростях раздавливания образцов:

1 — $\Delta\sigma=0,05$; 2 — $\Delta\sigma=0,1$; 3 — $\Delta\sigma=0,2$; 4 — $\Delta\sigma=0,4$ МПа

которое практически завершается в пределах $t=2-5$ ч (за исключением образцов, уплотненных под давлением 0,2 МПа). При испытании образцов по открытой системе влияние длительности испытания на прочностные свойства грунта не было обнаружено (рис. 137, б).

Приведенные в статье М. Н. Гольдштейна и С. С. Бабицкой результаты опытов, полученные в 1959 г. при одноосном сжатии цилиндрических образцов нарушенного сложения, показали снижение прочности глин от 17 до 34% при увеличении интервала приложения ступеней нагрузки от 5 с до 24 ч. В этой статье нет данных зависимости τ_f от длительности испытания, однако судя по результатам других подобных опытов (см. ниже), следует полагать, что указанное выше снижение прочности практически заканчивается в течение двух-пяти часов.

Результаты опытов Я. Л. Когана и А. И. Чухровой, полученные на срезных приборах ЦНИИИСа при длительности испытания $t=1; 7; 60; 300$ и 5000 мин и опубликованные в 1959 г., полностью согласуются с нашими результатами. Зафиксированное в опытах упрочнение нормально уплотненных грунтов нарушенного сложения после некоторого снижения $\tau_{f,0}$ ($t \cong 1$ мин) объясняется уплотнением их в процессе сдвига. Испытания образцов природного сложения показали как снижение (до 15%), так и увеличение (до 27%) $\tau_{f,t}$ при увеличении длительности среза от 300 до 5000 мин.

В другой работе М. Н. Гольдштейна и С. С. Бабицкой, опубликованной в 1964 г. [24], также обнаружено снижение $\tau_{f,0}$ при снижении скорости кольцевого среза в 1000 раз в случае испытания образцов в течение 5—6 сут.

Наконец, по данным А. В. Скемптона и П. Ларошель [24], полученным при недренированных трехосных испытаниях образцов переуплотненной коричневой лондонской глины, при увеличении длительности испытания от 15 мин до 8 дней прочность снижается на 20%. Причем, как и в описанных выше опытах, снижение начальной прочности наблюдается в течение нескольких часов.

Во всех рассмотренных выше работах грунты не испытаны по методу затухающих деформаций и, следовательно, полученные результаты не сопоставлены со стандартным сопротивлением сдвигу $\tau_{f,st}$.

Результаты изложенных выше исследований полностью подтверждают вывод автора книги о приближенном равенстве $\tau_{f,st} \cong \tau_{f,\infty}$, который в свое время был подкреплен экспериментами ползучести грунта при $\tau=0,85-0,9 \tau_{f,st}$ в течение 5—6 мес, показавшими не разрушение, а упрочнение образцов после длительного сдвига. Этот вывод был подтвержден не только другими работами автора книги [24], но и работами В. В. Жихович, Р. Э. Дашко и др., [24]. Аналогичные результаты были получены также С. С. Вяловым и Н. К. Пекарской при кольцевом срезе юрской глины бат-бойосского горизонта, С. С. Вяловым, Н. К. Пекарской и Р. В. Максимаком при испытании образцов каолина в условиях кручения различными скоростями; их работы опубликованы соответственно в 1965 и 1968 гг. [24].

Сказанное выше полностью согласуется также с результатами опубликованных в 1964 г. работ А. Скемптона, М. Н. Гольдштейна

и С. С. Бабицкой [24], посвященных исследованию изменчивости τ при испытании грунтов в режиме контроля напряжениями (см. рис. 103). Опытами установлено, что если τ_f , как обычно, зависит от длительности испытания (скорости среза), то τ_r — стабилизированное (остаточное) сопротивление сдвигу не зависит от этого фактора и равно предельно длительной прочности грунта, полученной по методу контроля деформации ползучести (см. § 4). Если сопоставить $\tau_{f,st}$ (определенное по методике затухающих деформаций в режиме контроля деформациями) с τ_r (определяемым испытанием образцов в режиме контроля напряжениями), то мы уверены в том, что они окажутся равными. Такое сопоставление необходимо сделать.

В заключение отметим, что М. Н. Гольдштейн, С. С. Вялов [4] и другие исследователи, которые в реологию обыкновенных глинистых грунтов перенесли некоторые термины прочности из области мерзлых грунтов, под термином «стандартная прочность» (сопротивление сдвигу) понимают «мгновенную прочность», определяемую испытанием образцов в течение 1 мин. До введения этого метода в лабораторную практику в механике грунтов сопротивление сдвигу определяли по общепринятой тогда методике затухающих деформаций, которую автор назвал стандартной.

Если для мерзлых грунтов, которые служат материалом для возведения кратковременно служащих ограждающих конструкций, рассмотрение деформаций в пределах изменчивости τ_f от $\tau_{f,0}$ до $\tau_{f,st}$ имеет вполне определенный смысл, то этого нельзя сказать относительно немерзлых глинистых грунтов, длительность работы которых исчисляется десятками и сотнями лет. Поэтому все расчеты на прочность и ползучесть немерзлых глинистых грунтов должны быть основаны на стандартной прочности $\tau_{f,st}$, которая значительно ниже мгновенного сопротивления сдвигу $\tau_{f,0}$. Чтобы избежать недоразумений при рассмотрении вопроса об изменчивости сопротивления глинистых грунтов сдвигу, следует указать методику определения начальной прочности.

Как отмечает С. С. Вялов [4], при оценке устойчивости грунтового массива по «пиковой» («мгновенной») прочности следует в расчет вводить специальный коэффициент, а если исходить из «остаточной» прочности τ_r (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%.

§ 4. ВЛИЯНИЕ ПОЛЗУЧЕСТИ НА СОПРОТИВЛЕНИЕ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ СДВИГУ

Изложенное выше (см. § 3) дало нам представление о характере изменчивости сопротивления глинистых грунтов сдвигу в зависимости от длительности их испытания (среза) и о величине предельно длительного сопротивления сдвигу $\tau_{f,\infty}$. В целях подтверждения рассмотренных результатов, выяснения природы разупрочнения и упрочнения глинистых грунтов вследствие ползуче-

сти приведем данные испытания образцов нарушенного и природного сложения на ползучесть при простом сдвиге под действием различных по величине постоянных касательных напряжений. Эти данные получены автором книги при испытании 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 в 1962 г. испытаны 18 образцов-близнецов суглинка 2—57 (см. табл. 5) под действием $\sigma_z=0,2$ МПа. Все образцы подвергнуты предварительному уплотнению с водонасыщением около четырех месяцев. Большая продолжительность уплотнения была вызвана необходимостью исключения дальнейшего уплотнения и структурного упрочнения (тиксотропия, синерезис и т. п.) и их влияния на τ_f .

Образцы-близнецы на приборах ГПП-30 испытаны тремя группами по четыре образца в каждой. Образцы первой группы испытаны на срез по стандартной методике (см. гл. 9, § 2), образцы 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 второй группы на ползучесть для последующего испытания на срез по стандартной методике и выяснения влияния уплотнения и старения на сопротивление сдвигу.

Испытание образцов велось в течение 208 дней в условиях практически постоянной температуры ($20^\circ \pm 3^\circ\text{C}$), влажности воз-

Таблица 43

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, МПа	0,150	0,169	0,194	0,156
$\tau_{f,st,t}/\tau_{f,st}$	—	1,13	1,29	1,03

духа (88—97%) и отсутствия посторонних воздействий. В течение всего опыта не было отмечено явление наступления третьей стадии ползучести с возрастающей скоростью. Образцы, подвергнутые испытанию на ползучесть, а также контрольные, оставленные под уплотняющей нагрузкой до окончания испытания образцов на ползучесть, после опыта были срезаны по той же стандартной методике (табл. 43).

Опыты показали, что $\tau_{f,st}$ образцов грунта, подвергнутых семимесячному испытанию на сдвиг, существенно возросло по сравнению с начальным стандартным сопротивлением сдвигу. Что же касается контрольных образцов-близнецов, не подвергнутых испытанию на ползучесть при сдвиге, то их $\tau_{f,st}$ по сравнению с начальным его значением практически не изменилось. Следовательно, после четырехмесячного уплотнения дальнейшее семимесячное нахождение образцов под уплотняющей нагрузкой практически не повлияло на их прочность. А это означает, что возрастание сопротивления грунта сдвигу после длительного сдвига обусловлено упрочнением в результате ползучести.

Результаты испытания шести образцов-близнецов на приборах кольцевого среза, полученные по изложенной выше методике при продолжительности сдвиговой ползучести 112 дней, приведены в табл. 44. Полученные результаты качественно совпадают с рассмотренными выше. В этих опытах зафиксировано изменение влажности образцов на 0,6%, объема — до 0,2%.

Таблица 44

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	—	—
573	0,081	—	—
576	—	0,104	—
578	—	0,104	—
574	—	—	0,114
577	—	—	0,113
Средние значения, МПа	0,077	0,104	0,113
$\tau_{f, st, t}/\tau_{f, st}$	—	1,35	1,47

На рис. 138, где приведены кривые ползучести образцов, испытанных на приборах кольцевого среза, видно, что в начале процесса ползучести имеет место интенсивное снижение скорости деформации, а затем наступает стадия течения, не переходящая в стадию разрушения.

2. На приборах кручения кольцевых образцов в 1966 г. проведена серия длительных опытов на сдвиговую ползучесть. 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. 139).

Все образцы до испытания на сдвиг предварительно уплотнены под действием $\sigma_{z,0}=0,5$ МПа в течение 54 дней, а затем разгруже-

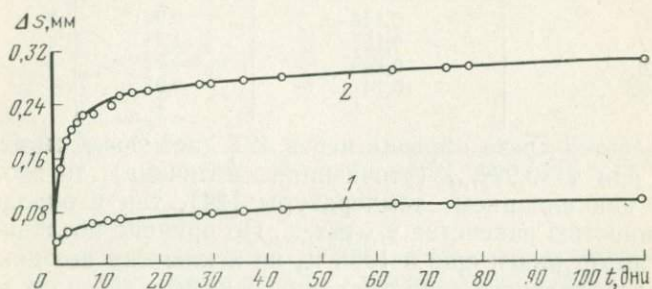


Рис. 138. Кривые ползучести суглинка 2—57, определенные испытанием образцов на приборах кольцевого среза:
1 — $\tau=0,8 \tau_{f,st}$; 2 — $\tau=0,9 \tau_{f,st}$

ны до $\sigma_z=0,4$ МПа и выдержаны под этой нагрузкой еще девять дней. Данные об основных физических свойствах образцов до и после опыта приведены в табл. 45.

Таблица 45

Показатели основных физических свойств образцов глины

Показатели физических свойств образцов	Режим испытания				
	$\tau_{f,st}$ (в МПа) до сдвига	$\tau_{f,st,t}$ (в МПа) после испытания на ползучесть при $\tau/\tau_{f,st}$			
		0,5	0,7	0,8	0,95
ρ , кг/м ³	0,300	0,2805	0,306	0,316	0,303
ω	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 испытании по стандартной методике. При $\tau=0,8 \tau_{f,st}$ касательные напряжения доведены до заданной величины в течение трех с половиной месяцев.

В отличие от проведенных в 1962—1965 гг. 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. 46).

Опыты показали, что большая продолжительность ползучести практически не повлияла на величину начального сопротивления сдвигу в силу достаточно высокой плотности и прочности грунта.

Результаты испытания глины 9—63 на сдвиг при $\tau_{f,st} = 0,151$ МПа

Испытание образца на ползучесть при $\tau/\tau_{f,st}$, МПа	Сопротивление сдвигу после ползучести $\tau_{f,st,t}$ МПа	$\tau_{f,st,t}/\tau_{f,st}$	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	0,147	0,97	427

Что же касается среза образца через 427 дней после момента нагружения при $\tau = 0,97\tau_{f,st}$ (уточненная величина), то это можно объяснить как влиянием температуры [24], так и определенной приближенностью равенства $\tau_{f,st} \cong \tau_{f,\infty}$. По причине последнего, как указывал автор книги еще в 1965 г., не исключена возможность и снижения стандартного сопротивления сдвигу в пределах нескольких процентов при исключительно длительном испытании глинистых грунтов, обладающих высокой структурной прочностью. Однако если учесть, что разброс опытных данных при определении

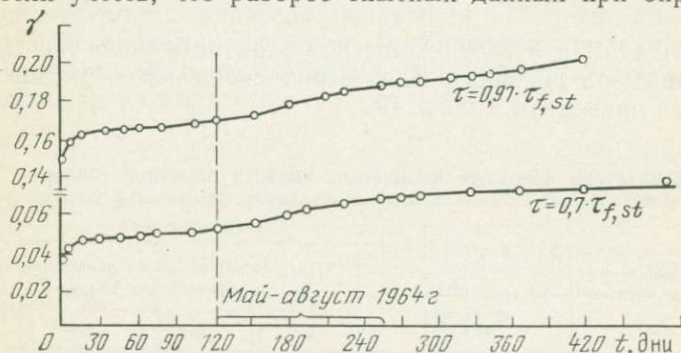


Рис. 139. Кривые ползучести глины 9—63 природного сложения, определенные испытанием кольцевых образцов-близнецов на кручение ($\sigma_{z,0} = 0,5$ МПа, $\sigma_z, f = 0,4$ МПа)

τ_f в лучшем случае колеблется в пределах $\pm 10\%$, то указанным изменением сопротивления глинистых грунтов сдвигу можно пренебречь.

Сопоставление данных, приведенных в табл. 46, с данными испытания того же грунта при двух других состояниях и продолжительностях ползучести (табл. 47) показывает, что по мере уменьшения уплотняющей нагрузки и снижения $\tau_{f,st}$ его изменимость вследствие влияния ползучести сдвига постепенно повышается.

3. На рис. 140 показаны результаты очень длительных испытаний (около 800 дней) образцов глины 19—69 природного сложения ($\rho_s = 2620$ кг/м³; $\rho_0 = 1920$ кг/м³; $\omega_0 = 0,262$; $\omega_L = 0,4684$; $\omega_P = 0,2571$; $J_P = 0,2113$; $e_0 = 0,736$; $S_r = 0,969$) при разных уровнях касательного

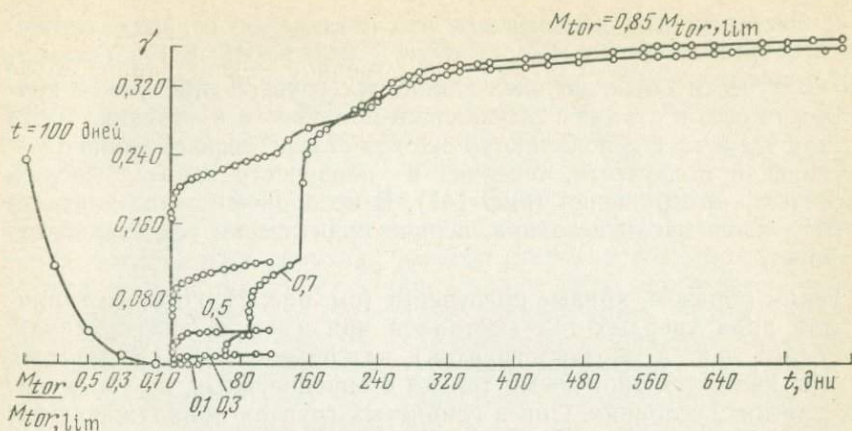


Рис. 140. Кривые ползучести глины 19—69, определенные испытанием кольцевых образцов-близнецов на кручение ($\sigma_z = 0,2$ МПа)

Таблица 47

Результаты испытания на сдвиг образцов глины 9—63 до и после испытания на ползучесть

$\tau_{f, st}$ (в МПа) до испытания	$\tau_{f, st, t}$ (в МПа) после испытания при $\tau/\tau_{f, st}$		Длительность, дни	
	0,7	0,9	уплотнения	ползучести
0,038	$\sigma_{z, 0} = 0,2$ МПа, 0,048 (1,26)*	$\sigma_{z, f} = 0,1$ МПа 0,055 (1,45)	87	30
0,077	$\sigma_{z, 0} = 0,4$ МПа, 0,089 (1,15)	$\sigma_{z, f} = 0,2$ МПа 0,089 (1,27)	67	72

* В скобках даны значения $\tau_{f, st, t}/\tau_{f, s}$.

напряжения (крутящего момента) $M_{tor}/M_{tor, lim} = 0,1; 0,3; 0,5; 0,7$ и $0,85$ ($\sigma_z = 0,2$ МПа). Опыты выполнены автором книги совместно с Р. Р. Галстяном в 1969—1971 гг.

Экспериментами установлено, что при указанных уровнях крутящих моментов кривые ползучести либо затухают, либо развиваются практически с постоянной скоростью (в пределах постоянных температур). Аналогичные результаты получены и при испытании многих других разновидностей глинистых грунтов природного сложения при кручении сплошных образцов на приборах М-5 [24]. Такие же данные получены Р. Э. Дашко и А. А. Каганом в 1965 г. при исследовании ползучести слабых водонасыщенных глинистых грунтов на приборах одноплоскостного среза, С. С. Вяловым и Н. К. Пекарской при испытании глины бат-байосского горизонта на приборах кольцевого среза и многими другими.

4. Эксперименты показывают, что независимо от вида, сложения и состояния при $\tau < \tau_{f,st} = \tau_{lim}^{(2)}$ (см. гл. 10, § 1) деформации ползучести обыкновенных глинистых грунтов при сдвиге протекают только в стадиях затухающей ползучести и течения, тогда как при $\tau_{f,0} \geq \tau > \tau_{f,st}$ появляются все три стадии деформирования — затухающей ползучести, течения и ползучести с возрастающей скоростью — разрушения (рис. 141). В последнем случае длительность течения очень невелика, вернее практически эта стадия отсутствует.

Таким образом, кривые ползучести (см. рис. 2), которые типичны для ряда твердых тел (металлов при высоких температурах, пластмасс, льда и мерзлых грунтов), для обыкновенных глинистых грунтов являются типичными только в определенных, не характерных для них, условиях. Они в глинистых грунтах обнаруживаются

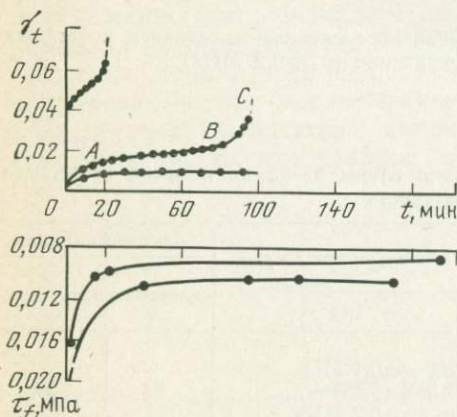


Рис. 141. Кривые ползучести при сдвиге и длительного сопротивления сдвигу каолина (испытания на кручение), по С. С. Вялову, Н. К. Печкарской и Р. В. Максимяк

в пределах кратковременного (1—8 ч) изменения сопротивления сдвигу от $\tau_{f,0}$ до $\tau_{f,st} = \tau_{f,\infty}$, необходимого для испытания глинистых грунтов на срез по стандартной методике. Следовательно, при $\tau < \tau_{f,st}$ глинистый грунт не может разрушаться, а после стадии течения — установившейся ползучести не наступит стадия разрушения без влияния дополнительного внешнего фактора. Безусловно, права В. В. Жихович [24], когда отмечает, что наблюдаемые в природе разрушения глинистых грунтов (оползневые явления и пр.) являются не результатом снижения прочности этих грунтов в процессе ползучести, а следствием разупрочнения под действием природных факторов (выветривание, увлажнение, сейсмические и вибрационные воздействия и т. д.) и изменчивости напряженного состояния. Последнее может быть обусловлено также проявлением пика избыточного давления в поровой воде не в момент нагружения, а после некоторого времени ползучести скелета в результате постепенной передачи части внешней нагрузки на поровую воду (см. § 2).

Опытами Х. Сиды [20] 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. Чэн [20] это явление связывают с улучшением коллоидной структуры и рассеиванием порового давления в зоне потенциального разрушения с образованием устойчивой треугольной структуры. Автором книги показано [24], 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 экспериментирования, при отсутствии деформации объема всецело обусловлено структурными изменениями в процессе ползучести. Иначе говоря, глинистые грунты обладают свойством реопексии (У. Л. Уилкинсон, 1964 г.) — свойством образования структуры только под действием небольших скоростей сдвиговой ползучести.

Наряду с упрочнением автором книги совместно с Р. Г. Бадаляном обнаружено снижение τ_f на 4—20% по отношению к начальному его значению вследствие ползучести глинистых грунтов при $\tau/\tau_f \cong 0,5$ (см. табл. 46) и (табл. 48).

Таблица 48

Результаты определения мгновенного сопротивления сдвигу киевской глины

σ_z , МПа	$\tau_{f,0}$, МПа	$M_{tor} / M_{tor,lim}$	$\tau_{f,0,t}$, МПа
0,32	0,277	0,80	0,301
		0,61	0,282
		0,399	0,242
1,2	0,598	0,80	0,674
		0,598	0,576
		0,400	0,551
		0,800	0,694

(Ступенчатое нагружение)

По нашим данным, разрушение начальной структуры глинистых грунтов завершается при $\tau/\tau_f \cong 0,5$, что соответствует пределу структурной прочности грунта при сдвиге — первому предельному напряжению сдвига (см. гл. 10, § 1), характеризующему переход деформации ползучести из стадии затухающих деформаций в стадию течения. Дальнейшее возрастание касательного напряжения и деформации сдвига приводит к залечиванию дефектов структуры, к повышению структурной прочности грунта по причинам, изложенным выше.

Резюмируя изложенное выше, можно еще раз утверждать, что $\tau_{f,st} \cong \tau_{f,\infty}$, а время снижения мгновенного сопротивления сдвигу $\tau_{f,0}$ до $\tau_{f,st}$ равно времени испытания образцов по стандартной методике, которое колеблется в пределах 1—8 ч. Следовательно, закономерность ползучести глинистых грунтов при сдвиге, как об

этом говорилось выше (см. гл. 10), следует определять при $\tau < \tau_{f, st}$, поскольку при их испытании в условиях $\tau > \tau_{f, st}$ разрушение грунта наступит за указанное выше время. Этот период деформирования для обыкновенных глинистых грунтов, за исключением специальных случаев, не представляет практического интереса.

Дополнительным доказательством сказанному служит и снижение мгновенного сопротивления глинистых грунтов сдвигу вследствие ползучести в пределах 10—50%, равное изменемости его до стандартного сопротивления сдвигу. Следовательно, если пользоваться единой методикой определения начального (кратковременного) сопротивления глинистых грунтов сдвигу, то полученные разными исследователями результаты будут практически одинаковыми. Причем, поскольку стандартное сопротивление сдвигу является достаточно стабильным показателем прочности, чего нельзя сказать о мгновенном сопротивлении грунтов сдвигу, все эксперименты по исследованию реологических свойств должны быть согласованы с его значением.

С. С. Вялов [4, 24] считает, что отсутствие стадии ползучести с возрастающей скоростью (разрушения) при $\tau < \tau_{f, st}$ в опытах автора книги обусловлено стесненным условием бокового деформирования образцов при их кольцевом срезе и кручении, поскольку развитие указанной стадии связано с явлением дилатансии (разуплотнения) грунта. С таким мнением никак нельзя согласиться, поскольку в указанных опытах свободная дилатансия грунта возможна в направлении действия нормального напряжения (что часто наблюдается в эксперименте), а при $\tau > \tau_{f, st}$ всегда проявляется стадия разрушения (см. рис. 14). Был и один случай разрушения образца через 427 дней после нагружения (см. табл. 64 и рис. 139). Следовательно, отсутствие третьей стадии ползучести в опытах автора книги обусловлено не конструкцией прибора, а испытанием образцов нагрузками, не превосходящими стандартные, т. е. предельно длительным сопротивлением глинистых грунтов сдвигу.

В заключение отметим, что описанные в литературе [4, 24] случаи среза (разрушения) образцов в процессе ползучести в основном обусловлены их испытанием под действием нагрузок, превосходящих предельно-длительное сопротивление сдвигу. При испытании цилиндрических образцов на одноосное и трехосное сжатие добавляется также влияние постепенного (очень медленного при сжатии очень плотных и прочных грунтов, содержащих небольшое количество заземленного газа в поровой воде) возрастания избыточного давления в поровой воде до пикового значения (см. гл. 4, § 6).

Рассмотренное явление может быть обусловлено также уменьшением площади среза образца при одноплоскостном срезе вообще, для грунтов с жесткими структурными связями в особенности. В последнем случае наблюдается хрупкое разрушение образцов без наступления стадии ползучести с возрастающей скоростью (разрушения), зафиксированное в опытах А. М. Скибичко (1961 г.) и

С. Е. Могилевской (1960 г.) при нагрузках, близких к предельным.

Поскольку стандартное сопротивление 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 практически не возрастает (см. табл. 46) в силу их большой структурной прочности, возможно и небольшое снижение $\tau_{f,st}$ в процессе ползучести. Как было отмечено выше, указанное снижение прочности глинистых грунтов не превышает нескольких процентов и им можно пренебречь. Это полностью согласуется с данными А. Скемптона о снижении остаточного сопротивления сдвигу τ_r (см. § 3) на 2—5% при очень широком диапазоне изменения скоростей смещения грунта.

С изложенной точки зрения очень интересны опыты (продолжительностью 3,5 года) А. Бишопа и А. Лавенбери по испытанию на ползучесть в условиях трехосного сжатия трещиноватой, сильно переуплотненной лондонской глины эоцена. Пиковая прочность грунта определена испытанием образцов в течение 5 дней. Опытами установлено, что на всех шести уровнях напряжения (σ_1 — σ_3) деформации носили затухающий характер — отсутствовала стадия течения. При 90—106%-х нагрузках (в среднем 100%) полное разрушение образца было зафиксировано через два дня после момента загрузки, а при 80—94%-х (в среднем 89%) нагрузках — через 1250 дней. Здесь интересным является то, что в первом случае третья стадия (стадия разрушения) наступила через сутки, а во втором случае примерно через 100 дней после момента загрузки.

Разрушение первого образца произошло, как обычно, в пределах времени определения начальной (пиковой) прочности грунта. Разрушение второго образца через 1250 дней, по принятому нами условию (см. §1) примерно через 100 дней, на наш взгляд, обусловлено, с одной стороны, снижением пиковой прочности до величины остаточной, а с другой, — очень медленным повышением порового давления до пикового своего значения вследствие очень малых скоростей ползучести скелета.

Список литературы

1. Арутюнян Н. Х. Некоторые вопросы теории ползучести. М.—Л., Гостехтеоретиздат, 1952.
2. Безухов Н. И. Приложение методов теории упругости и пластичности к решению инженерных задач. М., Высшая школа, 1974.
3. Булычев В. Г. Механика дисперсных грунтов. М., Стройиздат, 1974.
4. Вялов С. С. Реологические основы механики грунтов. М., Высшая школа, 1978.
5. Гольденблат И. И., Бажанов В. Л., Копнов В. А. Длительная прочность в машиностроении. М., Машиностроение, 1977.
6. Гольдштейн М. Н. Механические свойства грунтов. М., Стройиздат, 1971.
7. Гольдштейн М. Н. Механические свойства грунтов (напряженно-деформативные и прочностные характеристики). М., Стройиздат, 1979.
8. Городецкий С. Э. Ползучесть и прочность мерзлых грунтов при сложном напряженном состоянии. — Основания, фундаменты и механика грунтов, 1975, № 3, с. 39—42.
9. Грунтоведение/Е. М. Сергеев, Г. А. Голодковская, Р. С. Зянгириков и др. М., изд-во МГУ, 1971.
10. Денисов Н. Я. Природа прочности и деформации грунтов. М., Стройиздат, 1972.
11. Зарецкий Ю. К. О реологических свойствах пластично-мерзлых грунтов и определение осадки штампа во времени. — Основания, фундаменты и механика грунтов, 1972, № 2.
12. Карташов Ю. М. Ускоренные методы определения реологических свойств горных пород. М., Недра, 1973.
13. Комаров И. С. Накопление и обработка информации при инженерно-геологических исследованиях. М., Недра, 1972.
14. Ломтадзе В. Д. Инженерная геология. Инженерная петрология. Л., Недра, 1970.
15. Ломтадзе В. Д. Методы лабораторных исследований физико-механических свойств горных пород. Л., Недра, 1972.
16. Ломтадзе В. Д. Инженерная геология. Специальная инженерная геология. Л., Недра, 1978.
17. Малинин Н. Н. Прикладная теория пластичности и ползучести. М., Машиностроение, 1975.
18. Маслов Н. Н. Механика грунтов в практике строительства. М., Стройиздат, 1977.
19. Маслов Н. Н. Основы инженерной геологии и механики грунтов. М., Высшая школа, 1982.
20. Месчян С. Р. Ползучесть глинистых грунтов. Ереван, Изд-во АН АрмССР, 1967.
21. Месчян С. Р., Малакян Р. П. К вопросу о боковом давлении глинистых грунтов. — Основания, фундаменты и механика грунтов, 1974, № 5, с. 42—43.
22. Месчян С. Р. Механические свойства грунтов и лабораторные методы их определения. М., Недра, 1974.
23. Месчян С. Р. Об определении уравнения ползучести глинистых грунтов при сдвиге. — Изв. высших учеб. заведений. Стр-во и архит., 1976, № 2, с. 172—176.
24. Месчян С. Р. Начальная и длительная прочность глинистых грунтов. М., Недра, 1978.
25. Методы определения прочности глинистых пород. Под ред. Г. К. Бондарики. М., Недра, 1974.
26. Методическое пособие по определению физико-механических свойств грунтов/Н. С. Бирюков, В. Д. Казарновский, Ю. Л. Мотылев и др. М., Недра, 1975.

27. Рейнер М. Деформация и течение. Введение в реологию. М., Гостехтеоретиздат, 1963.
28. Рыжов А. М. Определение прочности и деформативности грунтов в строительстве. Киев, Будивельник, 1976.
29. Сидоров Н. Н., Сипидин В. П. Современные методы определения характеристик механических свойств грунтов. Л., Стройиздат, 1972.
30. Терцаги К. Строительная механика грунта на основе его физических свойств. М.—Л., Госстройиздат, 1933.
31. Тер-Степанян Г. И. Теория прогрессирующего разрушения в грунтовых и скальных породах. Ереван, Изд-во АН АрмССР, 1975.
32. Труды первого Всесоюзного симпозиума по реологии грунтов. Ереван, Изд-во Ергосунниверситета, 1973.
33. Труды второго Всесоюзного симпозиума по реологии грунтов. Ереван, Изд-во Ергосунниверситета, 1976.
34. Труды третьего Всесоюзного симпозиума по реологии грунтов. Ереван, Изд-во Ергосунниверситета, 1980.
35. Флорин В. А. Основы механики грунтов. В 2-х томах. Л.—М., Госстройиздат, 1959—1961, т. 1—2.
36. Харр М. Е. Основы теоретической механики грунтов. М., Стройиздат, 1971.
37. Цытович Н. А. Механика грунтов. М., Высшая школа, 1979.
38. Цытович Н. А., Тер-Мартirosян З. Г. Основы прикладной геомеханики в строительстве. М., Высшая школа, 1981.
39. Чаповский Е. Г. Лабораторные работы по грунтоведению и механике грунтов. М., Недра, 1975.
40. Шукле Л. Реологические проблемы механики грунтов. М., Стройиздат, 1976.
41. Bishop A. W., Green G. E., Skinner A. E. Strength and deformation measurements on soils. — In. «Proc 8-th ICOSOMEE». Moscow, 1973, v. 11, p. 57—64.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	3
Глава 1. Сведения о глинистых грунтах, длительных деформациях и об исследованиях их реологических свойств	5
§ 1. Введение	5
§ 2. Краткие сведения о материале исследования	13
§ 3. Примеры длительных деформаций и аварий сооружений вследствие ползучести глинистых грунтов	25
§ 4. Основные направления экспериментальной реологии глинистых грунтов	29
Глава 2. Напряжения и деформации. Теории ползучести	32
§ 1. Введение	32
§ 2. Понятие о реологических моделях и уравнениях состояния	43
§ 3. Теории ползучести	48
§ 4. Сложные напряжения и деформации в окрестностях точки твердой деформируемой среды	66
Глава 3. Одномерное уплотнение глинистых грунтов	75
§ 1. Введение	75
§ 2. Приборы одномерного уплотнения глинистых грунтов	81
§ 3. Закономерности конечных деформаций одномерного уплотнения глинистых грунтов	86
§ 4. Методы испытания образцов, определение коэффициента сжимаемости и модуля общей компрессионной деформации	91
§ 5. Теория фильтрационного уплотнения (консолидации) К. Терцаги	103
§ 6. Теория вторичной консолидации	109
§ 7. Теория одномерного уплотнения пористой ползучей водонасыщенной глинистой грунтовой массы	112
Глава 4. Методы определения ползучести скелета глинистых грунтов и проверка теорий одномерного уплотнения	118
§ 1. Введение	118
§ 2. Методика испытания образцов различной высоты	119
§ 3. Методы и приборы измерения избыточного давления в поровой воде	123
§ 4. Влияние высоты образца на уплотнение водонасыщенных глинистых грунтов и методика определения ползучести их скелета	126
§ 5. Ползучесть образцов при сверхнизких нагрузках	133
§ 6. Характер изменяемости избыточного давления в поровой воде и показателя одномерной консолидации	137
Глава 5. Закономерности мгновенных деформаций одномерного уплотнения	143
§ 1. Введение	143
§ 2. Методика определения закономерностей мгновенных компрессионных деформаций	149
§ 3. Реологическое поведение глинистых грунтов при нагружении и последующей разгрузке в условиях одномерного уплотнения	154
§ 4. Изменяемость модуля упруго-мгновенной (условно-мгновенной) компрессионной деформации в зависимости от состояния грунта	159

Глава 6. Закономерности ползучести скелета глинистых грунтов при од- номерном уплотнении	165
§ 1. Введение	165
§ 2. Влияние состояния глинистых грунтов на закономерности од- номерного уплотнения	167
§ 3. Компрессионная ползучесть при переменной нагрузке	171
§ 4. Аппроксимация экспериментальных кривых	175
§ 5. Описание процесса ползучести при переменной во времени на- грузке	194
§ 6. Определение параметров компрессионной ползучести глинистых грунтов методами двух и одной кривой длительного уплотнения	200
§ 7. Боковое давление и определение объемных деформаций ползу- чести глинистых грунтов по результатам компрессионных испы- таний	207
Глава 7. Предельные напряжения и реологические уравнения состояния глинистых грунтов при простом сдвиге	215
§ 1. Введение	215
§ 2. Предельные напряжения сдвига. Простейшие реологические уравнения состояния	218
§ 3. Формы записи реологического уравнения состояния глинистых грунтов для простого сдвига	222
Глава 8. Лабораторные приборы для испытания глинистых грунтов в ус- ловиях простого сдвига	227
§ 1. Введение	227
§ 2. Приборы одноплоскостного среза	234
§ 3. Приборы кручения	235
Глава 9. Кратковременное (начальное) сопротивление глинистых грунтов сдвигу	242
§ 1. Введение	242
§ 2. Консолидированно-дренированный метод лабораторного опре- деления сопротивления сдвигу (срезу) песчаных и глинистых грунтов (по ГОСТ 12248—78)	247
§ 3. Определение нормативных и расчетных параметров сопротив- ления глинистых грунтов сдвигу	252
§ 4. Определение сопротивления глинистого грунта сдвигу методами консолидированно-недренированного (ускоренного) и неконсо- лидированно-недренированного (быстрого) среза	254
§ 5. Метод лабораторного определения сопротивления сдвигу (срезу) глинистых грунтов в условиях незавершенного уплотнения (метод фиксации плотности — влажности)	256
§ 6. Влияние высоты образца и конструкции прибора на сопротив- ление грунта сдвигу	258
Глава 10. Закономерности мгновенных и ползучих деформаций простого сдвига глинистых грунтов в заданном начальном состоянии	262
§ 1. Введение	262
§ 2. Закономерности мгновенных деформаций простого сдвига	264
§ 3. Закономерности ползучести при простом сдвиге	268
§ 4. Определение параметров ползучести при простом сдвиге мето- дом трех кривых	273
§ 5. Упрощенная форма записи уравнения сдвиговой ползучести и определение его параметров методом одной кривой	276
§ 6. Описание процесса ползучести простого сдвига при перемен- ной нагрузке	281

Глава 11. Влияние начального состояния глинистых грунтов на ползучесть при простом сдвиге	284
§ 1. Введение	284
§ 2. Влияние начального состояния глинистых грунтов на их деформацию ползучести при простом сдвиге	290
§ 3. Обобщенное уравнение ползучести глинистых грунтов при простом сдвиге	299
§ 4. Примеры приложения обобщенного уравнения (11.45) для решения практических задач	310
Глава 12. Длительное сопротивление глинистых грунтов сдвигу	312
§ 1. Введение	312
§ 2. Существующие представления о природе изменяемости сопротивления глинистых грунтов сдвигу во времени	316
§ 3. Влияние длительности среза на сопротивление глинистых грунтов сдвигу	322
§ 4. Влияние ползучести на сопротивление глинистых грунтов сдвигу	328
Список литературы	338

СТЕПАН РУБЕНОВИЧ МЕСЧЯН
ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНАЯ РЕОЛОГИЯ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ

Редактор издательства *Л. А. Дубкова*
 Переплет художника *И. А. Слюсарева*
 Художественный редактор *В. В. Шутько*
 Технический редактор *А. В. Трофимов*
 Корректор *Т. Ю. Шульц*

ИБ № 4772

Сдано в набор 21.05.84. Подписано в печать 19.10.84. Т-19939. Формат 60×90^{1/16}.
 Бумага книжно-журнальная. Гарнитура «Литературная». Печать высокая.
 Усл. печ. л. 21,5. Усл. кр.-отт. 21,5. Уч.-изд. л. 23,36. Тираж 2080 экз. Заказ 218/8959-2.
 Цена 1 р. 60 к.

Ордена «Знак Почета» издательство «Недра», 103633, Москва, К-12,
Третьяковский проезд, 1/19

Подольский филиал ПО «Периодика» Союзполиграфпрома
при Государственном комитете СССР по делам издательств,
полиграфии и книжной торговли, 142110, г. Подольск, ул. Кирова, д. 25

УВАЖАЕМЫЙ ТОВАРИЩ!
ИЗДАТЕЛЬСТВО «НЕДРА» ГОТОВИТ К ПЕЧАТИ —
НОВЫЕ КНИГИ

ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ИНЖЕНЕРНОЙ ГЕОЛОГИИ.

Геологические основы.

Под ред. акад. Сергеева Е. М. 1985.—20 л.—1 р. 70 к.

Обсуждаются генетические основы инженерно-геологического изучения горных пород и слагаемых ими массивов; освещаются факторы, влияющие на формирование инженерно-геологических особенностей пород, даются понятия о массивах и толщах горных пород. Излагаются геологические основы инженерной геодинамики, дается классификация геологических процессов и их техногенных аналогов, обсуждаются основы оценки и прогноза геологических процессов. Содержатся сведения о геологических основах региональной инженерной геологии, факторах, влияющих на формирование инженерно-геологических условий, об инженерно-геологическом районировании.

Для геологов, гидрогеологов, мерзлотоведов и др. Будет полезна также для студентов и аспирантов.

ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ИНЖЕНЕРНОЙ ГЕОЛОГИИ.

Социально-экономические аспекты.

Под ред. акад. Сергеева Е. М. 1985.—20 л.—1 р. 70 к.

Обсуждаются проблемы влияния инженерно-хозяйственной деятельности человека на состояние и развитие геологической среды. Рассмотрены особенности инженерно-геологической информации, методика ее получения и использования при различных видах инженерно-хозяйственной деятельности. Описаны теоретические основы и методы искусственного целенаправленного преобразования природных грунтов. Рассмотрены экономическая эффективность борьбы с неблагоприятными геологическими природными и антропогенными процессами, а также принципы и опыт рационального использования геологической среды при народнохозяйственном освоении территории СССР.

Для геологов, гидрогеологов, мерзлотоведов, географов и др. Будет также полезна для студентов и аспирантов.

ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ИНЖЕНЕРНОЙ ГЕОЛОГИИ.

Физико-химические основы.

Под ред. акад. Сергеева Е. М. 1985.—20 л.—1р. 70 к.

Изложены физико-химические основы изучения свойств грунтов; рассмотрены физические поля Земли, их значение в инженерной геодинамике и физико-химические аспекты региональной инженерной геологии. Отражены химические и физические процессы, происходящие в земной коре и обуславливающие состояние и свойства горных пород. Описаны основные закономерности их развития, что создает теоретическую базу инженерной геологии для целенаправленного изучения, прогнозирования и регулирования свойств горных пород в условиях земной коры.

Для геологов, гидрогеологов, мерзлотоведов и др. Будет полезна также для студентов и аспирантов.

ФИНАЕВ И. В., ДОМРАЧЕВ Г. И., РУДЧЕНКО Э. Г.

Инженерно-геологическая оценка лессовых пород.

1985.—11 л.—55 к.

Рассмотрены критерии литогенеза лессовых пород в связи с инженерно-геологической оценкой. Обобщены материалы исследований северной краевой зоны их распространения. Освещены инженерно-геологические особенности лессовых пород, в том числе физико-механические свойства и просадочность. Особое внимание уделено структурам этих пород и их влиянию на физико-механические свойства. Проанализировано изменение лессовых пород при их обводнении как основного фактора антропогенного литогенеза, в том числе при инфильтрации и подтоплении застроенных территорий. Сделаны выводы об учете инженерно-геологических условий при проектировании и эксплуатации сооружений. Даны новые рекомендации по охране лессовых территорий.

Для специалистов в области инженерной геологии, работников геологических, проектно-изыскательских и строительных организаций.

Интересующие Вас книги Вы можете приобрести в местных книжных магазинах, распространяющих научно-техническую литературу, или заказать через отдел «Книга — почтой» магазинов:
№ 17—199178, Ленинград, В. О., Средний проспект, 61;
№ 59—127412, Москва, Коровинское шоссе, 20

Издательство «Недра»

4454